

ROYAUME DU MAROC



SOUS L'ÉGIDE DU
MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'EAU



COLLOQUE NATIONAL SUR LA **GEOTECHNIQUE**

Thème général :

INSTABILITÉ DES SOLS MAÎTRISE DES OUVRAGES LIÉS AUX INSTABILITÉS

- Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- Fondations Superficielles et Profondes
- Instabilité de talus
- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- Excavation en site urbain
- Liquéfaction des sols
- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- Galeries et Tunnels
- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

**DU 17 AU 19
OCTOBRE 2024
À MARRAKECH**

Contact Secrétariat CMMSC :

✉ e-mail : lpee.dts@lpee.ma

☎ Tél. : +212 5 22 30 75 10

☎ Fax : +212 5 22 30 15 50

ACTES DU COLLOQUE

SOUSSION A APPEL A COMMUNICATION

Date limite de soumission des résumés : **avant le 15/06/2024**

Contact : Secrétariat CMMMSG

Tel : 05 22 30 27 91 - Fax : 0522 30 15 50 - Email : cmmsg@lpee.ma

Nom et Prénom : Abassi Imane
Société : Laboratoire de Géotechnique et de Conseil (LGC)
Tel/Gsm : 0698990481
Email : Imanabassii.152@gmail.com

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes (à cocher) :

- 1 - Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2 - Fondations Superficielles et Profondes
- 3 - Instabilité de talus
- 4 - Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5 - Excavation en site urbain
- 6 - Liquéfaction des sols
- 7 - Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8 - Galeries et Tunnels
- 9 - Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

DIMENSIONNEMENT D'UNE CHAUSSE AERONAUTIQUE EN UTILISANT L'INSTRUCTION TECHNIQUE SUR LES AERODROMES CIVILES (ITAC).

AERONAUTICAL PAVEMENT DIMENSIONING USING TECHNICAL INSTRUCTION ON CIVIL AERODROMES (ITAC).

Imane ABASSI 1, Latifa OUADIF 1, Rhita BENNOUNA 1, Fatiha AIT EL HAJ 1
1 Laboratoire 3GIE, Ecole Mohammadia des ingénieurs, université Mohamed V à Rabat, Maroc

RÉSUMÉ – Le développement des infrastructures aéroportuaires représente un élément essentiel pour la croissance économique du Maroc. L'Instruction Technique sur les Aéroports Civils (I.T.A.C.) est une norme internationale ayant pour objet de servir de guide à l'aménagement des aéroports. L'objectif de ce travail est de déterminer la structure du corps de chaussée souple et rigide de l'aire de stationnement des avions de l'aéroport d'Agadir, les chaussées ont été dimensionnées en utilisant l'avion contraignant le Boeing 747-400 et la vérification de la structure souple a été faite à l'aide du logiciel DCA. La méthode de dimensionnement que nous avons adoptée est la méthode forfaitaire. Différents sondages ont été réalisés sur le site, la reconnaissance in situ a été complétée par des essais au laboratoire afin de déterminer la portance du sol nécessaire pour la détermination de l'épaisseur des matériaux à adopter pour le corps de chaussée tout en utilisant des abaques bien spécifiées dans l'ITAC, la vérification de la structure de la chaussée souple est ensuite effectuée à l'aide du logiciel de Dimensionnement des Chaussées Aéronautiques (DCA). Au final on peut conclure que les résultats obtenus par le logiciel sont presque égaux aux celles obtenus analytiquement.

Mots-clés : Aéroports, Portance, Air de stationnement, DCA, ITAC.

ABSTRACT – The development of airport infrastructures is an essential element in Morocco's economic growth. Technical Instruction on Civil Aerodromes (I.T.A.C.) is an international standard intended to serve

as a guide for aerodrome design. The objective of this work is to determine the structure of the flexible and rigid pavement of the aircraft parking area at Agadir airport. The pavements will be dimensioned using the Boeing 747-400 constrained aircraft and the flexible structure verified using DCA software. The dimensioning method adopted was the flat-rate method. Various boreholes were carried out on site, the in-situ reconnaissance was completed by laboratory tests to determine the soil bearing capacity required to identify the thickness of the materials to be adopted for the pavement structure, using the abacuses specified in the ITAC. The flexible pavement structure is then verified using DCA software. In the end, we can conclude that the results obtained by DCA software are almost equal to those obtained analytically.

Keywords: Airfields, Bearing capacity, Parking air, DCA, ITAC.



Appel à communications

- *Envoi des résumés : avant le 15 juin 2024*
- *Notifications d'acceptation des résumés : le 30 juin 2024*
- *Réception des Articles : 10 Septembre 2024*
- *Réception des Slides : 30 Septembre 2024*

Capacité Portante Des Pieux Battus Avec Grand Diamètre Et Application Aux Constructions Offshores Et Maritimes

Z. ABCHIR

ENSMR, Rabat, Maroc

S. BURLON

Terrasol (Groupe SETEC), Paris, France

A. SKALLI SENHAJI

SETEC Maroc (Groupe SETEC), Rabat, Maroc

RESUME : Les pieux battus de grand diamètre sont largement utilisés dans les domaines maritime et off-shore pour différents types de structures (fondations de ponts maritimes ou d'éolienne Offshore, pieux d'ancrage, etc.). Leur dimensionnement optimal est gouverné par une estimation précise de la capacité portante axiale. Celle-ci peut être estimée selon le DNV 30.4 à l'aide d'essais de pieux en vraie grandeur, de formules de calculs statiques ou de méthodes semi-empiriques basées sur des essais in-situ. Les normes utilisées traditionnellement (API-RP-2A) proposent des méthodes de calcul de capacité portante axiale, mais elles présentent de nombreuses limitations. Cet article propose une comparaison entre la méthode proposée dans l'API, et les méthodes semi-empiriques développées récemment pour le dimensionnement des pieux battus. Un champ d'application de ces méthodes est le dimensionnement de pieux battus de ponts maritimes des nouveaux ports Marocains.

1 INTRODUCTION

Depuis le développement de l'industrie pétrolière Offshore, les pieux battus en acier ont commencé à être utilisés. Cependant, les techniques de mise en place (battage, vibrofonçage, etc.) ont évoluées ces dernières années, et les diamètres utilisés ne cessent de croître afin d'offrir une plus grande stabilité aux structures portées. Les pieux battus en acier utilisés dans le domaine Offshore se distinguent des pieux battus terrestres par :

- Un diamètre externe pouvant atteindre des valeurs très importante en fonction des conditions de sol et des charges structurelles appliquées. Ce diamètre peut atteindre 4 m pour des pieux supportant des plateformes pétrolières ou des éoliennes marines (monopieux dans la mer du Nord).
- Les charges appliquées sur les pieux battus offshores sont généralement plus élevées que sur les pieux battus terrestres. Ces charges sont dues à des charges permanentes statiques appliquées par le poids des structures portées, et aussi aux charges cycliques ou dynamiques appliquées par le mouvement des vagues et des courants marins. Les charges dues aux courants marins peuvent être très significatives surtout en faible profondeur.

Le Tableau 1 présente une comparaison entre les pieux battus terrestres et les pieux battus offshores.

Les pieux battus offshores sont généralement des pieux tubulaires ouverts en acier et supportent d'importantes charges de compression. Une estimation adéquate de la capacité portante axiale de ces fondations est alors indispensable afin de réaliser à la fois un dimensionnement optimal et sécuritaire. Diverses méthodes existent pour estimer la capacité portante des pieux battus.

Tableau 1. Comparaison entre les pieux battus on-shore et les pieux battus offshore en acier

Critère	On-shore	Offshore/Maritime
Diamètre externe	300 à 1200 mm	760 à 4000 mm
Longueur maximale	< 50 m	< 100 m
Ratio Diamètre/Epaisseur	8 à 25 mm	25 à 100
Mode de mise en place	Marteaux hydrauliques Vibrateurs Explosifs	Marteaux hydrauliques Vibrateurs Explosifs Poids des structures et équipements
Charges appliquées	Poids des structures Charges opérationnelles Charges environnementales (vent) Charges sismiques	Charges opérationnelles (statiques ou dynamiques) Charges environnementales (vent, vagues, courant marins) Charges sismiques Charges causées par l'érosion
Exemple de structures portées	Bâtiments, ponts, ouvrages de travaux publics, Eoliennes terrestres, etc.	Plateformes pétrolières, éolienne offshore, structures subsea, ancrages de structures flottantes, ancrage de pipelines, etc.
Risques	Risques standards	Risques standards Erosion (scouring) Autres risques environnementaux Corrosion

Ces méthodes peuvent être basées selon le DNV 30.4 (1992) sur :

- Les essais de pieux en vraie grandeur ;
- des formules de calculs statiques ;
- des formules de calculs dynamiques ;
- méthodes semi-empiriques basées sur des essais in-situ.

Le présent article propose les méthodes de calcul de la capacité portante axiale des pieux battus dans l'argile et le sable proposée dans l'API-RP-2A, et souligne ses limitations. Ensuite, il détaille deux méthodes semi-empiriques appelées ICP (Jardine et al. (2005)) et NGI (Clausen et al. (2005)) développées récemment pour l'estimation de capacité portante des pieux battus de grand diamètre. Cet article détaille les avantages de ces méthodes en comparaison avec la méthode standard.

2 CAPACITE PORTANTE AXIALE

La capacité portante axiale d'un pieu battu chargé en compression Q_{ult} est composée de la résistance de frottement ultime Q_s et la résistance de pointe ultime notée Q_b . Elle est calculée selon l'équation ci-dessous (API-RP-2A) :

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b \quad (1)$$

Randolph et Gourvenec (2011) précisent qu'une considération particulière doit-être accordée aux potentiels mécanismes de rupture d'un pieu battu tubulaire ouvert. Ces mécanismes de ruptures peuvent être (Figure 1) :

- Rupture verticale sans formation de bouchon (unplugged) ;
- rupture verticale avec formation de bouchon (plugged) ;
- rupture avec formation de bouchon partiel (partial plugging).

Selon le mode de rupture du pieu battu ouvert, l'équation (1) peut prendre les deux formes suivantes :

- Rupture avec bouchon :

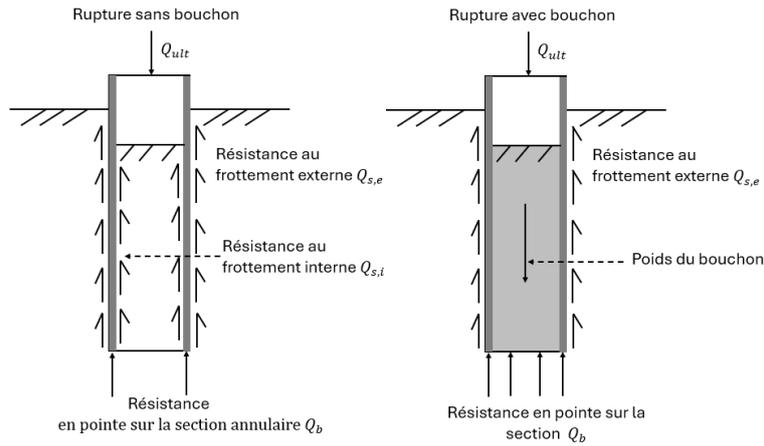


Figure 1. Mécanismes de rupture d'un pieu battu ouvert sous charge axiale (Randolph et Gourvenec, 2011)

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b = \sum f_{s,e} A_{s,e} + q_b A_{b,t} \quad (2)$$

- Rupture sans bouchon :

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b = \sum f_{s,e} A_{s,e} + \sum f_{s,i} A_{s,i} + q_b A_{b,a} \quad (3)$$

Dans les équations (2) et (3), $f_{s,e}$ et $f_{s,i}$ sont les frottements axiaux limites externe et interne respectivement, $A_{s,e}$ et $A_{s,i}$ sont les surfaces externes et internes du fût du pieu respectivement, q_b est la résistance de pointe unitaire, $A_{b,t}$ est la section totale à la base du pieu et $A_{b,a}$ est la section annulaire à la base du pieu.

Lors de l'estimation de la capacité portante axiale d'un pieu battu ouvert, deux calculs sont réalisés : le premier correspond à un calcul de capacité portante sans formation du bouchon et le second correspond à un calcul avec formation de bouchon. La capacité portante du pieu est alors gouvernée par le mécanisme de rupture ayant la plus faible résistance.

3 METHODE DE CALCUL USUELLE

La méthode usuelle de calcul de la capacité portante d'un pieu battu à grand diamètre sous charge axiale est celle proposée dans l'API-RP-2A. Elle est largement utilisée dans l'industrie. Cette méthode dépend du type de sol où le pieu est installé. Dans cet article, les sols considérés sont l'argile et le sable. Elle permet de calculer le frottement axial limite f_s et la résistance de pointe q_b unitaire dans les sols cohérents et dans les sols granulaires.

3.1 Frottement axial limite

L'API-RP-2A propose l'expression suivante pour le calcul du frottement axial limite dans les sols cohérents :

$$f_s = \alpha \cdot S_u \quad (4)$$

Avec S_u la résistance de cisaillement non-drainée et α un facteur adimensionnel dépendant du ratio $\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)$. Pour les argiles raides à OCR élevé, le facteur α est généralement faible et est compris entre 0.4 et 0.6. Pour les argiles molles à OCR faible, α est typiquement élevé et est compris entre 0.8 et 1.

Dans les sols granulaires, l'API-RP-2A propose l'expression ci-dessous :

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_{v0} \leq f_{s,lim} \quad (5)$$

Avec σ'_{v0} la contrainte effective verticale, β est un facteur adimensionnel dépendant du type de sol et de la densité relative et $f_{s,lim}$ est la valeur limite du frottement axial qui ne peut être dépassée. Les valeurs de β et de $f_{s,lim}$ augmentent avec la densité relative du sol.

3.2 Résistance de pointe

L'API-RP-2A propose une méthode directe pour l'estimation de la résistance de pointe unitaire q_b . L'expression ci-dessous est alors utilisée pour le calcul de q_b dans des sols cohérents :

$$q_b = N_c \cdot S_u \quad (6)$$

Avec N_c est le facteur empirique de profondeur déterminé par Skempton (1951) et pris égal à 9 dans le cas des sols cohérents.

Pour les sols granulaires, l'équation ci-dessous est alors proposée :

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_{v0} \leq q_{b,lim} \quad (5)$$

Avec N_q est le facteur de pointe et $q_{b,lim}$ est la valeur limite de la résistance de pointe qui ne peut être dépassée. Ces deux paramètres dépendent du type de sol et de la densité relative du sol granulaire. Ils augmentent avec la densité relative.

3.3 Limitations de la méthode

La méthode API présente l'avantage d'être simple et directe. Cependant, elle présente plusieurs limitations. De nombreuses recherches soulignent que cette méthode a été calibrée en utilisant une base d'essais de pieux limitée adaptée à des pieux courts (Randolph et al. (1994), Jardine et Chow (1996)). Elle s'avère donc imprécise lorsqu'elle est extrapolée au-delà des dimensions de pieux pour lesquelles elle a été validée. Sa performance est donc réduite pour des pieux avec un diamètre important ou une longueur d'ancrage élevée (dimensions typiques des pieux offshore par exemple). Clausen et al. (2005) précise que la méthode standard API présente un ratio capacité portante calculée sur capacité portante mesurée équivalent en moyenne à 0.67 pour des pieux battus de grand diamètre installés dans du sable dense. Ce ratio reste faible en comparaison à d'autres méthodes semi-empiriques développées récemment qui seront présentées dans les sections suivantes.

De plus, la méthode API relie la variation du frottement axial limite dans l'argile à deux paramètres uniquement : S_u et le ratio $\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)$. Cependant, ces deux paramètres sont insuffisants pour capturer l'ensemble des mécanismes observés lors de la mobilisation du frottement axial limite à l'interface sol-pieu battu dans des sols cohérents. Randolph et Gourvenec (2011) listent les limitations suivantes de la méthode API dans l'argile :

- Le pieu doit être court ;
- l'effet du remaniement du sol lors de l'installation des pieux battus n'est pas correctement pris en compte avec la méthode API. Cette dernière s'avère peu performante pour les argiles molles à faible plasticité sensibles au remaniement ;
- l'absence de prise en compte de l'augmentation de la fatigue due à la friction lors du battage. Cette fatigue croît avec la longueur des pieux ;

- la méthode ne prend pas en compte l'effet de l'angle de frottement.

4 METHODES SEMI-EMPIRIQUES

4.1 Méthode ICP

Jardine et al. (2005) détaille la méthode semi-empirique basée sur les résultats des essais CPT. Elle a été développée à partir d'expérimentations de pieux en vraie grandeur installés dans de l'argile et dans du sable.

4.1.1 Frottement axial limite

Dans les sols cohérents la méthode ICP exprime le frottement axial limite f_s en fonction du critère de l'angle de frottement à l'interface et de la contrainte effective. Elle prend en compte l'effet du remaniement du sol et de la dégradation de la résistance après installation du pieu par battage. Le frottement axial limite long terme est alors calculé en utilisant l'équation suivante :

$$f_s = \sigma'_{rf} \cdot \tan \delta_f = \left(\frac{K_f}{K_c}\right) \cdot (K_c \cdot \sigma'_{v0}) \cdot \tan \delta_f \quad (7)$$

Avec $\left(\frac{K_f}{K_c}\right)$ est un facteur de chargement constant égal à 0.8, K_c est un facteur dépendant de l'OCR, de la distance normalisée par rapport à la pointe du pieu $\frac{h}{R}$ et de la sensibilité du sol S_t . δ_f est l'angle de frottement à l'interface.

Dans les sols granulaires, la méthode ICP propose une expression du frottement axial limite similaire à l'équation (7).

$$f_s = (\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rc}) \cdot \tan \delta_{cv} \quad (8)$$

Avec σ'_{rc} est la contrainte radiale effective après installation du pieu et dépend de la résistance de pointe CPT, de la distance normalisée par rapport à la pointe du pieu et de la contrainte effective verticale. Le paramètre $\Delta\sigma'_{rc}$ est l'augmentation due à la dilation de la contrainte radiale effective au cours du chargement d'un pieu. L'angle de frottement à l'interface sol-pieu δ_{cv} correspond à la valeur prise à la rupture.

4.1.2 Résistance de pointe

La résistance de pointe représente en général une partie mineure de la capacité portante des pieux battus dans les sols cohérents. Plusieurs chercheurs ont montré récemment que le comportement en pointe idéal proposé par la méthode API ne correspond pas aux observations expérimentales. En effet, le facteur N_c n'est pas constant et peut être supérieur à 9. Jardine et al. (2005) proposent une méthode alternative pour calculer la résistance de pointe en la reliant directement à la résistance de pointe du CPT (équation 8).

$$q_b = \alpha \cdot q_c \quad (9)$$

où α est un facteur adimensionnel et empirique dépendant du chargement (drainé ou non-drainé) et du comportement avec bouchon ou sans bouchon du pieu. q_c est la résistance de pointe de l'essai CPT.

Dans les sols granulaires, la résistance de pointe est calculée selon la méthode ICP en utilisant l'équation (8) proposée pour les sols cohérents, cependant le paramètre α est exprimé en fonction du ratio $\frac{D}{D_{CPT}}$ avec D le diamètre du pieu et D_{CPT} est pris égal à 0.036 m.

4.2 Méthode NGI

4.2.1 Frottement axial limite

La méthode NGI a été développée récemment pour le calcul de capacité portante des pieux battus dans l'argile et dans le sable.

La méthode proposée dans l'argile permet de prendre en compte l'effet de l'indice de plasticité sur la capacité des pieux battus dans l'argile normalement consolidé (Karlsrud et al., 2005). Cet effet n'est pas capturé par la méthode standard API. Karlsrud et al. (2005) proposent la formulation suivante pour le calcul de frottement axial limite dans les argiles :

$$f_s = \alpha \cdot S_u^{ref} \quad (10)$$

Avec S_u^{ref} la résistance de cisaillement de référence prise égale à la valeur donnée par les essais UU. α est un facteur dépendant du ratio $\frac{S_u^{ref}}{\sigma'_{v0}}$ et de l'indice de plasticité de l'argile (Figure 2).

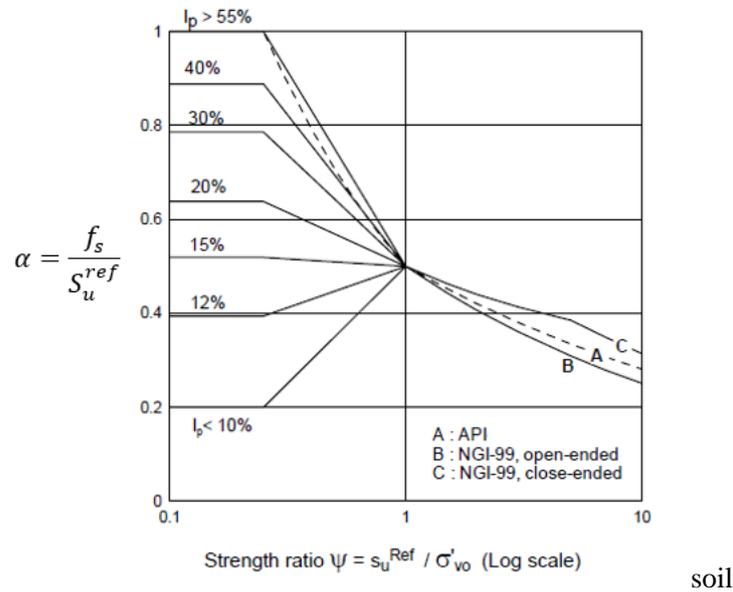


Figure 2. Valeurs du facteur α en utilisant la méthode NGI et comparaison avec la méthode API (Karlsrud et al. (2005))

Dans les sols granulaires, la méthode NGI se base sur l'utilisation indirecte des résultats des essais CPT dans le calcul de la capacité portante des pieux battus, et plus particulièrement dans l'estimation du frottement axial limite f_s (Clausen et al., 2005). La fatigue due au frottement à cause du battage est prise en compte dans la méthode NGI grâce au ratio $\frac{z}{L}$.

$$f_s(z) = F\left(\frac{z}{L}, \sigma_{atm}, D_r, \sigma'_{v0}\right) > 0.1 \cdot \sigma'_{v0} \quad (11)$$

Avec z la profondeur de la couche de sol, L la longueur du pieu, σ_{atm} est la pression atmosphérique de référence, σ'_{v0} est la contrainte verticale effective et D_r est la densité relative calculée en fonction des résultats de l'essai CPT q_c .

4.2.2 Résistance en pointe

En argile, la résistance de pointe proposée par Karlsrud et al. (2005) est directement reliée à la valeur de référence de la résistance de cisaillement non-drainée S_u^{ref} et au ratio $\frac{S_u^{DSS}}{\sigma'_{v0}}$:

$$q_b = f(S_u^{ref}, \frac{S_u^{DSS}}{\sigma'_{v0}}) \quad (12)$$

Dans les sols granulaires, l'approche NGI propose de calculer la résistance de pointe en se basant sur les mesures de l'essai CPT :

$$q_b = f(q_c, D_r) \quad (13)$$

5 CAS D'ETUDE

Le cas d'étude présenté dans cet article concerne un pieu nommé ES2 utilisé dans la cadre de la construction du pont d'accès maritime du Port de Dakhla. Ce pieu a été chargé en compression au cours d'un essai en vraie grandeur afin d'évaluer sa capacité portante. Les résultats de cet essai de chargement sont présentés ci-dessous.

5.1 Caractéristiques du Site

Afin d'évaluer les caractéristiques géotechniques de la localisation du pieu d'essai ES2, 2 sondages ont été effectués :

- 1 sondage carotté pressiométrique (SCP-ES2) ;
- 1 sondage SPT (SP-ES2).

Les deux sondages sont à 3.5 m du pieu d'essai. Les résultats de ces essais montrent que le sol est constitué principalement de sable fin à moyen avec la présence d'une couche de marne brunâtre. La Figure 3 ci-dessous récapitule les résultats de ces essais.

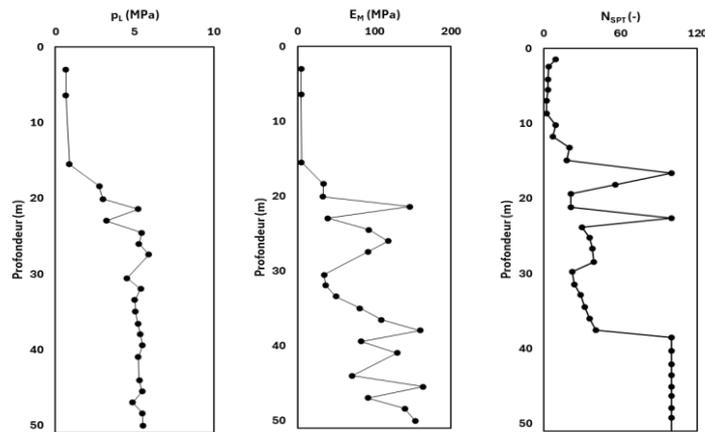


Figure 3. Résultats des sondages géotechniques (SCP-ES2) et (SP-ES2)

5.2 Caractéristiques du Pieu ES2

Le pieu ES2 a été installé par battage au voisinage des pieux d'appuis du pont d'accès maritime du port de Dakhla. C'est un pieu tubulaire en acier ouvert en pointe et présente les caractéristiques détaillées sur le Tableau 2.

Tableau 2. Caractéristiques du pieu battu ES2

Pieu	Date du battage	Diamètre Externe (m)	Epaisseur (mm)	Longueur (m)	Nature du sol en pointe (-)	Poids linéaire (kg/ml)
ES2	01/03/24	1.524	35	45.1	Sable fin à moyen	1310

5.3 Résultats de l'essai de chargement

L'essai de chargement statique a été réalisé 29 jours après l'installation par battage du pieu ES2, respectant ainsi le critère imposé par l'ISO 22477-1. Il a été réalisé en appliquant des paliers de charge pendant des durées variant entre 60 et 120 min. A l'issue de cet essai, la courbe de charge-enfoncement en tête a été obtenue et est représentée sur la Figure 4. La rupture n'a pas été atteinte au cours de cet essai, et il n'a pas été constaté de phénomène de fluage. La valeur nominale de cet essai de compression équivaut à 18 MN.

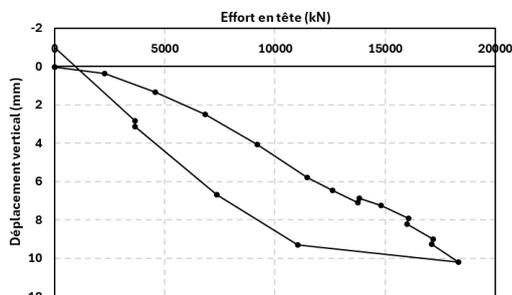


Figure 4. Courbe effort en tête – déplacement vertical en tête de pieu obtenu pour le pieu ES2

5.4 Résultats numériques

Le pieu ES2 décrit dans le Tableau 2 et les caractéristiques géotechniques présentées sur la Figure 3 ont été modélisés afin d'estimer la capacité portante en compression selon la méthode API (section 3), et les méthodes ICP et NGI (section 4).

Afin de prédire le mécanisme de rupture le plus probable au cours du chargement en compression du pieu ES2, le critère énoncé par (Jardine et al., 2005) a été utilisé. Ce critère dépend du type de sol à la base et des propriétés géométriques du pieu. Conformément à ce critère, le pieu ES2 présente une probabilité plus élevée de rupture sans formation de bouchon à sa pointe (Figure 5).

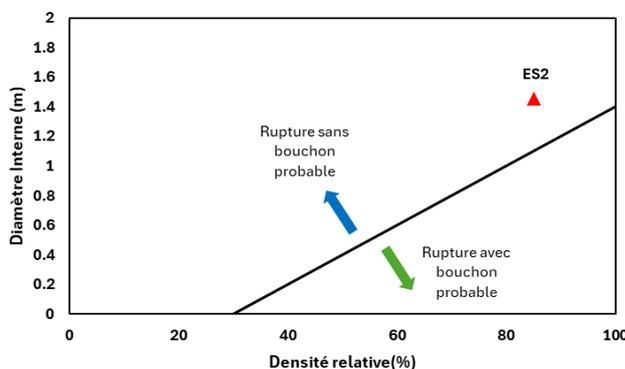


Figure 5. Probabilité d'occurrence d'une rupture avec ou sans formation de bouchon du pieu ES2

Le Tableau 3 présente les résultats d'estimation de la résistance ultime en compression Q_{ult} ainsi que la répartition de la résistance de frottement Q_s et la résistance de pointe Q_b . La Figure 6 illustre le transfert de charge de la tête du pieu vers la base en fonction de la profondeur obtenu pour les 3 méthodes API, ICP et NGI.

Les résultats du Tableau 3 et de la Figure 6 montrent que :

- Les trois méthodes de prédiction de la capacité portante sont conformes aux résultats de l'essai en vraie grandeur. En effet, les valeurs de Q_{ult} prédites sont supérieures à 18 MN ;
- les valeurs de Q_{ult} estimées par les méthodes API, ICP et NGI sont supérieures à la valeur prédite par la méthode dynamique (19 MN) ;
- la méthode API prévoit une capacité portante en compression pour le pieu ES2 inférieure à celles obtenues avec les méthodes exploitant l'essai CPT. Les méthodes ICP et NGI

prévoient des valeurs de Q_{ult} dépassant de 25 % et 37 % respectivement l'estimation faite par l'API. Ces résultats sont en accord avec les analyses faites sur des pieux similaires installés dans des sols granulaires (Jardine et al., 2005, Clausen et al., 2005).

La Figure 6 permet de distinguer la résistance reprise par le fût du pieu et celle mobilisée par la pointe. Les résistances de pointe estimées par les méthodes ICP et NGI sont supérieures à celle prédite par l'API. Cette augmentation est expliquée par la prise en compte implicite de l'effet du frottement axial interne le long du fût du pieu dans le terme de pointe dans les méthodes basées sur le CPT.

Tableau 3. Résultats de calcul de résistance ultime en compression du pieu ES2

Pieu	Q_{ult_exp} (MN)	Méthode de calcul	Q_s (MN)	Q_b (MN)	Q_{ult} (MN)
ES2	> 18	API	24	3	27
		ICP	24	9 ¹	33
		NGI	13	23	36
		Méthode dynamique ²	11	8	19

¹: Le terme de pointe calculé avec la méthode ICP comporte implicitement l'effet du frottement axial interne mobilisé le long du fût dans le cas d'une rupture sans formation de bouchon.

²: Cette méthode consiste à réaliser une simulation numérique pour calculer la résistance statique du pieu en exploitant les résultats du chargement dynamique.

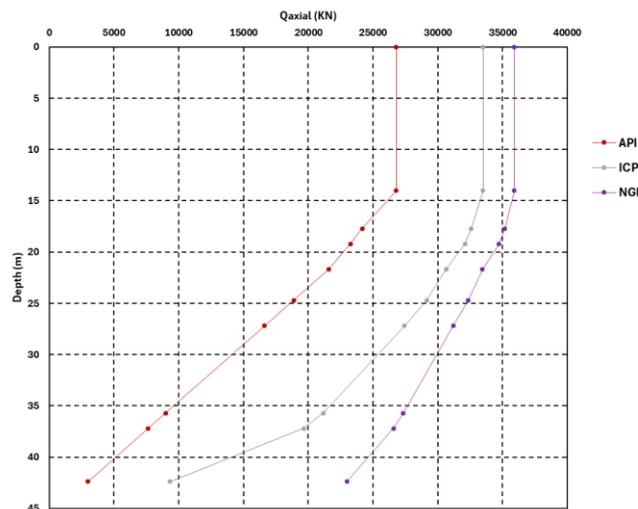


Figure 6. Transfert de charge obtenu pour le pieu ES2 avec les méthodes API, ICP et NGI

5.5 Analyse Paramétrique

Afin d'évaluer les effets du diamètre extérieur (D) et du ratio $\frac{L}{D}$ sur le rapport $\frac{Q_{ult}}{Q_{ult_API}}$, une analyse paramétrique a été réalisée. Les résultats de cette analyse sont présentés sur la Figure 7. Cette figure montre que l'écart entre les capacités portantes calculés avec les méthodes basées sur les essais CPT et la méthode usuelle API augmente significativement avec le diamètre extérieur du pieu. L'écart croît également en diminuant le rapport de forme des pieux $\frac{L}{D}$. La différence est plus significative en utilisant la méthode NGI. Ces observations sont en accord avec les limitations de la méthode API énoncées dans la section 3.

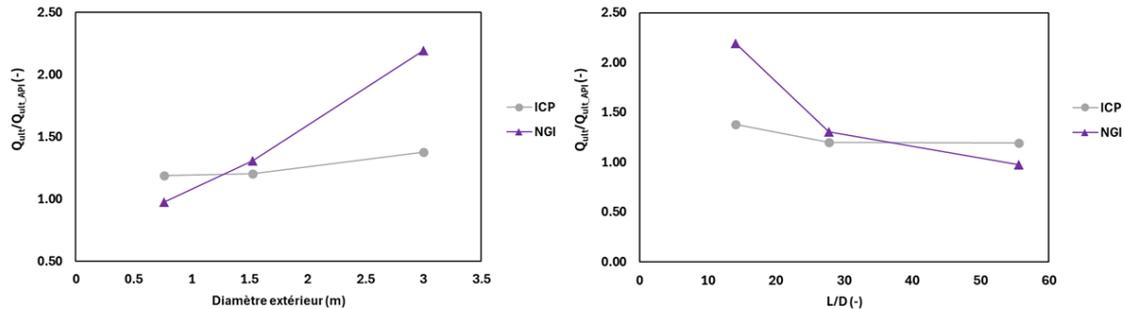


Figure 7. Résultats de l'analyse paramétrique

6 CONCLUSION

Le présent article compare la méthode usuelle de calcul de capacité portante des pieux battus ouverts de grand diamètre énoncée dans les normes, et les méthodes alternatives développées récemment basées sur les données CPT. La méthode API présente plusieurs limitations et ne prend pas en compte l'effet du remaniement du sol et de la fatigue lors du battage du pieu. Les méthodes ICP et NGI basées sur les essais CPT ont été calibrées à partir d'une base de données plus étendue que celle utilisée par l'API. Elles s'avèrent particulièrement plus performantes pour les pieux offshore de grand diamètre et à faible rapport de forme. Elles permettent d'obtenir des capacités portantes jusqu'à 2 fois supérieures à celles prédites par l'API.

7 REFERENCES

- American Petroleum Institute (API), 2014. API Recommended Practice 2A-WSD, 22nd Edition: Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design. Washington, D.C.: American Petroleum Institute.
- Clausen, C.J.F., Aas, P.M., & Karlsrud, K. (2005). Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach. *Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), Perth, Australia*, 683-689.
- Det Norske Veritas (DNV), 1992. Foundations. Classification Notes No. 30.4. Høvik, Norway: Det Norske Veritas.
- ISO, 2015. ISO 22477-1:2015 - Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical and foundation materials - Part 1: Methods for the determination of the properties of soil samples. Genève, Suisse: International Organization for Standardization.
- Karlsrud K., C.J.F. Clausen & P.M. Aas (2005). Bearing Capacity of Driven Piles in Clay, the NGI Approach. *Proc., International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, Perth Sept. 2005, A.A. Balkema Publishers.
- Jardine R.J. & F.C. Chow 1996. New Design Methods for Offshore Piles. *Marine Technology Directorate Ltd., Publication MTD 96/103*, London 1996.
- Jardine, R.J., Chow, F.C., Overy, R.F., & Standing, J.R. (2005). ICP design methods for driven piles in sands and clays. London, UK: Imperial College Press.
- Randolph, M.F., & Murphy, T. (1985). Bearing capacity of offshore piles. *Offshore Geotechnics, Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Canada, 5, 487-492.
- Randolph M.F., J. Dolwin & R. Beck 1994. Design of Driven Piles in Sand. *Geotechnique*, Vol. 44, No. 3, September 1994, p.427.
- Randolph, M.F., & Gourvenec, S. (2011). *Offshore Geotechnical Engineering*. London, UK: Spon Press.
- Skempton, A.W. (1951). The pore pressure coefficients A and B. *Geotechnique*, 2(4), 143-147.

Modélisation Du Comportement Des Pieux Sous Charges Axiales Statiques Basée Sur L'intelligence Artificielle

Z. Abchir

ENSMR, Rabat, Maroc

Comité Français de Mécanique des Sols (CFMS), Paris, France

I. EL Harraki

ENSMR, Rabat, Maroc

RESUME : L'évaluation précise de la capacité portante des pieux est essentielle pour le dimensionnement optimal des pieux. De nombreuses approches de modélisation sont disponibles pour prédire la réponse des pieux sous chargement axial, mais les essais de pieux à grande échelle restent la méthode la plus fiable. Cette méthode demeure toutefois onéreuse et complexe à mettre en œuvre. Par conséquent, les modèles d'intelligence artificielle (IA) peuvent être utilisés avec succès pour prédire le comportement des pieux. Ainsi, le présent article explore plusieurs modèles d'IA développés récemment pour prédire la capacité portante des pieux isolés sous charge axiale. Plus précisément, trois modèles sont évalués : le réseau de neurones artificiels (ANN), la forêt aléatoire (RF), l'arbre de décision (DT). Plusieurs critères statistiques sont utilisés afin d'évaluer la performance de ces modèles. De plus, les résultats des modèles d'IA sont comparés aux résultats obtenus avec la méthode de calcul de capacité portante conventionnelle basée sur les contraintes effectives.

1 INTRODUCTION

Ces dernières années, la digitalisation a bouleversé l'innovation dans divers domaines. Le progrès de la digitalisation et de l'innovation numérique a pu récemment pénétrer dans le domaine de la géotechnique et plus particulièrement la problématique du dimensionnement des fondations profondes et de la modélisation de leur comportement.

La modélisation du comportement des pieux sous charge axiale se fait généralement à l'aide de modèles prédictifs standards basés sur des méthodes semi-empiriques ou des méthodes analytiques. Ces méthodes sont certes efficaces dans de nombreux cas, cependant elles présentent de nombreuses limitations (Randolph (2003), Teh et al. (1997)). En effet, la mise en œuvre de formules semi-empiriques ou des méthodes analytiques est souvent complexe, et nécessite une compréhension profonde de mécanique des sols et du comportement des fondations à travers des essais laboratoire ou in-situ ou à échelle réduite. Ces méthodes nécessitent aussi une simplification des hypothèses, réduisant ainsi leur précision et leur performance. Elles peuvent également ne pas être généralisées à une variabilité de conditions de sol.

Ces méthodes de modélisation usuelles sont de plus en plus concurrencées par de nouvelles méthodes basées sur l'intelligence artificielle et plus particulièrement le Machine Learning (ML). Ces dernières représentent une alternative robuste et efficace pour capturer des comportements complexes et des relations non-linéaires à l'interface sol-pieu. Ces techniques permettent de prendre en compte dans la modélisation une multitude de variables et de les relier grâce à des modèles mathématiques non-linéaires et complexes. Les modèles de ML utilisés dans le dimensionnement des pieux peuvent être calibrés sur un grand nombre de données. Ils apprennent ainsi automatiquement de ces données pour prédire la capacité portante du pieu. Les modèles de ML développés récemment ont prouvés qu'ils sont précis, robuste et peuvent être généralisés sans avoir recours à des hypothèses simplificatrices.

Le présent article se concentre sur les modèles de ML supervisés qui ont été adoptés pour estimer la capacité portante axiale des pieux. Il présente ainsi les modèles ANN, DT et RF adoptés par Sahin (2010) et Kardani et al. (2020) pour estimer la capacité portante de pieux battus et forés. Cet article présente aussi les résultats issus de la modélisation en utilisant ces modèles ainsi qu'une comparaison avec la méthode des contraintes effectives, sur laquelle se base l'approche détaillée dans l'API-RP-2A.

2 MODELES SUPERVISES DE ML

Un modèle de ML est un process d'intelligence artificielle basé sur l'extraction ou la prédiction d'informations à partir d'une base de données sans intervention humaine. Le modèle peut ainsi apprendre des données fournies et améliorer la précision des prédictions au fur et à mesure que la quantité de données disponible augmente. La performance du modèle est intimement liée à la taille de la base de données d'apprentissage, de la qualité des données et du type de modèle mathématique utilisé.

Il existe plusieurs catégories de modèles de ML. Le présent article s'intéresse aux algorithmes faisant partie de la catégorie du ML supervisé.

Le ML supervisé est une méthode d'apprentissage automatique où le modèle mathématique est exposé à une base de données « étiquetée » durant la phase d'entraînement. Au cours de cette phase, le modèle s'entraîne à trouver des relations entre les variables et les étiquettes de la base de données. L'objectif est de minimiser l'erreur entre les valeurs calculées et les valeurs réelles en ajustant les paramètres du modèle. L'équation régissant un modèle de ML est énoncée ci-dessous :

$$\hat{y} = f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) + \varepsilon \quad (1)$$

Où \hat{y} est la prédiction calculée par le modèle, $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ sont les variables du modèle et ε est l'erreur entre la prédiction et la valeur réelle.

A l'issue de la phase d'entraînement, le modèle est capable de prédire des étiquettes de nouvelles données non vues auparavant. La Figure 1 illustre le fonctionnement général d'un modèle supervisé de ML (Stuyts et Suryasentana, 2023).

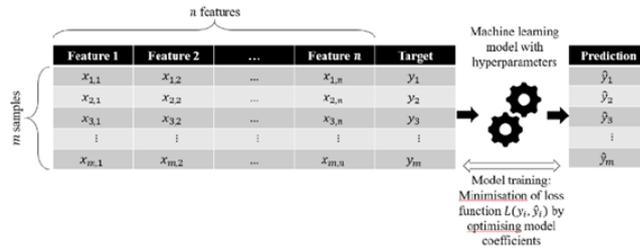


Figure 1. Illustration d'un modèle de ML supervisé (Stuyts et Suryasentana, 2023)

3 ALGORITHMES DE ML SUPERVISE

3.1 Réseau de Neurones Artificiels (ANN)

L'algorithme de fonctionnement du modèle ANN ou réseau de neurones est similaire au fonctionnement des neurones cérébrales humaines. La structure du modèle est constituée de neurones et de trois types de couches : la couche d'entrée, les couches de calcul appelées aussi « couches cachées » (unique ou multiple) et la couche de sortie. Chaque neurone reçoit une donnée d'entrée, réalise un calcul et transmet une sortie aux neurones des couches suivantes. L'équation régissant le calcul effectué par un neurone est la suivante :

$$\hat{y} = f(\sum_{i=1}^n w_i x_i + b) \quad (2)$$

Avec :

\hat{y} est la sortie calculée par un neurone donné.

x_i est l'entrée i du neurone.

w_i est le poids connectant le neurone où le calcul est effectué et l'entrée x_i . Il traduit la force ou l'importance de la connexion entre les deux neurones.

f est la fonction d'activation permettant d'introduire la non-linéarité du modèle.

b est le biais du neurone permettant au modèle de mieux s'ajuster aux données d'entrée.

Les paramètres internes du modèle ANN sont les poids et les biais, tandis que la fonction d'activation, le nombre de couches et le nombre de neurones font partie des hyperparamètres du modèle.

3.2 Arbre De Décision (DT)

L'algorithme d'arbre de décision est construit en suivant une structure arborescente. Il est constitué d'un nœud racine (caractéristique la plus importante), de nœuds internes représentant les tests effectués sur la caractéristique sélectionnée, de branches correspondant aux résultats possibles du test, et de feuilles constituant les résultats finaux de la prédiction. Le modèle de DT est puissant pour résoudre les problèmes de classification ou de régression, cependant il peut être sujet au surapprentissage ou à l'instabilité.

3.3 Forêt Aléatoire (RF)

Le modèle de forêt aléatoire est un algorithme de machine learning supervisé utilisé pour les problèmes de classification et de régression. Il se base sur le sous échantillonnage des données et sur la construction d'un ensemble d'arbres de décisions au cours de la phase d'entraînement. Le principe de fonctionnement de l'algorithme de forêt aléatoire est résumé ci-dessous :

1. Sous échantillonnage aléatoire des données d'entrées en nombre n d'échantillons.
2. Construction d'un arbre de décision pour chaque échantillon de données i avec une sélection aléatoire des variables ou caractéristiques.
3. Calcul de la valeur moyenne de toutes les prédictions données par chaque arbre de décision.
4. Evaluation de l'erreur du modèle en utilisant les données non sélectionnées aléatoirement dans le sous échantillonnage de l'étape 1.
5. Fin de la phase d'entraînement et début de la phase de prédiction pour des données non vues par le modèle.

Le modèle RF possède de nombreux paramètres permettant d'améliorer sa performance et sa précision par rapport au modèle de DT (nombre d'arbres, profondeur maximale des arbres, nombre maximum d'attributs, etc.). Il est ainsi moins susceptible au surapprentissage et est robuste face aux données à forte variabilité.

4 APPLICATIONS

4.1 Applications du modèle ANN pour le calcul de Q_u

Le modèle ANN a été adopté dans plusieurs travaux afin d'estimer la capacité portante d'un pieu. Kardani et al. (2020) l'ont entraîné, testé et validé en se basant sur une base de données de 59 pieux battus dans le sable dans différentes localisations géographiques. Les sols granulaires modélisés présentent des densités relatives variables et des angles de frottements variant entre 28° et 41° . Les pieux modélisés présentent des longueurs comprises entre 3 et 47.2 m. Les données d'entrées du modèle ANN sélectionnés par Kardani et al. (2020) sont l'angle de frottement sur le fût du pieu φ_s , l'angle de frottement à la base φ_b , la longueur L , la section transversale A , et la contrainte verticale effective à la base σ'_v . Le paramètre le plus influent sur l'estimation de la capacité portante du pieu selon l'analyse menée par Kardani et al. (2020) est la section transversale du pieu A . Le modèle développé a été entraîné sur 47 essais et a été validé en utilisant 12

essais. Les techniques de 5-fold cross validation et de tuning d'hyperparamètres ont été utilisés afin d'éviter les risques de surapprentissage du modèle.

Les résultats obtenus pour le modèle ANN sont présentés sur le Tableau 1:

Tableau 1. Résultats du modèle ANN pour les pieux battus dans le sable

	Données d'entraînement	Données de test
R^2	0.841	0.799
$RMSE$	0.051	0.080

Les métriques d'évaluation de performance du modèle montrent une légère baisse du R^2 et du $RMSE$ entre les données d'entraînement et les données de test. Les résultats présentés sur le tableau montrent que le modèle ANN développé se généralise d'une manière acceptable et le surapprentissage n'est pas suspecté.

Sahin (2010) a développé également deux modèles ANN pour l'estimation de la capacité portante des pieux. Le premier modèle développé est destiné aux pieux battus et a été calibré sur une base de données contenant 80 essais. Le second modèle ANN est destiné aux pieux forés et s'est basé sur 94 essais in-situ. Les données d'entrées ont été divisées entre données pour l'entraînement et données pour le test (80 % pour l'entraînement et 20% pour le test). Les essais de pieux utilisés par Shahin (2010) ont été réalisés dans des conditions de sol et des conditions géotechniques très variables. Le Tableau 2 détaille les caractéristiques principales des essais de pieux considérés dans cette analyse.

Tableau 2. Principales caractéristiques des essais de pieux considérés par Shahin (2010)

Paramètre	Description
Pieu	Forme : Circulaire, Carrée, H, hexagonale.
	Matériau : Acier, Béton.
	Mode d'installation : Battage, Forage.
	Diamètre : 250 à 900 mm pour les pieux battus, 305 à 1798 mm pour les pieux forés.
Essai	Longueur d'ancrage : 5.5 à 41.8 m pour les pieux battus, 4.5 à 27.4 m pour les pieux forés.
	Compression et traction
Sols	Sols granulaires et sols cohésifs

Les modèles ANN développés par Shahin (2010) pour les pieux battus et forés considèrent 6 et 5 données d'entrées respectivement. Ainsi, pour les pieux battus par exemple, les données d'entrées sont : le diamètre équivalent D_{eq} , la longueur d'ancrage des pieux L , la résistance moyenne pondérée à la base du pieu calculée sur toute la zone de rupture \bar{q}_{c-tip} , la résistance moyenne pondérée au fût du pieu calculée sur la longueur d'ancrage $\bar{q}_{c-shaft}$, le frottement f_s et le matériau du pieu. Le Tableau 3 illustre les résultats obtenus par Shahin (2010).

Tableau 3. Indicateurs de performance des modèles ANN de Shahin (2010)

	Type de pieux	Données d'entraînement	Données de test
r	Pieux Battus	0.96	0.85
	Pieux Forés	0.97	0.97
$RMSE$	Pieux Battus	0.28	0.24

La comparaison entre les modèles ANN développés par Kardani et al. (2020) et Shahin (2010) pour les pieux battus montre que ce dernier est moins robuste que le premier. En effet, le RMSE calculé pour Shahin (2010) est supérieur à celui obtenu par Kardani et al. (2010) pour les données de test. De plus, la baisse du coefficient de corrélation pour les données de test par rapport aux

données d'entraînement est plus notable avec ce modèle. Ceci peut être expliqué par la variabilité des conditions de sols et des pieux utilisés par Shahin (2010) par rapport à Kardani (2020).

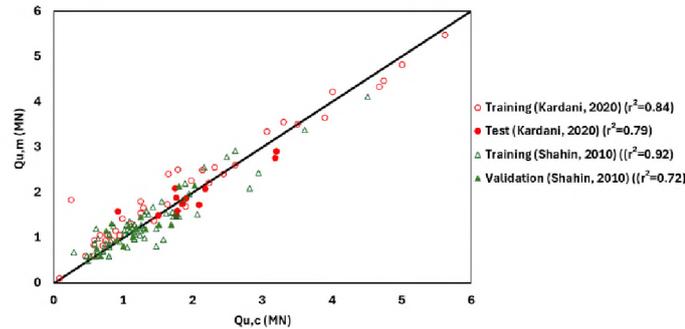


Figure 2. Comparaison entre les résultats obtenus par Kardani et al. (2020) et Shahin (2010) pour les pieux battus

4.2 Applications des modèles DT et RF

Les modèles DT et RF décrits dans la section 3 ont été adoptés dans quelques travaux de recherche pour estimer la capacité portante des pieux battus. En effet, Kardani et al. (2020) étudient la faisabilité de développer un modèle de type DT et RF pour prédire la capacité portante des pieux battus dans le sable en se basant sur la base de données détaillée dans la section 4.1. Les résultats de ces modèles sont présentés sur la Figure 3 pour les données d'entraînement et les données de test respectivement. Ces résultats montrent que les coefficients de détermination obtenus pour ces deux modèles sont supérieurs à 0.9 pour les données de test.

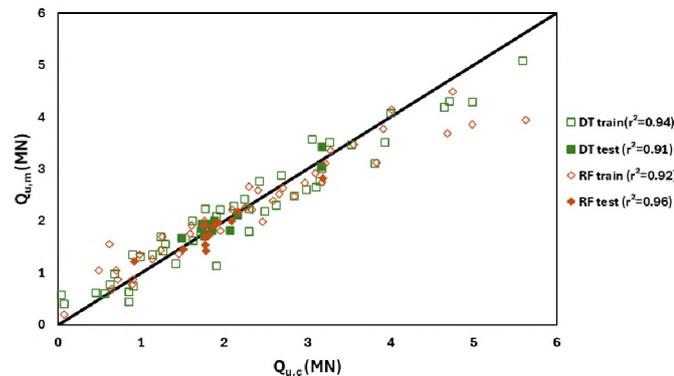


Figure 3. Résultats des modèles de DT et RF obtenus pour les pieux battus dans le sable

5 COMPARAISON AVEC LA METHODE DES CONTRAINTES EFFECTIVES

Cette section présente une comparaison entre les résultats d'estimation de la capacité portante des pieux battus obtenus avec les modèles ANN, DT et RF présentés par Kardani et al. (2020) (section 4), et les résultats de calcul de la capacité portante avec la méthode des contraintes effectives appelée aussi méthode β . La méthode β utilisée est similaire à celle proposée dans l'API-RP-2GEO. La Figure 4 présente les résultats obtenus avec la méthode β pour les 59 pieux battus dans le sable décrits dans la section 4.1. Cette figure montre que la capacité portante mesurée peut être exprimée telle que : $Q_{u,m} = 0.76 * Q_{u,c}$ avec un coefficient de détermination $r^2 = 0.85$. Ce résultat montre que la méthode des contraintes effectives tend à surestimer la capacité portante des pieux battus dans le sable, en se basant sur les 59 essais utilisés par Kardani et al. (2020).

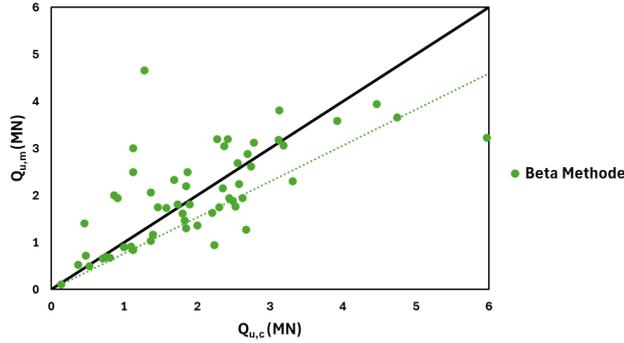


Figure 4. Résultats du rapport $\frac{Q_{u,m}}{Q_{u,c}}$ obtenus avec la méthode β pour les pieux battus dans le sable

Afin de comparer entre la performance des modèles ANN, DT et RF et la méthode des contraintes effectives, plusieurs critères peuvent-être utilisés. Le critère adopté dans ce paragraphe est celui basé sur la fonction de répartition cumulative $F(x)$ du ratio $\frac{Q_{u,c}}{Q_{u,m}}$. Ainsi, la probabilité cumulative du ratio $\frac{Q_{u,c}}{Q_{u,m}}$ est calculée pour les 59 pieux battus dans le sable et pour chacun des modèles ainsi que pour la méthode β selon Long et Wysockey (1999). La Figure 5 illustre les fonctions de répartition obtenues pour chacun des modèles.

$$F(x) = P(X \leq x) \quad (3)$$

La Figure 5 illustre les fonctions de répartition obtenues pour chacun des modèles. Afin d'évaluer la tendance de chacun des modèles à sous-estimer ou à surestimer la capacité portante mesurée $Q_{u,m}$, la probabilité cumulative à 50% notée P_{50} est déduite de la Figure 5 pour chacune des méthodes de prédiction. Le modèle ayant une performance optimale est celui ayant une valeur de P_{50} proche de 1. De manière générale, les modèles ANN, DT et RF sont plus performants que la méthode des contraintes effectives avec des valeurs de P_{50} équivalentes à 0.98, 0.94 et 1.03 respectivement. Selon ce critère, le modèle le plus performant est l'ANN avec une légère tendance de sous-estimation de la capacité portante avec une moyenne de 2%. La méthode des contraintes effectives est moins performante sur les données considérées et présente un $P_{50} = 1.09$. Sa tendance à surestimer la capacité portante mesurée est confirmée avec une moyenne de 9%.

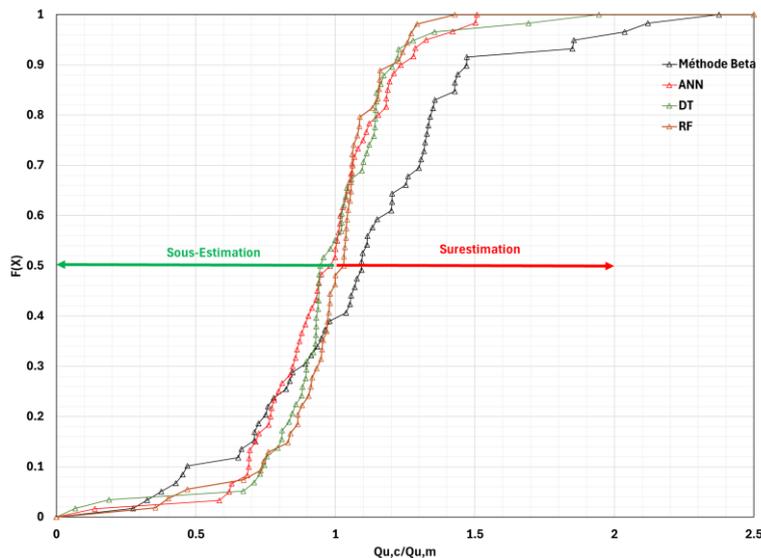


Figure 5. Résultats de la fonction de répartition cumulative

La performance des différentes méthodes de prédiction de la capacité portante est évaluée en utilisant un second critère. Ce dernier se base sur la probabilité de prédire la capacité portante

avec une précision de $\pm 20\%$. Afin de calculer cette probabilité, les histogrammes et les distributions log normales du ratio $\frac{Q_{u,c}}{Q_{u,m}}$ sont tracés. La probabilité la plus élevée a été obtenue pour le modèle RF avec une valeur équivalente à 75%, tandis que la probabilité la plus faible a été obtenue pour la méthode des contraintes effectives (41%). Les Figure 6 et Figure 7 présentent les histogrammes et les distributions log normales obtenus pour la méthode β et pour le modèle RF respectivement.

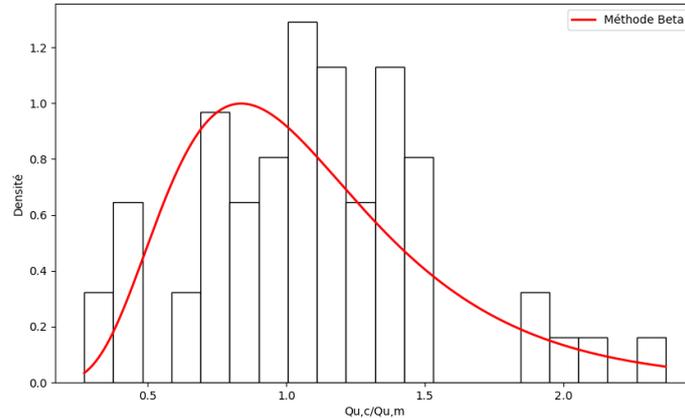


Figure 6. Histogramme et distribution log normale de la méthode β

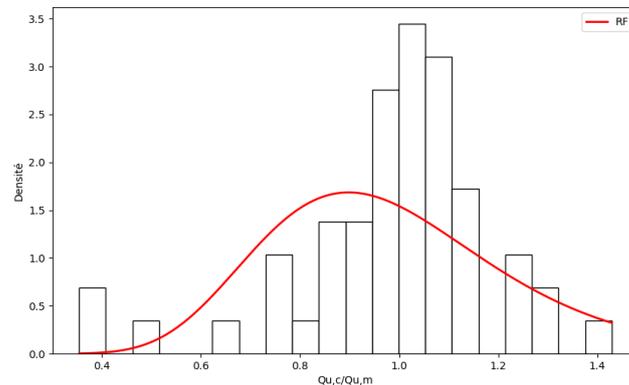


Figure 7. Histogramme et distribution log normale du modèle RF

6 CONCLUSION

Le présent article présente les modèles de Machine Learning ayant été utilisés dans la prédiction de la capacité portante des pieux sous charge axiale. Il s'intéresse particulièrement aux modèles ANN, RN et DT. Les modèles développés par Shahin (2010) et Kardani (2020) ont été étudiés et analysés statistiquement dans le présent article afin d'évaluer leur performance. Les modèles de Kardani (2020) ont aussi été comparés à la méthode de calcul usuelle de capacité portante basée sur les contraintes effectives. Les résultats de l'analyse statistique menée montrent que ces modèles sont plus performants que la méthode usuelle. En effet, d'une part ils remédient à la tendance de surestimation de la capacité portante observée pour la méthode des contraintes effectives. D'autre part, ils présentent des probabilités de prédiction de la capacité portante avec une précision de $\pm 20\%$ plus élevée que la méthode β . Cependant, il est crucial d'exercer une prudence

considérable lorsque les modèles de machine learning proposés sont utilisés, car leur capacité d'extrapolation au-delà de la base de données sur laquelle ils ont été développés reste questionable. Ces modèles peuvent ne pas se généraliser efficacement à des dimensions de pieux ou à des conditions de sol différentes de celles considérées dans la base de données initiale.

7 REFERENCES

- American Petroleum Institute (API), 2014. API Recommended Practice 2A-WSD, 22nd Edition: Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design. Washington, D.C.: American Petroleum Institute.
- Kardani, N., Zhou, A., Nazem, M., & Adibi, P. (2020). Estimation of bearing capacity of piles in cohesionless soil using optimized machine learning approaches. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(2), 2271-2291.
- Long, J.H., and Wysockey, M.H. 1999. Accuracy of methods for predicting axial capacity of deep foundations. *In Proceedings of the OTRC '99 Conference: Analysis, Design, Construction, and Testing of Deep Foundations*. Reston, VA. ASCE, Vol.GSP NO. 88, pp. 190-195.
- Randolph MF (2003) Science and empiricism in pile foundation design. *Géotechnique* 53(10):847–876.
- Shahin, M.A. 2010. "Intelligent computing for modeling axial capacity of pile foundations." *Canadian Geotechnical Journal*, 47(2): 230–243.
- Stuyts, B., & Suryasentana, S. (2023). "Applications of data science in offshore geotechnical engineering: state of practice and future perspectives." *9th International SUT OSIG Conference*, London, United Kingdom, 12–14 September 2023.
- Teh C, Wong K, Goh A, Jaritngam S (1997) Prediction of pile capacity using neural networks. *J Comput Civil Eng* 11(2):129–138.

Geochanger System for Buildings Heating and Cooling

Abdeen Omer

Energy Research Institute (ERI)
Nottingham, United Kingdom
E-mail: abdeenomer2@yahoo.co.uk

Abstract— Geothermal heat pumps (GSHPs), or direct expansion (DX) ground source heat pumps, are a highly efficient renewable energy technology, which uses the earth, groundwater or surface water as a heat source when operating in heating mode or as a heat sink when operating in a cooling mode. It is receiving increasing interest because of its potential to decrease primary energy consumption and thus reduce emissions of the greenhouse gases (GHGs). The main concept of this technology is that it uses the lower temperature of the ground (approximately $<32^{\circ}\text{C}$), which remains relatively stable throughout the year, to provide space heating, cooling and domestic hot water inside the building area. The main goal of this study was to stimulate the uptake of the GSHPs. Recent attempts to stimulate alternative energy sources for heating and cooling of buildings have emphasised the utilisation of the ambient energy from ground source and other renewable energy sources. The purpose of this study, however, was to examine the means of reducing of energy consumption in buildings, identifying GSHPs as an environmental friendly technology able to provide efficient utilisation of energy in the buildings sector, promoting the use of GSHPs applications as an optimum means of heating and cooling, and presenting typical applications and recent advances of the DX GSHPs. The study highlighted the potential energy saving that could be achieved through the use of ground energy sources. It also focused on the optimisation and improvement of the operation conditions of the heat cycle and performance of the DX GSHP. It is concluded that the direct expansion of the GSHP, combined with the ground heat exchanger in foundation piles and the seasonal thermal energy storage from solar thermal collectors, is extendable to more comprehensive applications.

Keywords— *Geothermal heat pumps; direct expansion; ground heat exchanger; heating and cooling*

I. INTRODUCTION

The earth's surface acts as a huge solar collector, absorbing radiation from the sun. In the UK, the ground maintains a constant temperature of $11\text{-}13^{\circ}\text{C}$ several metres below the surface all the year around [1]. Among many other alternative energy resources and new potential technologies, the ground source heat pumps (GSHPs) are receiving increasing interest because of their potential to decrease primary energy consumption and thus reduce emissions of greenhouse gases [2].

Direct expansion GSHPs are well suited to space heating and cooling and can produce significant reduction in carbon emissions. In the vast majority of systems, space cooling has

not been normally considered, and this leaves ground-source heat pumps with some economic constraints, as they are not fully utilised throughout the year. The tools that are currently available for design of a GSHP system require the use of key site-specific parameters such as temperature gradient and the thermal and geotechnical properties of the local area. A main core with several channels will be able to handle heating and cooling simultaneously, provided that the channels are thermally insulated to some extent and can be operated independently as single units, but at the same time function as integral parts of the entire core. Loading of the core is done by diverting warm and cold air from the heat pump through the core during periods of excess capacity compared to the current needs of the building [3-4]. The cold section of the core can also be loaded directly with air during the night, especially in spring and fall when nighttimes are cooler and daytimes are warmer. The shapes and numbers of the internal channels and the optimum configuration will obviously depend on the operating characteristics of each installation. Efficiency of a GSHP system is generally much greater than that of the conventional air-source heat pump systems. Higher COP (coefficient of performance) is achieved by a GSHP because the source/sink earth temperature is relatively constant compared to air temperatures. Additionally, heat is absorbed and rejected through water, which is a more desirable heat transfer medium due to its relatively high heat capacity.

The GSHPs in some homes also provide:

- Radiant floor heating.
- Heating tubes in roads or footpaths to melt snow in the winter.
- Hot water for outside hot tubs and
- Energy to heat hot water.

With the improvement of people's living standards and the development of economies, heat pumps have become widely used for air conditioning. The driver to this was that environmental problems associated with the use of refrigeration equipment, the ozone layer depletion and global warming are increasingly becoming the main concerns in developed and developing countries alike. With development and enlargement of the cities in cold regions, the conventional heating methods can severely pollute the environment. In order to clean the cities, the governments drew many measures to restrict citizen heating by burning coal and oil and

encourage them to use electric or gas-burning heating. New approaches are being studied and solar-assisted reversible absorption heat pump for small power applications using water-ammonia is under development [5].

An air-source heat pump is convenient to use and so it is a better method for electric heating. The ambient temperature in winter is comparatively high in most regions, so heat pumps with high efficiency can satisfy their heating requirement. On the other hand, a conventional heat pump is unable to meet the heating requirement in severely cold regions anyway, because its heating capacity decreases rapidly when ambient temperature is below -10°C . According to the weather data in cold regions, the air-source heat pump for heating applications must operate for long times with high efficiency and reliability when ambient temperature is as low as -15°C [6]. Hence, a great deal of research and development has been conducted to enable heat pumps to operate steadily with high efficiency and reliability in low temperature environments [7]. For example, the burner of a room air conditioner, which uses kerosene, was developed to improve the performance in low outside temperature [8]. Similarly, the packaged heat pump with variable frequency scroll compressor was developed to achieve high temperature air supply and high capacity even under the low ambient temperature of -10 to -20°C [9]. Such heat pump systems can be conveniently used for heating in cold regions. However, the importance of targeting the low capacity range is clear if one has in mind that the air conditioning units below 10 kW cooling account for more than 90% of the total number of units installed in the EU [10].

II. METHODS AND LABORATORY MEASUREMENTS

A. Description

This section describes the details of the prototype GSHP test rig, details of the construction and installation of the heat pump, heat exchanger, heat injection fan and water supply system. It also, presents a discussion of the experimental tests being carried out.

B. Main Experimental Test Rig

The schematic of the test rig that was used to support the two ground-loop heat exchangers is shown in Figure 1. It consisted of two main loops: heat source loop and evaporation heat pump. Three boreholes were drilled each 30 meters deep to provide sufficient energy. The closed-loop systems were laid and installed in a vertical well. The ground-loop heat exchangers were connected to the heat pump.

The undertaken experimental work consists of three parts. The first step dealt with drilling three boreholes each 30 meter deep, digging out the pit and connection of the manifolds and preparation of coils. Holes were grouted with bentonite and sand. The pipes were laid and tested with nitrogen. Then, the pit was backfilled and the heat pump was installed. The second step was concerned with the setting up of the main experimental rig: construction and installation of the heat injection fan, water pump, expansion valve, flow meter, electricity supply, heat exchanger and heat pump. The third step was an installation of refrigerator and measurements.

The aim of this project is to present and develop a GSHP system to provide heating and cooling for buildings (Figure 2). The heat source loop consisted of two earth loops: one for vapour and one for liquid. A refrigeration application is only concerned with the low temperature effect produced at the evaporator; while a heat pump is also concerned with the heating effect produced at the condenser.

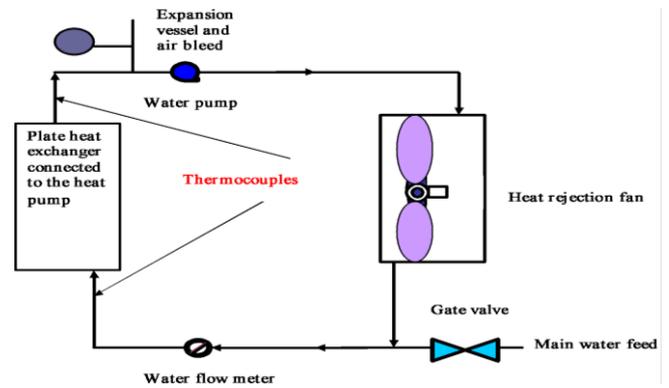


Figure 1. Sketch of installing a heat pump.

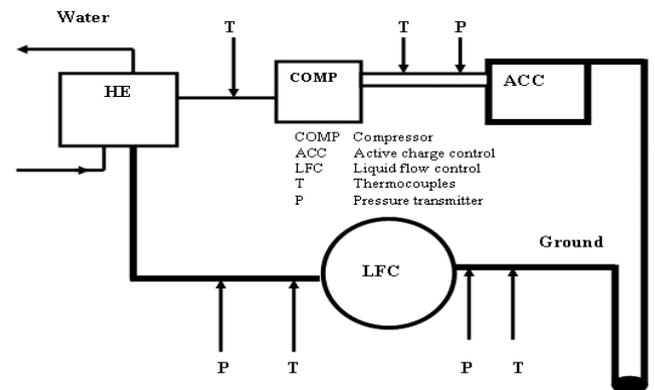


Figure 2. Ground loops connections to heat pump and heat exchanger.

The earth-energy systems, EESs, have two parts; a circuit of underground piping outside the house, and a heat pump unit inside the house. And unlike the air-source heat pump, where one heat exchanger (and frequently a compressor) is located outside, the entire GSHP unit for the EES is located inside the house.

III. DIRECT EXPANSION HEAT PUMP INSTALLATION

The outdoor piping system can be either an open system or closed loop. An open system takes advantage of the heat retained in an underground body of water. The water is drawn up through a well directly to the heat exchanger, where its heat is extracted. The water is discharged either to an aboveground body of water, such as a stream or pond, or back to the underground water body through a separate well. Closed-loop systems, on the other hand, collect heat from the ground by means of a continuous loop of piping buried underground. An antifreeze solution (or refrigerant in the case of a DX earth-energy system), which has been chilled by the heat pump's refrigeration system to several degrees colder than the outside

soil, and circulates through the piping, absorbing heat from the surrounding soil.

The direct expansion (DX) GSHP installed for this study was designed taking into account the local meteorological and geological conditions. The site was at the School of the Built Environment, University of Nottingham, where the demonstration and performance monitoring efforts were undertaken. The heat pump has been fitted and monitored for a one-year period. The study involved the development of a design and simulation tool for modelling the performance of the cooling system, which acts as a supplemental heat rejecting system using a closed-loop GSHP system. With the help of the Jackson Refrigeration (Refrigeration and Air Conditioning engineers) the following tasks were carried out:

- Connection of the ground loops to the heat pump
- Connection of the heat pump to the heat exchanger
- Vacuum on the system
- Charging the refrigeration loop with R407C refrigerant

A. Water Supply System

The water supply system consisted of a water pump, boiler, water tank, expansion and valve flow meter (Figure 4). A thermostatically controlled water heater supplied warm water, which was circulated between the warm water supply tank and warm water storage tank using a pump to keep the surface temperature of the trenches at a desired level.

The ground source heat pump system, which uses a ground source with a smaller annual temperature variation for heating and cooling systems, has increasingly attracted market attention due to lower expenses to mine for installing underground heat absorption pipes and lower costs of dedicated heat pumps, supported by environmentally oriented policies. The theme undertakes an evaluation of heat absorption properties in the soil and carries out a performance test for a DX heat pump and a simulated operation test for the system. In fact, these policies are necessary for identifying operational performance suitable for heating and cooling, in order to obtain technical data on the heat pump system for its dissemination and maintain the system in an effort of electrification.

In these circumstances, the study estimated the heat properties of the soil in the city of Nottingham and measured the thermal conductivity for the soil at some points in this city, aimed at identifying applicable areas for ground source heat pump system.

B. Design and Installation

Installation of the heat pump system and especially the ground heat exchanger needs to be carefully programmed so that it does not interfere with or delay any other construction activities. The time for installation depends on soil conditions, length of pipe, equipment required and weather conditions. The DX systems are most suitable for smaller domestic applications.

The most important first step in the design of a GSHP installation is accurate calculation of the building's heat loss, its related energy consumption profile and the domestic hot water requirements. This will allow accurate sizing of the heat pump system. This is particularly important because the capital cost of a GSHP system is generally higher than for alternative conventional systems and economies of scale are more limited. Oversizing will significantly increase the installed cost for little operational saving and will mean that the period of operation under part load is increased. Frequent cycling reduces equipment life and operating efficiency. Conversely if the system is undersized design conditions may not be met and the use of top-up heating, usually direct acting electric heating, will reduce the overall system efficiency. In order to determine the length of heat exchanger the piping material is needed. The piping material used affects the life; maintenance costs, pumping energy, capital cost and heat pump performance.

C. Heat Pump Performance

The need for alternative low-cost energy resources has given rise to the development of the DX-GSHPs for space cooling and heating. The performance of the heat pump depends on the performance of the ground loop and vice versa. It is therefore essential to design them together. Closed-loop GSHP systems will not normally require permissions/authorisations from the environment agencies. However, the agency can provide comment on proposed schemes with a view to reducing the risk of groundwater pollution or derogation that might result. The main concerns are:

- Risk of the underground pipes/boreholes creating undesirable hydraulic connections between different water bearing strata.
- Undesirable temperature changes in the aquifer that may result from the operation of a GSHP.
- Pollution of groundwater that might occur from leakage of additive chemicals used in the system.

Efficiencies for the GSHPs can be high because the ground maintains a relatively stable temperature allowing the heat pump to operate close to its optimal design point. Efficiencies are inherently higher than for air source heat pumps because the air temperature varies both throughout the day and seasonally such that air temperatures, and therefore efficiencies, are lowest at times of peak heating demand.

A heat pump is a device for removing heat from one place - the 'source' - and transferring it at a higher temperature to another place. The heat pumps consist of a compressor, a pressure release valve, a circuit containing fluid (refrigerant), and a pump to drive the fluid around the circuit. When the fluid passes through the compressor it increases in temperature. This heat is then given off by the circuit while the pressure is maintained. When the fluid passes through the relief valve the rapid drop in pressure will result in the cooling of the fluid. The fluid then absorbs heat from the surroundings

before being re-compressed. In the case of domestic heating the pressurised circuit provides the heating within the dwelling. The depressurised component is external and, in the case of ground source heat pumps, is buried in the ground. Heat pump efficiencies improve as the temperature differential between ‘source’ and demand temperature decreases, and when the system can be ‘optimised’ for a particular situation. The relatively stable ground temperatures moderate the differential at times of peak heat demand and provide a good basis for optimisation.

The refrigerant circulated directly through the ground heat exchanger in a direct expansion (DX) system but most commonly GSHPs are indirect systems, where a water/antifreeze solution circulates through the ground loop and energy is transferred to or from the heat pump refrigerant circuit via a heat exchanger. This application will only consider closed loop systems. The provision of cooling, however, will result in increased energy consumption. The GSHPs are particularly suitable for new build as the technology is most efficient when used to supply low temperature distribution systems such as underfloor heating. They can also be used for retrofit especially in conjunction with measures to reduce heat demand. They can be particularly cost effective in areas where gas mains are not available or for developments where there is an advantage in simplifying the infrastructure provided.

D. Coefficient of Performance

Heat pump technology can be used for heating only, or for cooling only, or be ‘reversible’ and used for heating and cooling depending on the demand. Reversible heat pumps generally have lower COPs than heating only heat pumps. They will, therefore, result in higher running costs and emissions. Several tools are available to measure heat pump performance. The heat delivered by the heat pump is theoretically the sum of the heat extracted from the heat source and the energy needed to deliver the cycle. Figure 5 shows the variations of temperature with the system operation hours. Several tools are available to measure heat pump performance. The heat delivered by the heat pump is theoretically the sum of the heat extracted from the heat source and the energy needed to derive the cycle. For electrically driven heat pumps the steady state performance at a given set of temperatures is referred to as the coefficient of performance (COP). It is defined as the ration of the heat delivered by the heat pump and the electricity supplied to the compressor:

$$\text{COP} = [\text{heat output (kW}_{\text{th}})] / [\text{electricity input (kW}_{\text{el}})] \quad (1)$$

For an ideal heat pump the COP is determined solely by the condensation temperature and the temperature lift:

$$\text{COP} = [\text{condensing temperature (}^{\circ}\text{C)}] / [\text{temperature lift (}^{\circ}\text{C)}] \quad (2)$$

Figure 3 shows the heat pump COP as a function of the evaporation temperature. Figure 4 shows the heat pump COP as a function of the condensation temperature. As can be seen,

the theoretical efficiency is strongly dependent on the temperature lift (compressed). It is important not only to have as high a source temperature as possible but also to keep the sink temperature (i.e., heating distribution temperature) as low as possible. The achievable heat pump efficiency is lower than the ideal efficiency because of losses during the transportation of heat from the source to the evaporator and from the condenser to the room and the compressor. Technological developments are steadily improving the performance of the heat pumps.

The need for alternative low-cost energy has given rise to the development of the GSHP systems for space cooling and heating in residential and commercial buildings. The GSHP systems work with the environment to provide clean, efficient and energy-saving heating and cooling the year round. The GSHP systems use less energy than alternative heating and cooling systems, helping to conserve the natural resources. The GSHP systems do not need large cooling towers and their running costs are lower than conventional heating and air-conditioning systems. As a result, GSHP systems have increasingly been used for building heating and cooling with an annual rate of increase of 10% in recent years. While in some zones such as hot summer and cold winter areas, there is a major difference between heating load in winter and cooling load in summer. Thus the soil temperature increases gradually after yearly operation of the GSHP system because of the inefficient recovery of soil temperature as the result of imbalance loads (Figure 5). Finally, the increase of soil temperature will decrease the COP of the system.

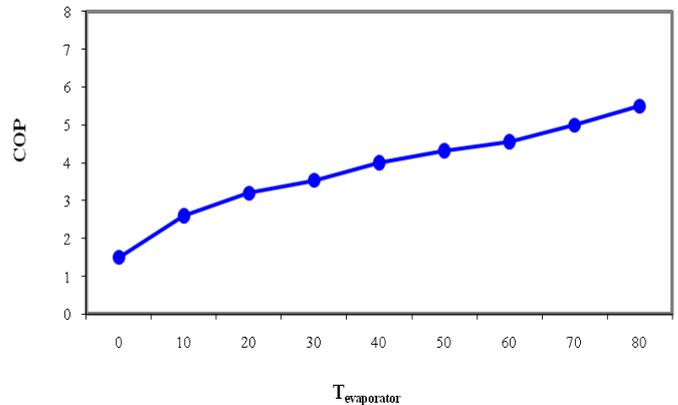


Figure 3. Heat pump performance vs evaporation temperature.

The first law of thermodynamics is often called the law of conservation of energy. Based on the first law or the law of conservation of energy for any system, open or closed, there is an energy balance as:

$$[\text{Net amount of energy added to system}] = [\text{Net increase of stored energy in system}] \quad (3)$$

Or

$$[\text{Energy in}] - [\text{Energy out}] = [\text{Increased of stored energy in system}] \quad (4)$$

In a cycle, the work reduction of produced by a power cycle (or the increase in work required by a refrigeration cycle) equals the absolute ambient temperature multiplied by the sum of irreversibilities in all processes in the cycle. Thus, the difference in reversible and actual work for any refrigeration cycle, theoretical or real, operating under the same conditions becomes:

$$W_{\text{actual}} = W_{\text{reversible}} + T_o \sum I \quad (5)$$

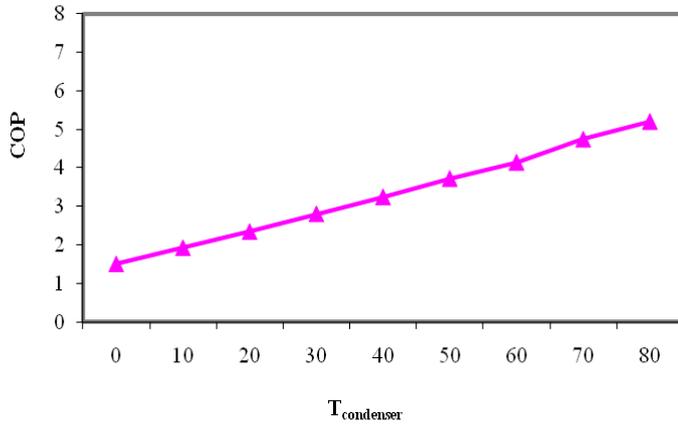


Figure 4. Heat pump performance vs condensation temperature.

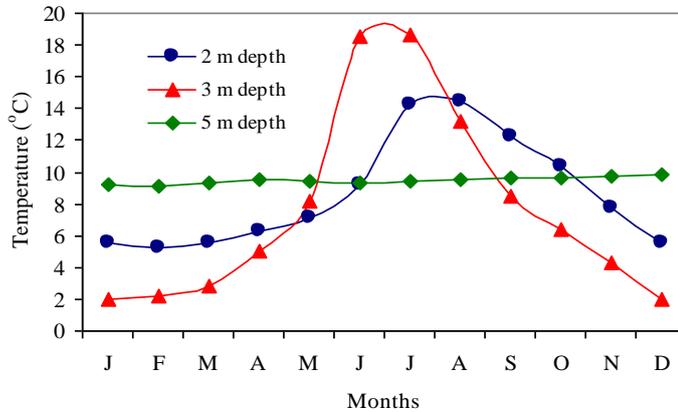


Figure 5. Seasonal temperature variations.

IV. RESULTS AND DISCUSSIONS

The GSHPs are generally more expensive to develop, however they have very low operating costs, therefore, it is necessary to have an idea of the energy use and demand of these equipments. The performances are normally rated at a single fluid temperature (0°C) for heating COP and a second for cooling EER (25°C). These ratings reflect temperatures for an assumed location and ground heat exchanger type, and are not ideal indicators of energy use. This problem is compounded by the nature of ratings for conventional equipment. The complexity and many assumptions used in the procedures to calculate the seasonal efficiency for air-conditioners, furnaces, and heat pumps (SEER, AFUE, and HSPF) make it difficult to compare energy use with equipment rated under different standards. The accuracy of the results is

highly uncertain, even when corrected for regional weather patterns. These values are not indicators for demand since they are seasonal averages and performance at severe conditions is not heavily weighted.

The American Society of Heating, Refrigerating, and Air-Conditioning Engineers (ASHRAE) [11] recommends a weather driven energy calculation, like the bin method, in preference to single measure methods like seasonal energy efficiency ratio (SEER), seasonal performance factor (SPF), energy efficiency rating (EER), coefficient of performance (COP annual fuel utilisation efficiency rating (AFUE), and heating season performance factor (HSPF).

A. Performance Enhancement of Ground Source Heat Pump

The heat transfer between the GSHP and its surrounding soil is affected by a number of factors such as working fluid properties (e.g., 20% glycol) and its flow conditions, soil thermal properties, soil moisture content and groundwater velocity and properties, etc. The GSHP has a great potential to be one of the main energy sources in the future as it can be tapped in a number of different ways and can be used to produce hot water as well as electricity. It has a large spatial distribution with almost all countries having at least low enthalpy resources available (less than 125°C) and many countries around the world in both developing and developed countries are already harnessing it. It is a resource that has always been there and does not rely on specific factors such as the wind to be blowing or the sun to be shining, as is the case with other forms of renewable energies. The GSHP is inherently clean and environmentally sustainable and will soon become more economical than combustion (fossil fuel) plants as regulations on plant emission levels are tightened and expensive abatement measures such as carbon capture and storage become compulsory. This study urges the need for the GSHP to be considered much more strongly than it currently is in environmental policies as it has been overlooked as a main alternative to fossil fuels and other forms of renewable energies.

Geothermal power utilises the heat energy naturally produced within the earth. Its wide abundance and renewable nature make it an attractive alternative energy source to fossil fuels. The environmental impact of geothermal power plants is negligible in comparison to combustion plants and it is progressively becoming more financially viable as emission regulations are tightened. The technology is increasingly being utilised by countries all over the world, as there are many different ways in which geothermal energy can be harnessed. Geothermal power is very competitive with other sources of energy when it comes to energy costs. The geothermal is already generally more financially viable and cost-effective globally than other forms of renewable power, being on par with hydro-electricity (however, it is important to note that costs will vary between countries) [12]. The experiments and calculations are conducted for unsaturated soil without groundwater flow (US), saturated soil without groundwater flow (SS) and saturated soil with groundwater flow (SSG) under same conditions and their results are compared with each other in Figure 6.

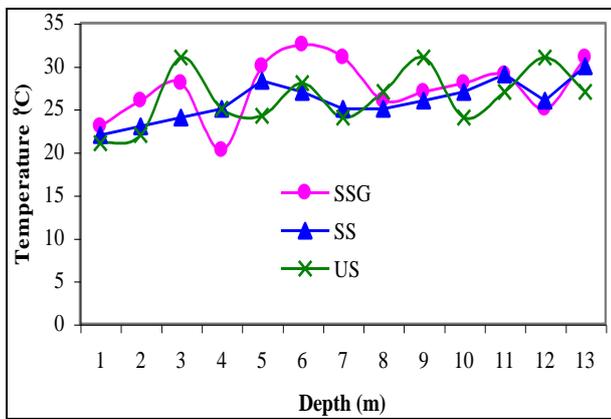


Figure 6. Comparison of experiments for saturated soil with groundwater flow (SSG), saturated soil without groundwater flow (SS) and unsaturated soil without groundwater flow (US).

The GSHPs provide an effective and clean way of heating buildings worldwide. They make use of renewable energy stored in the ground, providing one of the most energy-efficient ways of heating buildings. They are suitable for a wide variety of building types and are particularly appropriate for low environmental impact projects. They do not require hot rocks (geothermal energy) and can be installed in most of the world, using a borehole or shallow trenches or, less commonly, by extracting heat from a pond or lake. Heat collecting pipes in a closed loop, containing water (with a little antifreeze) are used to extract this stored energy, which can then be used to provide space heating and domestic hot water. In some applications, the pump can be reversed in summer to provide an element of cooling. The only energy used by the GSHP systems is electricity to power the pumps. Typically, a GSHP will deliver three or four times as much thermal energy (heat) as is used in electrical energy to drive the system. For a particularly environmental solution, green electricity can be purchased. The GSHP systems have been widely used in other parts of the world, including North America and Europe, for many years. Typically they cost more to install than conventional systems; however, they have very low maintenance costs and can be expected to provide reliable and environmentally friendly heating for in excess of 20 years. Ground source heat pumps work best with heating systems, which are optimised to run at a lower water temperature than is commonly used in the UK boiler and radiator systems. As such, they make an ideal partner for underfloor heating systems.

The flow rate in the ground coil is 0.23 l/s. The heat collection rate varies from approximately 19 W to 27 W per meter length of collector coil. In winter, the ground coil typically operates with a temperature differential of about 5°C (i.e., a flow temperature from the ground of 2°C to 3°C and a return temperature to the ground coil of -1°C to -2°C). Icing up of the return pipework immediately below the heat pump can be quite severe. The ground coil temperatures are considerably higher in summer when, for water heating, the temperature differential is similar but flow and return temperatures are typically 11°C and 6°C respectively. When

the heat pump starts, the flow and return temperatures stabilise very quickly. Even over sustained periods of continuous operation the temperatures remained stable. The ground coil appears adequately sized and could possibly be oversized. Figure 20 shows the variation of ground source heat pump against ground temperatures.

A residential GSHP system is more expensive to install than a conventional heating system. It is most cost-effective when operated year-round for both heating and cooling. In such cases, the incremental payback period can be as short as 3–5 years. A GSHP for a new residence will cost around 9–12% of the home construction costs. A typical forced air furnace with flex ducting system will cost 5–6% of the home construction costs. Stated in an alternative form, the complete cost of a residential GSHP system is \$3,500–\$5,500 per ton. Horizontal loop installations will generally cost less than vertical bores. For a heating dominated residence, figure around 550 square feet/ton to size the unit. A cooling dominated residence would be estimated around 450 square feet/ton.

Geoexchanger energy is a natural resource, which can be used in conjunction with heat pumps to provide energy for heating and hot water. CO₂ emissions are much lower than gas fired boilers or electric heating systems. Geothermal heating is more expensive to install initially, than electrical or gas fired heating systems. However it is cheaper to run, has lower maintenance costs, and is cleaner in use than other sources of heating.

The temperature of the earth under 2 metres of the surface is a fairly constant 10°C throughout the year. At a depth of about 100 metres, the temperature of any water or rock is at about 12°C throughout the year. The heat stored at this depth comes largely from the sun, the earth acting as a large solar collector. For very deep wells, in excess of about 170 metres, there is an added component of heat from the core of the earth. As an approximation, one can add 3°C of heat gain for every 100 metres of depth drilled into the earth.

A closed loop system takes the heat gained from the bedrock itself. In a vertical system a borehole of a diameter of about 150mm is drilled, depth varies between 32 and 180 metres but will depend on the energy requirements. Multiple boreholes can be drilled. A pair of pipes with a special U-bend assembly at the bottom is inserted into the borehole and the void between pipe and hole backfilled with a special grout solution so that the pipe is in close contact with the rock strata or earth. Fluid (referred to as 'brine' is then circulated through this loop and is heated up by the bedrock. Different rock types will give different results. In some cases a number of boreholes will be made (for example, over a car park) to provide sufficient energy for the heat pump supply. If the ground is not suitable, horizontal loops can be laid or even trench filled 'slinky' loops, which are very simple to install. However trench filled systems and horizontal systems require much more ground than vertical systems. If one has a pond or lake nearby then can lay a closed loop at the base of the pond (it needs to be about 2 metres deep), or simply extract the

water directly out of the lake at low level and re-distribute it elsewhere in the lake.

V. CONCLUSIONS

The direct expansion (DX) ground source heat pump (GSHP) systems have been identified as one of the best sustainable energy technologies for space heating and cooling in residential and commercial buildings. The GSHPs for building heating and cooling are extendable to more comprehensive applications and can be combined with the ground heat exchanger in foundation piles as well as seasonal thermal energy storage from solar thermal collectors. Heat pump technology can be used for heating only, or for cooling only, or be 'reversible' and used for heating and cooling depending on the demand. Reversible heat pumps generally have lower COPs than heating only heat pumps. They will, therefore, result in higher running costs and emissions and are not recommended as an energy-efficient heating option. The GSHP system can provide 91.7% of the total heating requirement of the building and 55.3% of the domestic water-heating requirement, although only sized to meet half the design-heating load. The heat pump can operate reliably and its performance appears to be at least as good as its specification. The system has a measured annual performance factor of 3.16. The heat pump system for domestic applications could be mounted in a cupboard under the stairs and does not reduce the useful space in the house, and there are no visible signs of the installation externally (no flue, vents, etc.).

The performance of the heat pump system could also be improved by eliminating unnecessary running of the integral distribution pump. It is estimated that reducing the running time of the pump, which currently runs virtually continuously, would increase the overall performance factor to 3.43. This would improve both the economic and the environmental performance of the system. More generally, there is still potential for improvement in the performance of heat pumps, and seasonal efficiencies for ground source heat pumps of 4.0 are being achieved. It is also likely that the unit costs will fall as production volumes increase. By comparison, there is little scope to further improve the efficiency of gas- or oil-fired boilers.

Acknowledgment

In order to keep this page from sounding like the breathy gush of an Oscar acceptance speech, I will keep my thanks brief, and hope that any terseness is not construed as lack on my part. Indeed, I am profoundly grateful and in ways that

could adequately be expressed here. I am also grateful for the good will and generosity of...

Finally, I thank my family, my friends, my readers; your support, encouragement and enthusiasm along the way was what turned this book.

It is a pleasure to acknowledge, with gratitude, all those who, at different times and in different ways, have supported Cleaner and Greener Energy Technologies, Sustainable Development and Environment. This article would not have been possible without the contributions of several people. Also, I acknowledge the International Journal of Extensive Energy Research Institute (ERI), to all of them; I wish to express my gratitude.

Thanks to my wife Kawthar Abdelhai Ali for her warmth and love. Her unwavering faith in me, her intelligence, humour, spontaneity, curiosity and wisdom added to this book and to my life.

References

- [1] Allan, M. L., & Philappacopoulos, A. J. (1999). Ground water protection issues with geothermal heat pumps. *Geothermal Resources Council Transactions*, 23, 101-105.
- [2] Anandarajah, A. (2003). Mechanism controlling permeability changes in clays due to changes in pore fluids. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(2), 163-172.
- [3] ASHRAE, (1995). Commercial/Institutional Ground Source Heat Pump Engineering Manual. *American Society of heating, Refrigeration and Air-conditioning Engineers, Inc.* Atlanta, GA: USA.
- [4] Bejan, A. (2000). Shape and Structure, from Engineering to Nature. Cambridge University Press: London. The many faces of protease-protein inhibitor interaction. *EMBO J.* 7, 1303-1130. 2000.
- [5] Bergles, A. E. (1988). Some perspectives on enhanced heat transfer - second generation heat transfer technology. *Journal of Heat Transfer*, 110, 1082-1096.
- [6] Bowman, W. J. & Maynes, D. (2001). *A Review of Micro-Heat Exchangers Flow Physics, Fabrication Methods and Application*. Proc. ASME IMECE, New York, USA, HTD-24280.
- [7] EPRI and NRECA, (1997). *Grouting for vertical geothermal heat pump systems: Engineering design and field procedures manual*. Electric Power Research Institute TR-109169, Palo Alto, CA, and National Rural Electric Cooperative Association, Arlington, VA.
- [8] Fahlen, Per. (1997). Cost-effective heat pumps for Nordic countries, and heat pumps in cold climates. The 3rd International Conference, Acadia University, Wolfville, Canada. 1997.
- [9] Fridleifsson, I. B. (2003). Status of geothermal energy amongst the world's energy sources. *Geothermics*, 30, 1-27.
- [10] Jo, H. Y., Katsumi, T., Benson, C. H., & Edil, T. B. (2001). Hydraulic conductivity and swelling of nonprehydrated GCLs permeated with single-species salt solutions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(7), 557-567.
- [11] Kalbus, E., Reinstrof, F., & Schirmer, M. (2006). Measuring methods for groundwater surface water interactions: a review. *Hydrology and Earth System Sciences*, Vol. (10), pp. 873-887.
- [12] Knoblich, K., Sanner, B., & Klugescheid, M. (1993). Ground source heat pumps. *Giessener Geologische Schriften*, 49, pp. 192, Giessen.

Energy efficient designs: Cleaner and greener energy technologies, sustainable development and environment

Abdeen Mustafa Omer

Energy Research Institute (ERI), Forest Road West, Nottingham NG7 4EU, UK

Abstract

The move towards a de-carbonised world, driven partly by climate science and partly by the business opportunities it offers, will need the promotion of environmentally friendly alternatives, if an acceptable stabilisation level of atmospheric carbon dioxide is to be achieved. This requires the harnessing and use of natural resources that produce no air pollution or greenhouse gases and provides comfortable coexistence of human, livestock, and plants. This article presents a comprehensive review of energy sources, and the development of sustainable technologies to explore these energy sources. It also includes potential renewable energy technologies, efficient energy systems, energy savings techniques and other mitigation measures necessary to reduce climate changes. This article presents a comprehensive review of energy sources, the development of sustainable technologies to explore these energy sources. It also includes potential renewable energy technologies, energy efficiency systems, energy savings techniques and other mitigation measures necessary to reduce climate change. The article concludes with the technical status of the GSHP technologies.

Keywords: Renewable energy technologies, solar, wind, GSHP, sustainable development

1. Introduction

Over millions of years ago, plants have covered the earth converting the energy of sunlight into living plants and animals, some of which was buried in the depths of the earth to produce deposits of coal, oil and natural gas [1-3]. The past few decades, however, have experienced many valuable uses for these complex chemical substances and manufacturing from them plastics, textiles, fertiliser and the various end products of the petrochemical industry. Indeed, each decade sees increasing uses for these products. Coal, oil and gas, which will certainly be of great value to future generations, as they are to ours, are however non-renewable natural resources. The rapid depletion of these non-renewable fossil resources need not continue. This is particularly true now as it is, or soon will be, technically and economically feasible to supply all of man's needs from the most abundant energy source of all, the sun. The sunlight is not only inexhaustible, but, moreover, it is the only energy source, which is completely non-polluting [4].

Industry's use of fossil fuels has been largely blamed for warming the climate. When coal, gas and oil are burnt, they release harmful gases, which trap heat in the atmosphere and cause global warming. However, there had been an ongoing debate on this subject, as scientists have struggled to distinguish between changes, which are human induced, and those, which could be put down to natural climate variability. Notably, human activities that emit carbon dioxide (CO₂), the most significant contributor to potential climate change, occur primarily from fossil fuel production. Consequently, efforts to control CO₂ emissions could have serious, negative consequences for economic growth, employment, investment, trade and the standard of living of individuals everywhere.

2. Energy sources and use

Scientifically, it is difficult to predict the relationship between global temperature and greenhouse gas (GHG) concentrations. The climate system contains many processes that will change if warming occurs. Critical processes include heat transfer by winds and tides, the hydrological cycle involving evaporation, precipitation, runoff and groundwater and the formation of clouds, snow, and ice, all of which display enormous natural variability. The equipment and infrastructure for energy supply and use are designed with long lifetimes, and the premature turnover of capital stock involves significant costs. Economic benefits occur if capital stock is replaced with more efficient equipment in step with its normal replacement cycle. Likewise, if opportunities to reduce future emissions are taken in a timely manner, they should be less costly. Such a flexible approach would allow society to take account of evolving scientific and technological knowledge, while gaining experience in designing policies to address climate change [4].

The World Summit on Sustainable Development in Johannesburg in 2002 [4] committed itself to "encourage and promote the development of renewable energy sources to accelerate the shift towards sustainable consumption and production". Accordingly, it aimed at breaking the link between resource use and productivity. This can be achieved by the following:

- Trying to ensure economic growth does not cause environmental pollution.
- Improving resource efficiency.
- Examining the whole life-cycle of a product.
- Enabling consumers to receive more information on products and services.
- Examining how taxes, voluntary agreements, subsidies, regulation and information campaigns, can best stimulate innovation and investment to provide cleaner technology.

The energy conservation scenarios include rational use of energy policies in all economy sectors and the use of combined heat and power systems, which are able to add to energy savings from the autonomous power plants. Electricity from renewable energy sources is by definition the environmental green product. Hence, a renewable energy certificate system, as recommended by the World Summit, is an essential basis for all policy systems, independent of the renewable energy support scheme. It is, therefore, important that all parties involved support the renewable energy certificate system in place if it is to work as planned. Moreover, existing renewable energy technologies (RETs) could play a significant mitigating role, but the economic and political climate will have to change first. It is now universally accepted that climate change is real. It is happening now, and GHGs produced by human activities are significantly contributing to it. The predicted global temperature increase of between 1.5 and 4.5°C could lead to potentially catastrophic environmental impacts [5]. These include sea level rise, increased frequency of extreme weather events, floods, droughts, disease migration from various places and possible stalling of the Gulf Stream. This has led scientists to argue that climate change issues are not ones that politicians can afford to ignore, and policy makers tend to agree [5]. However, reaching international agreements on climate change policies is no trivial task as the difficulty in ratifying the Kyoto Protocol and reaching agreement at Copenhagen have proved.

Therefore, the use of renewable energy sources and the rational use of energy, in general, are the fundamental inputs for any responsible energy policy. However, the energy sector is encountering difficulties because increased production and consumption levels entail higher levels of pollution and eventually climate change, with possibly disastrous consequences. At the same time, it is important to secure energy at an acceptable cost in order to avoid negative impacts on economic growth. To date, renewable energy contributes only as much as 20% of the global energy supplies worldwide [5]. Over two thirds of this comes from biomass use, mostly in developing countries, and some of this is unsustainable. However, the potential for energy from sustainable technologies is huge. On the technological side, renewables have an obvious role to play. In general, there is no problem in terms of the technical potential of renewables to deliver energy. Moreover, there are very good opportunities for RETs to play an important role in reducing emissions of GHGs into the atmosphere, certainly far more than have been exploited so far. However, there are still some technical issues to address in order to cope with the intermittency of some renewables, particularly wind and solar. Nevertheless, the biggest problem with relying on renewables to deliver the necessary cuts in GHG emissions is more to do with politics and policy issues than with technical ones [6]. For example, the single most important step governments could take to promote and increase the use of renewables is to improve access for renewables to the energy market. This access to the market needs to be under favourable conditions and, possibly, under favourable economic rates as well. One move that could help, or at least justify, better market access would be to acknowledge that there are environmental costs associated with other energy supply options and that these costs are not currently internalised within the market price of electricity or fuels. This could make a significant difference, particularly if appropriate subsidies were applied to renewable energy in recognition of the environmental benefits it offers. Similarly, cutting energy consumption through end-use efficiency is absolutely essential. This suggests that issues of end-use consumption of energy will have to come into the discussion in the foreseeable future [7].

However, RETs have the benefit of being environmentally benign when developed in a sensitive and appropriate way with the full involvement of local communities. In addition, they are diverse, secure, locally based and abundant. In spite of the enormous potential and the multiple benefits, the contribution from renewable energy still lags behind the ambitious claims for it due to the initially high development costs, concerns about local impacts, lack of research funding and poor institutional and economic arrangements [8]. Hence, an approach is needed to integrate renewable energies in a way that meets the rising demand in a cost-effective way.

3. Role of energy efficiency system

The prospects for development in power engineering are, at present, closely related to ecological problems. Power engineering has harmful effects on the environment, as it discharges toxic gases into atmosphere and also oil-contaminated and saline waters into rivers, as well as polluting the soil with ash and slag and having adverse effects on living things on account of electromagnetic fields and so on. Thus there is an urgent need for new approaches to provide an ecologically safe strategy. Substantial

economic and ecological effects for thermal power projects (TPPs) can be achieved by improvement, upgrading the efficiency of the existing equipment, reduction of electricity loss, saving of fuel, and optimisation of its operating conditions and service life leading to improved access for rural and urban low-income areas in developing countries through energy efficiency and renewable energies.

Sustainable energy is a prerequisite for development. Energy-based living standards in developing countries, however, are clearly below standards in developed countries. Low levels of access to affordable and environmentally sound energy in both rural and urban low-income areas are therefore a predominant issue in developing countries. In recent years many programmes for development aid or technical assistance have been focusing on improving access to sustainable energy, many of them with impressive results. Apart from success stories, however, experience also shows that positive appraisals of many projects evaporate after completion and vanishing of the implementation expert team. Altogether, the diffusion of sustainable technologies such as energy efficiency and renewable energy for cooking, heating, lighting, electrical appliances and building insulation in developing countries has been slow. Energy efficiency and renewable energy programmes could be more sustainable and pilot studies more effective and pulse releasing if the entire policy and implementation process was considered and redesigned from the outset [9]. New financing and implementation processes, which allow reallocating financial resources and thus enabling countries themselves to achieve a sustainable energy infrastructure, are also needed. The links between the energy policy framework, financing and implementation of renewable energy and energy efficiency projects have to be strengthened as well efforts made to increase people's knowledge through training.

3.1 Energy use in buildings

Buildings consume energy mainly for cooling, heating and lighting. The energy consumption was based on the assumption that the building operates within ASHRAE-thermal comfort zone during the cooling and heating periods [10]. Most of the buildings incorporate energy efficient passive cooling, solar control, photovoltaic, lighting and day lighting, and integrated energy systems. It is well known that thermal mass with night ventilation can reduce the maximum indoor temperature in buildings in summer [11]. Hence, comfort temperatures may be achieved by proper application of passive cooling systems. However, energy can also be saved if an air conditioning unit is used [12]. The reason for this is that in summer, heavy external walls delay the heat transfer from the outside into the inside spaces. Moreover, if the building has a lot of internal mass the increase in the air temperature is slow. This is because the penetrating heat raises the air temperature as well as the temperature of the heavy thermal mass. The result is a slow heating of the building in summer as the maximal inside temperature is reached only during the late hours when the outside air temperature is already low. The heat flowing from the inside heavy walls could be reduced with good ventilation in the evening and night. The capacity to store energy also helps in winter, since energy can be stored in walls from one sunny winter day to the next cloudy one. However, the admission of daylight into buildings alone does not guarantee that the design will be energy efficient in terms of lighting. In fact, the design for increased daylight can often raise concerns relating to visual comfort (glare) and thermal comfort (increased solar gain in the summer and heat losses in the winter from larger apertures). Such issues will clearly need to be addressed in the design of the window openings, blinds, shading devices, heating system, etc. In order for a building to benefit from daylight energy terms, it is a prerequisite that lights are switched off when sufficient daylight is available. The nature of the switching regime; manual or automated, centralised or local, switched, stepped or dimmed, will determine the energy performance. Simple techniques can be implemented to increase the probability that lights are switched off [13]. These include:

- Making switches conspicuous and switching banks of lights independently.
- Loading switches appropriately in relation to the lights.
- Switching banks of lights parallel to the main window wall.

There are also a number of methods, which help reduce the lighting energy use, which, in turn, relate to the type of occupancy pattern of the building [13]. The light switching options include:

- Centralised timed off (or stepped)/manual on.
- Photoelectric off (or stepped)/manual on.
- Photoelectric and on (or stepped), photoelectric dimming.
- Occupant sensor (stepped) on/off (movement or noise sensor).

Likewise, energy savings from the avoidance of air conditioning can be very substantial. Whilst day-lighting strategies need to be integrated with artificial lighting systems in order to become beneficial in terms of energy use, reductions in overall energy consumption levels by employment of a

sustained programme of energy consumption strategies and measures would have considerable benefits within the buildings sector. It would perhaps be better to support a climate sensitive design approach that encompasses some elements of the pure conservation strategy together with strategies, which work with the local ambient conditions making use of energy technology systems, such as solar energy, where feasible. In practice, low energy environments are achieved through a combination of measures that include:

- The application of environmental regulations and policy.
- The application of environmental science and best practice.
- Mathematical modelling and simulation.
- Environmental design and engineering.
- Construction and commissioning.
- Management and modifications of environments in use.

While the overriding intention of passive solar energy design of buildings is to achieve a reduction in purchased energy consumption, the attainment of significant savings is in doubt. The non-realisation of potential energy benefits is mainly due to the neglect of the consideration of post-occupancy user and management behaviour by energy scientists and designers alike. Calculating energy inputs in agricultural production is more difficult in comparison to the industry sector due to the high number of factors affecting agricultural production. However, considerable studies have been conducted in different countries on energy use in agriculture [14-19] in order to quantify the influence of these factors.

4. Renewable energy technologies

Sustainable energy is the energy that, in its production or consumption, has minimal negative impacts on human health and the healthy functioning of vital ecological systems, including the global environment. It is an accepted fact that renewable energy is a sustainable form of energy, which has attracted more attention during recent years. Increasing environmental interest, as well as economic consideration of fossil fuel consumption and high emphasis of sustainable development for the future helped to bring the great potential of renewable energy into focus. Nearly a fifth of all global power is generated by renewable energy sources, according to a book published by the OECD/IEA [20]. "Renewables for power generation: status and prospects" claims that, at approximately 20%, renewables are the second largest power source after coal (39%) and ahead of nuclear (17%), natural gas (17%) and oil (8%) respectively. From 1973-2000 renewables grew at 9.3% a year and it is predicted that this will increase by 10.4% a year to 2010. Wind power grew fastest at 52% and will multiply seven times by 2010, overtaking biopower and hence help reducing green house gases, GHGs, emissions to the environment.

The challenge is to match leadership in GHG reduction and production of renewable energy with developing a major research and manufacturing capacity in environmental technologies (wind, solar, fuel cells, etc.). More than 50% of the world's area is classified as arid, representing the rural and desert part, which lack electricity and water networks. The inhabitants of such areas obtain water from borehole wells by means of water pumps, which are mostly driven by diesel engines. The diesel motors are associated with maintenance problems, high running cost, and environmental pollution. Alternative methods are pumping by photovoltaic (PV) or wind systems. At present, renewable sources of energy are regional and site specific. It has to be integrated in the regional development plans.

5. Ground source heat pumps

The term "ground source heat pump" has become an all-inclusive term to describe a heat pump system that uses the earth, ground water, or surface water as a heat source and/or sink. The GSHP systems consist of three loops or cycles. The first loop is on the load side and is either an air/water loop or a water/water loop, depending on the application. The second loop is the refrigerant loop inside a water source heat pump. Thermodynamically, there is no difference between the well-known vapour-compression refrigeration cycle and the heat pump cycle; both systems absorb heat at a low temperature level and reject it to a higher temperature level. However, the difference between the two systems is that a refrigeration application is only concerned with the low temperature effect produced at the evaporator, while a heat pump may be concerned with both the cooling effect produced at the evaporator and the heating effect produced at the condenser. In these dual-mode GSHP systems, a reversing valve is used to switch between heating and cooling modes by reversing the refrigerant flow direction. The third loop in the system is the ground loop in which water or an antifreeze solution exchanges heat with the refrigerant and the earth.

The GSHPs utilise the thermal energy stored in the earth through either vertical or horizontal closed loop heat exchange systems buried in the ground. Many geological factors impact directly on site characterisation and subsequently the design and cost of the system. The solid geology of the United Kingdom varies significantly. Furthermore there is an extensive and variable rock head cover. The geological prognosis for a site and its anticipated rock properties influence the drilling methods and therefore system costs. Other factors important to system design include predicted subsurface temperatures and the thermal and hydrological properties of strata. The GSHP technology is well established in Sweden, Germany and North America, but has had minimal impact in the United Kingdom space heating and cooling market. Perceived barriers to uptake include geological uncertainty, concerns regarding performance and reliability, high capital costs and lack of infrastructure. System performance concerns relate mostly to uncertainty in design input parameters, especially the temperature and thermal properties of the source. These in turn can impact on the capital cost, much of which is associated with the installation of the external loop in horizontal trenches or vertical boreholes. The climate in the United Kingdom makes the potential for heating in winter and cooling in summer from a ground source less certain owing to the temperature ranges being narrower than those encountered in continental climates. This project will develop an impartial GSHP function on the site to make available information and data on site-specific temperatures and key geotechnical characteristics.

The GSHPs are receiving increasing interest because of their potential to reduce primary energy consumption and thus reduce emissions of greenhouse gases. The technology is well established in North Americas and parts of Europe, but is at the demonstration stage in the United Kingdom. The information will be delivered from digital geoscience's themes that have been developed from observed data held in corporate records. This data will be available to the GSHP installers and designers to assist the design process, therefore reducing uncertainties. The research will also be used to help inform the public as to the potential benefits of this technology.

The GSHPs play a key role in geothermal development in Central and Northern Europe. With borehole heat exchangers as heat source, they offer de-central geothermal heating with great flexibility to meet given demands at virtually any location. No space cooling is included in the vast majority of systems, leaving ground-source heat pumps with some economic constraints. Nevertheless, a promising market development first occurred in Switzerland and Sweden, and now also in Austria and Germany. Approximately 20 years of R and D focusing on borehole heat exchangers resulted in a well-established concept of sustainability for this technology, as well as in sound design and installation criteria. The market success brought Switzerland to the third rank worldwide in geothermal direct use. The future prospects are good, with an increasing range of applications including large systems with thermal energy storage for heating and cooling, ground-source heat pumps in densely populated development areas, borehole heat exchangers for cooling of telecommunication equipment, etc.

Loops can be installed in three ways: horizontally, vertically or in a pond or lake. The type chosen depends on the available land area, soil and rock type at the installation site. These factors help to determine the most economical choice for installation of the ground loop. The GSHP delivers 3-4 times as much energy as it consumes when heating, and cools and dehumidifies for a lower cost than conventional air conditioning. It can cut homes or business heating and cooling costs by 50% and provide hot water free or with substantial savings. The GSHPs can reduce the energy required for space heating, cooling and service water heating in commercial/institutional buildings by as much as 50%.

Efficiencies of the GSHP systems are much greater than conventional air-source heat pump systems. A higher COP (coefficient of performance) can be achieved by a GSHP because the source/sink earth temperature is relatively constant compared to air temperatures. Additionally, heat is absorbed and rejected through water, which is a more desirable heat transfer medium because of its relatively high heat capacity. The GSHP systems rely on the fact that, under normal geothermal gradients of about 0.5°F/100 ft (30°C/km), the earth temperature is roughly constant in a zone extending from about 20 ft (6.1 m) deep to about 150 ft (45.7 m) deep. This constant temperature interval within the earth is the result of a complex interaction of heat fluxes from above (the sun and the atmosphere) and from below (the earth interior). As a result, the temperature of this interval within the earth is approximately equal to the average annual air temperature (Roriz, 2001). Above this zone (less than about 20 feet (6.1 m) deep), the earth temperature is a damped version of the air temperature at the earth's surface. Below this zone (greater than about 150 ft (45.7 m) deep), the earth temperature begins to rise according to the natural geothermal gradient. The storage concept is based on a modular design that will facilitate active control and optimisation of thermal input/output, and it can be adapted for simultaneous heating and cooling often needed in large service and institutional buildings. Loading of the core is done by diverting warm and cold air from the heat pump through the core during periods with excess capacity compared to the current need of the building. The cool section of the core can also

be loaded directly with air during the night, especially in spring and fall when nights are cold and days may be warm.

6. Discussion

Peoples rely upon oil for primary energy and this for a few more decades. Other conventional sources may be more enduring, but are not without serious disadvantages. The renewable energy resources are particularly suited for the provision of rural power supplies and a major advantage is that equipment such as flat plate solar driers, wind machines, etc., can be constructed using local resources and without the advantage results from the feasibility of local maintenance and the general encouragement such local manufacture gives to the build up of small-scale rural based industry. This communication comprises a comprehensive review of energy sources, the environment and sustainable development. It includes the renewable energy technologies, energy efficiency systems, energy conservation scenarios, energy savings in greenhouses environment and other mitigation measures necessary to reduce climate change. This study gives some examples of small-scale energy converters, nevertheless it should be noted that small conventional, i.e., engines are currently the major source of power in rural areas and will continue to be so for a long time to come. There is a need for some further development to suit local conditions, to minimise spares holdings, to maximise interchangeability both of engine parts and of the engine application. Emphasis should be placed on full local manufacture. It is concluded that renewable environmentally friendly energy must be encouraged, promoted, implemented and demonstrated by full-scale plant (device) especially for use in remote rural areas.

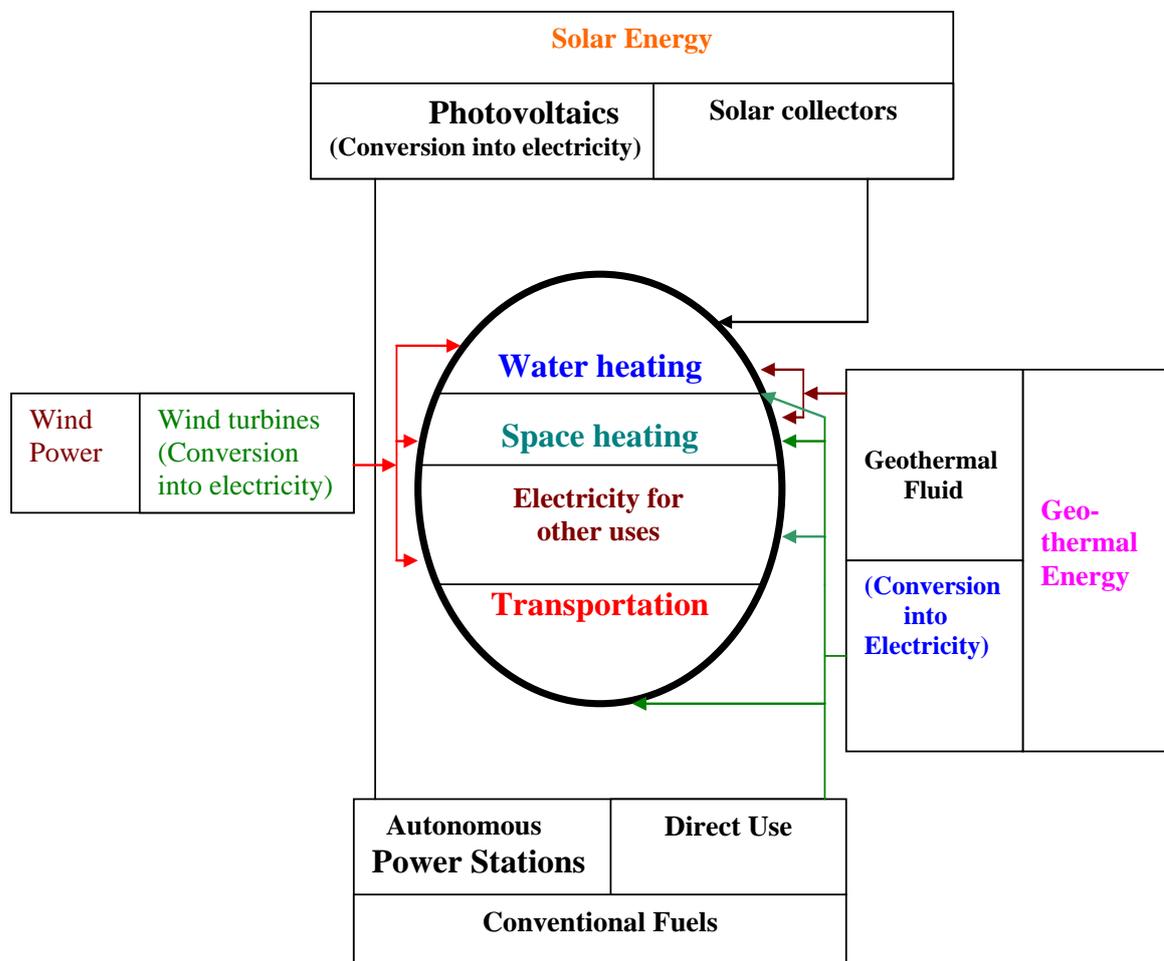


Figure 1. Energy sources their final uses

The communication reviews various options of renewable energy sources that are possibly be applied to rural based energy needs which may wholly or partly replace the conventional sources of energy. Sustainable energy is a prerequisite for development. Energy-based living standards in developing countries, however, are clearly below standards in developed countries. Low levels of

access to affordable and environmentally sound energy in both rural and urban low-income areas are therefore a predominant issue in developing countries. In recent years many programmes for development aid or technical assistance have been focusing on improving access to sustainable energy, many of them with impressive results. Apart from success stories, however, experience also shows that positive appraisals of many projects evaporate after completion and vanishing of the implementation expert team. Altogether, the diffusion of sustainable technologies such as energy efficiency and renewable energy for cooking, heating, lighting, electrical appliances and building insulation in developing countries has been slow. Energy efficiency and renewable energy programmes could be more sustainable and pilot studies more effective and pulse releasing if the entire policy and implementation process was considered and redesigned from the outset. New financing and implementation processes, which allow reallocating financial resources and thus enabling countries themselves to achieve a sustainable energy infrastructure, are also needed. The links between the energy policy framework, financing and implementation of renewable energy and energy efficiency projects have to be strengthened and as well as efforts made to increase people's knowledge through training. Different sources of energy, which can be used for different final uses. Those sources are wind power, solar energy (Figure 1), geothermal energy, the existing electricity production system and the conventional fuels with direct use. The main categories of final uses are: transportation, space heating, water heating and electricity for other uses.

7. Conclusions

There is strong scientific evidence that the average temperature of the earth's surface is rising. This is a result of the increased concentration of carbon dioxide and other GHGs in the atmosphere as released by burning fossil fuels. This global warming will eventually lead to substantial changes in the world's climate, which will, in turn, have a major impact on human life and the built environment. Therefore, effort has to be made to reduce fossil energy use and to promote green energy, particularly in the building sector. Energy use reductions can be achieved by minimising the energy demand, rational energy use, recovering heat and the use of more green energy. This study was a step towards achieving this goal. The adoption of green or sustainable approaches to the way in which society is run is seen as an important strategy in finding a solution to the energy problem. The key factors to reducing and controlling CO₂, which is the major contributor to global warming, are the use of alternative approaches to energy generation and the exploration of how these alternatives are used today and may be used in the future as green energy sources. Even with modest assumptions about the availability of land, comprehensive fuel-wood farming programmes offer significant energy, economic and environmental benefits. These benefits would be dispersed in rural areas where they are greatly needed and can serve as linkages for further rural economic development.

However, by adopting coherent strategy for alternative clean sustainable energy sources, the world as a whole would benefit from savings in foreign exchange, improved energy security, and socio-economic improvements. With a nine-fold increase in forest – plantation cover, every nation's resource base would be greatly improved while the international community would benefit from pollution reduction, climate mitigation, and the increased trading opportunities that arise from new income sources.

The non-technical issues related to clean energy, which have recently gained attention, include:

- (1) Environmental and ecological factors, e.g., carbon sequestration, reforestation and revegetation;
- (2) Renewables as a CO₂ neutral replacement for fossil fuels;
- (3) Greater recognition of the importance of renewable energy, particularly modern biomass energy carriers, at the policy and planning levels;
- (4) Greater recognition of the difficulties of gathering good and reliable renewable energy data, and efforts to improve it; and
- (5) Studies on the detrimental health effects of biomass energy particularly from traditional energy users.

8. Recommendations

- Launching of public awareness campaigns among local investors particularly small-scale entrepreneurs and end users of the RET to highlight the importance and benefits of renewable, particularly solar, wind, and biomass energies.
- Amendment of the encouragement of investment act, to include further concessions, facilities, tax holidays, and preferential treatment to attract national and foreign capital investment.

- Allocation of a specific percentage of soft loans and grants obtained by governments to augment budgets of the (R&D) related to manufacturing and commercialisation of the RET.
- Governments should give incentives to encourage the household sector to use renewable energy instead of conventional energy. Execute joint investments between the private sector and the financing entities to disseminate the renewable information and literature with technical support from the research and development entities.
- Availing of training opportunities to personnel at different levels in donor countries and other developing countries to make use of their wide experience in application and commercialisation of the RET particularly renewable energy.
- The governments should play a leading role in adopting renewable energy devices in public institutions, e.g., schools, hospitals, government departments, police stations, etc., for lighting, water pumping, water heating, communication and refrigeration.
- Encouraging the private sector to assemble, install, repair and manufacture renewable energy devices via investment encouragement and more flexible licensing procedures.

References

- [1] Cantrell, J., and Wepfer, W. (1984). Shallow Ponds for Dissipation of Building Heat: A case Study. *ASHRAE Transactions* 90 (1): 239-246.
- [2] ASHRAE. (1995). Commercial/Institutional Ground Source Heat Pump Engineering Manual. American Society of heating, Refrigeration and Air-conditioning Engineers, Inc. Atlanta, GA: USA.
- [3] Kavanaugh, S., Rafferty, K. (1997). Ground source heat pumps. Design of Geothermal Systems for Commercial and Institutional Buildings. American Society of heating, Refrigeration and Air-conditioning Engineers, Inc. Atlanta, GA: USA.
- [4] United Nations. (2003). World urbanisation project: the 2002 revision. New York: The United Nations Population Division.
- [5] The United Nations Framework Convention on Climate Change (UNFCCC). (2009). The draft of the Copenhagen Climate Change Treaty. p. 3-181.
- [6] Rees, W.E. (1999). The built environment and the ecosphere: a global perspective. *Building Research and information* 1999; 27(4): 206-20.
- [7] Bos, E., My, T., Vu, E. and Bulatao, R. (1994). World population projection: 1994-95. Baltimore and London: World Bank by the John Hopkins University Press; 1994.
- [8] Duchin, F. (1995). Global scenarios about lifestyle and technology, the sustainable future of the global system. Tokyo: United Nations University; 1995.
- [9] Givoni, B. (1998). Climate consideration in building and urban design. New York: Van Nostrand Reinhold; 1998.
- [10] ASHRAE. (1993). Energy efficient design of new building except new low-rise residential buildings. BSRIASHRAE proposed standards 90-2P-1993, alternative GA. American Society of Heating, Refrigerating, and Air Conditioning Engineers Inc., USA. 1993.
- [11] Kammerud, R., Ceballos, E., Curtis, B., Place, W., and Anderson, B. (1984). Ventilation cooling of residential buildings. *ASHRAE Trans: 90 Part 1B*, 1984.
- [12] Shaviv, E. (1989). The influence of the thermal mass on the thermal performance of buildings in summer and winter. In: Steemers TC, Palz W., editors. *Science and Technology at the service of architecture*. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1989. p. 470-2.
- [13] Singh, J. (2000). On farm energy use pattern in different cropping systems in Haryana, India. Germany: International Institute of Management-University of Flensburg, Sustainable Energy Systems and Management, Master of Science; 2000.
- [14] CAEEDAC. (2000). A descriptive analysis of energy consumption in agriculture and food sector in Canada. Final Report, February 2000.
- [15] Yaldiz, O., Ozturk, H., Zeren, Y. (1993). Energy usage in production of field crops in Turkey. In: 5th International Congress on Mechanisation and Energy Use in Agriculture. Turkey: Kusadasi; 11-14 October 1993.
- [16] Dutt, B. (1982). Comparative efficiency of energy use in rice production. *Energy* 1982; 6:25.
- [17] Baruah, D. (1995). Utilisation pattern of human and fuel energy in the plantation. *Journal of Agriculture and Soil Science* 1995; 8(2): 189-92.
- [18] Thakur, C. Mistra, B. (1993). Energy requirements and energy gaps for production of major crops in India. *Agricultural Situation of India* 1993; 48: 665-89.
- [19] Wu, J. and Boggess, W. (1999). The optimal allocation of conservation funds. *Journal Environmental Economic Management*. 1999; 38.
- [20] OECD/IEA. (2004). Renewables for power generation: status and prospect. UK, 2004.

ETUDE DE COMPORTEMENT D'UNE CONSTRUCTION EN PISE VIS A VIS DES ACTIONS SISMIQUES REGLEMENTAIRES

Par

M. Abdelkader CHERRABI, Consultant au CAICONSULT (Civil And Industrialo Consulting),
X- Professeur EHTP.

Résumé

Ce travail consiste à présenter brièvement d'abord la vulnérabilité des constructions en terre à travers les enseignements post-sismiques aux niveaux national et international ; et ensuite les différentes dispositions techniques préconisées par le Règlement Parasismique des Constructions en Terre RPCTerre 2011 pour assurer la sécurité des personnes, des biens et des services, en cas de tremblement de terre.

La mise en application du Règlement Parasismique des Constructions en Terre RPCTerre 2011 nécessite des méthodes scientifiques bien établies qui permettent de déterminer l'état de contraintes et de déformations dans la structure de contreventement afin de pouvoir vérifier les critères réglementaires de stabilité et de résistance préconisés par le Règlement RPCTerre 2011. Ces méthodes sont illustrées à travers l'étude de stabilité et de résistance d'une construction en Pisé vis avis des actions sismiques réglementaires. Il s'agit d'une méthode analytique de calcul de structures et de modélisation en éléments finis.

Expertise géologique et structurale des instabilités du déblai D7 de la section Kassita-Oued Nekkour de la voie express Taza-Al Hoceima

M.ABOULFADL

LPÉE, Marrakech-Safi, Morocco

ABSTRACT: La voie express Taza-Al Hoceima est un projet stratégique visant le développement des régions du Nord à travers des infrastructures de transport de haut niveau reliées au réseau rapide des autoroutes. Ce projet consiste en le dédoublement de la route nationale RN2 reliant Kassita à Ait Youssef Ouali sur 50,5 km et la route régionale RR505 reliant Taza à Kassita sur 98 km, sur une longueur totale de 148,5 Km avec un nombre important de franchissement d'oueds, la reconstruction et le dédoublement des ouvrages d'art et la reconstruction et le prolongement des ouvrages d'assainissement, avec l'introduction d'importantes améliorations sur le tracé routier.

La section étudiée, relie Kassita et Oued Nekkour à travers les reliefs du passage entre Jbel Marrou Ta Ôuanacht au Sud-ouest et Jbel Boukhoûkhene au Nord-est. Cette section longe le couloir de Bouarma au niveau de la zone du Rif externe dans un terrain accidenté. Il s'agit d'une zone de transition géologique traversée par deux failles majeures, caractérisée par des reliefs abrupts et des fortes précipitations occasionnant en conséquence des instabilités des déblais de nature schisteuse et marno-schisteuse fracturée et altérée de caractère évolutif.

Le présent article évaluera le degré d'instabilité du déblai D7 étudié moyennant l'analyse géologique et structurale (direction, pendage) et la description et la représentation stéréographique des principales familles de fractures rencontrées. Il présentera aussi les solutions de confortement proposées qui apparaîtraient nécessaires à la bonne réalisation du projet et ce sur la base du diagnostic effectué des différents mécanismes d'instabilités mis en jeu et les risques d'évolution.

1 ANALYSE GEOLOGIQUE ET STRUCTURALE DE LA ZONE EN DEBLAI D7

1.1 Principaux familles de fractures

Le déblai D7 est réalisé dans des terrains marno-schisteux fracturés à intercalations gréseuses. Les matériaux de surface sont visiblement évolutifs mais ils n'ont pas subi une altération importante. La formation est stratifiée suivant une direction variable entre N140 et N150 et un pendage de 30 à 45° orienté vers le nord-est.

Photo 1. Vue des terrains marno-schisteux du déblai D7



Concernant la fracturation, cette formation est affectée par les familles de fracture suivantes :

Table 1. Principaux familles de fractures de la zone en déblai D7

Famille de fracture	Direction	Pendage	Orientation pendage	ouverture des joints (cm)	Remplissage
S1	N100	65 à 70	SW	0,1 à 0,5	partiellement par calcite
S2	N130	70 à 80	SW	0,1 à 1	partiellement par calcite
S3	N170	80 à 85	W	0,1 à 2	partiellement par calcite
S4	N70	85 à 90	SE	0,7 à 0,5	calcite
S5	N10	60 à 65	W	0,1 à 0,5	partiellement par calcite
S6	N40	80 à 85	SE	4 à 5	Sans ou par schiste
S7	N50	70	W	0, à 1	partiellement par calcite

En se basant sur l'homogénéité de faciès et sur les systèmes de fracturation, cette zone en déblai pourra être subdivisée en trois (03) principales sections :

1.2 Section N°1

Cette section est formée principalement de marno-schiste caractérisés par une structure débitée et très fracturée suivant des plans de fracturation généralement de pendage orienté vers le sud qui facilite le détachement des masse et leurs glissement vers la route le long de cette section.

Photo 2. Terrains marno-schisteux altérés et évolutifs sur le déblai D7 Section 1



1.3 Section N°2

Cette section est la plus stable des sections de ce déblai, elle s'étale sur une distance d'environ 570m au niveau d'un terrain formé de marno-schiste à intercalations de banc gréseux, les familles de fracturation qui peuvent provoquer des glissements ont un pendage plus au moins important, variable entre 70 et 90° orienté vers le sud-ouest et vers l'ouest.

Photo 3. Terrains marno-schisteux altérés et évolutifs sur le déblai D7 Section 2



1.4 Section N°3

Cette section est étalée sur une distance d'environ 300m, au niveau d'un terrain hétérogène formé de marno-schiste et éboulis de pentes formés de blocs de schiste à intercalation gréseuse, des argiles et schiste altérés.

Photo 4. Terrains marno-schisteux altérés et évolutifs sur le déblai D7 Section 3



Photo 5. Éboulis de pentes formés de blocs de schiste à intercalation gréseuse



2 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

2.1 Section N°1

La section N°1 est caractérisée par des formations lithologiques très fracturées et une structure favorable pour la formation des zones instables, doit être réaménagée suivant le pendage de 45° (un reprofilage à 1H/1V). Dans le cas où l'espace est suffisant, une pente de 3H/2V peut être réalisée. Des drains subhorizontaux pourraient être mis en place dans la zone profilée à 1H/1V ou 3H/2V si des venues sont constatées. Selon le caractère évolutif des terrains et surtout dans le cas d'une pente à 1H/1V, un béton projeté peut être mis localement en place pour limiter l'altération.

2.2 Section N°2

Etant donné qu'aucune zone d'instabilité notable n'a été constaté d'une part que et les terrains marno- schisteux ne semblent pas trop évolutifs d'autre part ; cette section pourra être réaménagé suivant un pendage inférieur à 65° .

2.3 Section N°3

La section N°3 est caractérisée par une hétérogénéité de faciès dont la structure est indéfini en générale doit être réaménagées suivant le pendage de 45° (un reprofilage à 1H/1V). Une purge des blocs instables peut être effectuée. Des drains subhorizontaux pourraient être mis en place dans la zone profilée à 1H/1V ou 3H/2V si des venues d'eau sont constatées.

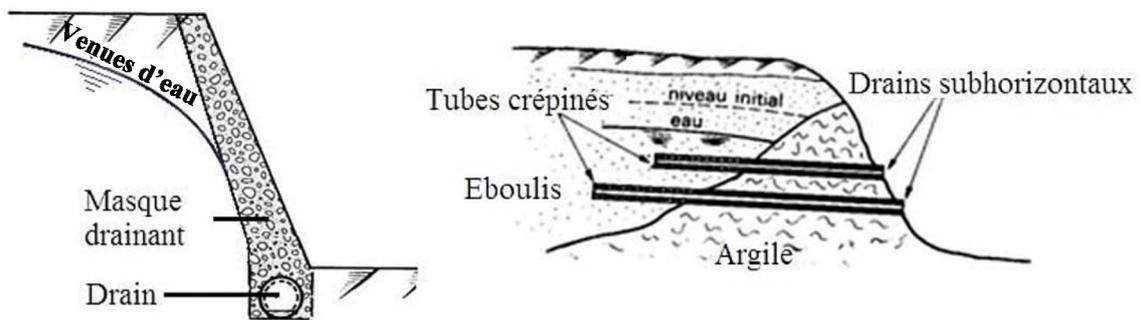


Figure 1. Schéma type des drains subhorizontaux

NOUVEAU ZONAGE SISMOTECTONIQUE POUR L'ETUDE DE L'ALEA SISMIQUE DE LA REGION DU HAUT ATLAS

NEW SEISMOTECTONIC ZONING FOR THE STUDY OF SEISMIC HAZARD IN THE HIGH ATLAS REGION

Lahsen AIT RAHIM
AMGS, Rabat, Maroc

RESUME-Après le plus fort séisme enregistré au Maroc de magnitude Mw 7 du 8 septembre 2023 plusieurs questions se sont posées : 1-Les caractéristiques de la faille responsable de ce séisme, sa manifestation en surface. 2-La valeur très importante de l'accélération au niveau de l'épicentre de plus de 50%g.3- l'impact de la sévérité des vibrations sismiques sur les édifices de la région sinistrée.4- La nécessité de la mise à jour du RPS 2011. Nous essayerons d'apporter des réponses à ses questionnements en présentant le contexte géodynamique responsable de la structuration du Haut Atlas, le développement de sa sismicité, l'apport des mécanismes au foyer et des données GPS pour définir un nouveau zonage sismotectonique indispensable pour le calcul de l'aléa sismique de la région du Haut Atlas.

Mots-clés: contexte géodynamique, Haut Atlas, zonage sismotectonique, l'aléa sismique

ABSTRACT- Following the strongest earthquake ever recorded in Morocco, with a magnitude of Mw 7 on September 8, 2023, several questions have arisen: 1- The characteristics of the fault responsible for this earthquake and its surface manifestation. 2- The significant value of the acceleration at the epicenter, which exceeded 50%g. 3- The impact of the severe seismic vibrations on the buildings in the affected region. 4-The necessity to update the RPS 2011. We aim to address these questions by presenting the geodynamic context responsible for the structuring of the High Atlas, the development of its seismicity, and the contributions of focal mechanisms and GPS data. This will help define a new seismotectonic zoning essential for calculating the seismic hazard of the High Atlas region.

Keywords: geodynamic context, High Atlas, new seismotectonic zoning, seismic hazard.

4-l'attenuation qui ne s'effectuait pas de façon uniforme de l'épicentre vers les régions avoisinantes. 5- Le capteur à une distance épacentrale de 26 km a donné un pic d'accélération du mouvement du sol sur une composante horizontale de 19,14% g et une valeur aussi importante. Sur la composante verticale le pic d'accélération est de 15,24% g. La complexité de la géologie et de la tectonique du Haut Atlas (**source du plus fort séisme enregistré au Maroc de magnitude 7 sur l'échelle de Richter le 8 septembre 2023**) s'explique d'une part par sa forte structuration lors de l'orogénèse hercynienne à la fin de l'ère Primaire, et d'autre part par le soulèvement de l'Atlas au cours du Tertiaire et du quaternaire. Le raccourcissement conséquence de la convergence des plaques africaine et européenne assez limité au cœur de la chaîne et ses bordures, présente la particularité de s'étendre plus loin à des structures beaucoup plus externes au nord (Jebilet) et au sud (Faille majeure de l'Anti Atlas).

Comparative Study of Approaches for Estimating the Water Retention Curve of Granular Soils.

A. Ait Manssour¹, Y. Salami^{1,2} & S. Bensallam¹

1- École Hassania des Travaux Publics, Laboratoire LaGCHEC, BP 8108, Oasis, Casablanca, Maroc

2- École Nationale d'Architecture de Fès, Parc Fès-Shore, Fès, Maroc

ABSTRACT: The study of unsaturated soils has become increasingly important in geotechnical engineering, with the goal of gaining a better understanding of soil behaviour across various saturation states. The water retention curve is a key element in this analysis. This article reviews simulation models and methods for reproducing the water retention curve of granular soils. To minimize potential biases, the models are grouped into four distinct approaches: regression and empirical fitting, physico-empirical methods, numerical modeling, and fractal approaches. A multi-criteria analysis is applied to compare the different approaches. The results provide insight into the various methods for simulating the water retention curve and help identify the most suitable approach for the granular soils under study.

Keywords: water retention curve, unsaturated soil, soil, granular, particle size distribution curve, pore network modeling.

1 INTRODUCTION :

The study of unsaturated soils is becoming increasingly important in light of emerging geo-environmental challenges, highlighting the need for a deeper understanding of their behavior. A central element in this understanding is the soil water retention curve, which plays a key role in characterizing the hydraulic properties of soils. This curve is crucial in various fields such as agriculture, geotechnical engineering, and water resource management. It is also closely related to several essential properties of unsaturated soils, including the shear strength angle, permeability coefficient, diffusion coefficient, and adsorption coefficient (Barbour, 1998).

However, experimental methods for estimating this curve are often costly and time-consuming. Consequently, considerable research efforts have been devoted to developing more accurate and efficient methods for modeling and predicting water-related processes in soils. These methods can be broadly categorized into four approaches: the use of physical properties, the application of fractal models, pore network modeling, and empirical regression and fitting.

The objective of this study is to review existing soil water retention curve (SWRC) models by describing the different approaches and analyzing the strengths and weaknesses of each. This analysis aims to identify the most suitable approach for granular soils, focusing on the use of particle size distribution properties, which are easier to determine experimentally.

2 DIFFERENT APPROACHES FOR ESTIMATING THE SOIL WATER RETENTION CURVE:

In this section, we will explore several approaches used to estimate this curve. These methods vary in complexity and accuracy, ranging from simple statistical fits to more sophisticated models that take into account the physical properties of soils and the geometric characteristics of pore networks.

2.1 Regression and Parameter Fitting

Numerous equations describing the soil water retention curve have been developed through regression on experimental data. These equations aim either to provide an approximate estimation of the curve or to correlate fitting parameters with specific soil characteristics. Notable mathematical models include the bi-exponential model of Omuto (2009) and Brooks & Corey (1964) model.

2.2 Approach Considering the Physical Properties of Soil

Some methods for estimating the water retention curve rely on the physical properties of the material. These methods establish a link between the water retention curve and other physical properties of the soil, which can be easily determined through experimentation. Among these approaches are the Arya & Paris (1981) and the MK model (Modified Kovács) (Aubertin and al., 2003).

2.3 Pore Network Modeling

Recently, pore network modeling has emerged as a promising approach to enhance the estimation of the water retention curve, particularly for granular soils. This approach involves modeling the geometry and topology of the pore network, followed by the application of intrusion or drainage algorithms, which allow for the direct extraction of water content and suction. Among the methods developed in this context are those of Salami (2022) and Zhai and al. (2020).

2.4 The Fractal Dimension Approach

This approach is based on the hypothesis that the pore size distribution in soil follows a power law, often correlated with the fractal dimension. By knowing the particle size distribution and determining the fractal dimension of the soil, it becomes possible to estimate the characteristic parameters of the water retention curve, such as residual water content and saturation point. Among the methods based on this hypothesis are the theoretical framework of Tyler & Wheatcraft (1989), and the method proposed by Russell & Buzzi (2012).

3 DESCRIPTION OF SOME CHARACTERISTIC METHODS

This section presents a detailed analysis of several distinct and recognized methods for estimating the soil water retention curve. Each of these methods is characterized by its underlying principles, assumptions, and approach to water retention, whether through empirical models or by relying on specific physical properties. Examples from the literature and previous studies are also included to illustrate their effectiveness and relevance. We will examine the bi-exponential method of Omuto (2009), the physico-empirical method of Arya & Paris (1981), as well as more recent approaches such as those of Zhai and al. (2020) and Tyler & Wheatcraft (1989), in order to better understand their advantages and limitations in different contexts.

3.1 Empirical Model: The Bi-Exponential Method of Omuto (2009),

The bi-exponential method has shown better performance compared to other empirical models based on parameter fitting (Too and al., 2014). Omuto (2009) presents a bi-exponential model for the retention curve that is based on the textural and structural pore spaces of the soil.

The formula proposed by Omuto (2009) consists of a five-parameter water retention model contained within a bimodal pore size distribution:

$$\theta(h) = \theta_r + \theta_1 e^{-\alpha_1 h} + \theta_2 e^{-\alpha_2 h} \quad (1)$$

Where θ_1 represents the difference between the saturated moisture content θ_{s1} and the residual moisture content θ_{r1} in the structural pore space; θ_2 represents the difference between the saturated moisture content θ_{s2} and the residual moisture content θ_{r2} in the textural pore space; ; α_1

represents the inverse of the air entry potential in the structural pore space; α_2 represents the inverse of the air entry potential in the textural pore space; and θ_r is the sum of the residual moisture contents in the structural pore space θ_{r1} and the textural pore space θ_{r2} .

3.2 Physico-Empirical Model: Arya & Paris (1981) Method,

Arya and Paris (1981) proposed a physico-empirical method to derive the moisture characteristic of a soil based on its particle size distribution and bulk density in its natural compacted state. They compared the moisture characteristic of several soil materials to their particle size distribution curves and found that the two curves were very similar in shape.

After this observation, they postulated that the water retention capacity varies with the grain size distribution. Thus, this method involves calculating the pore volume for each segment of the particle size distribution curve after dividing it into n segments. The Arya & Paris (1981) method first involves determining the water content::

$$\theta_{Vi}^* = \frac{\theta_{Vi} + \theta_{Vi+1}}{2} \quad (2)$$

$$\text{Where: } \theta_{Vi} = \sum_{j=1}^i \frac{V_{Vj}}{V_b}$$

Where V_{Vj} represents the void volume in segment j, while θ_{Vi} indicates the water content, assuming that for any $j < i$, V_{Vj} is filled with water. Additionally, V_b denotes the total volume of the soil structure.

Arya and Paris (1981) method subsequently involves establishing the relationship between pore radius and particle radius for each segment of the particle size distribution curve. Based on the stated assumptions, they discovered that:

$$r_i = R_i \times [4en_i^{1-\alpha} / 6]^{1/2} \quad (3)$$

Where r_i represents the pore radius, R_i denotes the mean particle radius, e indicates the void index, and n_i refers to the number of particles in the granular fraction i.

By utilizing experimental data from five types of soils, they determined that the coefficient α was a soil-specific constant, with values ranging between 1.35 and 1.40.

Using the capillarity relationship, Arya & Paris (1981) obtained the suction for each granular fraction as a function of the pore radius and the void index:

$$\psi_i = \frac{2Y \cos(q)}{\rho_w g r_i} \quad (4)$$

The surface tension at the water/air interface is denoted as Y , while the contact angle of water with the particles, q , is considered to be zero at 25°C. ρ_w represents the density of water, g denotes the gravitational acceleration, and r_i refers to the pore radius in the i-sized fraction.

3.3 Numerical Method: The Modeling of Zhai and al. (2020),

Zhai and al. (2020) proposed a method for estimating the soil water retention curve by modeling the solid skeleton with its pore network in 2D. This approach simplifies the method by deriving equations for the geometric relationships between the soil particle radii and the menisci, using Descartes' theorem of circles to determine the air entry value of the elemental triangles.

This modeling approach has simplified the assessment of the surface occupied by the pores in the solid structure by dividing it into different fractions obtained by connecting the centroids of the circles, which generated several triangles (Figure 1).

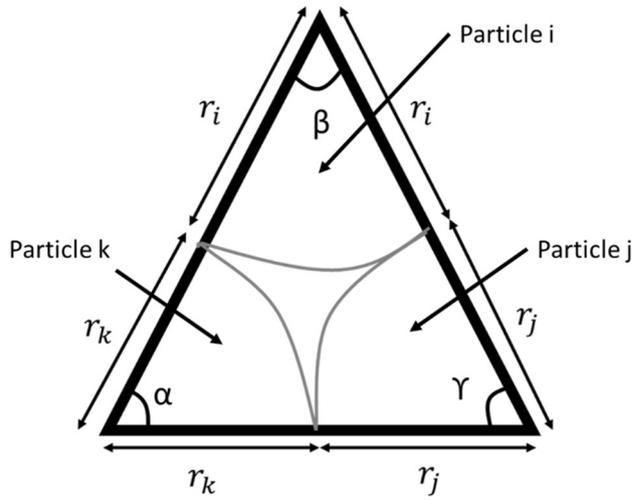


Figure 1: Representative elementary triangle selected

These triangles then facilitated the calculation of the pores using Heron's formula.

Given that the grain distribution depends on the grain size distribution, the authors were able to determine the probability of having a certain composition of grain sizes in each triangle. They divided the particle size distribution into N fractions of equal mass percentages. Therefore:

- The grain size is similar in each fraction.
- The weight on the 2D surface is similar.

Considering n as the number of particles in segment N and i as the number of particles in segment I , with r_i as the radius of the particles in segment I , it is possible to write

$$\text{Area (particle(I))} \times \text{density} \times i = \text{Area (particle (n))} \times \text{density} \times n$$

$$\begin{aligned} \pi r_i^2 \times i &= \pi r_N^2 \times n \\ i &= \frac{r_N^2}{r_i^2} \times n = n \times \left(\frac{d_N}{d_i}\right)^2 \end{aligned} \quad (5)$$

m_s : surface mass.

As a result, the total number of particles can be calculated based on n .

$$T = \sum_{j=1}^N j = n \sum_{j=1}^N \left(\frac{d_N}{d_j}\right)^2 \quad (6)$$

Thus, the probability of having particles from segment I is:

$$P_i = \frac{\left(\frac{d_N}{d_i}\right)^2}{\sum_{j=1}^N \left(\frac{d_N}{d_j}\right)^2} \quad (7)$$

Then, the void surface can be calculated using the following relationship:

$$A_v^t = \sum_{j=1}^N P_i P_j P_k (s - 0,5ar_k^2 - 0,5ar_j^2 - 0,5ar_i^2) \quad (8)$$

Where P_i , P_j , and P_k are the probabilities that particles with radii r_i , r_j , and r_k occupy the corners of the triangle.

The advantage of this method lies in its ability to account for the occurrence of particles within the solid structure, but its limitations stem from its 2D modeling, which neglects other directions.

3.4 Fractal Analysis: The Theoretical Framework of Tyler & Wheatcraft (1989)

The study aims to reduce the empirical aspect of the Arya & Paris (1981) model by providing it with a physical foundation using fractal mathematics. The fitting coefficient α is interpreted as a fractal dimension representing the tortuosity of pore pathways in the soil. The fractal dimensions of pore pathways and particle size distributions are calculated for different soil types. The fractal model proves capable of predicting water retention with acceptable accuracy for most soils studied, except for very coarse soils.

4 COMPARISON OF APPROACHES

4.1 Multicriteria Analysis for Choosing the Approach

Multicriteria decision-making methods offer an alternative to classical approaches by integrating various criteria without reducing them to a single dimension. These methods aim to find a compromise rather than an optimum, allowing for the selection, assignment, or ranking of options. They include full, partial, and local aggregation, each suited to different decision-making contexts.

In this paper, we adopt the full aggregation method, specifically the Weighted Product Method (WPM), a multicriteria decision-making approach. This method compares alternatives by dividing the criterion values by a reference value, then multiplying the resulting ratios. Each ratio is then raised to a power corresponding to the weight assigned to each criterion.

4.2 Application of the Comparison Method

First, we identify the criteria used to evaluate the performance of each approach. For this study, the selected criteria are as follows:

- Criterion A: Suitability for the study of granular soils;
- Criterion B: Accuracy of the results;
- Criterion C: Simplicity of the approach;
- Criterion D: Physical basis of the approach;
- Criterion E: Predictive capability (acceptable results with minimal data);

After determining the criteria, we assign a ranking and a weight corresponding to the importance of each criterion in the approach selection process (Table 1):

Table 1: The Weight of the Criteria for Evaluating the Performance of Approaches

Criterion	A	B	C	D	E	Somme
Rank	1	2	3	4	5	-
Weight	1	0,5	0.75	0.5	1	3.75

Subsequently, each approach is evaluated based on each criterion, with scores ranging from 0 to 4.

The accuracy of regression methods and parameter fitting estimates heavily relies on the quality and relevance of the databases used. Generally, the correlation model proposed by regression methods is tailored to specific conditions, which limits the precision of this approach, even though it is applicable to various types of soils.

The use of fractal mathematics enhances the accuracy of water retention predictions in soils by reducing reliance on empirical model fitting. The results are promising for estimating hydraulic properties using only grain size data, although this method does not account for the various factors influencing the water retention curve.

The approach based on physical properties allows for better integration of the factors influencing the retention curve, thereby increasing accuracy. Most methods utilizing this approach are suitable for granular soils, primarily relying on grain size distributions.

Finally, pore network modeling has gained significance for determining the water retention curve of granular soils by modeling the soil's topology. However, these methods rely on simplifying assumptions that diminish their accuracy. The data from these evaluations are summarized in the table below.

Table 2: The score assigned to each approach based on the adopted criteria.

The approaches	A	B	C	D	E
Regression and parameter fitting	4	4	3	0	1
Approach considering the physical properties of the soil	3	2	3	4	3
Modeling of Pore Networks	4	3	1	3	4
Fractal Dimension Approach	4	3	2	3	2

The score for each approach is calculated using the following formula:

$$Score = \frac{\sum(Criterion \times Weight)}{\sum Weight} \quad (9)$$

The results are presented in the table below:

Table 3: Score Results for Each Approach

The approaches	Score	Rank
Regression and parameter fitting	2.47	4
Approach considering the physical properties of the soil	3.00	2
Modeling of Pore Networks	3.13	1
Fractal Dimension Approach	2.80	3

5 DISCUSSION

An in-depth analysis of the approaches for estimating the water retention curve of granular soils, based on weighted criteria, reveals important nuances in their effectiveness and applicability.

- Modeling of Pore Networks (Score: 3.13, Rank: 1): This approach stands out due to its strong adaptability to granular soils and high predictive capacity. Although it is the least straightforward to implement, its modeling of soil topology provides a solid foundation for estimating the SWRC. Its simplifying assumptions, while slightly limiting its precision, do not hinder this method from being the most effective overall.
- Approach Based on Soil Physical Properties (Score: 3.00, Rank: 2): This method is distinguished by its excellent physical foundation and good predictive capacity. It offers a solid balance between simplicity and precision, making it particularly well-suited for granular soils due to its use of particle size distributions. Its ability to integrate various factors influencing the retention curve justifies its second place.
- Fractal Dimension Approach (Score: 2.80, Rank: 3): This approach demonstrates good adaptability to granular soils and satisfactory precision. Its use of fractal mathematics reduces reliance on empirical adjustments, providing an interesting alternative to traditional methods. However, its limited predictive capacity and relative complexity place it in third position.
- Regression and Parameter Fitting (Score: 2.47, Rank: 4): Despite excellent adaptability to granular soils and good precision under specific conditions, this approach is limited by its weak physical basis and reduced predictive capacity. Its relative simplicity does not sufficiently compensate for these limitations, explaining its last position.

In conclusion, each approach has its specific strengths and weaknesses. Pore network modeling emerges as the most promising method, closely followed by the approach based on physical properties. The fractal approach, while overall less effective, provides interesting perspectives for enhancing estimates based solely on grain size distribution.

A hybrid approach that combines pore network modeling with the solid physical foundations of the second method could potentially overcome the individual limitations of each technique. Integrating fractal concepts could also enhance this combined approach, particularly for soils with complex structures.

This analysis highlights the importance of a multifactorial approach in estimating the water retention curve of granular soils, where precision, physical basis, and predictive capacity must be balanced to achieve optimal results.

6 CONCLUSION

We examined the various approaches used to estimate the water retention curve of soils, highlighting several specific methods. We then synthesized the characteristics of each approach by comparing them according to five essential criteria to guide future research on estimating water retention curves for granular soils. The most promising approach for improving the accuracy of estimates appears to be one that combines the use of physical properties of the soil with numerical modeling of the pore network. This synergy would provide physical foundations to the parameters of numerical modeling, thereby yielding more reliable and relevant results.

7 REFERENCES

- Arya, L.M., Paris, J.F., 1981. A Physicoempirical Model to Predict the Soil Moisture Characteristic from Particle-Size Distribution and Bulk Density Data. *Soil Science Society of America Journal* 45, 1023–1030. <https://doi.org/10.2136/sssaj1981.03615995004500060004x>
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussi re, B., Chapuis, R.P., 2003. A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal* 40, 1104–1122. <https://doi.org/10.1139/t03-054>
- Barbour, S.L., 1998. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. *Canadian Geotechnical Journal* 35, 873–894. <https://doi.org/10.1139/t98-040>
- Brooks, R.H., Corey, A.T., 1964. Hydraulic properties of porous media and their relation to drainage design. *Transactions of the ASAE*.
- Omuto, C.T., 2009. Biexponential model for water retention characteristics. *Geoderma* 149, 235–242. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2008.12.001>
- Russell, A.R., Buzzi, O., 2012. A fractal basis for soil-water characteristics curves with hydraulic hysteresis. *Géotechnique* 62, 269–274. <https://doi.org/10.1680/geot.10.P.119>
- Salami, Y., 2022. A pore network approach to estimate the soil water retention curve of a granular material. *Materials Today: Proceedings* 58, 1497–1499. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.03.017>
- Too, V.K., Omuto, C.T., Biamah, E.K., Obiero, J.P., 2014. Review of Soil Water Retention Characteristic (SWRC) Models between Saturation and Oven Dryness. *OJMH* 04, 173–182. <https://doi.org/10.4236/ojmh.2014.44017>
- Tyler, S.W., Wheatcraft, S.W., 1989. Application of Fractal Mathematics to Soil Water Retention Estimation. *Soil Science Society of America Journal* 53, 987–996. <https://doi.org/10.2136/sssaj1989.03615995005300040001x>
- Zhai, Q., Rahardjo, H., Satyanaga, A., Dai, G., 2020. Estimation of the soil-water characteristic curve from the grain size distribution of coarse-grained soils. *Engineering Geology* 267, 105502. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105502>

Mise en sécurité des cavités souterraines par géosynthétiques équipés en fibres optiques

M. Al Heib

Ineris, Nancy, France

RESUME :

Les cavités souterraines, situées à faible profondeur, qu'elles soient d'origine naturelle (karsts, dissolution de gypse, etc.) ou anthropique (carrières, mines), présentent un risque significatif de dégradation et d'effondrement. Ces instabilités souterraines constituent un danger particulièrement préoccupant dans les zones fortement urbanisées, où elles peuvent causer des dommages considérables. Afin de limiter ces risques, diverses méthodes de mise en sécurité peuvent être déployées, parmi lesquelles figure le renforcement par géosynthétique. Le recours aux géosynthétiques pour prévenir les effondrements localisés est reconnu pour être à la fois pratique et économique, surtout en comparaison avec les méthodes de comblement des vides. En outre, l'intégration récente de la fibre optique dans ces géosynthétiques constitue une avancée majeure. Cette innovation offre une capacité de surveillance accrue, permettant une détection précoce des signes d'effondrement. De plus, elle offre la possibilité de suivre en temps réel l'évolution de ces effondrements lorsqu'ils se produisent. Cet article se divise en deux parties principales. Dans la première partie, nous abordons l'aléa d'effondrement localisé et passons en revue les solutions traditionnelles de mise en sécurité. La deuxième partie est consacrée au développement du géosynthétique instrumenté, qui intègre des technologies avancées comme la fibre optique pour améliorer la prévention et la gestion des risques liés aux cavités souterraines.

1 INTRODUCTION AND OBJECTIFS

En France et dans le monde on trouve des milliers de carrières et de mines souterraines qui sont creusées à faible profondeur. Ces cavités constituent un risque majeur pour les ouvrages en surface (Cooper et Calow, 1998). La dégradation et ensuite l'effondrement de ces cavités engendre des mouvements de terrain : affaissements, effondrements localisés (fontis) ou/et généralisés. Cela peut avoir de graves conséquences : pertes de vies humaines, dommages aux structures et infrastructures. Le fontis est l'aléa le plus fréquemment observé. Il dépend principalement de la profondeur, il concerne généralement les cavités situées à moins de 50 m de profondeur, il est le résultat d'une rupture successive des terrains de recouvrement. Plusieurs facteurs intrinsèques de prédisposition et de déclenchement (naturels et anthropiques) interviennent également, ce qui rend la prédiction de son occurrence difficile. Deux situations sont classiquement observées (

1 : démarrage de la rupture au toit d'une carrière, 2 : cloche auto stable, 3 : formation d'un fontis

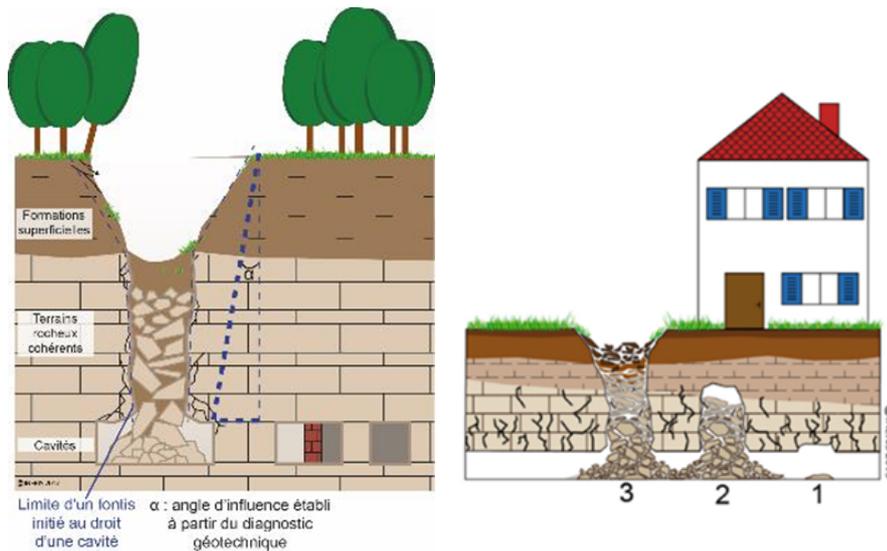
Figure 1) : soit le processus s'arrête de lui-même à une hauteur correspondant à une voûte auto-stable (situation 2 sur la figure), soit il se développe verticalement jusqu'à atteindre les matériaux meubles de la couverture puis la surface (situation 3). Cette dernière phase est souvent brutale et

a mis en forme
grammaire

a mis en forme

a supprimé:

rapide. La Figure 2 montre des exemples d'effondrements localisés (fontis) de cavités souterraines.



1 : démarrage de la rupture au toit d'une carrière , 2 : cloche auto stable, 3 : formation d'un fontis

Figure 1. (a) Étapes de remontée d'un fontis et zone d'influence du fontis (b) – Source : Ineris



Figure 2. Exemples d'effondrements localisés au droit de cavités d'origine anthropique (à gauche le cas d'une mine de charbon à droite celui d'une carrière– Source : Ineris

Ces cavités constituent un aléa « mouvement de terrain » et un risque pour les personnes, les biens et les infrastructures. Elles peuvent par conséquent induire des contraintes fortes en termes d'aménagement et de développement urbain. Les conséquences prévisibles dépendent du diamètre de l'effondrement en surface, critère permettant de distinguer trois classes d'intensité (

Tableau 1).

Tableau 1. Exemples de classes d'intensité de dommages potentiels en fonction du diamètre de l'effondrement (Ineris, 2016a)

Diamètre de l'effondrement en surface	Classe d'intensité des dommages (en surface)
Effondrement auto-remblayé à proximité ou affaissement d'une amplitude limitée	Très limitée
Diamètre < à 5 m	Limitée
Diamètre \geq à 5 m et < à 10 m	Modérée
Diamètre \geq à 10 m	Élevée à très élevée

a mis en form

a supprimé:

2 METHODES DE REDUCTION DE L'ALEA « MOUVEMENT DE TERRAINS »

Les méthodes de mise en sécurité visent à réduire l'intensité de l'aléa (c'est-à-dire du diamètre de fontis) pour réduire la vulnérabilité des structures ou infrastructures (Wattelet, 2005, Ineris, 2016a). En première analyse, le choix de la méthode de traitement n'est pas que purement technique ou économique. Ce choix dépend essentiellement : • des objectifs à atteindre en termes de maîtrise du risque et de destination du site • des domaines d'utilisation, c'est-à-dire de la configuration du site et des caractéristiques du milieu dans lequel le traitement est envisagé ; • du niveau de sécurité admissible en fonction des enjeux en surface ; • d'aspects techniques ; • d'aspects économiques. Ces méthodes sont divisées en deux catégories, la première a pour objectif d'atténuer l'aléa ou ses conséquences et la deuxième a pour objectif de le supprimer complètement. Le Tableau 2, synthétise ces méthodes en fonction de l'usage actuel ou futur du sol et les résultats attendus après la réalisation du traitement. Des aléas « dits » résiduels peuvent exister après la formation des effondrements en surface.

Tableau 2, synthétise ces méthodes en fonction de l'usage actuel ou futur du sol et les résultats attendus après la réalisation du traitement. Des aléas « dits » résiduels peuvent exister après la formation des effondrements en surface.

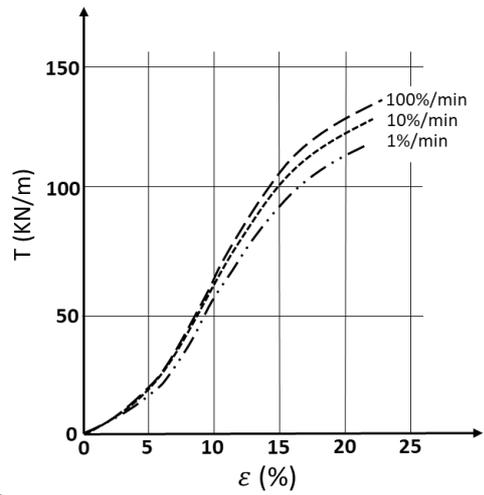
a supprimé:

Tableau 2. Méthodes de réduction de l'aléa « fontis » (Ineris, 2016a)

Utilisations de la surface	Méthode
Espaces verts, chaussées, constructions existantes et nouvelles	Comblement intégral des cavités (avec ou sans clavage)
Espaces verts, chaussées, constructions existantes et constructions nouvelles	Consolidation des cavités
Espaces verts	Comblement partiel des cavités
Espaces verts, chaussées/voies ferrées, remblais d'ouvrages courants, réseaux	Mise en place d'un géosynthétique
Constructions nouvelles ou existantes	Renforcement des sols ou adaptation de fondations
Nouvelles constructions, chaussées, remblais de construction	Amélioration du sol Fondations superficielles avec longrines Renforcement de structure Inclusions rigides
Espaces verts restreints	Clôtures (grillages, treillis...)

3 RENFORCEMENT PAR GÉOSYNTHÉTIQUES

Le renforcement par géosynthétique (GSY), ou par un produit apparenté aux géosynthétiques (cf. la norme NF EN ISO 10318), est généralement caractérisé par ses résistances à la traction et au poinçonnement. Le comportement en traction d'un géosynthétique est caractérisé par la relation entre l'effort de traction T (force par unité de largeur exprimée en kN/m) et l'allongement ou la



déformation ϵ du géosynthétique (exprimée en pourcentage) (



Figure 3).

a supprimé:

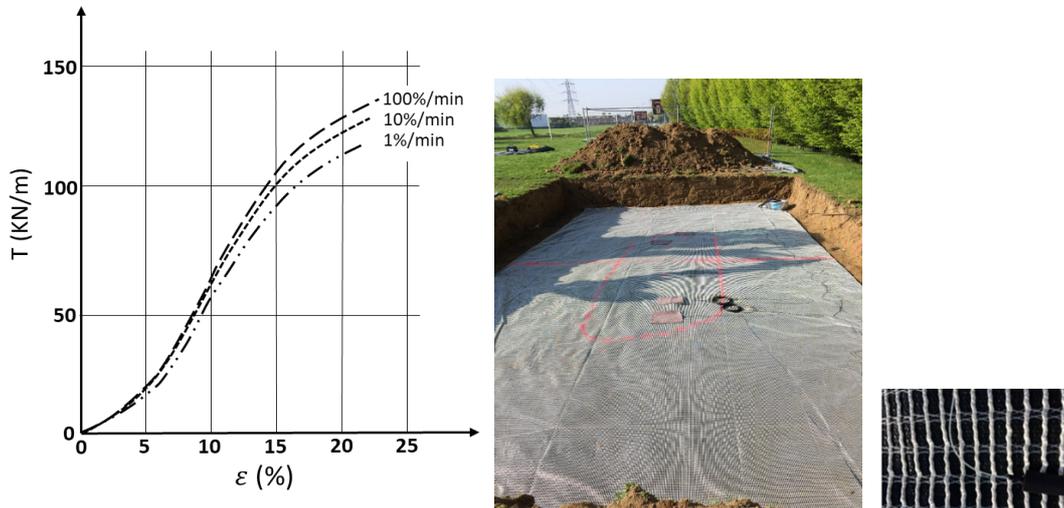


Figure 3. Comportement en traction d'un GSY Source : AfiteXinov, exemple de nappe de géosynthétique installée au-dessus d'une cavité

Le renforcement par un géosynthétique est l'une des solutions permettant d'améliorer la protection des enjeux en surface (Delmas et Gourc, 2017, Abdelouhab et al., 2018). Il s'agit d'une protection passive désignée sous le terme de méthodes « parachute ». Le rôle d'un géotextile mis en place au sein d'une zone d'éboulement potentiel consiste à supporter les éléments le surplombant en s'appuyant sur l'effet d'arche (Figure 4) et à éviter toute déformation inadmissible susceptible de mettre en péril la stabilité du talus et/ou des ouvrages en zone de fontis (routes, éventuellement bâtiments, etc.).

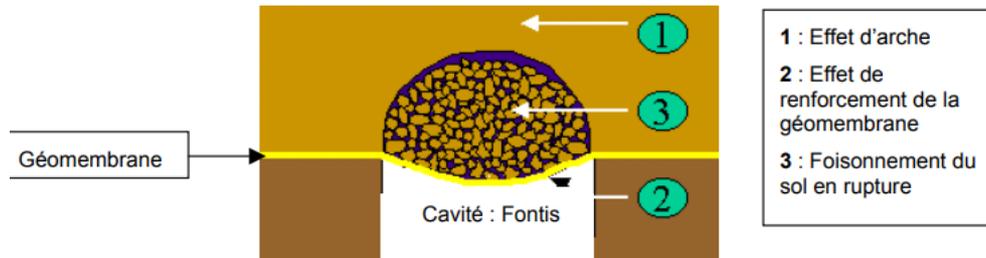


Figure 4. Comportement d'un géosynthétique au-dessus d'une cavité, système de protection « parachute »

De nombreux cas d'utilisation de géosynthétiques comme solution pour réduire l'aléa lié aux fontis ont été documentés dans la bibliographie, tant au niveau national qu'international (Al Heib et al., 2023). Ces cas illustrent les différentes possibilités de renforcement par géosynthétique des sols pour des cavités naturelles et anthropiques, pour différents enjeux (autoroutes, routes, voies ferrées) et espaces publics (parcs et parkings).

Sous réserve de respecter les règles de l'art du dimensionnement, l'objectif premier de renforcement par le géosynthétique est d'assurer une sécurité temporaire ou pour une durée de service¹, avant la mise en place d'un traitement définitif correspondant au comblement des vides dans les zones où des effondrements se sont produits (Ineris, 2016a). Le renforcement d'une cavité présentant un aléa d'un effondrement localisé est jugé efficace, pour limiter le risque, pour des cavités d'un diamètre de à 5 m. Au-delà de cette valeur de 5 m, le géosynthétique « instrumenté », c'est-à-dire équipé d'un système de surveillance approprié comme la fibre optique par exemple, permettrait la détection de la propagation d'un fontis vers la surface, grâce aux mesures des déformations mesurées au niveau du GSY. En France, les méthodes de dimensionnement d'un renforcement à l'aide d'un géosynthétique sont définies dans la norme NF EN 1990. Le dimensionnement permet de déterminer les caractéristiques du géosynthétique à mettre en place. Les données géométriques et géologiques doivent être prises en compte pour évaluer la géométrie de la remontée de fontis. Pour appliquer ces méthodes du dimensionnement, il convient de déterminer successivement (Figure 5) :

- le diamètre de la cavité et le mécanisme de remontée fontis vers la surface,
- le diamètre du fontis en surface (D_s), il est généralement égal ou légèrement supérieur au diamètre de la cavité (D) en contact avec le géosynthétique. Pour ce faire il est souvent pris égal au diamètre de la cavité (D).
- l'affaissement (tassement) admissible en surface,
- la charge (q) agissant sur le géosynthétique,
- les tensions (T_{max}) induites et la flèche maximale du géosynthétique (d_g),
- le tassement admissible correspondant en surface (d_s), ce tassement peut être déterminant pour évaluer les caractéristiques du GSY,

¹ Durée de service de l'ouvrage est définie par le maître d'ouvrage ou par les normes et les recommandations de l'Eurocode

- et le type et la longueur d'ancrage nécessaire pour assurer la stabilité de la structure renforcée.

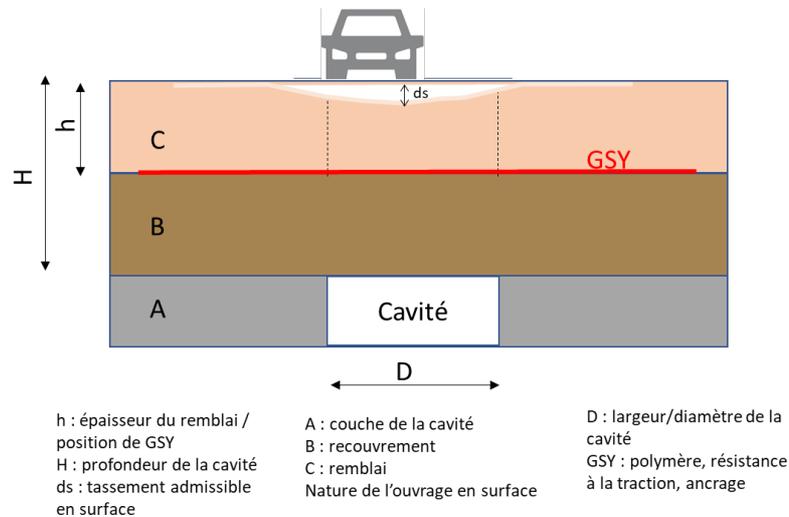


Figure 5. Paramètres géométriques de dimensionnement d'un géosynthétique (GSY) au-dessus des cavités souterraines (Al Heib et al., 2023).

4 SURVEILLANCE DES CAVITES A L'AIDE D'UN GEOSYNTHETIQUE INSTRUMENTE

Comme rappelé précédemment, le phénomène de fontis est brutal et présente des risques vis-à-vis des enjeux en surface. Dans le cas d'absence de traitement ou d'utilisation d'une méthode de traitement passive, la surveillance peut être utilisée comme moyen de prévention (Ineris, 2016b). En effet, la surveillance seule a pour but d'avertir ou d'alerter du danger sans s'opposer au phénomène de fontis. Elle fait appel à des techniques de surveillance dont le principe est de suivre l'évolution des mouvements de terrain (fond ou jour) et de prendre les mesures de sécurité conservatoires qui s'imposent en cas d'instabilité avérée. Elle représente le plus souvent une stratégie d'attente en reportant ou en fragmentant dans le temps les travaux pour mieux en répartir le coût. Néanmoins, la surveillance des cavités souterraines abandonnées est relativement difficile compte tenu de l'accessibilité de ces cavités. Dans les zones très dégradées, le caractère dynamique du phénomène de fontis nécessite la mise en place d'une surveillance régulière de l'évolution. L'inspection visuelle, à fréquence adaptée à l'évolution des désordres, est la surveillance la plus déployée, lorsque les cavités sont localisées et accessibles, avec des conditions de sécurité acceptables. La surveillance instrumentée depuis le fond ou la surface est également employée comme dans le cas des mines souterraines du bassin ferrifère lorrain (Bennani et al. 2004).

L'utilisation d'un géosynthétique instrumenté répond à deux objectifs : surveiller la remontée de fontis vers la surface et atténuer les conséquences de l'effondrement. L'utilisation de la fibre optique est de plus en plus déployée pour surveiller les ouvrages de géotechnique et de génie civil, notamment pour la mesure des déformations. L'intégration de la fibre optique dans les géosynthétiques permet d'accéder à des informations sur les déplacements du sol qui étaient jusqu'ici très difficiles à obtenir, et ce, avec une grande précision. Cette solution d'auscultation repose sur des capteurs composites géotextile et des fibres optiques pour la mesure de la température et de la déformation dans les ouvrages en terres et hydrauliques et permet de suivre l'évolution de la déformation du géosynthétique et de la température dans l'environnement immédiat de la cavité instable (Ferdinand, 2014). La mesure par fibre optique permet également de fournir un indicateur, par corrélation entre la température et l'humidité du sol, de l'état hydrique du recouvrement, notamment en cas de fuite de canalisation ou de remontée de la nappe phréatique.

Les différentes technologies existantes permettent de faire de la mesure ponctuelle (réseaux de Bragg), répartie sur de très longues distances (réflectométrie Brillouin) ou sur des distances plus courtes, avec une résolution spatiale millimétrique (réflectométrie Rayleigh).

Les réseaux de Bragg sont particulièrement adaptés pour l'instrumentation d'une zone limitée correspondant à une cavité localisée ou des enjeux ponctuels de dimensions réduites. Le principe du réseau de Bragg consiste en une source lumineuse qui envoie un signal à l'intérieur de la fibre. Chaque capteur, répondant à une longueur d'onde unique, renvoie celle-ci dans le sens inverse, jusqu'à l'analyseur. Cet analyseur procède ensuite à la conversion de la longueur d'onde en microdéformations. Lors d'un événement (effondrement), le capteur va subir une déformation (traction ou compression), qui va modifier la longueur d'onde. Ce changement va être analysé et converti en microdéformation positive dans le cas d'une traction, négative pour une compression. Les fibres optiques de type Brillouin sont particulièrement adaptées à la détection, l'auscultation et la surveillance de cavités non localisées et/ou connues, pour les infrastructures linéaires de grandes dimensions. Elles peuvent aussi être utilisées lorsqu'il y a plusieurs cavités localisées. Le principe de l'analyse Brillouin repose sur le temps de parcours d'une onde laser à travers la fibre. Pour utiliser cette technologie, on doit donc pouvoir avoir accès aux deux extrémités de la fibre, car le temps de parcours de l'onde dans la fibre permet alors de retrouver l'emplacement (à 1 m près) de l'événement. La densité des capteurs ou des lignes de mesures dépend principalement des enjeux en surface (par exemple on utilisera une faible densité de fibres pour des terrains peu fréquentés, et une densité importante pour des infrastructures - routes et voies ferrées) et des dimensions de la cavité ou des cavités. Il est également possible d'adapter la fréquence de mesures en fonction du phénomène redouté et/ou de la sensibilité des infrastructures ou des structures à surveiller. Dans le cadre d'une expérimentation réalisée au-dessus d'anciennes catiches (carrières de craie) à Lille, une nappe géosynthétique, fournie par Texinov, a été instrumentée par un système Géodélect équipé de capteurs à réseau de Bragg (Arteries et al., 2012, Figure 6). Le dispositif mis en œuvre se compose de deux fibres optiques parallèles nommées FO1 et FO2 espacées de 20 cm. Chaque fibre comprend 4 capteurs de Bragg distants de 1 m. 3 points de mesure (capteurs) sont positionnés au droit de la cavité et 5 autres points sont localisés dans la zone d'ancrage du renforcement. Cette implantation permet ainsi d'obtenir un point de mesure de déformation de la nappe géosynthétique tous les 0,5 m (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.** 6). Ces mesures réalisées ont montré l'efficacité du dispositif. En effet au cours de l'expérimentation, une réponse instantanée des capteurs de déformation a été enregistrée en lien avec la tension induite par l'application d'une charge en surface au-dessus de la tête de catiche. Les capteurs situés au niveau de la catiche (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**6) ont montré une évolution significative, ce qui démontre le potentiel de son utilisation.

a supprimé:

a supprimé:

Plus récemment, dans le cadre du projet de recherche REGIC (Renforcement par géosynthétiques intelligents sur cavités naturelles ou anthropiques²), une solution innovante a été développée et brevetée par la société Afitexinov (Riot et al., 2021). Cette solution comprend un géosynthétique de renforcement spécifique couplé à un dispositif d'alerte autonome et déporté permettant de détecter un effondrement localisé. C'est un géosynthétique de renforcement bimodule inversé équipé de fibres optiques. Cette nouvelle solution a été conçue pour l'intégration de la fibre optique de la fabrication de GSY et l'installation d'un système de surveillance sur un chantier (Preditect). Ce nouveau dispositif est conçu pour surveiller de larges zones critiques de déformations du sol et détecter d'éventuelles défaillances souterraines. En cas d'événement inattendu, déclenche une alerte automatique.

² <https://bibliothèque.ademe.fr/recherche-et-innovation/1770-regic.html>

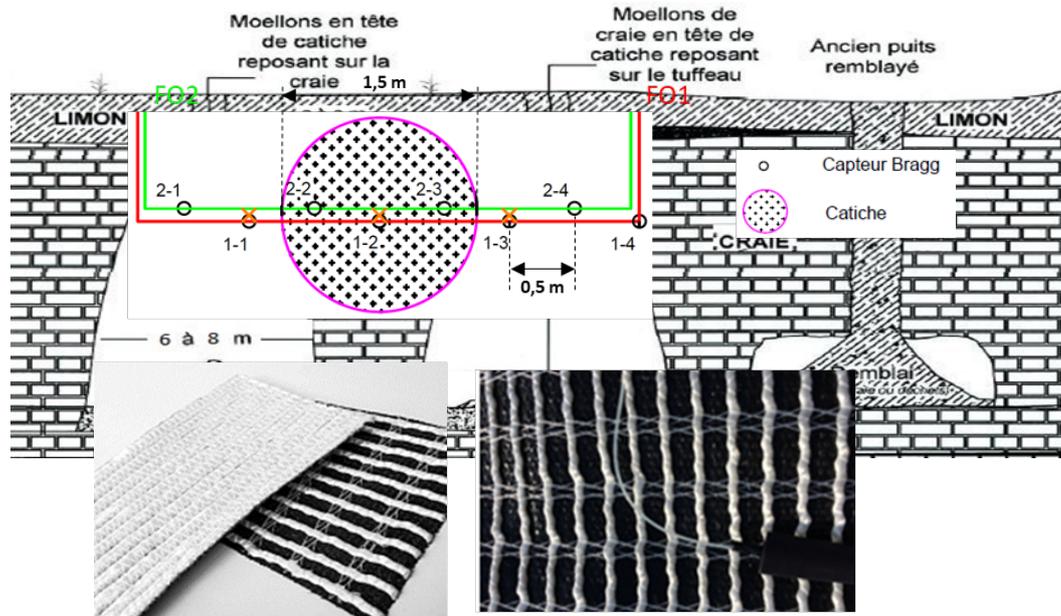


Figure 6. Structure du géosynthétique retenue pour l'expérience à Lille installée au-dessus d'une catiche (carrière de craie), instrumentation par fibres optiques de la nappe de renforcement géosynthétique (Hassoun et al., 2017)

5 CONCLUSION

Les cavités souterraines qu'elles soient naturelles ou anthropiques peuvent se dégrader et induire des mouvements de terrains en surface. Le fontis est le mouvement le plus redouté. La mise de sécurité de ces cavités est indispensable lorsque le risque d'effondrement est avéré. Parmi les méthodes de mise de sécurité passives, la solution de renforcement par géosynthétique de zones à risques d'effondrements localisés (fontis) est de plus en plus utilisée en raison de son coût et de sa facilité d'installation. Elle est particulièrement adaptée aux cavités naturelles ou anthropiques de petit diamètre, inférieur à 4 m et exceptionnelle jusqu'à 5 m. Au-delà de ce diamètre, elle permet juste de réduire les conséquences en surface. Le géosynthétique équipé par de fibre optique offre également la possibilité de surveiller la remontée du fontis en surface avant qu'il n'apparaisse au jour. Les expériences réalisées in situ montrent qu'avec ce type de dispositif il est possible de mesurer de très faibles déformations. Bien qu'il présente un intérêt certain pour le suivi des ouvrages et des infrastructures, l'emploi de géosynthétiques instrumentés reste limité à cause de coût de la mise en œuvre d'une surveillance continue.

RÉFÉRENCES

- Abdelouahb, A., Pinon, C. & Al Heib M. 2018. Sécurisation d'un secteur d'une ancienne carrière souterraine par un géosynthétique de très haute résistance (1800 kn/m). Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 2018) "Ressources et aménagement : quelles limites ?", Jun 2018, Marne la Vallée, France. Ineris-01863347.
- Al Heib, M., Delams, Ph., Riot M., Villard P. & Emeriault F. 2022. Recommandations pour l'utilisation de géosynthétique dans la réduction du risque d'effondrement localisé. *13^{èmes} Rencontres Géosynthétiques – du 5 au 7 avril 2022, Saint-Malo.*
- Arteries, O., Briançon, A. & Robinet 2012. Auscultation d'ouvrages avec un capteur géotextile à fibres optiques. No 8 (2012): *Géosynthétiques - Un monde durable.* <https://doi.org/10.14758/SET-REVUE.2012.8.05>
- Bennani, M., Josien J-P. & Bigarré P. 2004. Surveillance des risques d'effondrement dans l'après mine, besoins, méthodes : apport de la microsismique, volume 21 de *Les Techniques de l'Industrie Minérale*, pp15-22.
- Balivet J-C., Gourc J-P. Villard P. 2002. Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence

- de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires, volume 99 de la Revue Française de Géotechnique, 2ème trimestre 2002, pp 23-34.
- Cooper, A.H., Calow R.C. 1998. Avoiding Gypsum Geohazards: Guidance for Planning and Construction. WC/98/5. British Geological Survey, Nottingham, UK.
- Delmas Ph., Gourc J.P. 2017. Geosynthetics in transport infrastructures, the positive input of old case histories. Cas de Trois Lucs à la Valentine : GeoAfrica 2017 Conference.
- Ferdinand, P. 2014. The Evolution of Optical Fiber Sensors Technologies During the 35 Last Years and Their Applications in Structure Health Monitoring. Le Cam, Vincent and Mevel, Laurent and Schoefs, Franck. EWSHM - 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, Jul 2014, Nantes, France.
- Ineris 2016a. Guide sur les solutions de mise en sécurité des cavités souterraines abandonnées d'origine anthropique - DRS-15-149564-02401A.
- Ineris 2016b. Ineris (2016b). Guide de surveillance des cavités souterraines d'origine anthropique. DRS-16-156834- 00810B.
- Hassoun M. Villard P. Al Heib M. & Emeriault F. 2017. Limitation par renforcements géosynthétique des risques liés aux effondrements des toits de catiches. 11èmes Rencontres Géosynthétiques – du 7 au 9 mars 2017, Lille.
- Riot, M., Balland, C., Delams, Ph., et al. 2021. Monitoring and warning system including a bi-modulus geosynthetic for the reinforcement of cohesive soil on cavities. Geosynthetics Conference. © Industrial Association International. Pp 495-
- Wattelet J-M. 2005. Réduction du risque d'effondrement en surface par comblement des anciennes carrières souterraines abandonnées. Evaluation technique de l'utilisation de résidus industriels comme matériaux de remblayage, article issu du séminaire de restitution et de valorisation des travaux Ineris – Réseau des LCPC, Ecole Nationale des ponts et chaussées, Paris.

ROYAUME DU MAROC
SOUS L'EGIDE DU
MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'EAU



COLLOQUE
NATIONAL
SUR
LA **GÉOTECHNIQUE**

Thème général :
INSTABILITÉ DES SOLS
MAÎTRISE DES OUVRAGES LIÉS AUX INSTABILITÉS

DU 17 AU 19
OCTOBRE 2024
À MARRAKECH

SOUSSION A APPEL A COMMUNICATION

Date limite de soumission des résumés : **avant le 15/06/2024**

Contact : Secrétariat CMMSG

Tel : 05 22 30 27 91 - Fax : 0522 30 15 50 - Email : cmmsg@lpee.ma

Nom et prénom : BENAMAR Moussa / ALAOUI Mohammed Rida / RKAINA Houda
Société : Tanger Med Engineering
Tel/Gsm : (+212) 539 379 070/ 06 61 06 04 41 / 06 62 03 24 78 / 06 77 43 75 79
Email : m.benamar@tme.ma / r.alaoui@tme.ma / h.rkaina@tme.ma

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes (à cocher) :

- 1-Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2-Fondations Superficielles et Profondes
- 3-Instabilité de talus
- 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site urbain
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galeries et Tunnels
- 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

TRAITEMENT DES REMBLAIS HYDRAULIQUES – RETOUR D'EXPÉRIENCESUR LES PROJETS DU COMPLEXE PORTUAIRE TANGER MED

TREATMENT OF HYDRAULIC FILL – FEEDBACK ON THE PROJECTS OF TANGER MED PORT COMPLEX

Prénom et Nom Moussa BENAMAR ; Mohammed Rida ALAOUI ; Houda RKAINA

Directeur Aménagements Portuaires, Maritimes et Océano, Tanger, Maroc

Responsable géotechnique, Tanger Maroc,

Responsable étude, Tanger, Maroc

RESUME – Pour la réalisation du complexe Tanger Med, il a été mis en œuvre plus de douze millions de mètres cubes de remblais hydrauliques pour le port Tanger Med 2 et six millions pour le port Tanger Med 1. L'ensemble de ces remblais hydrauliques mis en place pour les deux Port ont été traités par vibro-compaction pour parer au risque de liquéfaction et réduire les tassements des terre-pleins portuaires. La présente communication présente un ensemble de leçons tirées des travaux réalisés et les adaptations du traitement aux conditions du site et des gisements de sable utilisés.

Mots-clés : Vibrocompactage – Liquéfaction – Tassement

ABSTARCT – For the construction of the Tanger Med complex, over twelve million cubic meters of hydraulic fill were placed for the Tanger Med 2 port and six million for the Tanger Med 1 port. All of these hydraulic fills were treated by vibro-compaction to mitigate the risk of liquefaction and reduce settlement of the port embankments. This summary presents a set of lessons learned from the work carried out and the adaptations of the treatment to the conditions of the site and the sand deposits used.

Keywords : Vibrocompaction – Liquefaction – Settlement

UTILISATION DES GÉOSYNTHÉTIQUES EN COMPLEMENT AUX INCLUSIONS RIGIDES POUR LE RENFORCEMENT DES SOLS

USE OF GEOSYNTHETICS IN CONJUNCTION WITH RIGID INCLUSIONS FOR SOIL REINFORCEMENT

Charaf-Eddine ANNIS¹

¹ *Directeur technique, ETUCAD, Agadir, Maroc et secrétaire général adjoint de l'ACGM.*

RÉSUMÉ – L'utilisation synergique des géosynthétiques et des inclusions rigides pour le renforcement des sols en génie civil est étudiée. Les géotextiles et géogrilles, combinées à des pieux ou colonnes en béton, améliorent considérablement la capacité portante et la stabilité des sols. Cette approche hybride réduit les tassements et augmente la capacité portante, renforçant ainsi la durabilité et les performances des infrastructures. Des études de cas illustrent les avantages pratiques de cette méthode dans divers contextes géotechniques.

Mots-Clés : géosynthétiques, inclusions rigides, renforcement des sols.

ABSTRACT – The integrated use of geosynthetics and rigid inclusions for soil reinforcement in civil engineering is explored. Geotextiles and geogrids, when combined with piles or concrete columns, significantly improve soil bearing capacity and stability. This hybrid approach reduces settlement and increases bearing capacity, thereby enhancing the durability and performance of infrastructure. Case studies demonstrate the practical benefits of this method in various geotechnical contexts.

Keywords : geosynthetics, rigid inclusions, soil reinforcement.

SOUSSION A APPEL A COMMUNICATION

Date limite de soumission des résumés : **avant le 15/06/2024**

Contact : Secrétariat CMMMSG

Tel : 05 22 30 27 91 - Fax : 0522 30 15 50 - Email : cmmmsg@lpee.ma

Nom et Prénom (1 ^{er} auteur) : ARAB Rabah
Société : HUESKER France
Tel/Gsm : +33 6 47 05 03 73
Email : rabah.arab@huesker.fr

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes (à cocher) :

- 1- Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2- Fondations Superficielles et Profondes
- 3- Instabilité de talus
- 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site urbain
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galeries et Tunnels
- 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

EVITEMENT DE BOUMERDES – REMBLAIS RENFORCES PAR GEOGRILLES ET INTEGRATIONS PAYSAGERES

BOUMERDES AVOIDANCE – EMBANKMENTS REINFORCED BY GEOGRIDS AND LANDSCAPE INTEGRATIONS

Rabah ARAB¹, Ali GHANEM², Nabil ARABI³

¹ HUESKER France¹, Gresswiller, France

² CDT², Blida, Algérie

³ GEOS CONSULT Alger Algérie

RÉSUMÉ

Pour désengorger le Traffic actuel qui traverse la ville de Boumerdes, qui est une ville balnéaire, particulièrement en saison estivale, les autorités ont décidé de créer une nouvelle infrastructure en 2 x2 voies sur un linéaire d'environ 8 km (Cf. figure 1). Cette nouvelle infrastructure traverse une zone montagneuse dans un contexte géologique et géotechnique difficile. A cela s'ajoute des problèmes d'instabilités sollicités par les terrassement de déblais et de remblais de grandes hauteurs sur versants.

Dans notre communication, nous présenterons le contexte, géomorphologique, hydrogéologique et géotechnique général ainsi que certaines problématiques apparues lors des travaux et les solutions adoptées, notamment l'utilisation des géosynthétique de type Géogrille FORTRAC (Cf. figure 2) pour solutionner les problèmes d'instabilités d'une part et d'autre part l'intégration de ses ouvrages dans leur environnement.

Mots-Clés : Versants - Remblais – Renforcements – Géogrilles – Stabilité

ABSTRACT

To ease the current traffic flow through the town of Boumerdes, which is a seaside town, especially in the summer season, the authorities decided to create a new infrastructure of about 8 km (Cf. Figure 1). This new infrastructure crosses a mountainous area in a difficult geological and geotechnical context. To this is added problems of instabilities stressed by the earthworks of cuttings and embankments of great heights on slopes.

In our communication, we will present the context, geomorphological, hydrogeological and general geotechnical as well as some problems arising during the work and the solutions adopted, in particular the use of geosynthetics of type FORTRAC (See figure 2) to solve the problems of instability on the one hand and on the other hand the integration of its works in their environment.

Keywords : lopes - Embankments – Reinforcement – Geogrids – Stability

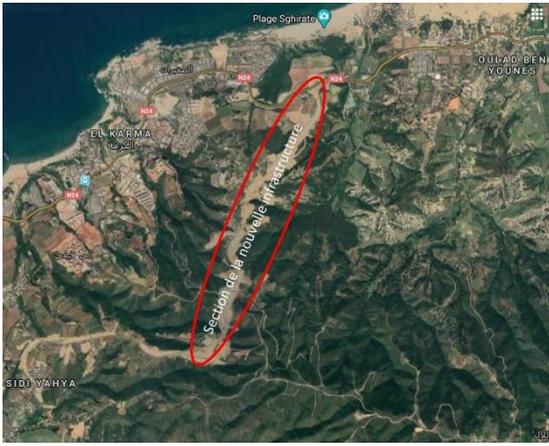


Figure 1. Contexte géomorphologique d'une section de la nouvelle infrastructure.



Figure 2. Vues d'un remblai renforcé par géogrilles sur versant en cours de construction

APPROCHE EXPERIMENTALE DE LA CONSOLIDATION DES SOLS ARGILEUX

EXPERIMENTAL APPROACH TO CONSOLIDATION OF CLAYEY SOILS

Mohamed AYEB

Géotechnicien Sénior
Gérant du Laboratoire d'Essais,
d'Etudes et d'Expertises-
L3E/MAROC

Youssef AYEB

Ingénieur Civil des Mines
Directeur du Laboratoire des
Etudes Géologiques et
Minières-LEGM/Maroc

Résumé

Le modèle classique et usuel de la consolidation comprend deux phases :

- une phase qualifiée de primaire ou d'hydraulique décrite par l'équation de la dissipation de la pression (Terzaghi 1923) ; elle fait intervenir le coefficient de compressibilité verticale C_v et s'achève avec la dissipation totale de la pression au point de coordonnées $(t_{100}; \Delta h_{100})$ dans la représentation de Casagrande de la courbe de consolidation;
- et une phase qualifiée de secondaire ou de fluage et qui fait intervenir le taux de fluage C_α

Il est à signaler qu'aucune justification que la dissipation totale de la pression a lieu au point $(t_{100}; \Delta h_{100})$ n'est fournie ; par ailleurs, certains auteurs considèrent que les deux phases de la consolidation se succèdent l'une à l'autre alors que d'autres placent leur genèse en même temps...

En relevant les incohérences et les impertinences de l'approche actuelle, ces travaux ont privilégié une approche expérimentale. Dans le processus de consolidation et au regard de l'ordre de grandeur des contraintes auxquelles les sols sont soumis, les compressibilités de l'eau et des particules solides ne sont pas mises en jeu. Le volume des tassements correspond à celui de l'eau évacuée ; la courbe des tassements en fonction du temps est celle de l'écoulement de l'eau : la dynamique de la consolidation est **exclusivement hydraulique**. Cette assertion est confirmée par le dépouillement des courbes de dissipation de pression en fonction des déformations (ou des tassements) et qui font l'objet d'un article complémentaire annexé aux présents travaux.

Les essais à l'œdomètre effectués sur des types de sols présentant différents niveaux d'activité argileuse, montrent que la fonction qui caractérise la courbe de consolidation dans son intégralité est du type **hyperbolique** à deux paramètres que sont : la déformation asymptotique finale ε_∞ ou le tassement asymptotique final Δh_∞ - et la vitesse initiale de déformation ε_0 (ou v_0) [(Sridharan et al., 1981 ; Tan et al., 1991 ; Al Shamrani, 2004)].

La déformation asymptotique finale obtenues par cette méthode est conforme à celle que fournit la méthode d'Asaoka.

La transposition de la loi hyperbolique à n'importe quelle longueur de chemin hydraulique, permet d'établir un modèle prévisionnel de tassements à différents horizons de temps. Toutefois, il est indispensable de procéder à une confrontation régulière entre les prévisions de ce modèle et les des données recueillies sur le site du projet ; et ce, afin de pouvoir procéder aux ajustements nécessaires à la bonne maîtrise des délais d'exécution des réalisations.

Mots clés :

Coefficient de consolidation verticale C_v ; taux de fluage C_α ; déformation asymptotique finale ; transposition de la loi hyperbolique;

Abstract

The classic and usual model of consolidation comprises two phases:

- A phase referred to as primary or hydraulic, described by the pressure dissipation equation (Terzaghi 1923). It involves the vertical compressibility coefficient C_v and concludes with the total pressure dissipation at the coordinates point $(t_{100}; \Delta h_{100})$ in Casagrande's representation of the consolidation curve. It is worth noting.
- A phase referred to as secondary or creep, which involves the creep rate C_α . It is worth noting that no justification is provided for the total pressure dissipation occurring at the point $(t_{100}; \Delta h_{100})$. Furthermore, some authors consider the two phases of consolidation to succeed each other, while others place their genesis simultaneously.

By highlighting the inconsistencies and irrelevancies of the current approach, these studies have favored an experimental approach. In the consolidation process and considering the order of magnitude of the stresses to which the soils are subjected, the compressibilities of water and solid particles are not involved. The volume of settlements corresponds to that of the evacuated water; the settlement curve over time is that of water flow: the dynamics of consolidation are exclusively hydraulic. This assertion is confirmed by the analysis of the pressure dissipation curves as a function of deformations (or settlements), which are the subject of a complementary article appended to these studies.

The oedometer tests carried out on soil types with different levels of clay activity show that the function characterizing the consolidation curve in its entirety is of the hyperbolic type with two parameters: the final asymptotic deformation ε_∞ - or the final asymptotic settlement Δh_∞ - and the initial deformation rate $\dot{\varepsilon}_0$ (or \dot{v}_0) [(Sridharan et al., 1981; Tan et al., 1991; Al Shamrani, 2004)]. The asymptotic deformation obtained by this method is consistent with that provided by the Asaoka method.

The transposition of the hyperbolic law to any hydraulic path length allows for the establishment of a predictive model for settlements at different time horizons. However, it is essential to regularly compare the forecasts of this model with the data collected on the project site. This is necessary in order to make the necessary adjustments to effectively manage the execution deadlines of the projects.

Keywords:

Vertical consolidation coefficient (C_v), creep rate (C_α), final asymptotic deformation, transposition of the hyperbolic law.

1- Bref rappel de la théorie usuelle de la consolidation

L'un des problèmes les plus classiquement rencontrés en géotechnique est celui de la détermination des tassements correspondant à des diminutions d'épaisseurs des couches soumises à l'effort de compression imposé par les ouvrages projetés. La théorie de la consolidation unidimensionnelle et le principe des contraintes effectives établis par K. Terzaghi (1923) sont dès lors incontournables. Cette théorie telle qu'elle a été élaborée, porte sur la consolidation dite primaire. Elle est basée sur des considérations simplificatrices qui supposent notamment : que le sol est complètement saturé d'eau de poids volumique γ_w , que la loi de Darcy est applicable, que la perméabilité k est constante et que les déformations sont verticales et dépendent des contraintes effectives par une relation linéaire indépendante du temps. L'équation différentielle qui la caractérise est analogue à la diffusion de la chaleur (1) où $\Delta u_{(z,t)}$ est l'accroissement de la pression interstitielle à la cote z et au temps t . C_v est le coefficient de consolidation du sol et E_{oed} module œdométrique ; compte tenu des hypothèses, le coefficient de consolidation est une constante caractéristique du sol considéré.

$$\frac{\partial(\Delta u_{(z,t)})}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2(\Delta u_{(z,t)})}{\partial z^2} \quad (1)$$
$$c_v = \frac{k \cdot E_{oed}}{\gamma_w}$$

La solution mathématique de l'équation différentielle précédente avec les conditions aux limites et initiales conduit à définir un nombre adimensionnel appelé facteur temps désigné par T_v (2) où h est la longueur du chemin hydraulique (distance maximale entre un point quelconque du sol et le point exutoire le plus proche) :

$$T_v = \frac{c_v}{h^2} \cdot t = \frac{k \cdot E_{oed}}{\gamma_w \cdot h^2} \cdot t \quad (2)$$

Les limites de la théorie de Terzaghi dans le cas des sols argileux compressibles ont été relevées par de nombreux chercheurs et praticiens [(Buisman, 1936 ; Biot, 1941 ; Koppejan, 1948 ; Thompson et Palmer, 1951 ; Skempton et Bjerrum, 1957 ; Johnson et Ostenfeld, 1957 ; Gibson et Lo, 1961 ; Poskitt, 1969 ; Schlosser, 1981 ; Félix, 1981 ; Magnan, 1986 ; etc.]. Des modèles faisant apparaître une deuxième phase de consolidation dénommée consolidation secondaire ont ainsi été développés. On retrouve plusieurs explications au phénomène de consolidation secondaire. Attribuée aux ruptures et aux changements d'organisation des liaisons entre les feuillettes des particules pour les uns (Leonard et Ramiah, 1959 ; Barden, 1969 ; Lowe, 1974 ; Griffiths et Joshi, 1991 ; Delage et Lefebvre, 1984 ; Griffiths et Joshi, 1991 ; Vasseur et al., 1995 ; Wang et Xu, 2007 ; Nakaoka et al., 2004), réarrangement particulaire (déformation du squelette granulaire) pour les autres (Olson, 1989). Par ailleurs, certains auteurs considèrent que les consolidations primaire et secondaire se succèdent l'une à l'autre alors que d'autres placent leur genèse en même temps, Pour Mesri et Godlewski (1977), il n'y a pas de raison pour que les mécanismes entraînant la consolidation secondaire soient différents de ceux responsables du tassement primaire. Certains de ces modèles ont introduit des lois de comportement rhéologique de sol parfois fort complexes, mais, il faut bien admettre que, outre la difficulté de mise en œuvre de certains de ces modèles, leur « plus-value » du point de vue pratique n'a pas non plus été clairement établie. En effet la volonté de prendre en compte les lois de déformation les plus proches de la réalité a rendu parfois les modèles mathématiques inexploitable du fait de leur complexité. D'autres auteurs encore ont alimenté le développement de méthodes numériques (Abassi et al., 2006 ; Conte et Troncone, 2007 ; Amiri et al., 2011).

Les essais de compressibilité à l'œdomètre constituent l'un des fondements de l'étude de la consolidation. Cet appareil reproduit, en effet, les mêmes conditions de chargement sur un échantillon de sol aux dimensions fortement réduites. Les essais permettent d'établir deux types de courbes : la courbe de compressibilité qui représente l'indice des vides (ou les déformations) en fonction du logarithme de la contrainte appliquée et la courbe de consolidation qui donne les tassements (ou les déformations) en fonction du logarithme du temps (Figures 1 et 2).

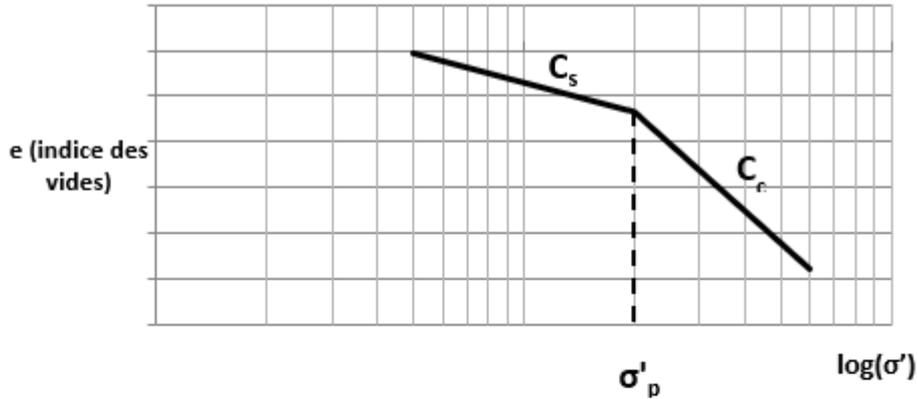


Figure 1. Courbe de compressibilité- contrainte de préconsolidation σ'_p

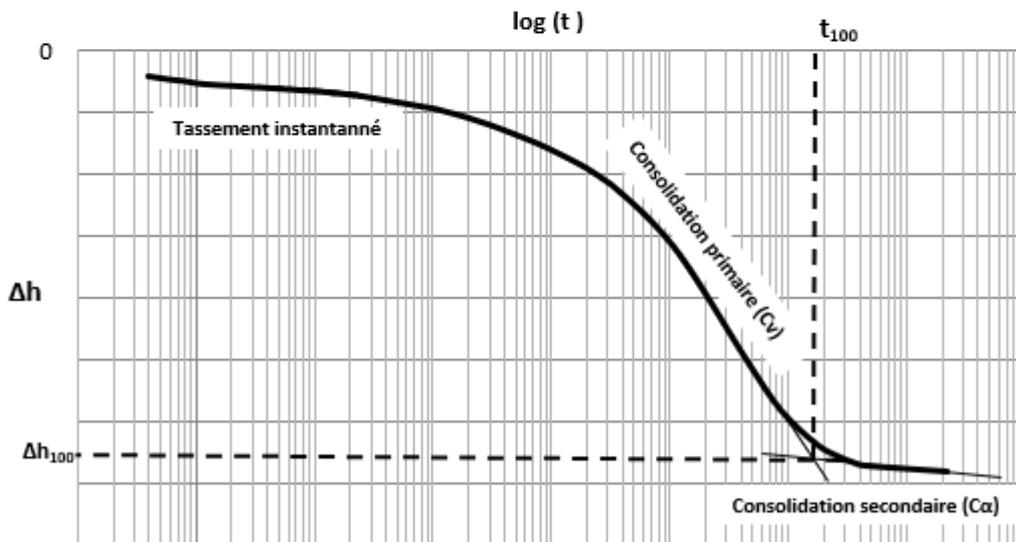


Figure 2. Courbe de consolidation

La courbe de compressibilité permet la détermination de la contrainte historique appelée contrainte de préconsolidation σ'_p ainsi que les indices de gonflement C_s (pente de la courbe historique) et de compression C_c (pente de la courbe vierge). Le coefficient de consolidation c_v et le taux de fluage C_α sont calculés à partir de la courbe de consolidation.

Le modèle de la consolidation unidimensionnelle le plus couramment utilisé s'appuie sur deux phases : une phase primaire hydraulique, caractérisée par le coefficient de consolidation c_v , qui correspond à la dissipation de l'accroissement de pression interstitielle ; et une phase secondaire ou de fluage, caractérisée par le taux (ou le coefficient) de fluage C_α . Il existe aussi une pré-phase primaire qualifiée d'instantanée, dont l'effet est fortement amplifié par l'essai œdométrique conduit au laboratoire où la charge est appliquée instantanément (type échelon de Heaviside) sur un échantillon aux dimensions fortement réduites. Cela n'est pas le cas sur le chantier, où la mise en place du préchargement demande un certain temps qui peut aller de quelques jours à plusieurs semaines en fonction des moyens mobilisés.

Dans la pratique courante, le coefficient de consolidation c_v est déterminé par la méthode de Casagrande (ou de Taylor). La courbe de consolidation en forme de « S penché » présente deux branches ; la première est marquée par une forte pente, la seconde branche apparaît après inflexion de la courbe avec une pente plus douce. Dans la méthode de Casagrande, l'intersection des deux droites définit le point de coordonnées t_{100} et la valeur de s_{100} qui correspond à la fin de la consolidation primaire où le taux de consolidation primaire atteint

100%. La portion à forte pente est attribuée à la phase primaire, celle de la pente plus faible à la phase secondaire (Figure 2).

Le coefficient de consolidation c_v est calculé en utilisant le point t_{50} , où le taux de consolidation primaire atteint 50% :

$$c_v = \frac{0,197h^2}{t_{50}} \quad (3)$$

où h est la longueur du chemin hydraulique.

Le taux de fluage est calculé à partir de la pente de la phase secondaire selon la méthode de Buisman et Koppejan (1948) :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = C_\alpha \log\left(\frac{t}{t_{100}}\right) \quad (4)$$

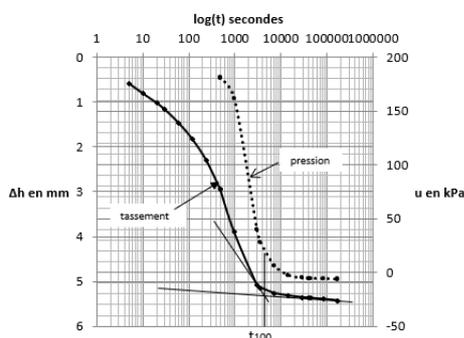
avec :

- h_0 : épaisseur de la couche compressible exprimée en m
- Δh : tassement exprimé en m
- t_{100} temps marquant la fin de la consolidation primaire
- t : temps du développement des tassements secondaires.

2.-Limites et impertinences de l'approche usuelle actuelle

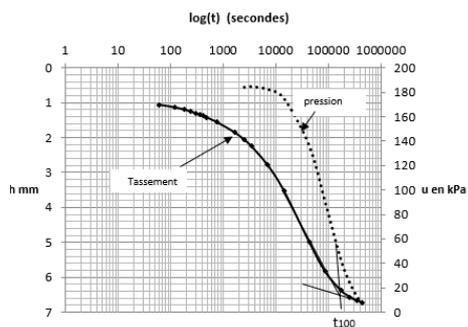
- La représentation de Casagrande, présente l'avantage de pouvoir représenter des temps allant de la minute jusqu'à plusieurs mois. Cette distorsion de temps présente en revanche l'inconvénient d'amplifier le visuel des pentes des premières décades ce qui permet le positionnement du couple désigné (t_{100} , ϵ_{100}). Ce couple est présenté comme celui marquant la fin de la 1^{ère} phase i.e. : dissipation totale de la pression ; toutefois aucune explication n'est fournie pour justifier la dissipation totale de la pression en ce couple de points¹...
- On relèvera que le t_{100} utilisé par les méthodes de Casagrande et de Buisman et Koppejan correspond au temps où le taux de consolidation de la phase primaire a atteint 100%, or, selon la théorie, ce taux n'est atteint qu'au bout d'un temps infini. Aussi, les essais réalisés à l'aide d'un œdomètre équipé d'un capteur de pression ont montré que pour un chargement $0 \rightarrow 200$ kPa :

- La pression résiduelle à t_{100} est de 32 kPa dans le cas de la vase (Figure 3) et de 60 kPa dans le cas du ghassoul (Figure 4) .



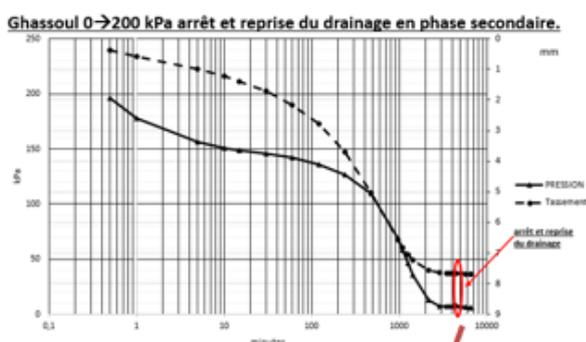
Figures 3. Consolidation avec suivi de la pression interstitielle de la vase : chargement $0 \rightarrow 200$ kPa pendant 2 jours. Au point t_{100} la pression résiduelle est de 32 kPa.

¹ cela sans occulter les cas où la courbe de consolidation ne présente pas le profil en « S » (cas notamment de certains essais sur des sols surconsolidé....

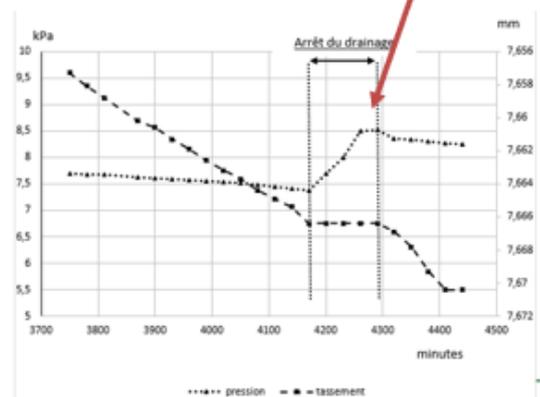


Figures 4. Consolidation avec suivi de la pression interstitielle du ghassoul : chargement 0→200kPa pendant 2 jours. Au point t_{100} la pression résiduelle est de 60 kPa.

- L'arrêt de drainage en phase de fluage entraine l'arrêt de la consolidation (Figure 5a et 5b)



Figures 5a. Arrêt de drainage en phase de fluage



Figures 5b. Zoom sur l'arrêt de drainage en phase de fluage

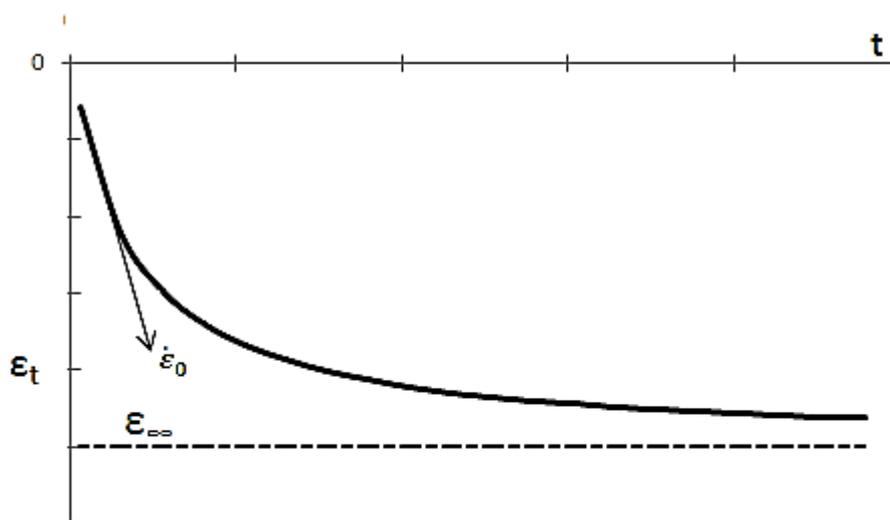
- Le coefficient de consolidation C_v n'est pas un invariant du sol considéré : cas de la vase /chargement de 0 à 100 kPa:
 - en mono drainage, le $C_v = 7,5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$;
 - en bi-drainage $C_v = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$; rapport entre les deux coefficients 1.5
- les coefficients de consolidation C_v déterminés à partir des essais au laboratoire dans un certain nombre de projets doivent être corrigés par un facteur multiplicatif . A titre d'exemple le C_v a dû être multiplié par 10 dans le cas de projets d'EGIS-RAIL.
- La formule de Buisman-Koppejan montre que pour un taux de fluage donné C_α :

$$\text{quand } t \longrightarrow \infty \quad \Delta h_s \longrightarrow \infty$$

3- Approche expérimentale de la consolidation unidimensionnelle

Les limites et les impertinences que présente l'approche segmentée usuelle amènent à la recherche d'autres méthodes permettant de mieux appréhender le phénomène de la consolidation. Dans le cadre de ces travaux, nous avons adopté une méthode expérimentale qui traite la courbe de consolidation dans sa globalité et qui s'appuie sur sa dimension hydraulique. Cette approche qui vise à dégager une méthode simple et pratique pour le calcul des tassements à différents horizons de temps s'appuie sur les considérations suivantes :

- au regard de l'ordre de grandeur des contraintes auxquelles les sols sont soumis, les compressibilités de l'eau et des particules solides ne sont pas mises en jeu. Le volume des tassements correspond à celui de l'eau évacuée ; la courbe des tassements en fonction du temps reflète celle de l'écoulement de l'eau ;
- même en phase dite de fluage, le processus de consolidation s'interrompt à l'arrêt du drainage ; cela confirme que la dynamique de la consolidation est hydraulique. Cela est confirmé dans les travaux complémentaires à cet article et qui portent sur le suivi de la dissipation de la pression durant le processus de la consolidation
- la courbe de consolidation présente une allure hyperbolique et aucune des phases attribuées à la consolidation primaire et secondaire ne peut être mise évidence



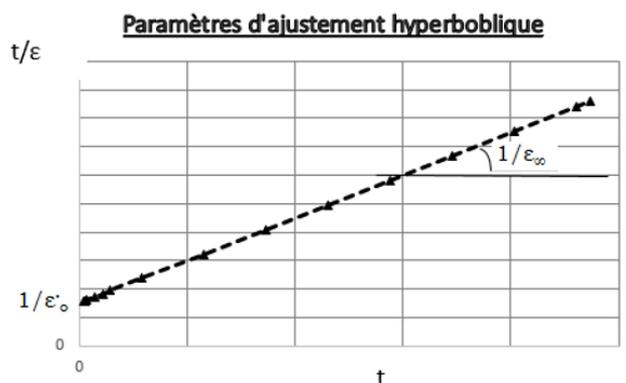
Figures 10. Courbe de consolidation en échelle arithmétique
Consolidation graph in arithmetic time scale

Les essais à l'œdomètre effectués sur deux types de sol présentant des niveaux d'activité argileuse différents ont permis de confirmer que la fonction hyperbolique décrit parfaitement l'intégralité du phénomène (Sridharan et al., 1981 ; Tan et al., 1991 ; Al Shamrani, 2004). Cette loi est caractérisée par deux grandeurs : la déformation asymptotique finale ϵ_{∞} et la vitesse initiale de déformation $\dot{\epsilon}_0$ se présente sous la forme (5):

$$\epsilon_t = \frac{t}{\frac{1}{\dot{\epsilon}_0} + \frac{t}{\epsilon_{\infty}}} \quad (5)$$

La représentation $t/\epsilon_t = f(t)$, permet d'ajuster une droite dont la pente est l'inverse de ϵ_{∞} et l'ordonnée à l'origine est l'inverse de $\dot{\epsilon}_0$ (6).

$$t/\epsilon_t = \frac{1}{\dot{\epsilon}_0} + \frac{t}{\epsilon_{\infty}}, \quad (6)$$



4- Mise en œuvre de l'approche expérimentale de la consolidation unidimensionnelle

4.1- Caractérisation des matériaux et équipements utilisés

Les deux principaux types de matériaux utilisés, choisis pour leur différence significative d'activité argileuse, sont : la vase du canal de rocade et le ghassoul :

- la vase est prélevée à l'extrémité avale du canal de rocade .C'est un sol inactif selon la classification de Skempton .
- - le Ghassoul, est en revanche dans la classe des sols très actifs.

Les courbes granulométriques de ces deux matériaux sont représentées sur la figure 6.

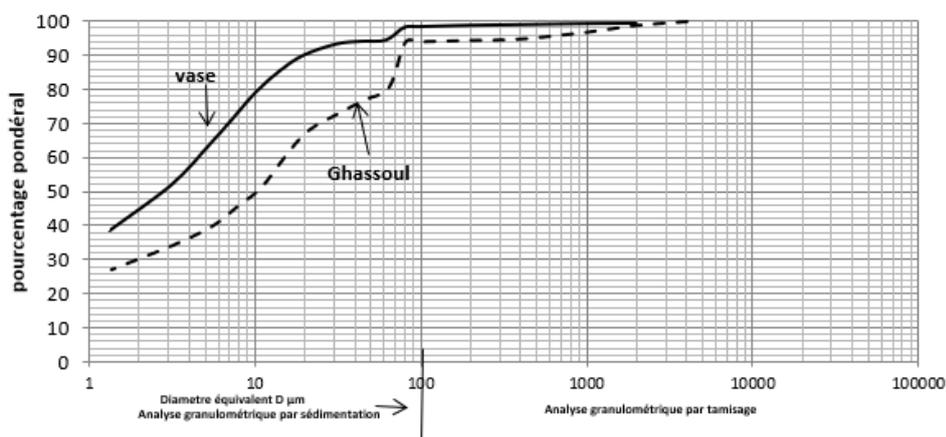


Figure 6. Courbe granulométriques de la vase et du ghassoul

Tableau 1. Caractéristiques des matériaux

Paramètre	Vase	Ghassoul
Indice des vides initial e_0	0,925	2,83
γ_s (g/cm^3)	2,5	2,55
Teneur en eau limite de liquidité W_L en %	37	111
Teneur en eau limite de plasticité W_p en %	24	45
Indice de plasticité I_p (%) = $W_L - W_p$	13	66
PA = % de la fraction argileuse ($dim < 2\mu m$)	21	43
Coefficient d'activité argileuse = I_p/PA	0,62	1,53
Classe de Skempton	Inactif	Très actif

Le dispositif de mesure (photo 1) est composé d'un œdomètre classique auquel a été adjoint un capteur de pression à la section située à la longueur de drainage dénommée Sld ; ainsi les essais sont réalisés en monodrainage. La chaîne automatisée d'acquisition et d'enregistrement des valeurs des tassements et des pressions permet des mesures avec différents pas de temps et ce, à partir de 0.2 seconde.



Photo 1 - Vue globale du dispositif expérimental avec la centrale d'acquisition des mesures

4.2 Protocoles des essais et applications de la loi hyperbolique

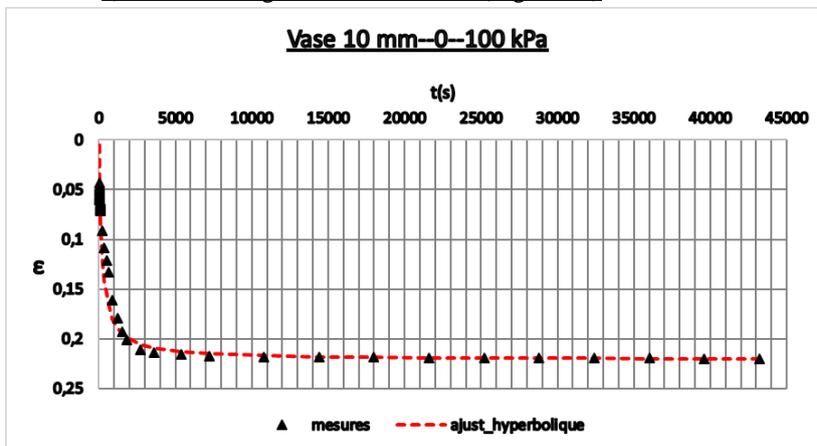
4.2.1 protocoles des essais

Les essais ont été effectués en monodrainage;

- Pour la vase sur un échantillon de 1cm d'épaisseur avec deux chargements successifs de 1 journée chacun : 0→100 kPa et 100→200 kPa
- Pour le Ghassoul, un seul chargement 0→100 kPa d'une durée de 2jours sur 3 épaisseurs d'échantillons :10mm, 13 mm et 16mm.
- Chacun des deux matériaux est reconditionné au départ de chaque série de mesures à la teneur eau limite de liquidité w_L .

4.2.2 Applications de la loi hyperbolique

a) la vase chargement 0→100 kPa (Figure 7a)

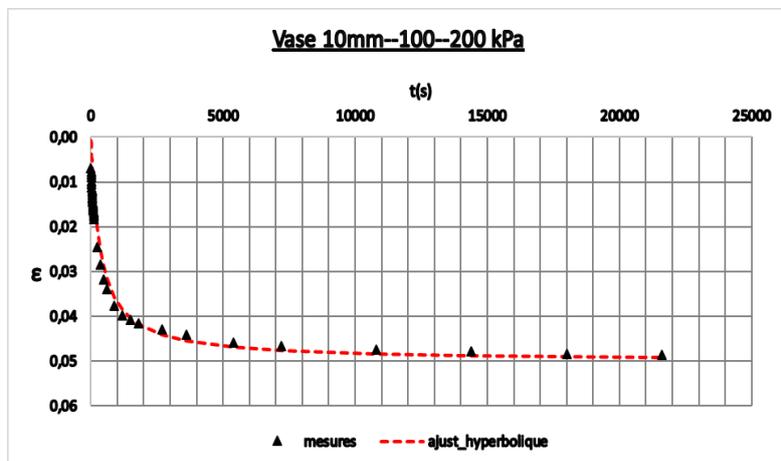


paramètres d'ajustement

ε_{∞}	0,2212
ε'_0	0,0011

Figure 7a – Vase 0—100 kPa- Ajustement loi hyperbolique –

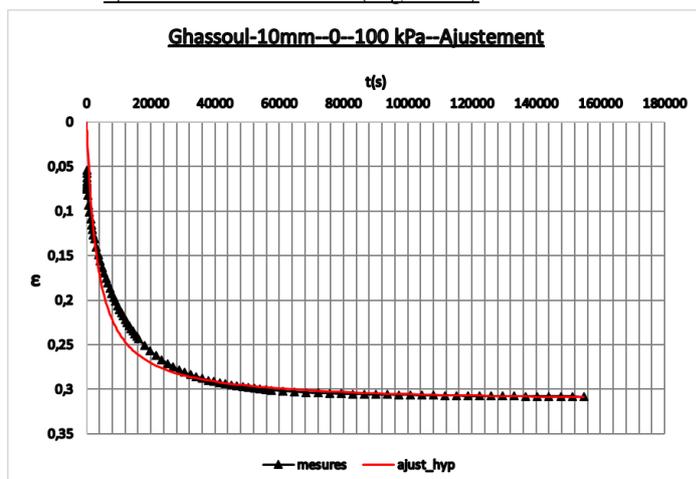
b) la vase chargement 100→200 kPa (Figure 7b)



paramètres d'ajustement	
ϵ_{∞}	0,0500
ϵ'_0	0,00014

Figure 7b – Vase 100—200 kPa- Ajustement loi hyperbolique

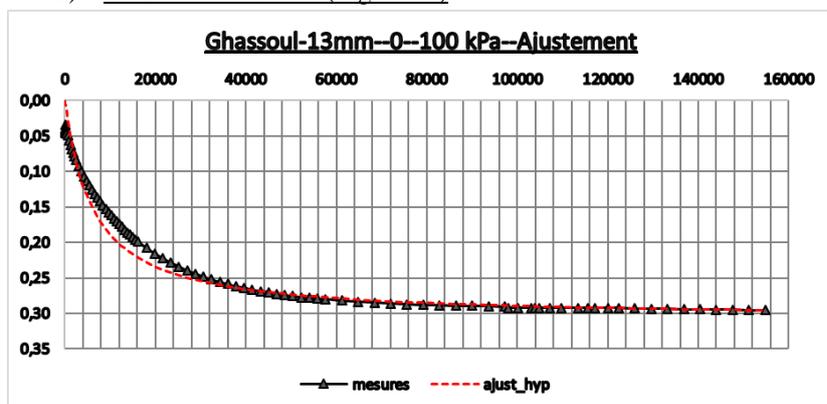
c) le Ghassoul 10 mm (Figure 7c)



paramètres d'ajustement		
$h_{o1} = 10 \text{ mm}$	ϵ_{∞}	0,3157
$0 \rightarrow 100 \text{ kPa}$	ϵ'_0	9,42E-05

Figure 7c –Ghassoul 10mm-0—100kPa -Ajustement loi hyperbolique

d) Le Ghassoul 13 mm (Figure 7d)



paramètres d'ajustement		
$h_{o2} = 13 \text{ mm}$	ϵ_{∞}	0,3075
$0 \rightarrow 100 \text{ kPa}$	ϵ'_0	4,89E-05

Figure 7d –Ghassoul 13mm-0—100kPa -Ajustement loi hyperbolique

e) Comparaison des ε_∞ avec la méthode graphique d'Asaoka

La construction graphique d'Asaoka consiste à reporter les déformations successives espacées par un intervalle de temps constant Δt (7):

$$\varepsilon(t + \Delta t) = f(\varepsilon(t)) \quad (7) ;$$

la droite qui s'ajuste au mieux (au sens des moindres carrés) aux points P_i ainsi obtenus intercepte la première bissectrice à la valeur de la déformation finale ε_∞ (Figure 8).

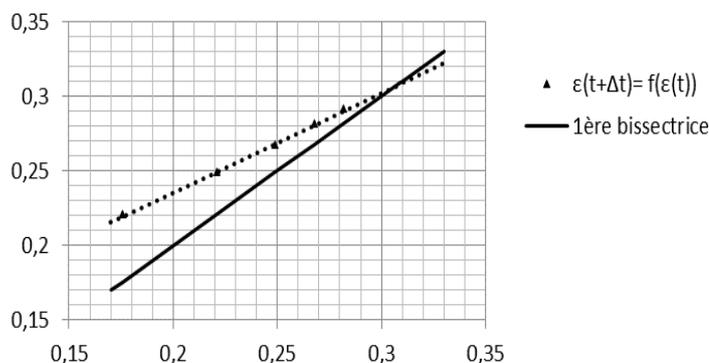


Figure 8 méthode graphique d'Asaoka

Il faut toutefois signaler les difficultés dans la mise en œuvre de cette méthode et qui sont de deux sortes :

- i) les mesures sont rarement effectuées avec un intervalle de temps constant ce qui nécessite de procéder à des interpolations,
- ii) les fluctuations inhérentes aux dispositifs de mesures qui peuvent introduire des biais dans la tendance générale.

cas des chargements de la Vase

Chargement	0--->200 kPa	200--->400 kPa	400--->600 kPa
ε_{∞} hyperbolique	0,27	0,05	0,03
ε_{∞} Asaoka	0,27	0,05	0,03

cas des chargements du Ghassoul

Chargement	0--->200 kPa	200--->400 kPa	400--->600 kPa
ε_{∞} hyperbolique	0,33	0,09	0,06
ε_{∞} Asaoka	0,31	0,08	0,05

4.2.2 Autres applications

a) Projet : deuxième rocade urbaine Rabat - Salé

Estimation des tassements finaux sous remblais de la deuxième rocade urbaine

Rabat-Salé /Lot2

Sol d'assises → vase compressible

Préchargement avec suivi par tassomètres. L'estimation du tassement final a été effectué par la méthode hyperbolique et par celle d'Asaoka.

tassomètre	Δh final (cm)		
	hyperbolique	Asaoka	mesuré
125 BTS2	13	13,3	12,8
129 BTS2	69,4	68,5	69,4

b) Tassements du site de Cubzac-les Ponts

Nous avons repris le traitement des tassements par la méthode hyperbolique des mesures effectuées sur le site de Cubzac-les-Ponts (Remblai B) (Figure 9a) ; ces mesures accompagnaient la présentation d'une méthode approchée pour la prévision des vitesses de tassement des sols fins doués de fluage développée par MM Magnan et Baghery, qui a fait l'objet d'une publication au Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées 111 en 1981.

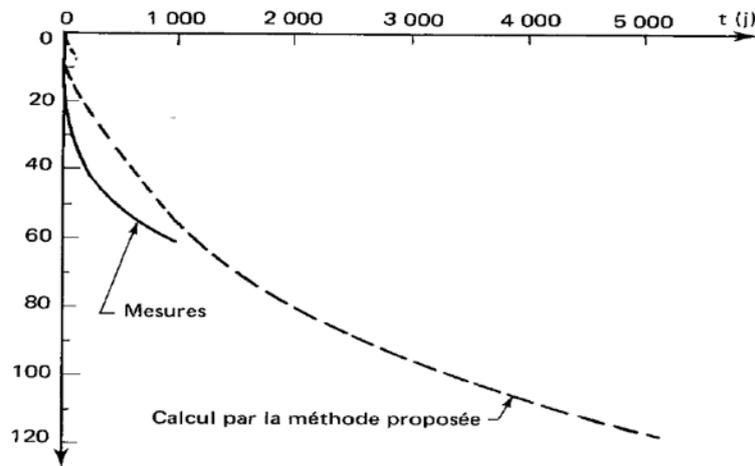


Figure 9a –tassements du site de Cubzac-les-Ponts

La figure montre qu'il y a un écart significatif entre les mesures des tassements et les calculs effectués par la méthode proposée au début du processus. Cela a d'ailleurs été relevé par les auteurs. Toutefois, **contrairement aux affirmations des auteurs**, si l'écart entre les mesures et les calculs semble se réduire avec le temps : il ne s'agit que d'une phase transitoire. En effet l'application de la méthode hyperbolique sur les mesures effectuées permet leur extrapolation à différents horizons de temps (Figures 9b et 9c). Ainsi, **la divergence est notable entre la tendance du modèle de calcul développé et celle des mesures observées.**

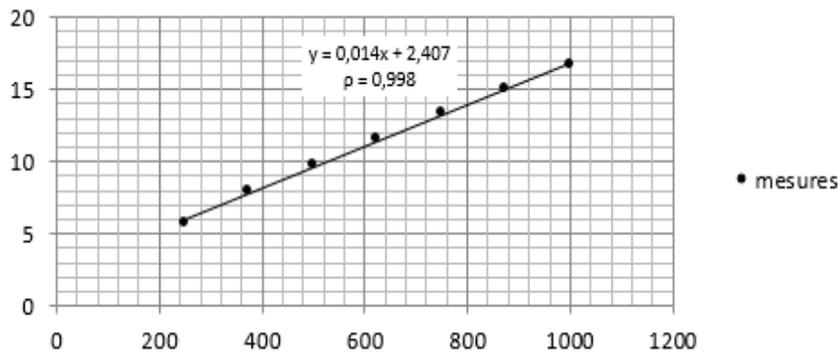
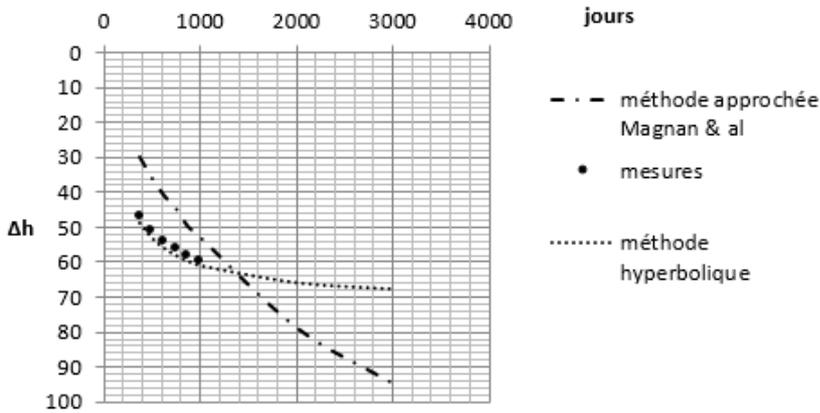


Figure 9b et 9c – Application de la loi hyperbolique



5- Transposition de la loi hyperbolique

5.1 Présentation

La transposition permet la généralisation de la loi hyperbolique à différentes longueurs de drainage. Dans un sol donné soumis aux mêmes conditions de chargement, les vitesses initiales varient en sens inverse des longueurs de drainage soit (8) :

$$\dot{\varepsilon}_0 \sim \alpha h^{-m} \quad (8)$$

On introduit le facteur adimensionnel de transposition des vitesses v^* défini comme étant le rapport des vitesses de déformations initiales pour des échantillons de sol soumis aux mêmes conditions de chargement avec deux longueurs de drainage h_1 et h_2 . Ce facteur est donc inversement proportionnel au rapport des longueurs de drainage puissance m , soit (9) :

$$v^* = \frac{\dot{\varepsilon}_{01}}{\dot{\varepsilon}_{02}} = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^m \quad (9)$$

La détermination de l'exposant m se fait par la conduite des essais œdométriques avec deux longueurs de drainage différentes

Dans ces conditions, la généralisation de la loi de consolidation à n'importe quelle longueur de drainage H s'écrit :

$$\varepsilon_t = \frac{t}{\frac{v^*}{\dot{\varepsilon}_0} + \frac{t}{\varepsilon_\infty}} \quad \text{avec} \quad v^* = \left(\frac{H}{h}\right)^m \quad (10)$$

La figure 10a illustre cette transposition.

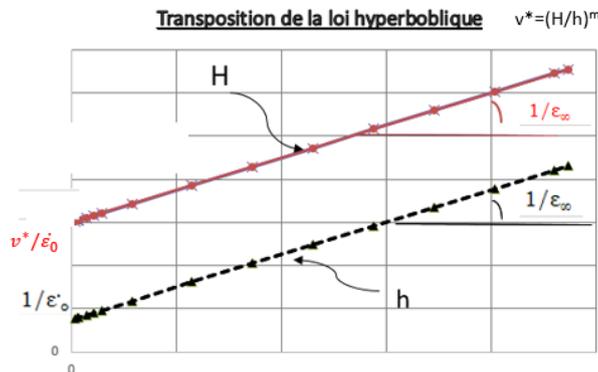


Figure 10a Transposition de la loi hyperbolique

5.2 Applications de la transposition

- 1) En exploitant les résultats des deux premiers essais sur le ghassoul ($h_0=10\text{mm}$ et $h_0=13\text{mm}$), le 3^{ème} essai ($h_0=16\text{mm}$) permet la mise en œuvre du mode de transposition de la loi hyperbolique (Figure 10b).

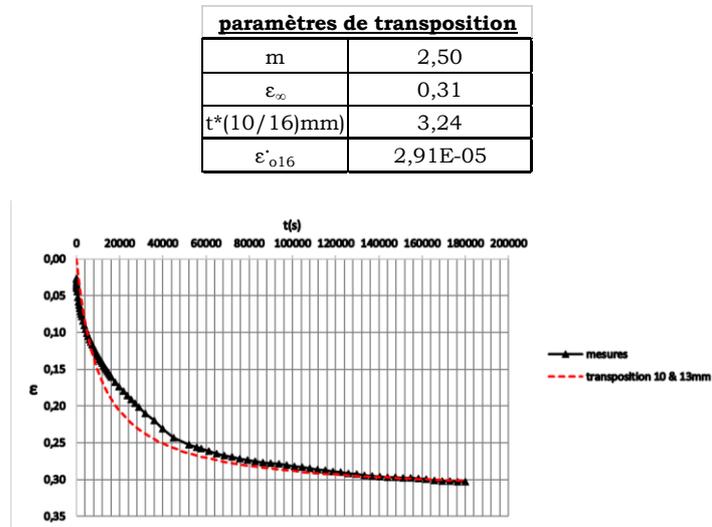


Figure 10b- Transposition de la loi hyperbolique -cas du Ghassoul

- 2) La deuxième application est réalisée en reprenant les essais effectués lors de la « présentation d'un nouveau modèle rhéologique et de ses applications à la théorie de la consolidation » par Bernard FELIX BLPC N°111-Réf 2503 ; il s'agit de la consolidation sous 40 kPa de 4 échantillons d'argile de Cubzac-les Ponts de longueurs de drainage 5, 10, 20 et 40 mm (Figure 11a).

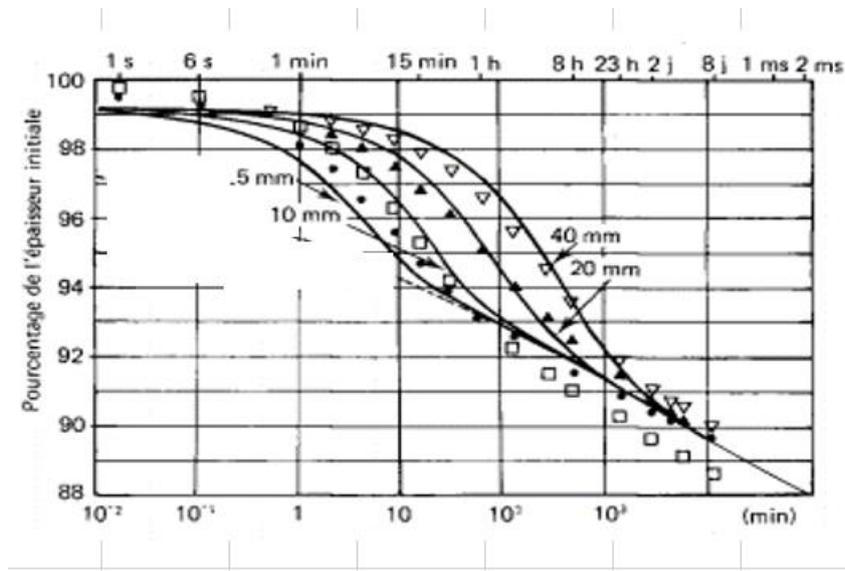


Figure 11a -Essais B.Félix_ de Cubzac-les Ponts- BLPC N°111

Exploitation des mesures des longueurs de drainage 5 et 20 mm pour effectuer la transposition pour la longueur de drainage de 40mm (Figure 11b).

paramètres d'ajustement			paramètres d'ajustement		
$h_{o1} = 5 \text{ mm}$ $0 \rightarrow 40 \text{ kPa}$	ε_{∞}	0,1015	$h_{o2} = 20 \text{ mm}$ $0 \rightarrow 40 \text{ kPa}$	ε_{∞}	0,1019
	ε'_0	2,80E-05		ε'_0	1,89E-05

paramètres de transposition	
m	0,28
ε_{∞}	0,102
$t^*(5\text{mm}/40\text{mm})$	1,80
ε'_{o40}	1,55E-05

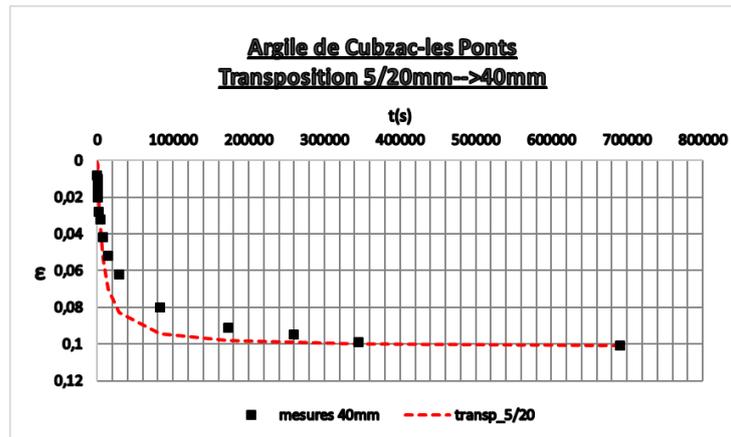


Figure 11b- Transposition des essais de Cubzac-les Ponts B.Félix

6- Ajustement

La transposition de la loi hyperbolique permet en partant des essais au laboratoire de disposer d'un modèle prévisionnel de tassements sur site et ce à différents horizons de temps. Ainsi, si on désigne par v_{o1} la vitesse initiale transposée à partir des essais au labo et $\Delta h_{\infty 1}$, le tassement asymptotique final, le temps $t_{\alpha 1}$ pour atteindre $\alpha\%$ du tassement final $\Delta h_{\infty 1}$ (= degré de consolidation) est égal à (11a) :

$$t_{\alpha 1} = \frac{\alpha}{(1 - \alpha) v_{o1}} \Delta h_{\infty 1} \quad (11a)$$

In situ la mise en place de tassomètres permet de disposer de données intégrant la réalité du terrain et permettant d'adapter la loi hyperbolique avec les valeurs :

- v_{os} la vitesse initiale in situ et,
- $\Delta h_{\infty s}$, le tassement asymptotique final,

Ainsi ,le temps t_{α} sera dès lors réadapté par la relation (11b) :

$$t_{\alpha s} = \frac{\alpha}{(1 - \alpha) v_{os}} \Delta h_{\infty s} \quad (11b)$$

7-Conclusion

La dynamique du processus de consolidation est hydraulique et la loi hyperbolique équilatère permet de l'appréhender dans sa globalité. Cette loi est caractérisée par deux paramètres qui sont la déformation finale ε_{∞} et la vitesse initiale de déformation ε'_0 . Ces deux paramètres peuvent être déterminés par un simple ajustement graphique d'une droite sur le nuage de points de coordonnées $(t ; t/\varepsilon)$ où ε est la déformation. La déformation finale est l'inverse de la pente de la droite ajustée ; la vitesse initiale de déformation est l'inverse de l'ordonnée à l'origine. Cette loi peut être transposée à n'importe quelle longueur de chemin hydraulique. Toutefois, il est indispensable de procéder à une confrontation régulière entre les prévisions du modèle et l'évolution des données recueillies sur le terrain ; et ce, afin de déterminer l'adaptation « Labo-Site » et pouvoir ainsi formuler les recommandations nécessaires notamment à la bonne maîtrise des délais optimaux d'exécution des chantiers.

Références bibliographiques

- Abbasi N., Rahimi H., Javadi A., Faker A. (2007). Finite difference approach for consolidation with variable compressibility and permeability. *Computers and geotechnics*, 34(1), 41-52.
- Al Shamrani (2004) ,Applying the hyperbolic method and C_{α}/C_c concept for settlement prediction of complex organic-rich soil formations, *Engineering Geology* 77,17-34.
- Amiri S.N., Esmaily A., Mahouti A. (2011). A Realistic Theory of Soils Consolidation. Geo-Frontiers 2011 Conference, Dallas, Texas, 3828-3837.
- Asaoka A. (1978). Observational procedure of settlement prediction. *Soils and Foundations*, 18(4), 87-100.
- Baguelin F. (1999). La détermination des tassements finaux de consolidation : une alternative à la méthode d'Asaoka. *Revue Française de Géotechnique*, n°86, pp. 9-17.
- Barden L. (1969). Time dependent deformation of normally consolidated clays and peats. *ASCE- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(SM1), 1-31.
- Das B.M. (2011). Principles of Geotechnical Engineering, Seventh Edition, CENGAGE
- Biot M.A. (1941). General theory of three dimensional consolidation, *App. Phys.* 12, 2.
- Bjerrum L. (1967). Seventh Rankine Lecture. Engineering geology of normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Géotechnique*, 17(2), 82-118.
- Conte E., Troncone A. (2007). Nonlinear consolidation of thin layers subjected to time-dependent loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(1), 717-725.
- Delage P., Lefebvre G. (1984). Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Canadian Geotechnical Journal*, 21(1), 21-35.
- Felix B. (1980), Fluage et consolidation unidimensionnelle des sols argileux., Laboratoire central des ponts et chaussées, *Rapp. recherche LPC*, 94, 176 pages.
- Felix B. (1981). Présentation d'un nouveau modèle rhéologique et de ses applications à la théorie de la consolidation. *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 111, p. 92-103.
- Gibson R.E., England G.L., Hussey J.L. (1967). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays, I. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers. *Géotechnique*, 17(3), 261-273.
- Gibson R.E., Lo K.Y. (1961). A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression. *Publication No. 41, pp. 1-16, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo*, 1-16.
- Gibson R.E., Schiffman R.L., Cargill K.W. (1981). The theory of one-dimensional consolidation of saturated

- clays, II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. *Canadian Geotechnical Journal*, 18, 280-293.
- Griffiths F.J., Joshi R.C. (1991). Change in pore size distribution owing to secondary consolidation of clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(1), 20-24.
- Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014 – Beauvais 8-10 juillet 2014
TASSEMENTS ET TEMPS DE CONSOLIDATION MESURES ET CALCULES SUR PROJETS LGV
- Koppejan A.W. (1948). A formula combining the Terzaghi load compression relationship and the Buisman secular time effect, Proc. 2th. Int. Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering., Rotterdam.
- Leonards G.A., Ramiah B.K. (1959). Time effects in the consolidation of clays. In "Time rate of loading in testing soils". *ASCE, Special Technical Publication*, 254, 116-130.
- Leroueil S., Magnan J.-P., Tavenas F. (1985). *Remblais sur argiles molles*. Paris, France: Lavoisier.
- Lowe J. (1974). News concepts in consolidation and settlement analysis. *ASCE-Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(6), 571-612.
- Magnan J.P., Baghery S., Brucy M., Tavenas F. (1979). Étude numérique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non-saturation. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 103, 83-94.
- Magnan J.P., Baghery S. (1981). Une méthode approchée pour la prévision des vitesses de tassement des sols fins doués de fluage. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 111, pp 87-91.
- Magnan JP, Deroy J.M. (1980). Analyse graphique des tassements observés sous les ouvrages. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 109, pp.45-52.
- Mesri G. (1973). Coefficient of secondary compression. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99(SM1), 123-137.
- Mesri G., Godlewski P.M. (1977). Time- and stress- compressibility interrelationship. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT5), 417-430.
- Nakaoka K., Yamamoto S., Hasegawa H., Kawamura H., Kitayama K., Saito N., Nakana M. (2004). Long-term consolidation mechanisms based on micro-macro behavior and in situ XRD measurement of basal spacing of clay minerals. *Applied Clay Science*, 26(1), 521- 533.
- Olson R.E. (1989). Secondary consolidation. Chaoyang University of Technology, Department of Construction Engineering, Advanced Soil Mechanics.
- Perez M. (2013). Interprétation et modélisation numérique d'essais œdométriques et de perméabilité à niveau variable réalisés sur des argiles Champlain. Université de Montréal.
- Philipponnat G. Hubert B. (2011). *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, Paris.
- Recordon E. (1988). Tassements des ouvrages au cours du temps : méthode d'interprétation des mesures. *Ingénieurs et Architectes Suisses n°7*
- Schlosser F. (1973). Hypothèses et théories pour la prévision des tassements des remblais sur sols compressibles. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées ; n° Spécial T*.
- Tan S.-A., Chew S.-H. (1996). Comparaison of the hyperbolic and Asoaka observational method of monitoring consolidation with vertical drains. *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society .
- Skempton A.W., Bjerrum L. (1957). A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *Géotechnique* 7, 4, p. 168.
- Sridharan et al. (1981). Rectangular hyperbola fitting method for one-dimensional consolidation, *Geotechnical Testing Journal* 4, 161-168

Sridharan et al. (1987). Rectangular hyperbola method of consolidation analysis. *Geotechnique* 37,355-368

Tavenas F., Brucy M., Magnan J.P., La Rochelle P., Roy M. (1979). Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. *Revue Française de Géotechnique*, 5(7), 29-43.

Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b). Permeability of natural soft clays. Part II: permeability characteristics. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 20, 645-660.

Tavenas F., Leblond P., Jean P., Leroueil S. (1983a). Permeability of natural soft clays. Part I: methods of laboratory measurement. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 20, 629-644.

Taylor D.W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. New-York, NY : John Wiley & Sons.

Taylor D.W., Merchant W. (1940). Theory of clays consolidation accounting for secondary compression. *Journal of Mathematics and Physics*, 19(3), 167-185.

Vasseur G., Djeran-Maigre I., Grunberg D., Rousset G., Tessier D. (1995). Evolution of structural and physical parameters of clays during experimental compaction. *Marine and Petroleum Geology*, 12(8), 941-954.

Vachaud G. (1981). Hydrodynamique en milieu poreux. ENSHG, Grenoble.

Wang Y.H., Xu D. (2007). Dual porosity and secondary consolidation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(7), 793-801.

DISSIPATION DE LA PRESSION DURANT LE PROCESSUS DE LA CONSOLIDATION DES SOLS ARGILEUX

DISSIPATION OF PRESSURE DURING THE PROCESS OF CONSOLIDATION OF CLAY SOILS

Mohamed AYEB

Géotechnicien Sénior
Gérant du Laboratoire d'Essais,
d'Etudes et d'Expertises-
L3E/MAROC

Youssef AYEB

Ingénieur Civil des Mines
Directeur du Laboratoire des
Etudes Géologiques et
Minières-LEGM/Maroc

Résumé

Les essais réalisés sur des matériaux argileux normalement consolidés à l'aide d'un œdomètre équipé d'un capteur de pression interstitielle Δu au niveau de la section de la longueur de drainage -désignée Sld- ont mis en évidence que la dissipation de la pression Δu en fonction des déformations ε se fait suivant deux modes successifs présentant chacun un ajustement linéaire ; les pentes de ces deux modes correspondent en valeur absolue aux modules œdométriques des matériaux au début et à la fin de consolidation : respectivement E_{oed} initial par le 1^{er} mode et E_{oed} final par le second mode. Aussi la dissipation totale de la pression ($\Delta u=0$) détermine la déformation asymptotique finale ε_{∞} . Les valeurs ainsi obtenues sont comparables à celles déterminées par la méthode hyperbolique ; cela confirme que la dynamique de la consolidation est exclusivement hydraulique.

Mots clés :

Consolidation ; dissipation de la pression; modules œdométriques initial et final ; déformation asymptotique finale ε_{∞} .

Abstract

The tests conducted on normally consolidated clayey materials using an oedometer equipped with an interstitial pressure sensor Δu at the drainage length section - designated Sld - have revealed that the dissipation of pressure Δu as a function of strains ε occurs in two successive modes, each exhibiting linear adjustment. The slopes of these two modes correspond, in absolute value, to the oedometric moduli of the materials at the beginning and end of consolidation: respectively, the initial E_{oed} by the first mode and the final E_{oed} by the second mode. Additionally, the total dissipation of pressure ($\Delta u=0$) determines the final asymptotic deformation ε_{∞} . The values thus obtained are comparable to those determined by the hyperbolic method. This confirms that the consolidation dynamics are exclusively hydraulic.

Keywords: Consolidation; pressure dissipation; initial and final oedometric moduli; final asymptotic deformation ε_{∞}

I- Introduction : essais œdométriques

Les essais de compressibilité à l'œdomètre constituent l'un des fondements de l'étude de la consolidation unidimensionnelle. Cet appareil est sensé reproduire, les mêmes conditions de chargement sur un échantillon de sol aux dimensions fortement réduites. Les essais permettent d'établir deux types de courbes :

- la courbe de compressibilité (Figure 1) qui représente les variations de l'indice des vides (ou les déformations) en fonction du logarithme des contraintes effectives σ' soit $e=e(\log(\sigma'))$
- et la courbe de consolidation (Figure 2) qui donne les tassements (ou les déformations) en fonction du temps¹.

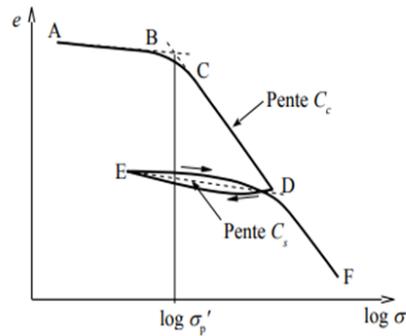


Figure 1-Courbe de compressibilité

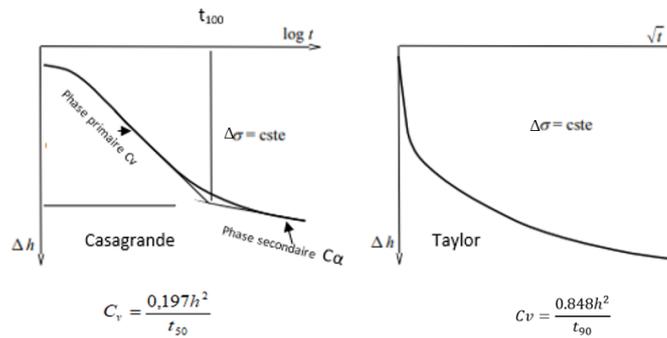


Figure 2- Courbe de consolidation

La courbe de compressibilité permet la détermination de la contrainte de préconsolidation σ'_p ainsi que les indices de gonflement C_s et de Compression C_c . La courbe de compressibilité peut également être tracée sous la forme ε en fonction $(\sigma')^2$. Sur cette courbe, le module œdométrique E_{oed} correspond à la tangente pour une déformation donnée ; de manière pratique il est calculé en utilisant la relation d'accroissements suivante (1) :

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon} = -\frac{\Delta u}{\Delta\varepsilon} \quad (1)$$

La courbe de consolidation permet selon l'approche usuelle la détermination du coefficient de consolidation verticale C_v et en représentation de Casagrande le positionnement du point $(t_{100}, \Delta h_{100})$ marquant la fin de la phase qualifiée de primaire ainsi que le taux du fluage $C\alpha$ de la phase secondaire.

¹En abscisse logarithme du temps pour Casagrande, et racine carré du temps pour Taylor

² où ε = est la déformation qui représente le rapport du tassement Δh sur l'épaisseur initiale de l'échantillon ho.

II-Matériaux et dispositions expérimentales

Les deux matériaux utilisés ont été retenus pour leur différence significative d'activité argileuse ; il s'agit de la vase du canal de rocade et du Ghassoul. :

- la Vase a été prélevée à l'extrémité avale du canal de rocade d'Al Haouz, ce canal d'une longueur de 93 km achemine les eaux qui assurent une partie des besoins agricoles de la plaine du Haouz et ceux d'eau potable de la ville de Marrakech. Cette vase avec une teneur en eau limite de liquidité de 37% et un indice de plasticité de 13% est faiblement argileuse et peu plastique. Elle présente par ailleurs un coefficient d'activité argileuse de 0.62 ce qui la situe dans la classe d'inactif selon Skempton (Tableau 1)
- le Ghassoul est une argile connue pour ses différentes utilisations cosmétiques pour les soins des cheveux et la peau. C'est un matériau très argileux et très plastique. Sa teneur en eau limite de liquidité est de 111%, son indice de plasticité est de 66% ; son coefficient d'activité argileuse de 1.53 ce qui le situe dans la classe des sols actifs selon Skempton (Tableau 1).

Tableau 1: Caractéristiques des matériaux utilisés

Paramètre	Vase	Ghassoul
Indice des vides initial e_0	0,925	2,83
γ_s (g/cm ³)	2,5	2,55
Teneur en eau limite de liquidité W_l en %	37	111
Teneur en eau limite de plasticité W_p en %	24	45
Indice de plasticité $I_p(\%) = W_l - W_p$	13	66
PA = % de la fraction argileuse (dim < 2 μ m)	21	43
Coefficient d'activité argileuse = I_p/PA	0,62	1,53
Classe de Skempton	Inactif	Très actif

Le dispositif de mesure (photo 1) est composé d'un œdomètre classique auquel a été adjoint un capteur de pression à la section située à la longueur de drainage dénommée Sld ; ainsi les essais sont réalisés en monodrainage. La chaîne automatisée d'acquisition et d'enregistrement des valeurs des tassements et des pressions permet des mesures avec différents pas de temps et ce, à partir de 0.2 seconde.

Les essais ont été effectués sur des échantillons de 1cm d'épaisseur à partir de leur état initial avec une teneur en eau limite de liquidité w_l . 5 chargements consécutifs ont été effectués sur les deux matériaux : 0→25 kPa, 25→50 kPa, 50→100 kPa, 100→200 kPa et 200→400 kPa.

Pour la vase, la durée de chacun des chargements est de 1jour ; elle est de 2 jour dans le cas du Ghassoul. Afin de prévenir toute présence des bulles d'air, les échantillons sont conditionnés sous vide avant tout chargement.



Photo 1 - Vue globale du dispositif expérimental avec la centrale d'acquisition des mesures

III- Modes de dissipation de la pression Δu en fonction des déformations ϵ : $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$

En procédant à l'élimination du temps « t » entre la courbe de consolidation ($\Delta h = \Delta h(t)$) et celle du pressiogramme de la section Sld ($\Delta u = \Delta u(t)$) et en utilisant la variable adimensionnelle déformation ϵ , on obtient la courbe de la dissipation de la pression (Δu) en fonction des déformations ; les 5 courbes de la vase sont labellisées Figures 3a, 3b, 3c, 3d et 3e ; pour le Ghassoul il s'agit des Figures 4a, 4b, 4c, 4d, et 4e et ce respectivement pour les 5 chargements.

➤ III-1 Cas de la vase

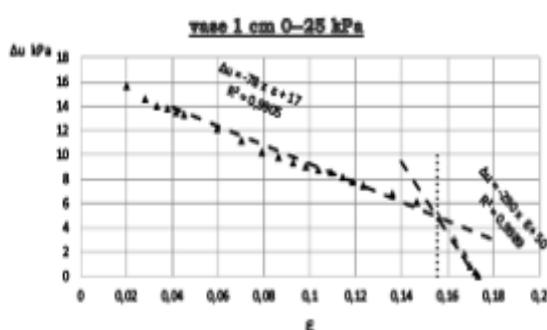


Figure 3a Vase $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$ 0→25kPa

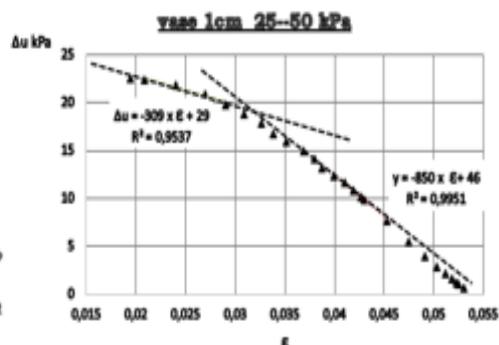


Figure 3b Vase $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$ 25→50kPa

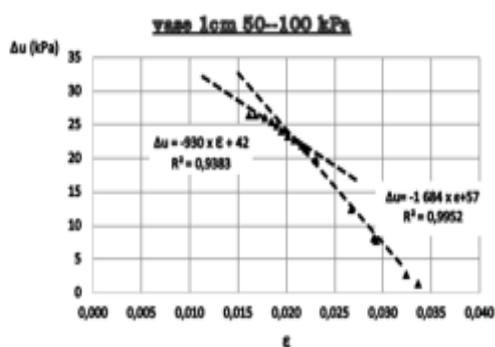


Figure 3c Vase $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$ 50→100kPa

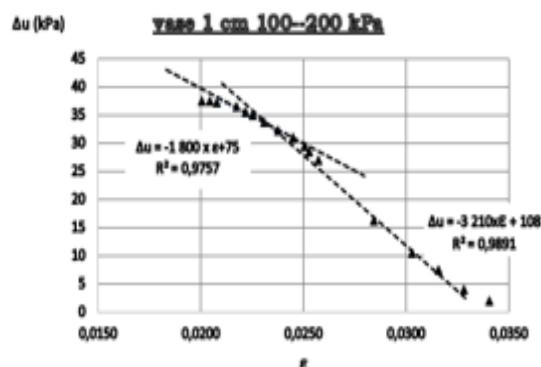


Figure 3d Vase $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$ 100→200kPa

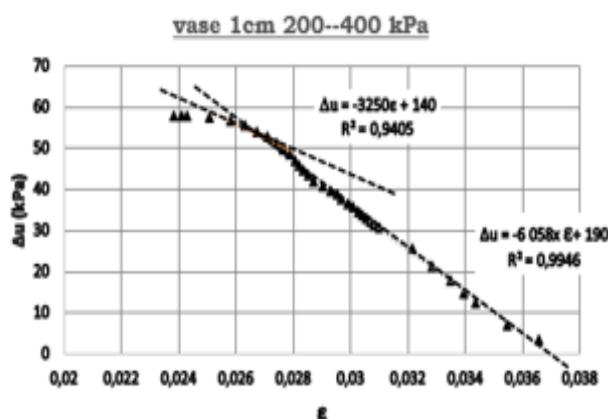


Figure 3e Vase $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$ 100→200kPa

➤ III-2 Cas du Ghassoul

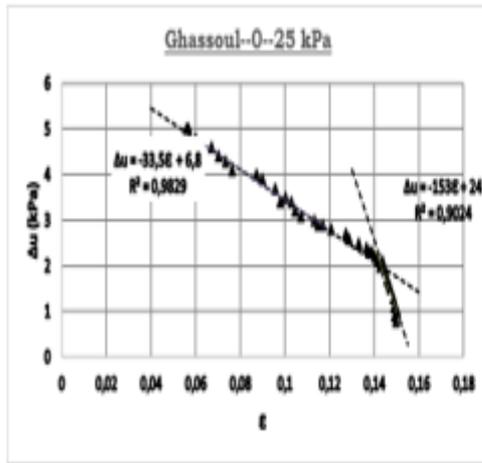


Figure 4a Ghassoul $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$ 0 → 25 kPa

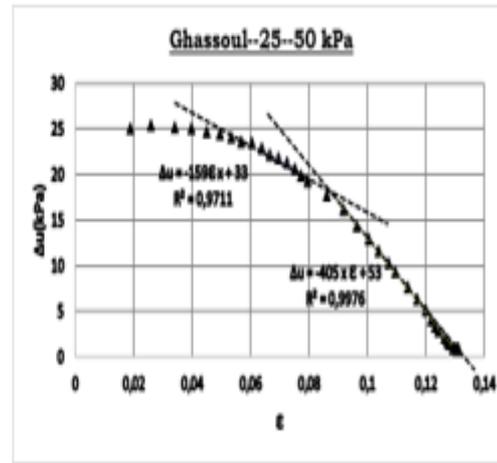


Figure 4b Ghassoul $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$ 25 → 50 kPa

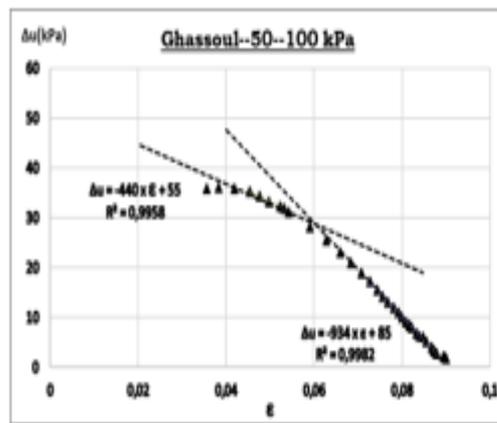


Figure 4c Ghassoul $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$ 50 → 100 kPa

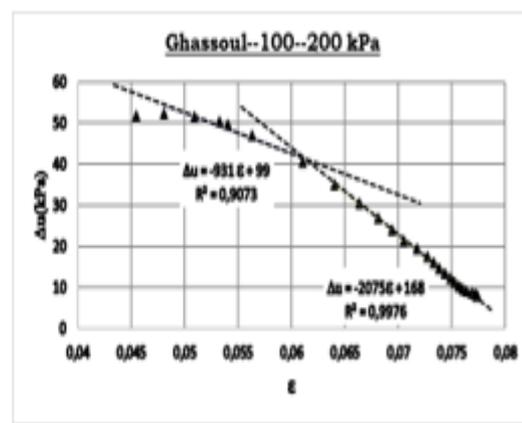


Figure 4d Ghassoul $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$ 100 → 200 kPa

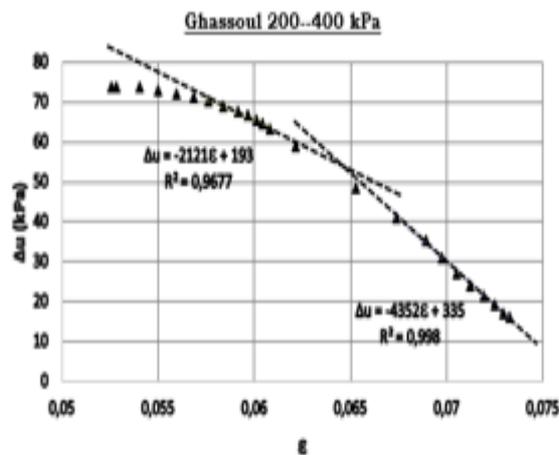


Figure 4e Ghassoul $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$ 200 → 400 kPa

➤ **III-3 Modélisation**

L'ensemble des courbes de dissipation de la pression en fonction des déformations est modélisé par la courbe de la figure 5.

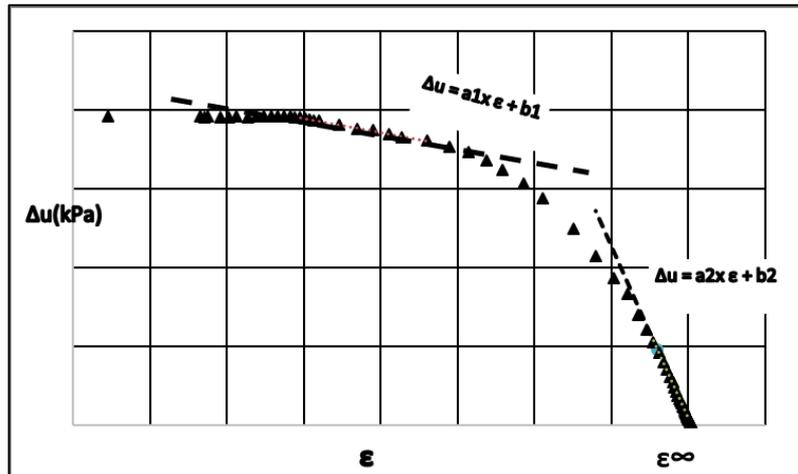


Figure 5 Modélisation $\Delta u = \Delta u(\epsilon)$

Comme on peut le noter, le modèle de courbes obtenues montre qu'au cours du processus de consolidation, la dissipation de la pression de la section Sld en fonction des déformations se fait suivant deux modes d'ajustement linéaire avec des pentes différenciées : une faible pente pour le premier mode suivi par une plus forte pente pour le second mode ; les deux équation d'ajustement à ces deux modes s'écrivent (2) :

$$\Delta u = a_i \epsilon + b_i \quad (2) ; \quad i=1 \text{ pour le premier mode et } 2 \text{ pour le second}$$

En combinant les équations (1) (2) , les module oedométriques en début de chargement E_{oedi} et à la fin de chargement E_{oedf} sont (3) et (4) :

$$E_{oedi} = -a_1 \quad (3) \quad \text{et} \quad E_{oedf} = -a_2 \quad (4)$$

➤ **III-3-1 Première phase de dissipation de la pression**

La première phase de dissipation de la pression est portée par la plus petite pente (a_1) ; elle se caractérise par une faible perte en pression associée cependant à une importante variation du degré de consolidation.

➤ **III-3-2 Seconde phase de dissipation de la pression**

La seconde phase de dissipation de la pression est portée par la plus grande pente que ; elle se caractérise par la baisse de la pression jusqu'à son annulation associée toutefois à une faible variation du degré de consolidation. La dissipation totale de la pression³ permet la détermination de la déformation asymptotique finale ϵ_∞ (5) :

$$\epsilon_\infty = -\frac{b_2}{a_2} \quad (5)$$

³ graphiquement, point d'intersection de la droite d'ajustement avec l'axe des abscisses

- Equation de la seconde phase de dissipation de la pression

En remplaçant les coefficients a2 et b2 par leur expression tirée des équations (4) et (5), l'équation de la phase de dissipation active peut s'écrire (6):

$$\Delta u = E_{oedf} (\varepsilon_{ss} - \varepsilon) \quad (6)$$

III-4 Applications

➤ III-4-1 Modules Oedométriques

Les tableaux 2a (pour la vase) et 2b pour le Ghassoul , reportent les valeurs des modules oedométriques E_{oedi} (début du chargement) et E_{oedf} (fin de chargement) obtenus par application des relations 3 et 4. Et comme on peut le relever il y a une bonne concordance des valeurs des modules oedométriques.

Tableau 2a E_{oedi} et E_{oedf} de la vase pour les cinq chargements successifs

Chargement en kPa	Module Oedométrique en kPa	
	E_{oedi} (début de chargement)	E_{oedf} (fin de chargement)
0-25	78	290
25-50	309	850
50-100	892	1 684
100-200	1 800	3 210
200-400	3 250	6 058

Tableau 2b E_{oedi} et E_{oedf} de le Ghassoul pour les cinq chargements successifs

Chargement en kPa	Module Oedométrique en kPa	
	E_{oedi} (début de chargement)	E_{oedf} (fin de chargement)
0-25	33	153
25-50	159	405
50-100	440	934
100-200	931	2 075
200-400	2 121	3 880

➤ **III-4- Déformations asymptotiques finales ϵ_{∞}**

Les tableaux 3a (pour la vase) et 3b (pour le Ghassoul) présentent les valeurs des déformations asymptotiques finales ϵ_{∞} calculées par la formule (5) (méthode de dissipation) et par la méthode hyperbolique ; comme on peut le noter les valeurs obtenues par chacune des deux méthodes sont en parfaite concordance.

Tableau 3a- Vase - ϵ_{∞} par les méthodes hyperbolique et de dissipation

Chargement en kPa	Déformation asymptotique finale ϵ_{∞}	
	méthode hyperbolique	méthode dissipation (5)
0--25	0,18	0,17
25--50	0,24	0,23
50--100	0,27	0,26
100--200	0,31	0,29
200--400	0,35	0,33

Tableau 3b- Ghassoul - ϵ_{∞} par les méthodes hyperbolique et de dissipation

Chargement en kPa	Déformation asymptotique finale ϵ_{∞}	
	méthode hyperbolique	méthode dissipation (5)
0--25	0,17	0,16
25--50	0,30	0,29
50--100	0,39	0,38
100--200	0,47	0,46
200--400	0,54	0,54

. Conclusions

Les essais de consolidation de matériaux argileux, effectués avec un œdomètre standard muni d'un capteur de pression au niveau de la section de la longueur de drainage désignée Sld ont mis en évidence l'existence de deux modes de dissipation de la pression interstitielle en fonction des déformations/tassements ; ces deux modes présentent des ajustements linéaires dont les pentes en valeurs absolues correspondent aux modules œdométriques au début et en fin de chargement.

Le premier mode est associé à la plus faible pente. Le second mode se caractérise par une dissipation active de la pression de la Sld avec une forte pente; son achèvement avec la dissipation totale de la pression détermine le tassement asymptotique final Δh_{∞} . Cela confirme que le processus de la consolidation est **exclusivement hydraulique.**

Au regard de ces résultats , il est fortement recommandé de standardiser l'équipement des œdomètres par un capteur de pression de la section Sld.

Bibliographie

Ayeb et al. « Nouvelle approche de la consolidation des sols argileux »... Revue Française de Géotechnique 2017,153.....

Buisman, A. S. Keverling (1936), "Results of Long Duration Settlement Tests," *Proc., Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Engr., Vol. 1, pp. 103-106*

Casagrande, A. & Fadum, R. E. (1940). Notes on soil testing for engineering purposes. Soil Mechanics Series, vol. 8. Cambridge, MA, USA: Harvard Graduate School of Engineering, Harvard University

Koppejan A.-W. (1948)"A formula combining the terzaghi's load compression relationship and the Buisman's secular time effect".Compte rendu 2ème congrès international MSTF, Rotterdam, vol.3, p.32-37.

Magnan, JP (2000) Déformabilité des sols. Tassement. Consolidation, Technique de l'Ingénieur, C 214.

- M.R.Lodahl et al,NGM 2016 Reykjavik,Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting Challenges in Nordic Geotechnic 25th—28th of May
- Robinson, R. G. & Soundara, B. (2008). Coefficient of consolidation from midplane pore pressure measurements. *Int. J. Geotech. Engng* 2, No. 4, 417–423.
- Rosine Larissa & al --IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology ; Volume: 04 Issue: 06 | June-2015, Available @ <http://www.ijret.org>
- Taylor, D.W., & Merchant, W. (1940). Theory of clays consolidation accounting for secondary compression. *Journal of Mathematics and Physics*, 19(3), 167-185.
- .Terzaghi K. (1923)"*Die Berechnung der Durchlässigkeit des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen* "Akademie der Wissenschaften, Wien, Sitzungsberichte, Math. Naturwiss. KJasse, part. II-a,vol. 132 (3/4), pp. 125 -138.
- Vinod, J. S. and Sridharan, A. (2015) *Géotechnique Letters* 5, 294–298 - Laboratory determination of coefficient of consolidation from pore water pressure measurement
- Yoichi Watabe & al (2008) *Soils and Foundations* Vol.48,No .4,547-561,Aug. 2008 Japanese Geotechnical Society « Effects of frictions and Thickness on long term consolidation behavior of Osaka Bay Clays »

ÉTUDE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN AFFECTANT LE RÉSEAU ROUTE AU NORD DU MAROC ET LEURS MÉTHODES DE STABILISATION

STUDY OF LANDSLIDES AFFECTING THE ROAD NETWORK IN NORTHERN MOROCCO AND THEIR STABILISATION METHODS

Basheer Sharaf AL QADAMI¹, Abdellah AZOUGAY^{1*}, Houssine EJJAOUANI², Mostafa OUIJIDI¹, Meryem ELMOULAT³

1 Applied Geology Laboratory, Department of Geology, Faculty of Sciences, University Mohammed I, BP524. 60 000, Oujda, Morocco

2 Public Laboratory for Trials and Studies, LPEE, Casablanca 20190, Morocco

3 Research Unit GEORISK, LG2E Laboratory, Faculty of Sciences, University Mohammed V, Ibn Battouta Avenue, Rabat, 10140, Morocco

*E-mail: a.azougay@ump.ac.ma

Résumé : Les glissements de terrain affectent les routes et les réseaux de transport dans le nord du Maroc, posant un risque majeur sur le plan économique, humain et de service d'infrastructure routière. Pour évaluer ce dernier, une étude analytique détaillée des principaux facteurs contribuant aux glissements de terrain a été menée, et 319 glissements de terrain répartis dans toutes les provinces du nord du Maroc ont été recensés. Les facteurs causatifs ont été classés en 6 catégories (hydrologie, hydrogéologie, géologie, géométrie du sol, climatologie et topographie). Les résultats ont montré que le facteur hydrologique est le plus important déclencheur de glissements de terrain dans le nord du Maroc. Les résultats ont dévoilé aussi que les glissements de terrain circulaires sont le type de glissement le plus courant dans cette région. Enfin, la solution que nous proposons pour stabiliser les glissements de terrain dans cette région est un drainage adéquat des eaux de surface des collines ou des routes.

Mots-clés : Glissement de terrain, routes, nord du Maroc, méthodes de stabilisation, drainage.

Abstract: Landslides are affecting roads and transport networks in northern Morocco, posing a major economic, human, and service dilemma. To assess the latter, we look forward to conducting a detailed analytical study of the main factors contributing to landslides. To achieve this goal, we collected 319 landslides spread across all Northern provinces of Morocco. We have also categorized the contributing factors into 6 main sections (hydrology, hydrogeology, and geology, geometry of the ground, Climatology, and topography). Our results showed that hydrological factors are one of the most important triggers of landslides in northern Morocco. The results of our study showed that circular landslides are the most common type of landslides in this area. Finally, our proposed solution to stabilizing landslides in this region is proper drainage of surface water from hills or roads.

Keywords: Landslides, roads, northern Morocco, stabilisation methods, drainage.

Type de communication : Orale

Cartographie de la susceptibilité aux glissements de terrain en utilisant l'approche du processus analytique hiérarchique. Étude de cas : province de Tanger-Assilah (nord du Maroc)

Landslides susceptibility mapping by using analytical hierarchy process approach. Case study: province of Tanger-Assilah (North of Morocco)

Basheer Sharaf AL QADAMI¹, Abdellah AZOUGAY^{1*}, Houssine EJJAOUANI², Mostafa OUIJIDI¹

1 Applied Geology Laboratory, Department of Geology, Faculty of Sciences, University Mohammed I, BP524. 60 000, Oujda, Morocco

2 Public Laboratory for Trials and Studies, LPEE, Casablanca 20190, Morocco

*E-mail: a.azougay@ump.ac.ma

Résumé : Les glissements de terrain sont fréquents dans la province de Tanger-Assilah, ce phénomène peut provoquer d'importants dégâts matériels et humains. Des études sur les glissements de terrain, y compris la cartographie de l'inventaire et l'évaluation des risques, sont nécessaires pour contrôler ces dangers. Le fruit de cette étude est sous forme d'une carte de susceptibilité aux glissements de terrain, cette carte est produite en utilisant l'approche du processus analytique hiérarchique (AHP) et le système d'informations géographiques (SIG). Les facteurs contribuant à plus de 100 anciens glissements de terrain, tels que l'altitude, la pente, la densité du réseau routier, la densité des rivières, la densité des failles, la lithologie, l'utilisation/couverture des sols etc. ont été pris comme critères d'évaluation de la susceptibilité aux glissements. Les résultats montrent que les niveaux de susceptibilité estimés sont en bon accord avec les occurrences précédentes de glissements de terrain, ce qui indique que la carte est fiable pour la gestion future des risques de glissements de terrain.

Mots-clés : Cartographie, glissement de terrain, Province de Tanger-Assilah, SIG, AHP.

Abstract: The Landslides are common in the province of Tangier-Assilah in northern Morocco resulting in significant property damage and death. Landslide studies, including inventory mapping and risk assessment, are required to control such hazards. The analytical hierarchy process approach (AHP) and Geographical Information System (GIS) are used in this study. A landslide susceptibility map is created using contributing factors in more than 100 old landslides such as elevation, slope, road network density, river density, fault density, lithology, land use/cover etc. The results show that the estimated susceptibility levels are in good agreement with previous landslide occurrences, indicating that the map is reliable for future landslide risk management.

Keywords: Mapping, landslides, Tangier-Assilah Province, GIS, AHP.

Type de communication : Poster

Nom et Prénom : Abdellah AZOUGAY

Société : Faculté des Sciences d'Oujda

Tel/Gsm : 06 02 88 76 56

Email : a.azougay@ump.ac.ma

- 1- Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2- Fondations Superficielles et Profondes
- 3- **Instabilité de talus**
- 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site urbain
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galeries et Tunnels
- 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

Cartographie de la susceptibilité aux glissements de terrain en utilisant l'approche du processus analytique hiérarchique. Étude de cas : province de Tanger-Assilah (nord du Maroc)

Landslides susceptibility mapping by using analytical hierarchy process approach. Case study: province of Tanger-Assilah (North of Morocco)

Basheer Sharaf AL QADAMI¹, Abdellah AZOUGAY^{1*}, Houssine EJJAOUANI², Mostafa OUIJDI¹

1 Applied Geology Laboratory, Department of Geology, Faculty of Sciences, University Mohammed I, BP524. 60 000, Oujda, Morocco

2 Public Laboratory for Trials and Studies, LPEE, Casablanca 20190, Morocco

*E-mail: a.azougay@ump.ac.ma

Résumé : Les glissements de terrain sont fréquents dans la province de Tanger-Assilah, ce phénomène peut provoquer d'importants dégâts matériels et humains. Des études sur les glissements de terrain, y compris la cartographie de l'inventaire et l'évaluation des risques, sont nécessaires pour contrôler ces dangers. Le fruit de cette étude est sous forme d'une carte de susceptibilité aux glissements de terrain, cette carte est produite en utilisant l'approche du processus analytique hiérarchique (AHP) et le système d'informations géographiques (SIG). Les facteurs contribuant à plus de 100 anciens glissements de terrain, tels que l'altitude, la pente, la densité du réseau routier, la densité des rivières, la densité des failles, la lithologie, l'utilisation/couverture des sols etc. ont été pris comme critères d'évaluation de la susceptibilité aux glissements. Les résultats montrent que les niveaux de susceptibilité estimés sont en bon accord avec les occurrences précédentes de glissements de terrain, ce qui indique que la carte est fiable pour la gestion future des risques de glissements de terrain.

Mots-clés : Cartographie, glissement de terrain, Province de Tanger-Assilah, SIG, AHP.

Abstract: The Landslides are common in the province of Tangier-Assilah in northern Morocco resulting in significant property damage and death. Landslide studies, including inventory mapping and risk assessment, are required to control such hazards. The analytical hierarchy process approach (AHP) and Geographical Information System (GIS) are used in this study. A landslide susceptibility map is created using contributing factors in more than 100 old landslides such as elevation, slope, road network density, river density, fault density, lithology, land use/cover etc. The results show that the estimated susceptibility levels are in good agreement with previous landslide occurrences, indicating that the map is reliable for future landslide risk management.

Keywords: Mapping, landslides, Tangier-Assilah Province, GIS, AHP.

Type de communication : Poster

Nom et Prénom : Abdellah AZOUGAY

Société : Faculté des Sciences d'Oujda

Tel/Gsm : 06 02 88 76 56

Email : a.azougay@ump.ac.ma

- 1- Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2- Fondations Superficielles et Profondes
- 3- **Instabilité de talus**
- 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site urbain
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galeries et Tunnels
- 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

Name and First Name (1st Author): **Nguyen Ba-Phu**

Company: **Technical University of Munich** and **Industrial University of Ho Chi Minh City**

Tel/Gsm: **017616310869**

E-mail: ba-phu.nguyen@tum.de and nguyenbaphu@iuh.edu.vn

GENERAL THEME: “SOIL INSTABILITY: Mastery of works linked to instabilities”

Sub-themes (to be checked):

1-Swelling, collapsible floors and cavities in the basement

2-Superficial and Deep Foundations

3-Slope instability

4- Foundation of Dams, Works of Art and Special Works

5- Excavation in urban sites

6- Soil liquefaction

7- Seismotectonics and Seismic Hazards

8- Galleries and Tunnels

9- Use of geosynthetics in the field of civil engineering

NUMERICAL ANALYSIS OF CONSOLIDATION BEHAVIOUR OF SOFT SOIL FROM SELF-BORING PRESSUREMETER TEST

Ba-Phu Nguyen^{1,2}, Seyed Mohsen Miraei¹ and Roberto Cudmani¹

¹Chair of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rock Mechanics and Tunnelling, School of Engineering and Design, Technical University of Munich, 81245 Munich, Germany;

²Department of Civil Engineering, Industrial Univ. of Ho Chi Minh City, Ho Chi Minh City 700000, Vietnam;

ABSTRACT – The self-boring pressuremeter test (SBPT) has been effectively utilized to determine in-situ soil characteristics, including the consolidation behavior of soil based on the measured excess pore water pressure at pore water pressure cells. This study conducts a series of numerical analyses of SBPT to investigate soil consolidation behavior. The soils are modeled using an advanced constitutive model (e.g., Visco-Hypoplastic Constitutive Model) in ABAQUS, which employs a Biot's coupled solution for consolidation problems. The effects of pressuremeter geometry, partial drainage during cavity expansion, and cavity strain level during the holding test are investigated with respect to the radial distribution of initial excess pore pressure and its dissipation rate. The obtained results are compared and discussed with the previous studies (Clarke et al.1979; Jang et al. 2003; Hawkins 2019) and observed data.

Keywords: Numerical analysis, self-boring pressuremeter test, consolidation behavior, soft soil, excess pore water pressure

Nom et Prénom : BEN BRAHIM Imad.

Société : Faculté des Sciences Semlalia Marrakech.

Tel/Gsm: [0627734562](tel:0627734562)

Email: i.benbrahim1602@uca.ac.ma

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous le thème : Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol.

Etude de la karstification et instabilités associées dans les carbonates du Cambrien inférieur (Anti-Atlas occidental, MAROC)

Study of Karstification and Associated Instabilities in Lower Cambrian Carbonates (Western Anti-Atlas, MOROCCO)

Imad BEN BRAHIM (a), Khalid RKHA CHAHAM (a), El Hafed BOUOUGRI (a), Tarik SOROR (b), Said RZIKI (b)

(a) Département de la géologie Faculté des Sciences Semlalia Marrakech.

(b) REMINEX, MANAGEM GROUP.

Résumé :

La Formation carbonatée d'Adoudou du Cambrien inférieur, montre de nombreuses instabilités relatives à une karstification importante. Il s'agit d'un processus d'altération où se conjugue l'action de fluides, météoriques et hydrothermaux, dans un substrat calcaire fracturé et de lithologie variée. L'aboutissement au stade de vide karstique passe par de multiples transformations de la roche qui, progressivement, perd sa cohésion et se transforme par endroit à des brèches de collapse, des cavités de dimensions variables ou simplement en niveaux friables de fine poudre carbonatée. Ces conditions entraînent de fortes instabilités qui, dans le cadre de travaux miniers, nécessitent de gros efforts de stabilisation et de soutènement, allant de simple stabilisation des zones meubles au moyen de boulonnage, grilles, gunitage jusqu'au remplissage couteux des poches karstiques par injection de ciment.

Mots clés : Cambrien inférieur, lithologie, tectonique, karst, soutènement.

The Lower Cambrian Adoudou carbonate formation exhibit a variety of instabilities related to a significant karstification. It is a weathering process with leeching and dissolution related to a combination of interacting factors, including lithology of the substrate, tectonic framework, and fluids of meteoric and hydrothermal origin. The results consist of a variety of karstic features including breccia due to substrate fall, caverns, vugs and leached carbonate producing fine grained powder, the produced porosity at various scale induce significant instabilities and sinkholes, which constitute a challenge for mining. These conditions lead to strong instabilities which, in the context of mining work, require great stabilization and support efforts, ranging from simple stabilization of loose areas by means of bolting, mesh, and shotcrete to the costly filling of karst pockets by cement injection.

Keywords: Lower Cambrian, Lithology, Tectonics, Karst, Ground Support.

SOUSSION A APPEL A COMMUNICATION

Date limite de soumission des résumés : **avant le 15/06/2024**

Contact : Secrétariat CMMMSG

Tel : 05 22 30 27 91 - Fax : 0522 30 15 50 - Email : cmmsg@lpee.ma

Nom et Prénom (1 ^{er} Auteur) : Khadija BENHADDOU
Société : DPDPM/ EMI
Tel/Gsm : 0682304679
Email : khadijabenhaddou@gmail.com

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes (à cocher) :

- 1- Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2- Fondations Superficielles et Profondes
- 3- Instabilité de talus
- 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site urbain
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galeries et Tunnels
- 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

RENFORCEMENT DU SOL ET TRAITEMENT ANTI-LIQUEFACTION PAR COLONNES BALLASTÉES DE LA DIGUE PRINCIPALE DU PORT DE SAFI

SOIL REINFORCEMENT AND ANTI-LIQUEFACTION TREATMENT USING BALLASTED COLUMNS FOR THE MAIN BREAKWATER OF SAFI PORT

BENHADDOU Khadija ^{1,2}, OUADIF Latifa ², AMALLAS Yassine ¹, LAFRAQCHI Aziz ¹

¹ Direction des ports et du domaine public maritime, Rabat, Maroc.

² L3GIE/EMI/UM5, Rabat, Maroc.

RÉSUMÉ – Les colonnes ballastées sont une technique de traitement souvent utilisée pour résoudre les problématiques géotechniques rencontrées lors de la réalisation de grands ouvrages. Elle consiste en l'inclusion des colonnes en gravier ou ballast dans des sols qui ont souvent une capacité portante insuffisante.

Cette procédure de traitement a été utilisée dans le cadre du projet du nouveau port de SAFI pour le renforcement du sol et le traitement anti liquéfaction. Cette solution a permis de fonder la digue principale sur un sol renforcé, réduire les tassements en augmentant les caractéristiques mécaniques et en homogénéisant les couches de sol traitées ainsi qu'améliorer le coefficient de sécurité contre le glissement et accélérer la consolidation des sols grâce à l'effet drainant des colonnes ballastées.

Mots-clés : colonnes ballastées – traitement – liquéfaction - tassement – glissement



Organisateurs



Partenaire officiel



Contact Secrétariat CMMMSG :

e-mail : lpee.dts@lpee.ma

Tél : +212 5 22 30 75 10

Fax : +212 5 22 30 15 50

Techniques innovantes de stabilisation des sols pour des infrastructures durables

M. Benahmed¹, H. Chamkha²

¹Expert international en développement durable et climat, Rabat, MAROC.

²École nationale des sciences appliquées d'Oujda, Oujda, MAROC.

RÉSUMÉ :

L'innovation et la durabilité sont des piliers fondamentaux dans le secteur de la construction des infrastructures routières et hydrauliques. La stabilisation des sols, en particulier argileux et carbonatés, une pratique essentielle qui a connu des avancées significatives grâce à l'utilisation de techniques de stabilisation à la chaux et aux polymères.

Cette communication se focalise sur l'importance de ces techniques, leurs avantages économiques et environnementaux, et leurs applications pratiques, démontrant une augmentation substantielle de la résistance à la compression non confinée, une réduction des coûts de construction et d'entretien, ainsi qu'une diminution de l'empreinte carbone, et ce grâce au retraitement des matériaux en place. La communication présente des études de cas spécifiques où ces techniques ont été mises en œuvre avec succès, notamment pour la réalisation de routes rurales de désenclavement dans plusieurs régions du Maroc. Cette recherche souligne l'importance de ces procédés innovants et vise à encourager leur adoption dans le génie civil, renforçant ainsi les collaborations entre chercheurs et professionnels du secteur.

Mots-clés : produits stabilisants, chaux, polymères, infrastructures durables, retraitement des matériaux

ABSTRACT:

Innovation and sustainability are fundamental pillars in the construction sector for road and hydraulic infrastructures. Soil stabilisation, particularly of clayey and carbonate soils, is an essential practice that has seen significant advancements through the use of lime and polymer stabilisation techniques. This communication focuses on the importance of these techniques, their economic and environmental benefits, and their practical applications. It demonstrates a substantial increase in unconfined compressive strength, a reduction in construction and maintenance costs, and a decrease in carbon footprint, achieved through in-situ material recycling.

The communication presents specific case studies where these techniques have been successfully implemented, notably for the construction of rural roads in several regions of Morocco. This research underscores the importance of these innovative processes and aims to encourage their adoption in civil engineering, thereby strengthening collaborations between researchers and industry professionals.

Keywords: soil stabilisation, lime, polymers, sustainable infrastructures, in-situ material recycling

I. INTRODUCTION :

i.i Contexte et objectifs :

i.i.i Importance de l'innovation et de la durabilité dans le secteur de la construction :

L'industrie de la construction est un pilier fondamental de l'économie mondiale, jouant un rôle crucial dans le développement des infrastructures nécessaires à la croissance et à la prospérité des sociétés. Cependant, ce secteur est également l'un des plus consommateurs de ressources et des plus grands contributeurs aux émissions de gaz à effet de serre. Ainsi, l'innovation et la durabilité sont devenues des impératifs dans le secteur de la construction pour répondre aux défis environnementaux et économiques contemporains.

L'innovation dans la construction englobe l'adoption de nouvelles technologies, de nouveaux matériaux et de nouvelles méthodes de construction qui améliorent l'efficacité, réduisent les coûts et minimisent l'impact environnemental. Parmi ces innovations, la stabilisation des sols a gagné en importance, car elle permet de renforcer la structure des sols en utilisant des techniques avancées telles que l'ajout de chaux et de polymères. Ces techniques offrent non seulement des avantages mécaniques significatifs mais aussi des bénéfices environnementaux en réduisant la nécessité de transporter de grandes quantités de matériaux et en limitant l'extraction de ressources naturelles.

La durabilité dans la construction vise à créer des infrastructures qui répondent aux besoins présents sans compromettre la capacité des générations futures à satisfaire les leurs. Cela inclut l'utilisation de matériaux recyclés ou renouvelables, la réduction des déchets de construction, et l'amélioration de l'efficacité énergétique des processus de construction. Les techniques de stabilisation des sols, en particulier, contribuent à la durabilité en prolongeant la durée de vie des infrastructures et en réduisant les coûts de maintenance à long terme.

i.i.ii. Objectifs de la communication :

Cette communication a pour objectif de mettre en lumière les avancées récentes dans le domaine de la stabilisation des sols, en particulier l'utilisation de la chaux et des polymères, et de démontrer comment ces techniques innovantes contribuent à la durabilité des infrastructures de génie civil.

La première partie de cette communication se concentrera sur une présentation détaillée des techniques de stabilisation des sols, notamment l'utilisation de la chaux et des polymères. Nous expliquerons les processus de stabilisation, les mécanismes chimiques impliqués et les avantages mécaniques obtenus.

La deuxième partie examinera les bénéfices économiques et environnementaux des techniques de stabilisation des sols. Nous comparerons les coûts de construction et de maintenance avec et sans stabilisation, et nous évaluerons l'impact de ces techniques sur la réduction de l'empreinte carbone et l'utilisation de matériaux recyclés.

La troisième partie de cette communication présentera des études de cas spécifiques où ces techniques ont été mises en œuvre avec succès. Nous détaillerons les projets de construction routière et hydraulique, en mettant en avant les résultats obtenus en termes de performance, de durabilité et de coûts.

Enfin, encourageant l'adoption plus large des techniques de stabilisation des sols dans le secteur de la construction, cette communication soulignera l'importance de la collaboration entre chercheurs et professionnels du secteur pour promouvoir l'innovation et le partage des connaissances dans ce domaine.

En résumé, cette communication ambitionne de démontrer que les techniques de stabilisation des sols, en particulier l'utilisation de la chaux et des polymères, représentent une solution viable et efficace pour répondre aux défis de durabilité dans le secteur de la construction, tout en offrant des avantages économiques et environnementaux substantiels.

II. Cadre théorique et références bibliographiques :

ii.i. État de l'Art :

ii.i.i. Présentation des techniques de stabilisation des sols, notamment l'utilisation de chaux et de polymères :

La stabilisation des sols est une technique couramment utilisée pour améliorer les propriétés géotechniques des sols afin de les rendre aptes à la construction d'infrastructures. Les méthodes de stabilisation peuvent être chimiques, mécaniques ou par l'ajout de matériaux. Parmi ces techniques, l'utilisation de la chaux et des polymères a gagné en popularité en raison de leurs avantages distincts.

- **Stabilisation à la chaux :**

La chaux, sous ses formes hydratée ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) ou vive (CaO), est un agent de stabilisation efficace pour les sols argileux. L'ajout de chaux à un sol argileux provoque une série de réactions chimiques, incluant l'échange d'ions, la floculation, et les réactions pouzzolaniques. Ces réactions augmentent la plasticité et la résistance du sol, améliorent sa compaction et réduisent son expansion. La chaux est particulièrement efficace pour traiter les sols argileux expansifs, souvent problématiques en construction routière et de fondations.

Les études montrent que la stabilisation à la chaux peut transformer un sol de faible qualité en une base solide et durable pour les infrastructures. Par exemple, Rajasekaran et Narasimha Rao (2017) ont démontré que l'utilisation de la chaux pour stabiliser des sols expansifs en Inde a conduit à une amélioration significative des propriétés géotechniques, réduisant ainsi les coûts de construction et de maintenance.

- **Stabilisation aux polymères :**

Les polymères, en particulier les polymères synthétiques, sont utilisés pour stabiliser une variété de sols, incluant les sols sableux et les sols limoneux. Les polymères agissent comme des liants, améliorant la cohésion entre les particules de sol et augmentant la résistance à la compression et à la traction du sol. Ces matériaux peuvent également réduire la perméabilité du sol, augmentant ainsi sa durabilité et sa capacité de charge.

Les polymères offrent plusieurs avantages par rapport aux stabilisants traditionnels. Ils sont rapides à appliquer, nécessitent moins de matériaux de base, et leur effet est durable même dans des conditions environnementales sévères. Une étude de Jiang et al. (2020) a montré que l'utilisation de polymères pour stabiliser les routes dans des environnements désertiques a non seulement amélioré la stabilité des sols, mais a également réduit les coûts et le temps de construction.

ii.i.ii Revue des études récentes sur les avantages économiques et environnementaux de ces techniques :

L'impact économique et environnemental des techniques de stabilisation des sols est un aspect crucial à considérer. Les études récentes mettent en lumière plusieurs avantages clés de l'utilisation de la chaux et des polymères pour la stabilisation des sols.

- **Avantages économiques**

Les techniques de stabilisation des sols permettent de réduire significativement les coûts de construction et d'entretien des infrastructures. En améliorant les propriétés mécaniques des sols, ces techniques permettent l'utilisation de matériaux locaux, réduisant ainsi les coûts liés au transport et à l'importation de matériaux de construction. Une étude menée par Maher et al. (2015) a montré que la stabilisation des sols avec des polymères peut réduire les coûts de construction routière jusqu'à 30 %, en raison de la réduction des matériaux nécessaires et de la durabilité accrue des routes.

De plus, la stabilisation des sols à la chaux permet une meilleure gestion des ressources en utilisant des matériaux locaux, souvent disponibles en abondance, et en réduisant la dépendance aux matériaux de construction coûteux. Les économies réalisées sur les coûts de maintenance à long terme sont également significatives, car les sols stabilisés nécessitent moins d'interventions de réparation.

- **Avantages environnementaux :**

Les techniques de stabilisation des sols contribuent également à la durabilité environnementale des projets de construction. L'utilisation de chaux et de polymères réduit l'empreinte carbone des projets en minimisant la nécessité de transporter de grandes quantités de matériaux de construction. De plus, la durabilité accrue des infrastructures stabilisées réduit la fréquence des travaux de maintenance et de réparation, diminuant ainsi l'impact environnemental global.

Les études récentes montrent également que la stabilisation des sols peut être réalisée avec des matériaux recyclés, contribuant ainsi à une économie circulaire. Par exemple, l'étude de Modarres et Nosoudy (2015) a montré que l'utilisation de déchets de charbon et de chaux pour la stabilisation des sols non seulement améliore les propriétés géotechniques du sol, mais réduit également les déchets industriels.

Les techniques de stabilisation des sols à la chaux et aux polymères offrent des avantages économiques et environnementaux significatifs. Ces techniques améliorent non seulement la performance des infrastructures, mais contribuent également à la durabilité et à l'efficacité des projets de construction.

III. Techniques de stabilisation des sols :

iii.i. Stabilisation à la chaux :

iii.i.i. Processus de stabilisation et mécanismes chimiques :

La stabilisation à la chaux est une méthode couramment utilisée pour améliorer les propriétés géotechniques des sols argileux. L'ajout de chaux (CaO ou Ca(OH)_2) à un sol argileux entraîne plusieurs réactions chimiques qui transforment les propriétés du sol.

- **Réactions de floculation et d'agrégation :**

Lorsque la chaux est ajoutée au sol, elle réagit rapidement avec l'eau pour former de l'hydroxyde de calcium (Ca(OH)_2). Cet hydroxyde libère des ions calcium (Ca^{2+}) qui remplacent les ions sodium (Na^+) et potassium (K^+) présents sur les surfaces des particules d'argile. Ce processus de floculation réduit la plasticité du sol et améliore sa structure en agrégeant les particules d'argile.

- **Réactions pouzzolaniques :**

Ces réactions se produisent lorsque la chaux réagit avec les aluminosilicates présents dans l'argile pour former des composés cimentaires tels que le silicate de calcium hydraté (CSH) et l'aluminate de calcium hydraté (CAH). Ces composés cimentaires augmentent la résistance et la durabilité du sol en créant des liaisons solides entre les particules.

- **Augmentation du pH :**

L'ajout de chaux augmente le pH du sol, ce qui peut provoquer la déstructuration des argiles expansives et réduire leur capacité à absorber de l'eau. Cela est particulièrement bénéfique pour les sols sujets au gonflement et au retrait, car cela diminue leur susceptibilité aux variations de volume en présence d'eau.

iii.i.ii. Effets sur les propriétés géotechniques des sols argileux :

Les effets de la stabilisation à la chaux sur les propriétés géotechniques des sols argileux sont bien documentés. Voici quelques-uns des principaux effets :

- **Réduction de la plasticité :**

L'indice de plasticité (IP) du sol diminue considérablement avec l'ajout de chaux. La réduction de la plasticité est due à la floculation des particules d'argile et à la formation de composés cimentaires qui réduisent la capacité du sol à se déformer plastiquement.

- **Amélioration de la résistance à la compression :**

La résistance à la compression non confinée (UCS) des sols argileux augmente de manière significative après le traitement à la chaux. Cela est attribué à la formation de composés cimentaires qui renforcent la structure du sol. Par exemple, une étude a montré que l'UCS d'un sol argileux traité avec 6 % de chaux a augmenté de plus de 200 % après 28 jours de durcissement.

- **Amélioration de la stabilité volumique :**

La stabilisation à la chaux réduit la susceptibilité des sols argileux aux variations de volume dues aux changements de teneur en eau. Les sols traités présentent moins de gonflement et de retrait, ce qui est essentiel pour la stabilité des fondations et des infrastructures construites sur ces sols.

- **Augmentation de la densité sèche maximale (MDD) :**

La densité sèche maximale du sol augmente après le traitement à la chaux en raison de la floculation et de l'agrégation des particules d'argile. Cela permet une meilleure compaction du sol et améliore sa capacité portante.

iii.i.iii. Étude de cas : Effet de la chaux sur la stabilisation des sols argileux

Pour illustrer les effets de la stabilisation à la chaux, nous présentons une étude de cas basée sur l'article de Rajasekaran et Narasimha Rao (2017), intitulé "Behavior of Lime Stabilized Expansive Soil in Road Construction".

- **Contexte de l'étude :**

L'étude a été menée sur un sol argileux expansif prélevé dans la région de Tamil Nadu en Inde. Le sol était connu pour sa forte susceptibilité au gonflement et au retrait, posant des défis importants pour la construction routière.

- **Méthodologie :**

Des échantillons de sol ont été prélevés et traités avec différents pourcentages de chaux (2 %, 4 %, 6 %, 8 %). Les échantillons ont été compactés et laissés à durcir pendant 28 jours. Divers tests géotechniques, y compris l'UCS, l'indice de plasticité, et la densité sèche maximale, ont été effectués sur les échantillons traités et non traités.

- **Résultats :**

- Réduction de l'Indice de plasticité : L'indice de plasticité du sol a diminué de manière significative avec l'augmentation de la teneur en chaux. Le sol traité avec 6 % de chaux a montré une réduction de l'IP de plus de 50 %.
- Augmentation de la résistance à la compression : L'UCS des échantillons traités a augmenté de manière significative. Le sol traité avec 6 % de chaux a montré une augmentation de l'UCS de plus de 200 % après 28 jours de durcissement.
- Amélioration de la compaction : La densité sèche maximale du sol traité a augmenté, indiquant une meilleure compaction et une structure plus stable.

L'étude a démontré que l'ajout de chaux améliore considérablement les propriétés géotechniques des sols argileux expansifs. La réduction de la plasticité et l'augmentation de la résistance à la compression non confinée rendent ces sols plus adaptés à la construction routière et réduisent les coûts de maintenance à long terme. Ces résultats confirment l'efficacité de la chaux comme stabilisant pour les sols argileux et illustrent son potentiel pour améliorer la durabilité des infrastructures.

iii.ii. Stabilisation aux polymères :

iii.ii.i Introduction aux polymères utilisés pour la stabilisation :

Les polymères utilisés pour la stabilisation des sols sont des substances synthétiques qui, lorsqu'elles sont ajoutées au sol, améliorent ses propriétés mécaniques et chimiques. Les polymères couramment utilisés incluent les polyacrylamides, les polyuréthanes, et les copolymères styrène-butadiène. Ces matériaux fonctionnent comme des liants, améliorant la cohésion entre les particules de sol et augmentant la résistance globale du sol.

Les polymères agissent en formant des réseaux tridimensionnels qui englobent les particules de sol, réduisant ainsi la perméabilité et augmentant la résistance à la compression et à la traction. Contrairement aux stabilisants traditionnels comme la chaux ou le ciment, les polymères peuvent être appliqués rapidement et leur effet est durable même dans des conditions environnementales sévères.

iii.ii.ii Avantages en termes de durabilité et de rapidité d'exécution :

Les polymères offrent plusieurs avantages par rapport aux méthodes traditionnelles de stabilisation des sols :

- **Durabilité :**

Les polymères créent des liaisons solides entre les particules de sol, augmentant ainsi la résistance à l'érosion, aux cycles de gel-dégel et à l'usure mécanique. Ces propriétés en font un choix idéal pour les infrastructures soumises à des conditions environnementales rigoureuses. De plus, les polymères sont souvent résistants aux produits chimiques et aux changements de pH, ce qui prolonge la durée de vie des sols stabilisés.

- **Rapidité d'exécution :**

L'application de polymères est rapide et nécessite moins de préparation que les stabilisants traditionnels. Les polymères peuvent être pulvérisés ou mélangés directement dans le sol, réduisant ainsi les temps de construction et les interruptions des projets. Cette rapidité d'exécution est particulièrement avantageuse pour les projets nécessitant des interventions urgentes ou des délais stricts.

- **Réduction de l'empreinte carbone :**

En utilisant des polymères, il est possible de réduire la quantité de matériaux de construction nécessaires et de minimiser les transports, ce qui contribue à la diminution de l'empreinte carbone des projets. De plus, certains polymères peuvent être fabriqués à partir de matériaux recyclés, ce qui renforce leur profil écologique.

iii.ii.iii. Étude de cas : Application du produit polymère pour la stabilisation des sables carbonatés

Pour illustrer l'efficacité de la stabilisation aux polymères, nous présentons une étude de cas basée sur l'utilisation de polyacrylamide pour la stabilisation des sables carbonatés dans un projet de construction routière en milieu désertique.

- **Contexte de l'étude :**

Le projet concernait la construction d'une route traversant une région désertique en Arabie Saoudite, où les sols sont principalement composés de sables carbonatés. Les conditions environnementales sévères, telles que les tempêtes de sable et les températures extrêmes, posaient des défis importants pour la durabilité et la stabilité de la route.

- **Méthodologie :**

Des échantillons de sable ont été prélevés et traités avec différentes concentrations de polyacrylamide (0,1 %, 0,3 %, 0,5 % en poids). Les échantillons ont été compactés et soumis à des tests géotechniques pour évaluer les améliorations apportées aux propriétés du sol, y compris la résistance à la compression non confinée (UCS) et la perméabilité.

- **Résultats :**

- Augmentation de la Résistance à la Compression : L'UCS des échantillons traités avec du polyacrylamide a augmenté de manière significative par rapport aux échantillons non traités. Par exemple, l'échantillon traité avec 0,5 % de polyacrylamide a montré une augmentation de l'UCS de plus de 150 % après 14 jours de durcissement.
- Réduction de la Perméabilité : La perméabilité des échantillons traités a diminué, ce qui est crucial pour améliorer la durabilité de la route dans des conditions de tempêtes de sable. L'échantillon traité avec 0,5 % de polyacrylamide a montré une réduction de la perméabilité de plus de 60 %.
- Durabilité Améliorée : Les tests de résistance aux cycles de gel-dégel ont montré que les échantillons traités avec du polyacrylamide maintiennent leur intégrité structurelle mieux que les échantillons non traités, démontrant ainsi une meilleure durabilité sous des conditions climatiques sévères.

L'analyse a démontré que l'utilisation de polyacrylamide pour la stabilisation des sables carbonatés est une méthode efficace pour améliorer les propriétés géotechniques du sol dans des conditions environnementales rigoureuses. L'augmentation de la résistance à la compression et la réduction de la perméabilité contribuent à la stabilité et à la durabilité de la route construite dans une région désertique. Ces résultats confirment le potentiel des polymères comme stabilisants dans des projets de construction exigeants.

IV. Avantages économiques et environnementaux :

iv.i. Réduction des coûts :

iv.i.i. Comparaison des coûts de construction et d'entretien avec et sans stabilisation :

Les techniques de stabilisation des sols, telles que l'utilisation de la chaux et des polymères, offrent des avantages économiques significatifs en réduisant les coûts de construction et d'entretien des infrastructures. Les sols stabilisés présentent des propriétés mécaniques améliorées, ce qui permet de diminuer les besoins en matériaux de construction supplémentaires et d'optimiser l'utilisation des ressources locales.

- **Réduction des coûts de matériaux :**

La stabilisation des sols permet l'utilisation de matériaux disponibles sur place, réduisant ainsi les coûts associés à l'achat et au transport de matériaux de construction extérieurs. Par exemple, une étude menée par Modarres et Nosoudy (2015) a démontré que l'utilisation de déchets de charbon et de chaux pour stabiliser les sols réduit significativement les coûts par rapport à l'utilisation de ciment.

- **Optimisation des ressources locales :**

En améliorant les propriétés géotechniques des sols locaux, les techniques de stabilisation permettent de réduire la dépendance aux matériaux importés, ce qui diminue les coûts de transport

et l'empreinte carbone associée. Selon Maher et al. (2015), l'utilisation de polymères pour la stabilisation des routes a permis de réaliser des économies substantielles en utilisant des matériaux locaux et en réduisant les besoins en matériaux importés.

- **Diminution des coûts de maintenance :**

Les sols stabilisés sont plus résistants aux conditions environnementales sévères et nécessitent moins de réparations et d'entretien. Une étude de Rajasekaran et Narasimha Rao (2017) a montré que les routes stabilisées à la chaux présentent une durabilité accrue, réduisant ainsi les coûts de maintenance à long terme.

iv.i.ii. Impact des techniques de stabilisation sur les coûts des projets d'infrastructure :

Les techniques de stabilisation des sols peuvent avoir un impact positif considérable sur les coûts globaux des projets d'infrastructure. En améliorant les propriétés mécaniques des sols, ces techniques permettent de concevoir des infrastructures plus légères et moins coûteuses.

- **Conception d'infrastructures optimisées :**

Les sols stabilisés offrent une meilleure capacité portante, permettant de réduire la taille et le coût des fondations. Par exemple, l'étude de Sariosseiri et Muhunthan (2009) a montré que l'utilisation de ciment pour stabiliser les sols permet de concevoir des fondations plus économiques en augmentant la capacité portante des sols.

- **Réduction des délais de construction :**

Les techniques de stabilisation rapides, telles que l'application de polymères, permettent de réduire les délais de construction, ce qui se traduit par des économies de coûts indirects. Jiang et al. (2020) ont démontré que l'utilisation de polymères pour stabiliser des routes dans des environnements désertiques a réduit de manière significative les délais de construction, entraînant des économies substantielles.

iv.ii. Impact environnemental :

iv.ii.i. Réduction de l'empreinte carbone grâce à l'utilisation de matériaux locaux et recyclés :

L'empreinte carbone des projets de construction peut être réduite de manière significative grâce à l'utilisation de techniques de stabilisation des sols. L'utilisation de matériaux locaux et recyclés permet de minimiser les émissions de gaz à effet de serre associées au transport et à la production de matériaux de construction.

- **Utilisation de matériaux locaux :**

La stabilisation des sols avec des matériaux locaux, tels que la chaux et les polymères, réduit la nécessité de transporter de grandes quantités de matériaux de construction. Cela diminue les émissions de CO₂ associées au transport et contribue à une construction plus durable.

- **Matériaux recyclés :**

L'intégration de matériaux recyclés, comme les déchets de charbon ou les sous-produits industriels, dans les techniques de stabilisation contribue à la réduction des déchets et à la conservation des ressources naturelles. Modarres et Nosoudy (2015) ont démontré que l'utilisation de déchets de charbon pour la stabilisation des sols permet de réduire l'empreinte carbone tout en améliorant les propriétés géotechniques.

iv.ii.ii. Durabilité accrue des infrastructures stabilisées et réduction des déchets :

Les infrastructures stabilisées présentent une durabilité accrue, ce qui réduit la fréquence des réparations et des reconstructions. Cela se traduit par une réduction des déchets de construction et une gestion plus efficace des ressources.

- **Résistance aux conditions environnementales sévères :**

Les sols stabilisés sont plus résistants aux cycles de gel-dégel, à l'érosion et aux fluctuations de l'humidité, ce qui prolonge la durée de vie des infrastructures. Consoli et al. (2014) ont montré que la stabilisation des sols avec du ciment et des fibres augmente la durabilité des sols et réduit les besoins en maintenance.

- **Réduction des déchets de construction :**

En prolongeant la durée de vie des infrastructures, les techniques de stabilisation contribuent à réduire les déchets de construction. Les infrastructures plus durables nécessitent moins de réparations et de reconstructions, ce qui diminue la quantité de matériaux mis en décharge.

Les techniques de stabilisation des sols offrent des avantages économiques et environnementaux significatifs. Elles permettent de réduire les coûts de construction et d'entretien, d'optimiser l'utilisation des ressources locales et recyclées, et de diminuer l'empreinte carbone des projets. De plus, la durabilité accrue des infrastructures stabilisées contribue à une gestion plus efficace des ressources et à une réduction des déchets de construction.

V. Applications pratiques et études de cas :

v.i. Infrastructures routières :

v.i.i. Techniques innovantes pour la construction et l'entretien des routes :

La stabilisation des sols est une technique essentielle pour améliorer la performance et la durabilité des infrastructures routières. Les techniques innovantes, telles que l'utilisation de la chaux et des polymères, offrent des solutions efficaces pour surmonter les défis géotechniques et environnementaux. Ces techniques permettent non seulement de renforcer les sols sous-jacents mais aussi de réduire les coûts de construction et d'entretien à long terme.

- **Stabilisation à la chaux :**

La chaux est couramment utilisée pour stabiliser les sols argileux et expansifs dans la construction routière. Elle améliore la résistance à la compression, réduit la plasticité et augmente la durabilité du sol. Les routes construites sur des sols stabilisés à la chaux présentent une meilleure résistance aux cycles de gel-dégel et aux variations d'humidité, ce qui prolonge leur durée de vie.

- **Stabilisation aux polymères :**

Les polymères, tels que les polyacrylamides, sont utilisés pour stabiliser les sols sableux et limoneux. Ils agissent comme des liants, augmentant la cohésion entre les particules de sol et réduisant la perméabilité. Cette technique est particulièrement utile dans les environnements arides et désertiques, où les conditions climatiques sévères peuvent affecter la stabilité des routes.

v.i.ii. Étude de cas d'utilisation des produits stabilisants dans les infrastructures routières : Construction de routes rurales en Inde :

- **Contexte de l'étude :**

L'étude a été réalisée dans l'État du Tamil Nadu, en Inde, où les sols argileux expansifs posaient des défis significatifs pour la construction de routes rurales. Les routes existantes nécessitaient des réparations fréquentes en raison des variations de volume des sols causées par les cycles de sécheresse et de mousson.

- **Méthodologie :**

La stabilisation à la chaux a été choisie pour traiter les sols argileux expansifs. Des échantillons de sol ont été prélevés et traités avec différents pourcentages de chaux (2 %, 4 %, 6 %). Les

échantillons ont été compactés et testés pour évaluer les améliorations en termes de résistance à la compression, de plasticité et de durabilité.

- **Résultats :**

- Réduction de la plasticité : L'indice de plasticité des sols traités a diminué de plus de 50 %, rendant le sol moins susceptible aux variations de volume dues à l'humidité.
- Augmentation de la résistance à la Compression : La résistance à la compression non confinée a augmenté de plus de 200 % après 28 jours de durcissement, améliorant ainsi la capacité portante des sols.
- Durabilité accrue : Les routes stabilisées à la chaux ont montré une durabilité accrue, nécessitant moins de réparations et d'entretien, ce qui a permis de réduire les coûts de maintenance à long terme.

L'étude a démontré que la stabilisation à la chaux est une solution efficace pour améliorer les propriétés géotechniques des sols argileux expansifs. Les routes stabilisées présentent une meilleure performance et une durabilité accrue, réduisant les coûts de construction et d'entretien.

v.ii. Ouvrages hydrauliques :

v.ii.i. Stabilisation des sols pour les canaux, bassins et décharges publiques :

Les techniques de stabilisation des sols sont également essentielles pour les ouvrages hydrauliques, tels que les canaux, les bassins et les décharges publiques. Ces ouvrages nécessitent des sols stables et durables pour prévenir les fuites, l'érosion et les défaillances structurelles.

- **Stabilisation à la chaux :**

La chaux est utilisée pour stabiliser les sols argileux et limoneux dans les ouvrages hydrauliques. Elle améliore la cohésion et réduit la perméabilité des sols, empêchant ainsi les infiltrations d'eau et les fuites.

- **Stabilisation aux polymères :**

Les polymères, en particulier les polyuréthanes, sont utilisés pour imperméabiliser et stabiliser les sols dans les ouvrages hydrauliques. Ils forment des liaisons solides entre les particules de sol, augmentant la résistance à l'érosion et aux cycles de gel-dégel.

v.ii.ii. Étude de cas d'application de techniques de stabilisation pour des ouvrages hydrauliques spécifiques : Stabilisation d'un canal d'irrigation en Égypte

- **Contexte de l'étude :**

Le projet concernait la stabilisation d'un canal d'irrigation dans la région du delta du Nil en Égypte. Les sols argileux et limoneux de la région étaient sujets à l'érosion et aux infiltrations, compromettant l'efficacité du système d'irrigation.

- **Méthodologie :**

La stabilisation à la chaux et aux polymères a été utilisée pour améliorer la stabilité des sols du canal. Des échantillons de sol ont été prélevés et traités avec une combinaison de chaux et de polyuréthane. Les échantillons ont été testés pour évaluer les améliorations en termes de résistance à la compression, de perméabilité et de durabilité.

- **Résultats :**

- Réduction de la perméabilité : La perméabilité des sols traités a diminué de plus de 70 %, empêchant les infiltrations d'eau et réduisant les pertes d'eau dans le canal.

- Augmentation de la résistance à la compression : La résistance à la compression des sols traités a augmenté de 150 %, améliorant la stabilité structurelle du canal.
- Durabilité accrue : Les tests de résistance aux cycles de gel-dégel ont montré que les sols traités maintiennent leur intégrité structurelle, réduisant les besoins en entretien et en réparation.

L'étude a démontré que la combinaison de chaux et de polymères est une solution efficace pour stabiliser les sols dans les ouvrages hydrauliques. Les sols stabilisés présentent une perméabilité réduite, une résistance accrue et une durabilité améliorée, assurant l'efficacité et la longévité des systèmes d'irrigation.

VI. Collaboration et innovation :

vi.i. Renforcement des collaborations :

vi.i.i. Importance de la collaboration entre chercheurs et professionnels du secteur :

La collaboration entre chercheurs et professionnels du secteur de la construction est essentielle pour encourager l'innovation et améliorer les pratiques en génie civil. Les défis complexes auxquels est confronté le secteur nécessitent des approches multidisciplinaires et la mise en commun de connaissances et de compétences variées. Voici quelques raisons pour lesquelles ces collaborations sont cruciales :

- **Innovation technologique :**

Les chercheurs apportent de nouvelles perspectives et des idées novatrices basées sur des recherches fondamentales et appliquées. En collaborant avec des professionnels, ils peuvent adapter ces innovations aux besoins pratiques et aux contraintes du terrain, facilitant ainsi l'adoption de nouvelles technologies et méthodes.

- **Résolution de problèmes complexes :**

Les projets de construction présentent souvent des défis uniques qui nécessitent des solutions personnalisées. Les collaborations permettent de combiner les connaissances théoriques des chercheurs avec l'expérience pratique des professionnels pour développer des solutions efficaces et durables.

- **Formation et développement :**

Les collaborations offrent des opportunités de formation et de développement professionnel pour les chercheurs et les professionnels. Les échanges de connaissances et d'expériences enrichissent les compétences des deux parties, favorisant ainsi un environnement d'apprentissage continu et d'amélioration des pratiques.

vi.i.ii. Initiatives pour encourager l'innovation et le partage des connaissances :

Plusieurs initiatives peuvent être mises en place pour encourager l'innovation et le partage des connaissances entre les chercheurs et les professionnels du secteur de la construction :

- **Partenariats Public-Privé :**

Les partenariats entre les institutions académiques, les entreprises privées et les organismes gouvernementaux peuvent faciliter le transfert de technologies et de connaissances. Ces partenariats permettent de partager les risques et les bénéfices de la recherche et du développement, stimulant ainsi l'innovation.

- **Programmes de recherche collaboratifs :**

La création de programmes de recherche collaboratifs financés par des fonds publics ou privés peut encourager les chercheurs et les professionnels à travailler ensemble sur des projets spécifiques. Ces programmes peuvent inclure des projets pilotes, des études de cas et des expérimentations sur le terrain.

- **Conférences et ateliers :**

L'organisation de conférences, d'ateliers et de séminaires permet aux chercheurs et aux professionnels de partager leurs connaissances, d'échanger des idées et de discuter des défis et des opportunités. Ces événements favorisent la création de réseaux et de collaborations durables.

- **Publications et plateformes de diffusion :**

La diffusion des résultats de recherche et des meilleures pratiques à travers des publications scientifiques, des revues professionnelles et des plates-formes en ligne permet de rendre l'information accessible à un large public. Les chercheurs et les professionnels peuvent ainsi bénéficier des dernières avancées et innovations dans le domaine.

vi.ii. Exemples de collaboration :

vi.ii.i. Présentation de projets collaboratifs récents et leurs résultats :

Tableau 1. Projet de stabilisation des sols dans les zones arides de l'Arabie Saoudite.

Désignation	Description
Partenaires	Université du Roi Fahd, Ministère des Transports d'Arabie Saoudite, et une entreprise de construction locale.
Objectif	Développer et tester des techniques de stabilisation des sols à base de polymères pour améliorer la durabilité des routes dans les environnements désertiques.
Résultats	Modéré, nécessite un temps de réaction pour que la chaux agisse

Le projet a démontré que l'utilisation de polyacrylamides pour stabiliser les sols sableux dans les zones arides réduit significativement les coûts de maintenance et améliore la résistance des routes aux conditions climatiques sévères. Les résultats ont été publiés dans des revues scientifiques et présentés lors de conférences internationales.

Tableau 2. Programme de recherche sur les sols expansifs en Inde.

Désignation	Description
Partenaires	Institut Indien de Technologie, Département des Transports du Tamil Nadu, et plusieurs entreprises de construction.
Objectif	Étudier l'effet de la stabilisation à la chaux sur les sols expansifs pour améliorer la performance des infrastructures routières.
Résultats	Les recherches ont montré que l'ajout de chaux améliore considérablement les propriétés géotechniques des sols expansifs, réduisant les coûts de construction et augmentant la durabilité des routes. Les conclusions de l'étude ont été intégrées aux normes de construction routière de la région.

vi.ii.ii. Impact des collaborations sur l'avancement des pratiques en génie civil :

Les collaborations entre chercheurs et professionnels ont un impact significatif sur l'avancement des pratiques en génie civil :

- **Adoption de nouvelles technologies :**

Les collaborations facilitent l'adoption de nouvelles technologies et méthodes de construction, améliorant ainsi l'efficacité et la durabilité des projets. Par exemple, l'intégration des techniques de stabilisation des sols à base de polymères dans les projets routiers a permis de réaliser des économies substantielles et d'améliorer la performance des infrastructures.

- **Amélioration des normes et règlements :**

Les résultats des recherches collaboratives peuvent être utilisés pour améliorer les normes et les règlements de construction. Les autorités réglementaires peuvent s'appuyer sur les données scientifiques pour élaborer des directives qui favorisent l'utilisation de pratiques durables et innovantes.

- **Formation et sensibilisation :**

Les collaborations contribuent à la formation et à la sensibilisation des professionnels du secteur. Les programmes de formation continue, les ateliers et les publications permettent de diffuser les connaissances et les meilleures pratiques, renforçant ainsi la capacité des professionnels à adopter des innovations.

Les collaborations entre chercheurs et professionnels sont essentielles pour promouvoir l'innovation et améliorer les pratiques en génie civil. Elles permettent de combiner les connaissances théoriques et pratiques, de développer des solutions efficaces et durables, et de favoriser l'adoption de nouvelles technologies. Les initiatives de collaboration doivent être soutenues et encouragées pour assurer un développement continu et durable du secteur de la construction.

VII. Conclusion et perspectives :

vii.i. Synthèse des points clés :

vii.i.i. Récapitulatif des principaux avantages des techniques de stabilisation des sols :

Les techniques de stabilisation des sols, telles que l'utilisation de la chaux et des polymères, offrent plusieurs avantages significatifs :

- **Amélioration des propriétés géotechniques :**

Les sols stabilisés présentent une résistance accrue à la compression, une meilleure capacité portante et une réduction de la plasticité, ce qui les rend plus adaptés aux projets de construction.

- **Réduction des coûts de construction et d'entretien :**

L'utilisation de matériaux locaux et recyclés réduit les coûts de transport et d'achat de matériaux. De plus, les sols stabilisés nécessitent moins de maintenance, ce qui diminue les coûts à long terme.

- **Durabilité et impact environnemental réduit :**

Les techniques de stabilisation des sols contribuent à la réduction de l'empreinte carbone des projets de construction en diminuant la nécessité de transporter de grandes quantités de matériaux et en utilisant des matériaux recyclés. Les infrastructures stabilisées sont également plus résistantes aux conditions environnementales sévères, prolongeant ainsi leur durée de vie.

vii.i.ii. Importance de l'innovation et de la durabilité pour l'avenir du secteur de la construction :

L'innovation et la durabilité sont essentielles pour répondre aux défis croissants de la construction moderne. Les techniques de stabilisation des sols représentent des avancées cruciales pour la construction durable, en permettant de construire des infrastructures plus résilientes et économiquement viables.

L'adoption de ces techniques peut transformer la manière dont les projets de construction sont planifiés et exécutés, en mettant l'accent sur la conservation des ressources, la réduction des déchets et l'amélioration de l'efficacité.

vii.ii. Limites de cette recherche :

vii.ii.i. Variabilité des sols :

Les propriétés des sols varient considérablement d'un site à l'autre, ce qui peut affecter l'efficacité des techniques de stabilisation. Les résultats obtenus dans une région spécifique peuvent ne pas être directement applicables à d'autres régions sans adaptations.

vii.ii.ii. Durée de vie et performance à long-terme :

Bien que les études montrent des améliorations significatives des propriétés des sols stabilisés à court terme, il est nécessaire de mener des recherches à plus long terme pour évaluer la durabilité et la performance continue de ces techniques dans des conditions réelles.

vii.iii. Perspectives futures :

vii.iii.i. Propositions pour de futures recherches et applications :

- **Études comparatives à long-terme :**

Il est essentiel de mener des études à long terme pour comparer la performance des sols stabilisés avec différents matériaux et techniques. Ces études devraient inclure des analyses de durabilité sous diverses conditions environnementales et des cycles de gel-dégel.

- **Développement de nouveaux matériaux de stabilisation :**

La recherche sur les nouveaux matériaux de stabilisation, y compris les polymères biodégradables et les sous-produits industriels, peut offrir des alternatives écologiquement responsables et efficaces pour améliorer les propriétés des sols.

- **Applications dans des conditions extrêmes :**

Explorer l'application des techniques de stabilisation des sols dans des conditions extrêmes, telles que les environnements arides ou marins, peut fournir des solutions robustes pour des infrastructures critiques dans des zones difficiles.

vii.iii.ii. Appel à une collaboration continue entre les différents acteurs du domaine :

- **Création de réseaux de recherche et de pratique :**

Encourager la formation de réseaux collaboratifs entre chercheurs, professionnels de la construction, et organismes gouvernementaux pour partager les connaissances, les expériences et les meilleures pratiques en matière de stabilisation des sols.

- **Initiatives de formation et de sensibilisation :**

Développer des programmes de formation continue et de sensibilisation pour les ingénieurs et les techniciens du secteur de la construction afin de promouvoir l'adoption des techniques innovantes de stabilisation des sols.

- **Partenariats Public-Privé :**

Renforcer les partenariats public-privé pour financer et soutenir les recherches et les projets pilotes sur les techniques de stabilisation des sols, assurant ainsi leur adoption et leur diffusion à grande échelle.

Les techniques de stabilisation des sols, bien que présentant certaines limites, offrent des solutions prometteuses pour l'avenir du secteur de la construction.

En poursuivant les recherches et en favorisant les collaborations entre les différents acteurs du domaine, il est possible de maximiser les bénéfices de ces techniques et de contribuer de manière significative à la construction durable et innovante.

VIII. Analyse comparative multicritères :

Pour fournir une vision claire et concise des avantages et des inconvénients des différentes techniques de stabilisation des sols, nous pouvons inclure une section dédiée à une analyse comparative multicritères.

Cette analyse couvrira la stabilisation à la chaux, la stabilisation aux polymères, et l'utilisation de liants hydrauliques routiers.

Tableau 3. Comparatif des techniques de stabilisation des sols.

Critères	Stabilisation à la chaux	Stabilisation aux polymères	Liants hydrauliques routiers
Efficacité de la stabilisation	Très efficace pour les sols argileux Améliore la plasticité et la résistance à la compression	Très efficace pour les sols sableux et limoneux Améliore la cohésion et la résistance à la traction	Efficace pour une large gamme de sols Améliore la résistance mécanique et la durabilité
Durabilité	Bonne, résiste bien aux variations de température et aux cycles de gel-dégel	Excellente, très durable même dans des conditions environnementales sévères	Très bonne, assure une durabilité à long terme des infrastructures
Temps de mise en œuvre	Modéré, nécessite un temps de réaction pour que la chaux agisse	Rapide, les polymères agissent rapidement et ne nécessitent pas de temps de durcissement prolongé	Modéré, dépend du type de liant utilisé et des conditions de mise en œuvre
Coûts de mise en œuvre	Relativement bas, la chaux est un matériau peu coûteux et largement disponible	Variable, peut-être plus coûteux en fonction du type de polymère utilisé	Modéré, les coûts dépendent du type de liant et des quantités nécessaires
Impact environnemental	Positif, utilise des matériaux locaux et réduit les déchets de construction	Positif, certains polymères peuvent être fabriqués à partir de matériaux recyclés	Variable, certains liants peuvent avoir un impact environnemental plus élevé
Adaptabilité aux conditions locales	Très adaptable, efficace dans une grande variété de conditions géotechniques	Adaptable, particulièrement efficace dans des conditions arides et désertiques	Très adaptable, peut être utilisé dans une large gamme de projets d'infrastructure
Maintenance à long terme	Faible, les sols stabilisés à la chaux nécessitent peu de maintenance	Très faible, les sols stabilisés aux polymères sont extrêmement durables	Faible, les infrastructures stabilisées avec des liants hydrauliques nécessitent moins de réparations

Cette section comparative fournit une vue d'ensemble des avantages et des inconvénients des différentes techniques de stabilisation des sols, permettant ainsi aux décideurs et aux ingénieurs de choisir la méthode la plus appropriée en fonction des besoins spécifiques de leurs projets.

IX. Autres études de cas internationales :

ix.i. Introduction :

Pour renforcer l'argumentaire sur les techniques de stabilisation des sols, une section dédiée aux études de cas internationales peut apporter des exemples concrets et variés de mise en œuvre réussie. Cette section permet d'illustrer les différentes applications des techniques de stabilisation des sols à travers le monde, démontrant leur efficacité et adaptabilité dans divers contextes géotechniques et climatiques.

ix.ii. Autres études de cas :

Tableau 4. Stabilisation des sols pour l'aéroport de Denver, États-Unis.

Désignation	Description
Contexte	L'aéroport international de Denver est situé sur des sols argileux expansifs, ce qui pose des défis importants pour la construction et la maintenance des infrastructures.
Technique utilisée	Stabilisation à la chaux.
Résultats	Amélioration de la capacité portante : L'utilisation de la chaux a amélioré la capacité portante des sols, permettant la construction de pistes et de taxiways plus durables. Réduction des coûts de maintenance : La stabilisation à la chaux a réduit les coûts de maintenance à long terme en diminuant la susceptibilité des sols aux variations de volume.

Tableau 5. Route transsaharienne, Algérie.

Désignation	Description
Contexte	La route transsaharienne traverse des régions désertiques avec des sols sableux et des conditions climatiques extrêmes.
Technique utilisée	Stabilisation aux polymères.
Résultats	Durabilité et résistance aux tempêtes de sable : Les polymères ont amélioré la résistance des sols aux tempêtes de sable et à l'érosion. Réduction des temps de construction : L'application rapide des polymères a permis de réduire les délais de construction, essentiel pour un projet de cette envergure.

Tableau 6. Réhabilitation des canaux d'irrigation, Inde.

Désignation	Description
Contexte	Les canaux d'irrigation dans la région du Gujarat souffraient de fuites et d'érosion des berges en raison des sols argileux.
Technique utilisée	Combinaison de chaux et de liants hydrauliques.
Résultats	Réduction de la perméabilité : La stabilisation a réduit la perméabilité des sols, diminuant les pertes d'eau et améliorant l'efficacité de l'irrigation. Durabilité accrue : Les berges des canaux sont devenues plus résistantes à l'érosion, réduisant les besoins de maintenance fréquente.

Tableau 7. Stabilisation des fondations d'immeubles, Australie.

Désignation	Description
Contexte	Les sols argileux expansifs à Sydney posaient des défis pour les fondations des immeubles résidentiels.
Technique utilisée	Stabilisation aux polymères et à la chaux.
Résultats	Réduction des risques de fissures : La stabilisation a réduit les mouvements du sol, minimisant les risques de fissures dans les fondations et les structures. Coûts de construction optimisés : L'amélioration des propriétés des sols a permis d'optimiser les coûts de construction des fondations.

Tableau 8. Prolongement de la ligne de métro, Londres, Royaume-Uni.

Désignation	Description
Contexte	Le prolongement de la ligne de métro à Londres nécessitait une stabilisation efficace des sols argileux dans un environnement urbain dense.

Technique utilisée	Liants hydrauliques routiers.
Résultats	Amélioration de la capacité portante : Les liants hydrauliques ont renforcé les sols, permettant de supporter les charges élevées des tunnels et des infrastructures souterraines. Réduction des nuisances : Les techniques utilisées ont permis de minimiser les nuisances et les interruptions pour les résidents et les entreprises locales.

Conclusion :

Ces études de cas internationales démontrent l'efficacité et la polyvalence des techniques de stabilisation des sols dans divers contextes géotechniques et climatiques. Elles illustrent également comment ces techniques peuvent être adaptées pour répondre aux besoins spécifiques de chaque projet, améliorant ainsi la durabilité, la performance et l'efficacité des infrastructures.

Références :

- Al-Mukhtar, M., et al. (2019). "Microstructure and Geotechnical Properties of Lime-Stabilized Clayey Soils." *Applied Clay Science*, 177, 20-28.
- Ali, F. H., & Anggraini, V. (2019). "Polymer-Based Soil Stabilization: Applications and Mechanisms." *Construction and Building Materials*, 202, 713-725.
- Baghapour, M. A., & Jahangirnejad, S. (2021). "Evaluation of the Environmental Impact of Lime and Polymer Stabilization Techniques." *Journal of Cleaner Production*, 279, 123645.
- Banaszak, J., & Kassir, M. K. (2019). "Innovative Soil Stabilization Techniques Using Lime and Polymer Additives." *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, 10(2), 45-52.
- Consoli, N. C., et al. (2014). "Cement and Fiber Stabilization of Low-Plasticity Clay." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26(3), 461-468.
- Jiang, J., et al. (2020). "Field Application of Polymer Stabilization for Desert Road Construction." *Transportation Geotechnics*, 24, 100354.
- Kazemian, S., & Huat, B. B. K. (2018). "Stabilization of Marine Clay Using Lime and Cement." *Marine Georesources & Geotechnology*, 36(6), 713-726.
- Maher, A., et al. (2015). "Environmental and Economic Benefits of Polymer Stabilization in Road Construction." *International Journal of Pavement Research and Technology*, 8(5), 374-383.
- Modarres, A., & Nosoudy, Y. M. (2015). "Clay Stabilization Using Coal Waste and Lime: A Comparative Study." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7(2), 236-242.
- Muntohar, A. S., & Prakoso, W. A. (2018). "The Effectiveness of Lime in Improving the Engineering Properties of Expansive Soils." *Geotechnical Engineering Journal*, 49(1), 65-72.
- Rajasekaran, G., & Narasimha Rao, G. V. (2017). "Behavior of Lime Stabilized Expansive Soil in Road Construction." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(3), 04016242.
- Sariosseiri, F., & Muhunthan, B. (2009). "Effect of Cement Treatment on Geotechnical Properties of Some Washington State Soils." *Engineering Geology*, 104(1-2), 119-125.

Renforcement par géosynthétique au-dessus de cavités – Utilisation de PET ou de PVA

Geosynthetic reinforcement above cavities – Use of PET or PVA

Y. BESSAM, P. SINDIN, Y. RDISSI, D. DIAS

Afitexinov

Mots clés : renforcement, cavité, géosynthétique, Polyester (PET), alcool polyvinylique (PVA)

Keywords : reinforcement, cavity, geosynthetic, Polyester (PET), polyvinyl alcohol (PVA)

Thème 9

Résumé

Les aménagements routiers et urbains sont parfois confrontés à des désordres localisés (fontis) dus à l’effondrement de cavités naturelles (karstiques) et anthropiques (anciennes mines souterraines ou d’anciennes carrières souterraines) situées à faible profondeur. Dans ce cadre, l’utilisation de renforcement par géosynthétique au-dessus de cavités est une technique intéressante pour la stabilisation des cavités.

En France, les premières études menées sur cette thématique dans le cadre du projet Rafael (Renforcement des assises ferroviaires et autoroutières contre les effondrements localisés) ont débouché sur une méthode de dimensionnement simplifiée qui a été reformulée pour permettre de prendre en compte les mécanismes d’interaction jusqu’alors négligés entre la nappe géosynthétique et le sol environnant.

Ces travaux ont conduit au développement d’une méthode de dimensionnement prenant en considération : le comportement en membrane du géosynthétique et un modèle d’effondrement cylindrique du sol de remblai au-dessus de la cavité.

Dans cet article, un cas de référence prenant en compte deux cavités de diamètre 2m et 3m sont considérées. Deux types de fibres constituant le géosynthétique sont présentées (PET et PVA). La différence en termes de dimensionnement est présentée pour ces différents géosynthétiques.

Summary

Road and urban developments are sometimes confronted with localized disorders (sinkholes) due to the collapse of natural (karst) and anthropogenic (former underground mines or former underground quarries) cavities located at shallow depths. In this context, the use of geosynthetic reinforcement above cavities is an interesting technique for stabilizing cavities.

In France, the first studies carried out on this theme where part of the Rafael project (Reinforcement of railway and motorway bases against localized collapses). They resulted in a simplified design method which was reformulated to take into account the neglected interaction mechanisms between the geosynthetic layer and the surrounding soil.

This work led to the development of a design method taking into consideration: the geosynthetic membrane behavior and a cylindrical collapse model of the backfill soil above the cavity.

In this article, a reference case taking into account two cavities with diameters of 2m and 3m are considered. Two types of fibers constituting the geosynthetic are presented (PET and PVA). The difference in terms of design is presented for these different geosynthetics.



Eric Blond Consultant Inc.

 PO 48615, CSP Van Horne, Outremont (QC) H2V 4T8 Canada

 +1 514 621 9934

 eric@ericblond.com

 www.ericblond.com

CURRICULUM VITAE – ERIC BLOND, ING., M.SC.A.

Eric Blond est un consultant indépendant qui offre des services techniques aux industries des géosynthétiques et des matériaux de construction. Eric Blond cumule 30 ans d'expérience, d'abord comme directeur d'un laboratoire de recherche pendant une vingtaine d'années avant de se lancer comme consultant indépendant. Eric Blond a présidé de nombreux comités en normalisation, tant à l'ASTM D35 que à l'ISO TC221. Il a été élu trois fois au conseil de l'IGS et préside actuellement son comité technique sur l'hydraulique (TC-H). Il est l'auteur de plus de 100 articles techniques, conférences et cours, et contribue à la formation de la relève en offrant un contenu en géosynthétiques aux étudiants de l'École Polytechnique de Montréal. Eric est enregistré comme ingénieur au Québec et en Alberta, et a été impliqué sur un grand nombre de projets au travers du monde, de l'Amérique à l'Australie, incluant l'Europe et le Moyen-Orient.



RÉSUMÉ DE LA CONFÉRENCE

Les géosynthétiques sont déjà reconnus comme des outils extraordinaires pour améliorer la performance et la durabilité des ouvrages en géotechnique. Cependant, un de leurs avantages moins bien connu est leur contribution au développement durable. Dans le cadre de cette présentation, on montrera à quel point les géosynthétiques peuvent contribuer à la réduction des émissions de gaz à effet de serre, contribuant à l'atteinte des engagements pris par les différents gouvernements dans le cadre des accords de Paris, tout en améliorant la performance et la durabilité des infrastructures routières et en réduisant la consommation en matériaux granulaires.



Eric Blond Consultant Inc.

 PO 48615, CSP Van Horne, Outremont (QC) H2V 4T8 Canada

 +1 514 621 9934

 eric@ericblond.com

 www.ericblond.com

CURRICULUM VITAE – ERIC BLOND, ING., M.SC.A.

Eric Blond est un consultant indépendant qui offre des services techniques aux industries des géosynthétiques et des matériaux de construction. Eric Blond cumule 30 ans d'expérience, d'abord comme directeur d'un laboratoire de recherche pendant une vingtaine d'années avant de se lancer comme consultant indépendant. Eric Blond a présidé de nombreux comités en normalisation, tant à l'ASTM D35 que à l'ISO TC221. Il a été élu trois fois au conseil de l'IGS et préside actuellement son comité technique sur l'hydraulique (TC-H). il est l'auteur de plus de 100 articles techniques, conférences et cours, et contribue à la formation de la relève en offrant un contenu en géosynthétiques aux étudiants de l'École Polytechnique de Montréal. Eric est enregistré comme ingénieur au Québec et en Alberta, et a été impliqué sur un grand nombre de projets au travers du monde, de l'Amérique à l'Australie, incluant l'Europe et le Moyen-Orient.



RÉSUMÉ DE LA CONFÉRENCE

Les géosynthétiques sont déjà reconnus comme des outils extraordinaires pour améliorer la performance et la durabilité des ouvrages en géotechnique. Cependant, un de leurs avantages moins bien connu est leur contribution au développement durable. Dans le cadre de cette présentation, on montrera à quel point les géosynthétiques peuvent contribuer à la réduction des émissions de gaz à effet de serre, contribuant à l'atteinte des engagements pris par les différents gouvernements dans le cadre des accords de Paris, tout en améliorant la performance et la durabilité des infrastructures routières et en réduisant la consommation en matériaux granulaires.

REGLEMENTATION PARASISMIQUE AU MAROC : ETAT DE L'ART

Par yahya BOUCHAQOUR
Ingénieur Génie parasismique

La région du Maghreb est frappée au cours de l'histoire par des séismes violents en particulier le séisme, le séisme dit de LISBONNE de 1775 qui a ravagé toutes les cotes riveraines méditerranéennes du sud le séisme d'ALGER (1915), le séisme d'AGADIR (1960), le séisme d'AL-HOCEIMA (2004) et le dernier d'AL HAOUZ (2023).

Ainsi, les pays du Maghreb notamment le Maroc et l'Algérie sont parmi les premiers pays ayant élaboré des projets de règlement (Recommandations de (1954), Norme Agadir 60 en (1960), PS67 et RPS 2011 en 2011)

Par ailleurs, les règlements n'ont été promulgués qu'à la fin des années 70 voire 90 comme tous les règlements de par le monde à l'exception de l'ITALIE(1927) et le CHILI (1928).

Les pays du Maghreb sont les premiers pays qui ont été inscrit dans le programme PAMERAR (Programme d'évaluation et d'atténuation des risques sismiques dans la région arabe) offrant ainsi une banque de données sismiques consistante.

Toutefois, plusieurs efforts colossaux ont été déployés entre autres

- La tenue de six (7) séminaires maghrébins faisant circuler les idées du génie parasismique et vulgariser les données sismiques propres à notre région
- L'élaboration du premier projet de carte sismique du Maghreb
- Programmation de l'élaboration du code parasismique maghrébin

Par contre, plusieurs chantiers sont ouverts en particulier :

- L'élaboration d'un code maghrébin pour les ouvrages d'art
- L'adoption de la carte sismique maghrébine
- L'élaboration des codes relatifs à la conception des structures en différents matériaux notamment celui relatif au structure en béton armé.

Méthodologie d'évaluation et de classification du risque de chute de blocs au niveau des talus routiers

Hatim Bouker

Setec Maroc, Rabat, Maroc

Association Cercle des Géotechniciens Marocains (ACGM), Casablanca, Maroc

Ahmed Skali Senhaji

Setec Maroc, Rabat, Maroc

Association Cercle des Géotechniciens Marocains (ACGM), Casablanca, Maroc

RESUME : Les instabilités de talus se manifestent selon la nature et l'amplitude du mécanisme de rupture, qui relève des formations et des structures géologiques traversées. En particulier, les chutes de blocs sont une forme courante des instabilités observées sur les tracés routiers, notamment dans les zones à topographie accidentée. Le risque de chute de blocs requiert des mesures de prévention et de protection des ouvrages et de leurs usagers. Pour ce faire, une cartographie du risque est menée, en se basant sur une analyse croisée de la probabilité d'occurrence et de la gravité des conséquences du phénomène au niveau de la zone étudiée. Une fois les risques évalués et hiérarchisés, les niveaux d'acceptabilité sont définis afin de justifier les mesures d'intervention.

1 INTRODUCTION

Les instabilités de terrain sont des phénomènes géotechniques préoccupants, notamment dans les régions à topographie accidentée. Les chutes de blocs, en particulier, sont des incidents fréquents qui posent des risques significatifs sur les tracés routiers situés en zones montagneuses ou escarpées.

En effet, une chute de blocs peut survenir de manière imprévisible, et provoquer des dommages importants, allant de la perturbation du trafic à la destruction d'infrastructures et, dans les cas extrêmes, à des pertes humaines. Ainsi, il est impératif de bien comprendre ce phénomène, d'évaluer les risques associés et d'identifier les mesures de prévention et de protection les plus appropriées.

L'approche proposée dans cet article pour la maîtrise du risque de chute de blocs sur un talus routier consiste à utiliser une méthodologie d'évaluation qui implique une analyse détaillée de la probabilité d'occurrence et des conséquences potentielles des chutes de blocs sur les infrastructures et les usagers. Cette évaluation orientera le choix des mesures de prévention et de protection à mettre en place, afin d'éliminer le risque ou de le maintenir à un niveau acceptable.

Nous présenterons également dans cet article, une étude de cas spécifique sur des infrastructures routières situées dans une zone à risque, afin d'illustrer les différentes étapes de l'évaluation du risque de chute de blocs et les interventions nécessaires pour stabiliser les talus concernés.

2 LES INSTABILITES DE TERRAIN

Les instabilités de terrain se manifestent sous différentes formes, selon les propriétés géologiques et structurelles des formations traversées, du contexte climatique et des activités anthropiques. Ces phénomènes peuvent être classés en plusieurs catégories selon leur nature et leur mécanisme :

- *Les glissements de terrain* : correspondent au déplacement des masses de sol ou de roche le long d'une surface de rupture. Les glissements peuvent être déclenchés par des facteurs tels que la saturation en eau due aux pluies intenses, l'érosion ou la perturbation des sols par des activités humaines. Ils peuvent entraîner des déplacements significatifs de terrain, endommageant les infrastructures et compromettant la sécurité de leurs usagers.
- *Les effondrements* : se produit lorsque le support sous-jacent d'un sol ou d'une roche est perdu, souvent en raison de l'érosion, de l'activité minière ou de la dissolution des couches souterraines. Les effondrements peuvent créer des dépressions soudaines dans le sol, mettant en péril les infrastructures et la sécurité des personnes.
- *Les chutes de blocs* : se distinguent par le détachement soudain d'un ou plusieurs blocs de roches suivi de leur chute libre sous l'effet de la gravité. Ces événements sont courants dans les zones montagneuses où les formations rocheuses sont sujettes à la désintégration et au glissement. La chute de blocs, en raison de son imprévisibilité et de la force d'impact des blocs, constitue une menace majeure pour les routes et les zones habitées en contrebas des pentes rocheuses.



Figure 1. Illustration d'une chute de blocs rocheux sur un tronçon routier, (Cerema 2020).

La compréhension des causes et des mécanismes de ces instabilités est essentielle pour concevoir des stratégies de gestion appropriées et minimiser les risques associés.

3 LE RISQUE LIÉ À LA CHUTE DE BLOCS

La chute de blocs est le résultat d'un mécanisme complexe, impliquant des forces naturelles telles que l'érosion, les intempéries ou l'activité sismique, qui affaiblissent progressivement la cohésion du massif rocheux.

3.1 Mécanisme de la chute de blocs

Le phénomène se déroule en plusieurs étapes : la fissuration initiale, le détachement du bloc, sa trajectoire sur la pente, et enfin son arrêt au pied du talus ou sur une infrastructure.

3.1.1 La fissuration initiale

Le premier signe d'une future chute de blocs est l'apparition de fissures dans la roche. Ces fissures peuvent être provoquées par plusieurs facteurs tels que l'altération naturelle des roches, les cycles

de gel et de dégel, l'érosion, la poussée des racines de la couverture végétale ou encore les secousses sismiques. Ce phénomène est souvent lent et progressif, mais il affaiblit la cohésion du bloc avec la roche-mère.

3.1.2 *Le détachement du bloc*

À un certain stade, les fissures deviennent suffisamment larges et profondes pour entraîner le détachement du bloc. Ce moment critique peut être déclenché par des fortes pluies ou vibrations. Le bloc se sépare alors de la paroi rocheuse, perdant son ancrage naturel.

3.1.3 *La trajectoire du bloc sur la pente*

Une fois détaché, le bloc commence sa descente le long de la pente. La trajectoire du bloc peut varier en fonction de la topographie, la végétation, la rugosité du terrain et la taille. Le mouvement peut être une chute libre, un roulement ou un rebond sur des obstacles naturels ou artificiels. L'énergie cinétique accumulée du bloc augmente rapidement avec sa vitesse.

3.1.4 *L'arrêt du bloc*

Le bloc finit par s'arrêter soit au pied du talus, soit en percutant une infrastructure située en contrebas, comme une route ou un mur de soutènement. La force d'impact dépend de la vitesse du bloc et de sa masse, ce qui détermine la gravité des dégâts potentiels. Dans certains cas, des ouvrages de protection peuvent arrêter ou dévier les blocs avant qu'ils ne causent des dommages majeurs.

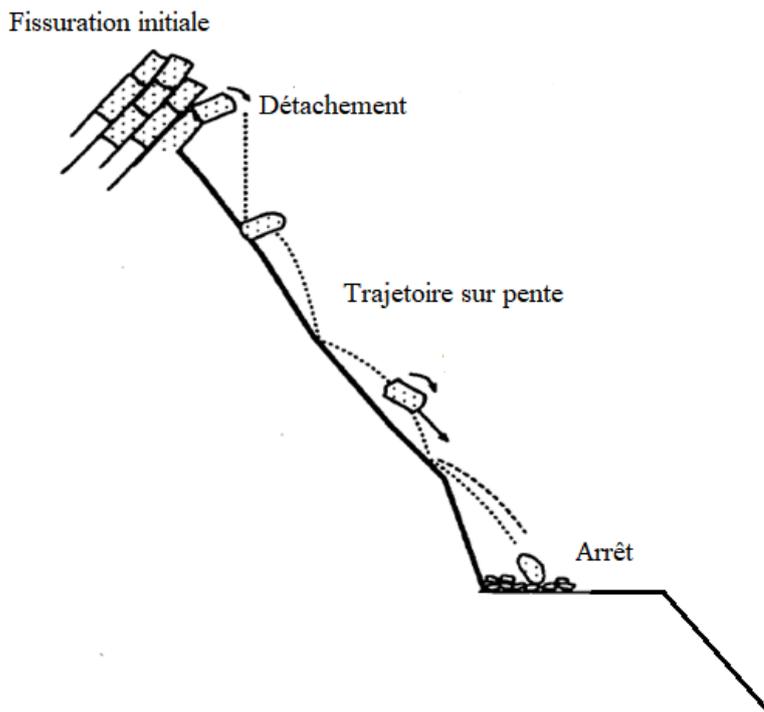


Figure 2. Différentes phases lors de la chute d'un bloc, (MON 98).

3.2 *L'aléa Chute de blocs*

La notion « aléa » correspond à la probabilité qu'un événement survienne dans une zone donnée. Dans le contexte des chutes de blocs, cette probabilité est influencée par plusieurs facteurs :

- *La géologie locale* : Les formations rocheuses, leurs caractéristiques et leur stabilité jouent un rôle crucial dans la détermination de l'aléa. Les roches fracturées ou altérées sont plus susceptibles de subir des chutes de blocs.
- *La topographie* : L'inclinaison des pentes et la présence de surplombs augmentent la probabilité que des blocs se détachent et se propagent.

- *Les conditions climatiques* : Les variations saisonnières, les précipitations abondantes et les conditions de gel-dégel peuvent influencer la stabilité des pentes, élargir les fissurations des massifs rocheux et accroître ainsi le risque de chutes de blocs.

L'évaluation de l'aléa nécessite une analyse détaillée des conditions géologiques et environnementales, souvent réalisée à l'aide des études de terrain, incluant des relevés topographiques et géologiques, ainsi que les analyses géotechniques.

3.3 L'enjeu et la vulnérabilité

Les enjeux représentent les éléments qui peuvent être affectés par le risque, il s'agit de ce qu'on protège. Pour une chute de blocs, l'enjeu principal est constitué des infrastructures, des habitations et des vies humaines exposés au risque.

Par ailleurs, la vulnérabilité des enjeux désigne leur degré d'exposition et leur capacité à résister au risque. La vulnérabilité des enjeux est directement liée à la probabilité que des dommages se produisent en cas de chute. Par exemple, une route située au pied d'un talus escarpé sera particulièrement vulnérable si elle est très fréquentée et si elle ne dispose d'aucune protection contre les chutes de blocs.

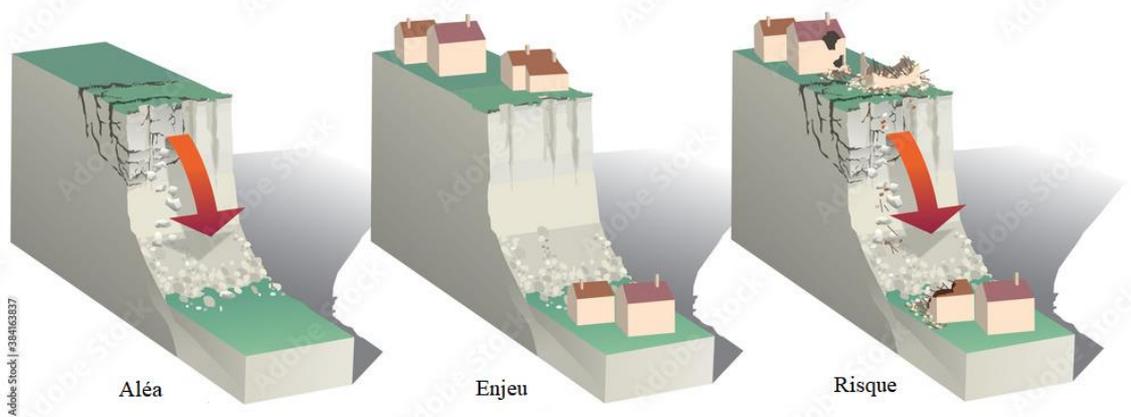


Figure 3. Risque de chutes de blocs, (Chute de blocs - Adobe Stock).

Il est donc crucial de mesurer non seulement l'aléa, mais aussi la vulnérabilité des enjeux pour bien évaluer le risque.

3.4 Le risque lié à la chute de blocs

Dans les études de risque, on associe la probabilité d'occurrence d'un événement (l'aléa) à ses conséquences potentielles. En d'autres termes, le risque correspond à la probabilité qu'un événement (une chute de blocs), cause des dommages importants aux infrastructures, ou mette en danger des vies humaines (les enjeux).

L'évaluation du risque de chute de blocs sur un talus consiste à croiser les données relatives à l'aléa et à la vulnérabilité des enjeux. La classification des zones à risque s'effectue ensuite par rapport au niveau d'acceptabilité prédéfini, afin d'adopter les mesures de protection appropriées. Par exemple, une zone où l'aléa est élevé et où les enjeux sont vulnérables (comme une route très fréquentée au pied d'une falaise rocheuse fissurée, sans ouvrage de protection) sera classée à haut risque. En revanche, une zone où les enjeux sont bien protégés, même en présence d'un aléa élevé, pourrait être classée à risque modéré ou faible.

Une quantification du risque, et donc de l'aléa et de la vulnérabilité, peut être envisagée en mesurant l'ensemble des paramètres qui les influencent, tels que la fréquence, la masse et l'énergie des blocs, ainsi que le degré d'exposition et la fréquentation de l'axe routier. Ces paramètres, notamment la fréquence et le volume des blocs, sont généralement inconnus, car le phénomène est aléatoire et se manifeste souvent dans des zones montagneuses éloignées.

Ainsi, on propose une méthodologie d'évaluation qualitative du risque lié à la chute de blocs, permettant de hiérarchiser les zones à risque. Cela répondra aux besoins des entités chargées de proposer des solutions pour les talus présentant ce risque, sur la base d'observations et d'estimations réalisées sur le terrain.

3.5 Évaluation du risque de chute de blocs sur un talus routier

L'évaluation du risque de chute de bloc consiste à combiner l'analyse de l'aléa avec l'évaluation des conséquences potentielles. Cette démarche inclut plusieurs étapes clés, explicitées ci-après.

3.5.1 Analyse des facteurs de déclenchement

Etude et cartographie des conditions géologiques topographiques et climatiques susceptibles de favoriser les chutes de blocs (fractures, pentes, précipitation et fentes de neiges...).

3.5.2 Analyse de l'aléa

Estimation de la probabilité de chute de blocs prend en compte les facteurs déclencheurs et aggravants. Une analyse historique des incidents passés peut également offrir des indications sur la fréquence des événements. En fonction de ces données, le tableau ci-dessous présente trois niveaux d'aléa, définis selon la fréquence estimée des chutes de blocs :

Tableau 1. Niveau d'aléa en fonction des plages de fréquence de chutes de blocs.

Niveau d'aléa	Rare	Fréquent	Constant
Fréquence de chutes de blocs	5 ans ou plus	1 an	1 mois ou moins

3.5.3 Analyse de la vulnérabilité des enjeux et de la gravité des conséquences

Evaluation du degré d'exposition et de la résistance des infrastructures face aux chutes de blocs, telles que les routes ou les habitations, prend en compte plusieurs critères : la fréquentation des routes, la proximité des habitations et la présence d'ouvrages de protection.

Les conséquences d'une chute de blocs varient en fonction de la taille des blocs, de leur vitesse, ainsi que de la vulnérabilité des infrastructures exposées. La gravité des impacts dépend principalement de l'énergie cinétique du bloc, laquelle est déterminée par son volume et la hauteur à partir de laquelle il se détache. Ainsi, différents niveaux de gravité des conséquences sont définis en fonction de ces paramètres :

Tableau 2. Gravité des conséquences en fonction du volume ou de la cote de détachement du bloc.

Gravité des conséquences	Mineure	Significative	Critique
Volume des blocs	< 10 m ³	10 m ³ –100 m ³	> 100 m ³
Cote de détachement du bloc	< 15m	15 m – 30 m	>30 m

3.5.4 Estimation et Cartographie du risque

Les zones à risque sont identifiées et classées en fonction de la probabilité d'occurrence et de la gravité des impacts. La cartographie permet de visualiser les zones les plus vulnérables et d'orienter les efforts de prévention. Le risque est finalement évalué en croisant l'aléa (probabilité de chute) et la vulnérabilité des enjeux (gravité des conséquences potentielles). Pour ce faire, on propose de suivre la matrice suivante :

Gravité \ Aléa	Mineure	Significative	Critique
Rare	Faible	Faible	Moyen
Fréquent	Faible	Moyen	Elevé
Constant	Moyen	Elevé	Elevé

Figure 4. Matrice d'évaluation du risque en fonction de l'aléa et de la gravité des conséquences.

Cette matrice permet de ressortir trois niveaux de risques :

- Un niveau de *risque faible* se caractérise soit par un aléa rare aux conséquences peu graves, soit par un aléa fréquent générant des événements de faible gravité. Par exemple, des chutes de petites pierres dans des zones peu exposées peuvent être classées dans cette catégorie.
- Le niveau de *risque élevé*, en revanche, correspond à des dommages graves voire critiques, causés par un aléa fréquent voire constant. Un exemple typique serait une pente sujette à des chutes régulières de gros blocs menaçant directement des infrastructures.
- Les autres combinaisons d'aléas et de conséquences, comme des chutes modérées à fréquence occasionnelle ou des événements plus rares avec des effets significatifs, sont classées dans le niveau de *risque moyen*.

3.5.5 Hiérarchisation des zones à risque

Les zones identifiées sont classées en fonction de leur niveau de risque, ce qui permet de déterminer les priorités pour les interventions. Les zones à risque élevé nécessitent des mesures de prévention immédiates, tandis que celles à risque modéré peuvent être surveillées de manière continue. Les niveaux d'acceptabilité du risque définis par les décideurs permettent de justifier les interventions et d'optimiser les ressources disponibles.

4 LES SOLUTIONS DE TRAITEMENT

4.1 Les Techniques de stabilisation

Pour prévenir et gérer les chutes de blocs, diverses techniques de stabilisation peuvent être mises en œuvre :

4.1.1 Filets pare-blocs

Ces filets métalliques sont installés à différents niveaux du talus pour intercepter les blocs qui chutent avant qu'ils n'atteignent les infrastructures en contrebas. Ils sont particulièrement efficaces dans les zones où le risque de chutes de blocs est élevé.



Figure 5. Filets pare-blocs, (Cerema 2021).

4.1.2 Murets de soutènement

Des murs de béton ou de maçonnerie peuvent être construits au pied des talus pour bloquer les blocs avant qu'ils n'atteignent la route. Ces murets doivent être dimensionnés en fonction de la taille et de la vitesse des blocs prévus, pour qu'ils puissent absorber l'énergie des blocs en mouvement.



Figure 6. Merlon pare-blocs, (Cerema 2020).

4.1.3 Clous et ancrages

Dans certains cas, des blocs rocheux instables peuvent être maintenus en place à l'aide de barres d'acier insérées dans la roche. Ces ancrages permettent de renforcer la cohésion des blocs rocheux fragiles en les fixant au massif rocheux, ainsi de stabiliser des masses rocheuses fragilisées tout en minimisant l'impact visuel.



Figure 7. Talus routier rocheux cloué (Clous associés à un grillage), (www.moducal.nc).

4.1.4 Drainage et gestion des eaux

Le contrôle de l'eau dans les talus est essentiel pour éviter l'érosion et la formation de fissures qui conduisent aux chutes de blocs. Des systèmes de drainage permettent de réduire l'infiltration d'eau et les pressions interstitielles dans le massif rocheux.

4.1.5 L'instrumentation

L'instrumentation joue également un rôle crucial dans la surveillance des conditions de terrain et la détection précoce des signes avant-coureurs de mouvement et d'agir de manière préventive en identifiant les zones critiques avant qu'un événement ne se produise. Les technologies couramment utilisées incluent :

- *Les capteurs de déformation* : Ces dispositifs mesurent les changements de forme ou de position des pentes et des structures rocheuses.
- *Les caméras de surveillance* : Les caméras installées sur le terrain permettent de surveiller en temps réel les zones à risque et d'identifier les signes précoces de chutes de blocs.

4.2 Les niveaux de traitement

L'efficacité et l'adéquation de chaque technique de traitement sont déterminées par le niveau de risque évalué. Trois types de solutions peuvent être distingués : résilient, intermédiaire, et à haut niveau de service.

Le traitement résilient est adapté aux risques faibles. Il gère les risques mineurs, peu volumineux et peu fréquents. Par exemple, l'installation de pièges à cailloux ou de fossés de retenue permet de contenir les chutes sans trop de complexité. Ce type de dispositif nécessite un suivi régulier ainsi qu'une maintenance après chaque chute de blocs.

Le traitement intermédiaire s'applique aux risques modérés. Il permet de réduire ces risques et de gérer des chutes plus importantes et fréquentes. Des solutions telles que les filets pare-blocs ou les murs de soutènement sont couramment utilisées dans ce cadre. Cette option requiert une maintenance périodique, sans pour autant exiger une intervention après chaque événement.

Le traitement à haut niveau de service concerne les risques élevés. Il est conçu pour éliminer le risque en gérant des chutes volumineuses et destructrices. Les galeries de protection ou les écrans dynamiques de grande capacité sont des exemples de dispositifs robustes capables de gérer ces événements. Grâce à la solidité de ces ouvrages, ce type de solution n'exige pas une maintenance constante, même en cas de récurrence des chutes.

5 ETUDE DE CAS

5.1 Présentation de la zone étudiée

5.1.1 Situation géographique

La zone d'étude se situe à l'Est de la ville de Béni Mellal, à 44 Km au Sud-Est de la ville El Ksiba et à 18 Km au Nord d'Imilchil. On s'intéresse à une section type d'une route menant à Imilchil à partir d'El Ksiba en traversant les reliefs du Haut Atlas marocain et où se manifeste plusieurs formes d'instabilité de terrain dont la chute de blocs. Cette section s'étale sur une longueur de 450 m environ avec un talus de 65 m de hauteur.

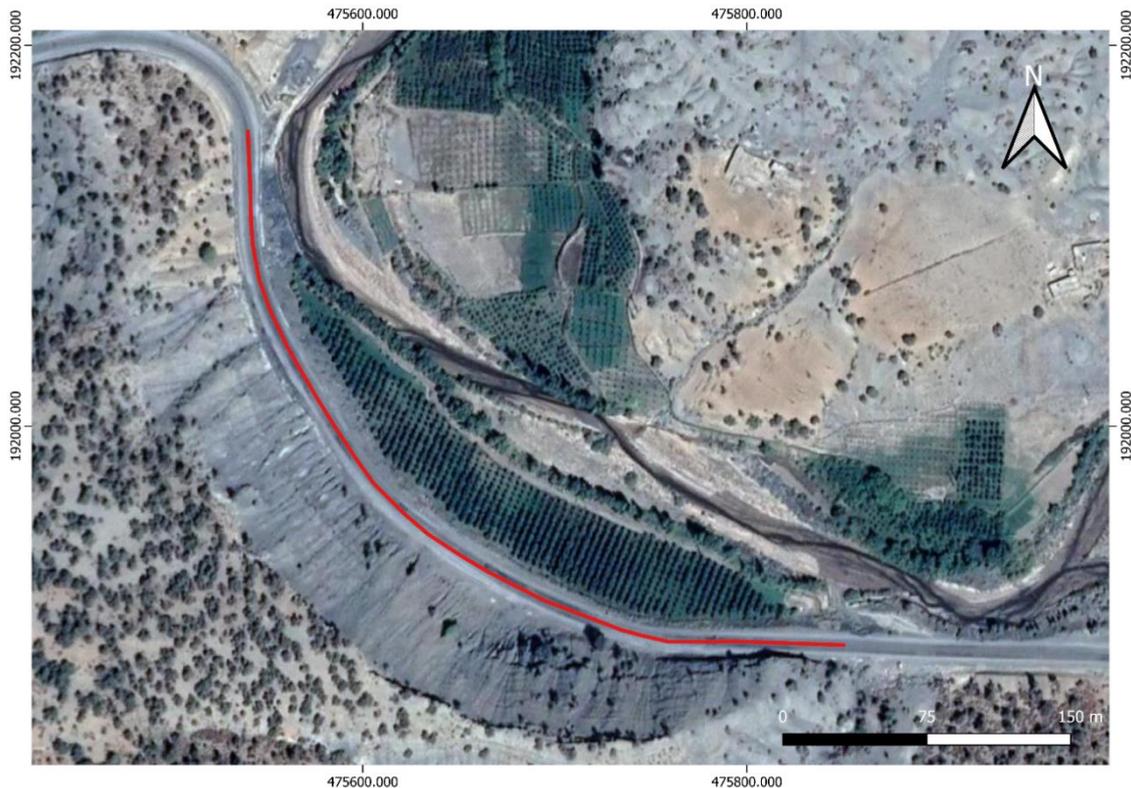


Figure 8. Présentation de la zone étudiée sur image satellitaire.

5.1.2 Situation topographique

Le secteur étudié est caractérisé par une topographie fortement accidentée. C'est une région qui se trouve au niveau des reliefs du Haut Atlas. Les altitudes varient entre 1 000 et 2 000 NGM et les pentes moyennes des talus sont de l'ordre de 30%. La figure suivante montre l'implantation de la zone étudiée sur une carte d'altitudes.

5.1.3 Cadre géologique

D'un point de vue structural, la zone d'étude est marquée par une succession de synclinaux qui s'intercalent des anticlinaux dont le cœur souvent délimité par des failles. L'ensemble est affecté par une tectonique cassante illustrée par des failles de directions variables.

En termes de lithologie, le jurassique qui constitue la quasi-totalité de la chaîne atlasique, est représenté par les silts, les schistes noirs et les marnes, en plus des séries sédimentaires carbonatées formées des calcaires, des marnes, et des calcaires dolomitiques, qui couvrent les sommets entourant les synclinaux. Le quaternaire est marqué par une dynamique fluviale très active, matérialisée par des formations continentales, comme les alluvions et les éboulis de pentes. [Ibouh et al, 2014 - Sallak, 2019 - Mouguina et Daoudi, 2008].

Les formations géologiques de la section étudiée sont prédominées par des marnes schisteuses fracturées, des calcaires, et des dépôts quaternaires.

5.2 Application de la méthodologie d'évaluation du risque de chute de blocs

5.2.1 Analyse des facteurs de déclenchement

La situation géométrique est évolutive. En début de section, le bas-côté est très étroit et le talus est taillé à 60-70° sur 5-6m de haut, dans les schistes marneux avec un aspect rocheux. Plus loin dans la section le bas-côté est plus large, aucun talus n'a été taillé et la pente naturelle est de 40 à 50°.

Par ailleurs, cette zone présente un aléa chutes de blocs en provenance de deux sources. La première est la fracturation intense des marnes schisteuses, ayant une schistosité défavorable à la stabilité, sur au moins 15 m de hauteur à partir du pied du talus. La deuxième est la crête du talus, qui présente une régression des marnes schisteuses, et par conséquent l'exposition du toit calcaire en surplomb, à l'écrasement par traction sous l'effet de son poids et aux détachements des masses rocheuses et leur propagation vers le pied du talus.

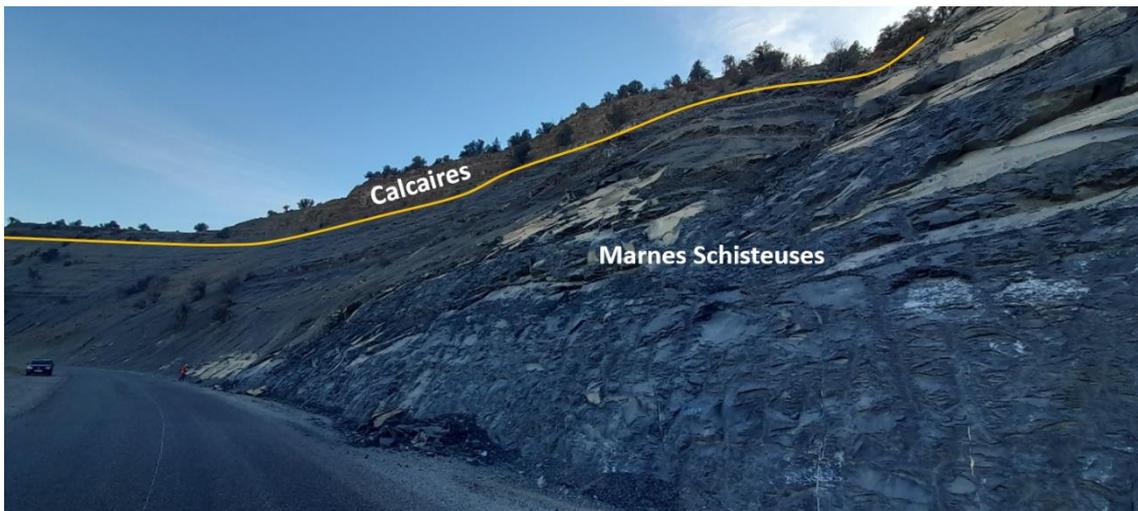


Figure 9. Formations prédominantes au niveau du tronçon étudié, (2023).

5.2.2 Analyse de l'aléa

Au niveau de la partie basse formée de schistes marneux, vu leur nature pétrographique et en raison des plans de schistosité défavorables, ils sont fortement altérables et susceptibles à la fragmentation et la chute de blocs de taille moyenne à petite. Le phénomène est ainsi **fréquent**.

Au niveau des formations calcaires, qui se dressent à la verticale et qui se situent à la partie supérieure du talus, la production est **rare**. En effet, on ne retrouve pas beaucoup de blocs sur le pied du talus.

5.2.3 Analyse de la vulnérabilité des enjeux et de la gravité des conséquences

L'enjeu pour ce cas d'étude est constitué des infrastructures de la RN12 (caniveau, chaussée) et des usagers de la route. En analysant le guide du trafic routier de ministère de l'équipement, le trafic journalier au niveau du tronçon étudié, peut être estimé à 200 véhicules par jour. Ainsi en fonction de l'exposition et de la fréquentation du tracé croisés à la fréquence et aux indices de production du phénomène on peut estimer la gravité des conséquences comme suit :

- Pour la partie inférieure du talus, les blocs sont de tailles petites à moyenne et les énergies sont faibles. Ainsi, la gravité des conséquences est **mineure**.
- Pour les chutes en provenance de la crête calcaire, blocs peuvent être d'une taille importante et ainsi les dégâts seront plus impactants voire **critiques**.



Figure 10. Débris marno-schisteux sur le bas-côté de la route, (2023).

5.2.4 Définition des niveaux d'acceptabilité de risque

Pour ce cas d'étude, les niveaux d'acceptabilité peuvent être définis comme suit :

- L'obstruction fréquente d'une seule voie par des blocs arrivés avec une énergie faible est acceptable ;
- L'obstruction rare des deux voies par des blocs arrivés avec une énergie faible est acceptable ;
- L'arrivée d'un grand bloc avec une énergie importante sur l'une des voies est inacceptable ;
- L'obstruction fréquente des deux voies est inacceptable.

5.2.5 Estimation et Cartographie du risque

Le niveau du risque au niveau d'une zone et par rapport à un phénomène donné peut être estimé en croisant l'aléa (la fréquence) et la gravité des conséquences. Pour ce faire on propose la matrice suivante :

Gravité \ Aléa	Mineure	Significative	Critique
Rare	Faible	Faible	Moyen
Fréquent	Faible	Moyen	Elevé
Constant	Moyen	Elevé	Elevé

Figure 11. Evaluation du risque étudié moyennant la matrice Figure 4.

Les blocs de la falaise haute ont un fort dynamisme, peuvent intercepter les deux voies et causer des dégâts critiques (humains et matériels). Cependant ils sont rares. Les blocs de la pente de schistes sont en revanche plus fréquents mais de dynamisme faible. Ils pourront facilement atteindre la voie de droite, plus rarement la voie de gauche et les dégâts sont mineurs.

En se référant à la matrice ci-dessus le risque de chute de blocs est d'un niveau **moyen** pour les deux provenances.

Pour maîtriser ce risque, une solution de traitement intermédiaire sera privilégiée (parag. 4.2). Un mur de type paroi berlinoise sera installé au pied du talus afin de retenir les blocs marno-schisteux. Quant aux chutes provenant de la falaise calcaire, un filet pare-blocs sera mis en place pour les contenir. Ces dispositifs permettront de gérer efficacement les chutes de blocs des deux provenances, tout en nécessitant une maintenance et un nettoyage périodiques, sans qu'il soit indispensable d'intervenir après chaque chute.

6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les chutes de blocs sur les talus routiers représentent un danger significatif pour la sécurité des infrastructures et des usagers, en particulier dans les régions montagneuses. L'évaluation rigoureuse du risque, fondée sur l'analyse combinée de l'aléa et de la vulnérabilité des enjeux, permet de prioriser les zones les plus exposées et de cibler les interventions de stabilisation les plus efficaces. Que ces interventions soient préventives ou curatives, elles contribuent à minimiser les impacts des chutes de blocs tout en optimisant les ressources financières et matérielles consacrées à la gestion et à l'entretien des infrastructures routières.

Pour mieux anticiper les risques et renforcer la prévention, il est possible d'utiliser l'interférométrie RADAR (InSAR) pour détecter les mouvements lents et subtils des pentes, permettant ainsi de prévoir les instabilités potentielles. L'utilisation de caméras de surveillance sur les sites à risque offre un suivi en temps réel et permet une intervention rapide en cas d'incident imminent. Ces dispositifs préventifs permettent de collecter des données essentielles sur l'évolution des pentes et d'améliorer la gestion proactive des risques. En cas d'incident, après une chute de blocs, il est crucial d'effectuer un enregistrement détaillé des événements. Cela inclut la localisation précise, la date, et les facteurs déclencheurs tels que les précipitations, les séismes ou les vibrations. Il est également important de procéder à des relevés géologiques et topographiques, ainsi qu'à une analyse blocométrique pour caractériser les volumes et les dimensions des blocs. La base de données ainsi alimentée au fur et à mesure permettra aux spécialistes du risque de prévenir, de quantifier ce dernier, et d'effectuer des simulations. Ces simulations, basées sur des données réelles, serviront à dimensionner avec précision les ouvrages de protection nécessaires pour limiter les impacts futurs.

Les effets des chutes de blocs sont multiples. En plus des dommages directs causés aux infrastructures routières, telles que les routes, tunnels et ponts, il ne faut pas négliger l'impact sur les communautés et les écosystèmes. Les blocs en chute libre, avec leur énergie cinétique élevée, peuvent modifier les sols, causer des érosions et affecter les habitats naturels. Au Maroc, les zones montagneuses du Rif et de l'Atlas sont particulièrement exposées, mais les données statistiques sur la fréquence et l'ampleur de ces événements restent limitées. La collecte de données systématique et l'amélioration des méthodologies de surveillance et de protection constituent donc une priorité pour renforcer la résilience des infrastructures face à ce risque.

7 REFERENCES

Cerema et C2ROP. 2020. Caractérisation de l'aléa éboulement rocheux.

Hoek, E. 2023. Practical Rock Engineering.

LRPC de Lyon. Les travaux de prévention des risques naturels - Mouvements de terrain.

MONITORING SYSTEM FOR LARGE STRUCTURES : MOVEMENTS AND SETTLEMENTS – CASE OF TOWERS.

ARTICLE INFO

Keywords:
Monitoring
Settlements
Construction
Technologies
Precision

ABSTRACT

Due to their height and specific construction, towers are sensitive to ground movements and settlements. It is essential to differentiate between auscultation, referring to punctual observations, and monitoring, which involves continuous and systematic surveillance. The latter is crucial for verifying the accuracy of design calculations, providing real-time construction site monitoring, and identifying potential risks during and after construction. Our topographical survey company has extensive experience in using monitoring systems for towers, such as the Mohammed VI Tower and the New Ibn Sina Hospital Tower. Investing in these systems, despite being costly, is vital to ensure the quality and safety of structures and extend their lifespan.

1. Introduction

The construction of large structures, particularly high-rise towers, presents unique engineering challenges due to their significant height and the complex interaction between the structure and the ground. Ground movements and differential settlements are critical factors that can affect the stability and longevity of these structures. Over time, such movements can lead to stress concentration, cracking, or even structural failure if not monitored adequately. Thus, it becomes imperative to implement advanced monitoring systems to track these movements in real time and to ensure the safety and operational integrity of the building [10].

Historically, the monitoring of structural deformations and settlements relied on periodic auscultation techniques, which involve taking measurements at specific intervals during and after construction. However, these methods, while useful, are limited by their inability to provide continuous data. As a result, they may fail to detect rapid or unexpected changes in the structure's behavior, particularly in the early stages of movement when interventions could prevent serious damage. In contrast, modern monitoring systems offer continuous and real-time data acquisition, enabling engineers to detect even minor changes and address potential risks before they escalate [27].

The importance of monitoring is particularly evident in regions prone to seismic activity or in densely populated urban environments, where the failure of a tall structure could have catastrophic consequences. Towers, due to their slender design and significant height, are especially vulnerable to lateral movements caused by wind, ground vibrations, and differential settlement of the foundation. Continuous monitoring allows engineers to assess how these factors affect the building's overall stability, and more importantly, it offers the possibility of real-time intervention [23].

Recent advancements in Structural Health Monitoring (SHM) technologies have significantly improved the ability to monitor large structures like towers. These advancements include the integration of fiber optic sensors, Global Navigation Satellite Systems (GNSS), and laser scanning systems.

Fiber optic sensors, for instance, are highly sensitive to small deformations and can be embedded directly within the structure to provide real-time data on strain and stress distribution [21]. GNSS, on the other hand, allows for precise monitoring of ground movements and settlements over large areas, providing data with millimeter-level accuracy. These technologies are not only critical during the construction phase but also play a key role in the long-term maintenance and operational safety of the structure.

Moreover, the data gathered from these monitoring systems can be used to validate design calculations and refine structural models, improving the accuracy of predictive maintenance and reducing the likelihood of unexpected failures. This approach is increasingly being adopted in the construction of high-rise towers around the world, including notable projects in Morocco such as the Mohammed VI Tower and the New Ibn Sina Hospital Tower. In these projects, continuous monitoring systems have been implemented to track movements and settlements, ensuring that any deviation from the expected performance can be addressed promptly.

The implementation of these monitoring systems, while costly, is justified by the long-term benefits they provide in terms of safety, maintenance, and the extension of the structure's operational life. In this article, we will explore the various technologies used for monitoring large structures, with a focus on their application in towers. Through the case studies of the Mohammed VI Tower and the New Ibn Sina Hospital Tower, we will demonstrate the practical benefits of these systems and how they contribute to the resilience and durability of modern high-rise buildings.

2. Comparison Between Conventional Auscultation and Modern Automated Monitoring Systems for Structural Surveillance

As shown in Table 1, there are significant differences between conventional auscultation methods and modern real-time monitoring systems. The latter offers continuous control, higher accuracy, and immediate response to anomalies,

ORCID(s):

Table 1

Comparison Between Conventional Auscultation and Real-time Monitoring Systems

Criterion	Conventional Auscultation	Real-time Monitoring
Frequency of Control	Periodic (at fixed intervals)	Continuous (real-time) [3]
Technology Used	Manual or semi-automated instruments	Automated and connected sensors [5], [8]
Human Intervention	Required for each inspection	Reduced after initial installation [8]
Responsiveness	Reactive after inspection	Immediate response to anomalies [7]
Accuracy	Dependent on the frequency and tools used	Highly accurate and constant [3]
Cost	Less expensive in the short term	Higher initial cost but more efficient long term [5]

Table 2

Comparison of different sensors used for structural displacement estimation.

Sensors	Measurement Accuracy	Sampling Rate	Stationary Installation Location	Measurement Direction	Multi-Point Measurement	Other Limitations
LVDT	High	>100 Hz	Yes	Line of sight (LOS)	No	Requires scaffolding, small-scale structures
Accelerometer	High	>100 Hz	No	3D	No	Low-frequency drift
Strain sensor	Medium	>100 Hz	No	Vertical/Horizontal	Yes	Requires pre-knowledge of structure
Inclinometer	Medium	>100 Hz	No	Vertical/Horizontal	Yes	Suitable for beam-type structures
Connecting pipe	Medium	<20 Hz	Yes	Vertical	No	Cumbersome installation
Optical fiber sensor	High	>100 Hz	No	Line of sight (LOS)	No	Measures relative displacement only
GNSS	Low	<20 Hz	No	3D	No	Multi-pathing issue, low accuracy
Stationary vision camera	Medium	>100 Hz	Yes	2D	Yes	Sensitive to lighting conditions
Fixed radar	High	>100 Hz	Yes	Line of sight (LOS)	Yes	Requires manual calibration, phase wrapping
Laser Doppler Vibrometer (LDV)	High	>100 Hz	Yes	Line of sight (LOS)	No	Requires a reflector for signal stability
LiDAR	Low	<100 Hz	Yes	3D	Yes	Limited accuracy
Total Station (TS)	High	<20 Hz	Yes	2D	Yes	Requires a target, manual setup

although it requires a higher initial investment. In contrast, conventional methods are less costly initially but involve periodic inspections and more manual intervention, making them less responsive to sudden changes or issues.

3. Technology Used for Monitoring Large Structures: Towers, Dams, and Bridges

In the construction of large structures, such as towers and bridges, accurate measurement of structural displacements is critical for ensuring the safety and long-term stability of the structure. Structural displacement monitoring systems provide essential data to track the movement, settlement, and

deformation of structures under various loads and environmental conditions. Various sensors have been developed for this purpose, each with specific advantages and limitations. These sensors can be broadly classified into two categories: contact and non-contact sensors, based on whether direct access to the measurement point is required.

Contact sensors, such as Linear Variable Differential Transformers (LVDTs), accelerometers, inclinometers, strain sensors, and Global Navigation Satellite Systems (GNSS), provide direct measurements of displacement by being physically attached to the structure. LVDTs, for example, offer high accuracy but require additional infrastructure,



Figure 1: Sensors used for structural displacement measurement [12]

such as scaffolding, for installation, making them less suitable for large-scale structures [[13],[17]]. Accelerometers, while widely used, suffer from low-frequency drift, which can result in inaccurate displacement data [[6],[11]]. Inclinometers, used to measure angular displacement or tilt, are particularly useful for understanding the behavior of beam-type structures or towers under load. Their application in large-scale projects has been documented in multiple studies [25]. Similarly, strain sensors measure the deformation of structural materials directly, providing valuable insights into stress distribution and the behavior of structures under various load conditions [26]. Additionally, connecting pipe systems have been utilized for monitoring settlement and lateral displacement, particularly in underground settings. While effective, their installation can be cumbersome, making them more suitable for specific, less accessible applications [9].

GNSS is frequently used for long-term monitoring of large-scale structures, but its relatively low sampling rate and issues with multi-pathing make it less effective in certain scenarios [[22],[20]].

Non-contact sensors, on the other hand, do not require physical access to the structure. Examples include vision-based systems [28], radar, laser Doppler vibrometers (LDV)[16], and LiDAR (Light Detection and Ranging) [14]. Vision-based techniques are flexible and capable of multi-point measurement, but their performance can be affected by environmental factors such as lighting conditions.

Given the limitations of individual sensor types, recent advancements in sensor fusion have emerged as a solution to improve displacement estimation. By combining data from multiple sensors, such as accelerometers with GNSS [24] or vision-based systems[15] or sensors and inclinometers [18], engineers can achieve higher accuracy and a broader range of applications. Sensor fusion techniques not only improve measurement accuracy but also offer greater flexibility in monitoring complex structures over long periods.

Table 2 compares different sensors commonly used for structural displacement estimation, highlighting their measurement accuracy, sampling rate, and other practical considerations.

4. Experimental Studies on Tower Monitoring Systems

Monitoring systems for large structures, particularly towers, have undergone significant evolution over the years, incorporating a wide range of technologies to enhance precision, minimize invasiveness, and improve real-time

monitoring under dynamic loads such as wind, seismic activities, and environmental factors. By comparing various studies, we can observe a steady progression in monitoring techniques, each introducing new methodologies that build upon the limitations of their predecessors.

The confrontation of these articles reveals the increasing trend toward integrating multiple sensor types to capture both static and dynamic displacements with greater accuracy. For instance, GPS has been a cornerstone in monitoring systems, as shown in studies like those by [19] and [14]. However, GPS alone has limitations, particularly when capturing quasi-static displacements, which led to the integration of accelerometers in later studies, such as the work by [1]. This combination proved effective in tracking the torsional responses of towers like the Canton Tower under ambient conditions.

Moreover, new approaches such as ground-based radar interferometry have emerged to measure dynamic behaviors with millimeter-level precision. A study by [14] demonstrated the precision of radar-based monitoring in telecommunication towers without the need for invasive corner reflectors. This method has become increasingly relevant in applications where reducing structural intrusiveness is crucial, especially in historic or fragile towers.

Another key development is the use of wireless sensor networks (WSNs) for long-term, energy-efficient monitoring. The study by [2] exemplifies the application of WSNs in historic masonry towers, providing a sustainable and non-invasive solution for continuous monitoring. These advancements underline the shift towards more adaptable, less invasive, and cost-effective monitoring systems that can be deployed across a variety of tower types.

The table 3 compare these advancements and summarize their contributions, showcasing the evolution of tower monitoring technologies.

5. Configuration and Operational Mode of Monitoring Systems Worldwide

5.1. Core Wall Control Survey for Guiding Vertical Structures

The Core Wall Control Survey is a high-precision topographic control method used to ensure the vertical alignment and flatness of walls in multi-story structures, such as towers and high-rise buildings. This process is critical for ensuring compliance with the strict geometric tolerances of structures, helping to avoid potential structural defects. The topographic control system for Core Walls primarily uses a set of sophisticated equipment and high-precision measurement techniques to deliver reliable results:

- **High-Precision Total Station:** Used to measure reference points around the construction site and monitor deviations.
- **Reflector Prism:** Attached to control points on the wall to reflect the laser signal back to the total station.

Table 3
Summary of Experimental Studies on Tower Monitoring Systems

Study	Technology Used	Key Contributions
[19]	GPS	Comprehensive review of GPS for dynamic displacement monitoring in tall buildings, discussing advancements and challenges.
[14]	Radar Interferometry	Demonstrated radar's precision in capturing dynamic frequencies of telecommunication towers without the need for invasive methods.
[1]	GPS and Accelerometers	Showed effectiveness of integrated GPS and accelerometer systems for tracking torsional responses in the Canton Tower.
[2]	Wireless Sensor Networks	Presented an energy-efficient, real-time monitoring system for historic masonry towers using wireless networks.
[4]	Borehole Seismic Data	Performed site response analysis of a tower based on borehole seismic records, providing insights into seismic behavior.

- **Digital Level:** Ensures surface flatness and controls levels to prevent vertical deformation.
- **3D Laser Scanner:** Allows rapid acquisition of 3D data for instant verification of alignment.

The process provides high-precision digital information for vertical guidance during the initial placement of core walls, as well as for subsequent work, such as monitoring and adjustment/compensation programs. It enables a semi-automatic formwork system and integrates other survey technologies (laser scanning, UAV, photogrammetry, etc.).

The process starts with the installation of reference points around the site, which serve as the basis for all subsequent measurements. Before the start of the works, an initial series of measurements is taken to establish reference data. At each construction level, regular measurements are taken using reflector prisms and a total station to monitor the position and alignment of the walls. The collected data is then analyzed using specialized software to detect any deviations from the plans. If deviations are found, immediate adjustments are made on-site. Finally, a report is produced at each stage to document the control results and ensure compliance with quality standards.

5.2. MOUS System (Monitoring Orientation of Underground Structures) for Guiding Vertical Structures

The MOUS system is an advanced technology used to monitor and guide the construction of vertical structures, particularly in underground or complex conditions where precision is critical. It is a real-time control system that uses sensors, sophisticated measuring instruments, and software to ensure the verticality and precise orientation of structures. The MOUS system relies on continuous measurements of orientation and alignment through several interconnected devices. These devices allow real-time monitoring of the structure during construction.

- **Inclinometric Sensors:** These sensors measure angle and inclination variations at different points of the

structure. They detect deviations from verticality and transmit data to operators in real-time.

- **GPS Georeferencing:** For some projects, a GPS positioning system is integrated to ensure the structure is aligned according to the geographical coordinates defined in the execution plans.
- **Automated Total Stations:** Positioned strategically around the site, total stations use laser beams to precisely measure the position of structural elements. They detect any deviation from the predefined vertical axis. These stations are often coupled with specialized software to monitor and correct the deviation.
- **Weather Stations:** Adding weather stations to the MOUS system allows consideration of environmental variations that may affect construction, such as changes in temperature, atmospheric pressure, and humidity. These factors can influence material expansion and measurement accuracy.
- **Pressure Leveling:** Pressure leveling is a technique that uses the pressure difference between two points to measure the height or height variations of a structure. Integrated into the MOUS system, it adds an extra layer of control for projects requiring extreme precision.

The MOUS system starts with the initial installation of sensors and instruments, such as total stations and inclinometric sensors, which are calibrated and positioned at strategic points around the site before construction begins. An initial series of measurements is taken to establish reference data. During construction, the sensors continuously collect data on the orientation and verticality of the structure, which is transmitted in real-time to control stations. In case of deviations, automatic alerts are sent to allow for immediate adjustments. After construction, a final alignment check is performed to validate compliance with the execution plans.



(a) Mohammed VI Tower - Exterior View



(b) Mohammed VI Tower - Aerial View

Figure 2: Mohammed VI Tower - Different Views



(a) New Ibn Sina Hospital - Exterior View



(b) New Ibn Sina Hospital - Aerial View

Figure 3: New Ibn Sina Hospital - Different Views

6. Monitoring Systems and RealTime Tracking Approach in Moroccan Projects: Mohammed VI Tower and New Ibn Sina Hospital Tower

6.1. Overview of the Mohammed VI Tower and New Ibn Sina Hospital Tower Projects

6.1.1. Mohammed VI Tower

The Mohammed VI Tower, located in the Bouregreg Valley of Rabat, is an unprecedented project in Morocco and Africa. It is a 250-meter-high skyscraper consisting of 55 floors with mixed uses such as a hotel, office spaces, luxury residences, commercial areas, and parking facilities. This tower, complemented by a two-story podium covering 26,650 m², is a unique blend of aesthetics and functionality, redefining the urban skyline of Rabat.

6.1.2. New Ibn Sina Hospital (NHIS)

The New Ibn Sina Hospital (NHIS) is another major project located in the Souissi district of Rabat. This state-of-the-art healthcare facility is designed to transform the healthcare landscape in Morocco. With a budget of over 6 billion dirhams, the NHIS represents a significant investment in improving the accessibility and quality of healthcare services in the region, while also positioning Rabat as a leading cultural and medical hub in Morocco.

6.2. Monitoring Systems Applied for Real-Time Displacement and Settlement Tracking

The monitoring systems applied in both the Mohammed VI Tower and the New Ibn Sina Hospital Tower (NHIS) focus on real-time tracking of both horizontal and vertical displacements, ensuring the structural integrity during and after construction. These systems are configured in multiple stages, each designed to control and adjust key elements of the construction process, and later monitor any potential settlement or movement in the structures.

In the case of the Mohammed VI Tower, a set of 12 MOUS-Points was defined as control points, marked with plates and strategically placed to maintain the vertical alignment of the tower's core and main structure. These points serve as a basis for ensuring the precise positioning of the climbing formwork system used to construct the core of the tower. Using zenithal lasers, carefully centered over these MOUS-Points, the construction team guides the formwork into its theoretical position prior to each concrete pour. This system ensures that each new segment of the structure remains properly aligned with the designed vertical axis. As part of the continuous monitoring system, a specific approach was adopted to account for the settlement and shrinkage of concrete during the construction process. The reference level for the monitoring system is adjusted every 10 floors, ensuring that potential variations due to concrete shrinkage are minimized, and the accuracy of the measurements remains high throughout the construction.

To monitor the horizontal and vertical movements of the tower during construction, the project incorporates the installation of four inclinometers at key reference levels along the tower's main axis. These double-axis inclinometers provide real-time data on the tower's inclination in both the X and Y directions, offering critical insights into the tower's tilt and movement as construction progresses.

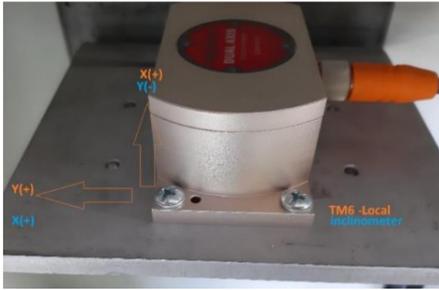


Figure 4: Inclinometer installed on the TM6 Tower

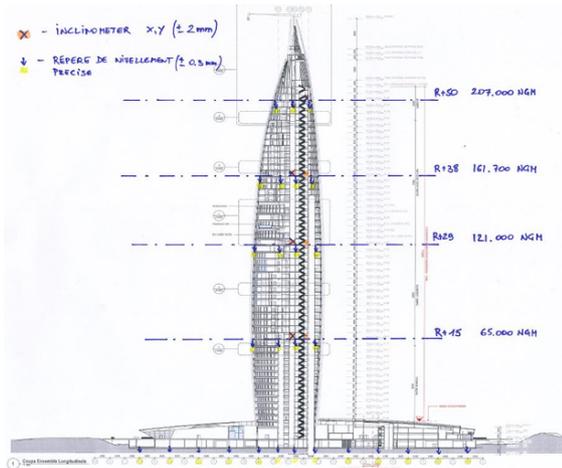


Figure 5: Proposed Locations for Inclinometers for the Mohammed VI Tower by Besix

The implementation of the monitoring system for the New Ibn Sina Hospital (NHIS) is divided into multiple phases. Initially, inclinometers are installed at the foundation (radier) level to monitor movements during the initial stages of construction. As the tower grows in height, additional inclinometers will be added at strategic intervals to ensure consistent monitoring. These inclinometers measure angular displacement along the X, Y, and Z axes, providing data on tilt and movement. The sensors are mounted on horizontal plates fixed to specific reference points. The measured angular data are transmitted in real-time via radio signals to a Gateway, which then relays the information via 4G to a central server. From there, the values are processed and converted into slope or displacement data. The inclinometers will remain operational for up to 10 years after the construction is completed, offering long-term monitoring of both construction and post-construction movements.

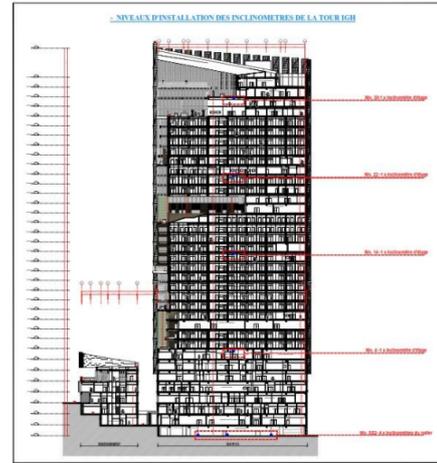


Figure 6: Inclinometer installation plan by floors.

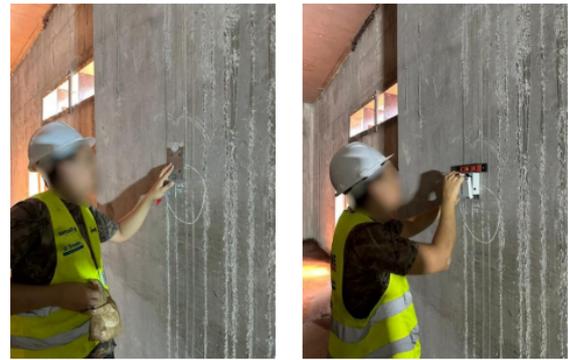


Figure 7: Installation of the metal support and inclinometer in the NHIS tower

As the project progresses, a meteorological station will be deployed to continuously monitor external factors that may influence the building's structural behavior, such as wind speed, humidity, and temperature variations.



Figure 8: Plan of installation the Meteorological station at the end of the works

At the final stage, GNSS receivers will be installed at the top of the tower to provide precise, real-time positional data with millimeter-level accuracy. These receivers are for detecting minute structural deformations or displacements after the building's completion.

In parallel with the inclinometer system, a precision leveling (Nivellement) process is performed periodically to monitor settlement

6.3. Key Results and Contributions to Structural Health monitoring

The Structural Health Monitoring (SHM) system deployed for the NHIS and Mohammed VI Tower has provided valuable insights into the structural behavior of the buildings during construction. The monitoring system, which integrates inclinometers, precision leveling, and meteorological sensors, has generated data that enables the tracking of both vertical and horizontal displacements, along with environmental factors such as temperature variations.

One of the key findings from the nivellement (precision leveling) process is the detection of subtle variations in the tower's altitude over time, corresponding to settlement caused by the construction load. An example of an altitude variation curve is presented in Figure 9

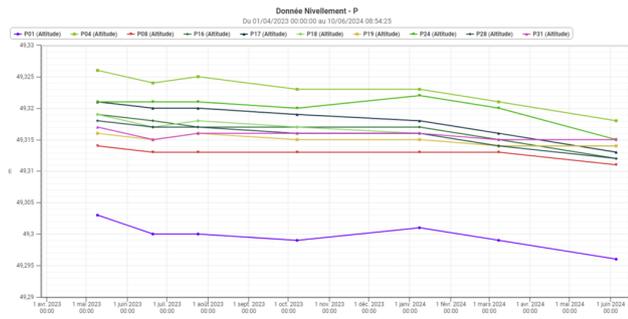


Figure 9: Variation in Altitude Over Time from Precision Leveling

In addition to the vertical displacement, the inclinometers installed along the stairwell walls and the foundation have provided critical data on the horizontal movement and tilt of the tower. Each inclinometer records displacement across the X, Y, and Z axes. Figure 10 shows an example of the X-axis and Y-axis displacement over time combined with the displacement in the X and Y axes with temperature data.

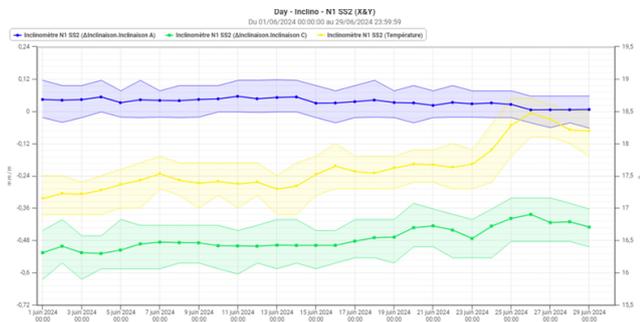


Figure 10: Inclinometer Displacement in X and Y Axes Combined with Temperature Variations

Similarly, Figure 11 shows the displacement in the Z axis, representing vertical movements, combined with temperature data.

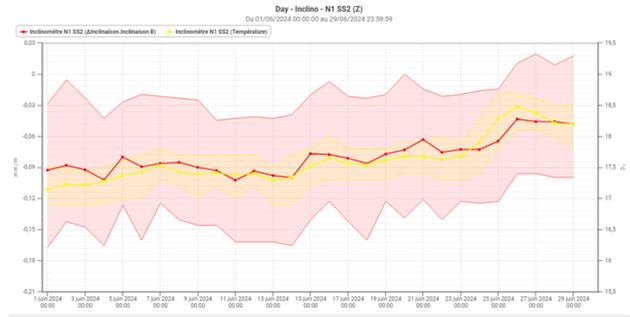


Figure 11: Inclinometer Displacement in Z Axis Combined with Temperature Variations

7. Conclusion

Real-time monitoring systems, which combine inclinometers, GNSS receivers, and meteorological stations, are essential for ensuring the stability of large structures such as the Mohammed VI Tower and the New Ibn Sina Hospital Tower. These technologies offer several key advantages, including the permanent control of building movements, the ability to monitor and validate technical assumptions such as settlement, and the recording of structural behavior during natural disasters like earthquakes. Additionally, they provide early warning for risk prevention and create a valuable data repository for the management, operation, and maintenance of the structure. As the construction industry advances, it will be crucial to further enhance the accuracy of these systems and develop more accessible solutions for widespread use.

References

- [1] Raed J AlSaleh and Clemente Fuggini. Combining gps and accelerometers' records to capture torsional response of cylindrical tower. *Smart Structures and Systems, An International Journal*, 25(1):111–122, 2020.
- [2] Bartoli G. Betti M. Girardi M. Mammolito S. Pellegrini D. Zini G. Barsocchi, P. Wireless sensor networks for continuous structural health monitoring of historic masonry towers. *International Journal of Architectural Heritage*, 15:22–44, 2020.
- [3] Paolo Barsocchi, Gianni Bartoli, Michele Betti, Maria Girardi, Stefano Mammolito, Daniele Pellegrini, and Giacomo Zini. Wireless sensor networks for continuous structural health monitoring of historic masonry towers. *International Journal of Architectural Heritage*, 15(1):22–44, 2021.
- [4] Juijana Bojadjeva, Vlatko Sheshov, Aleksandra Bogdanovic, Kemal Edip, Dejan Ivanovski, Irena Gjorgjeska, Toni Kitanovski, and Dejan Filipovski. Site response analysis based on borehole acceleration records from location tower, ohrid 3d seismic network. 2023.
- [5] L. Gallucci, C. Menna, L. Angrisani, D. Asprone, R. Moriello, and F. Bonavolontà. An embedded wireless sensor network with wireless power transmission capability for the structural health monitoring of reinforced concrete structures. *Sensors (Basel, Switzerland)*, 17:2566, 2017.
- [6] Fernando Gomez, Jong-Woong Park, and Billie F Spencer Jr. Reference-free structural dynamic displacement estimation method. *Structural Control and Health Monitoring*, 25(8):e2209, 2018.
- [7] Sahar Hassani and U. Dackermann. A systematic review of advanced sensor technologies for non-destructive testing and structural health monitoring. *Sensors (Basel, Switzerland)*, 23:2204, 2023.

- [8] S. Laflamme, F. Ubertini, A. Di Matteo, et al. Roadmap on measurement technologies for next generation structural health monitoring systems. *Measurement Science and Technology*, 34, 2023.
- [9] Junhwa Lee, Seunghoo Jeong, Hyunjun Kim, Kyoung Chan Lee, and Sung-Han Sim. Comparative study of long-term displacement measurement methods- focusing on a pre-stressed concrete bridge under construction. *Measurement*, 201:111691, 2022.
- [10] Jian Li, Yifan Zhang, and Bin Sun. Structural health monitoring of tall buildings: A comprehensive review. *Engineering Structures*, 252:113592, 2022.
- [11] J. Liu. Fuzzy modularity and fuzzy community structure in networks. *Eur. Phys. J. B.*, 77:547–557, 2010.
- [12] Zhanxiong Ma, Jaemook Choi, and Hoon Sohn. Structural displacement sensing techniques for civil infrastructure: A review. *Journal of Infrastructure Intelligence and Resilience*, 2(3):100041, 2023.
- [13] Hani H Nassif, Mayrai Gindy, and Joe Davis. Comparison of laser doppler vibrometer with contact sensors for monitoring bridge deflection and vibration. *Ndt & E International*, 38(3):213–218, 2005.
- [14] G. Nico, G. Prezioso, O. Masci, and S. Artese. Dynamic modal identification of telecommunication towers using ground-based radar interferometry. *Remote Sensing*, 12:1211, 2020.
- [15] Jong-Woong Park, Do-Soo Moon, Hyungchul Yoon, Fernando Gomez, Billie F Spencer Jr, and Jong R Kim. Visual–inertial displacement sensing using data fusion of vision-based displacement with acceleration. *Structural Control and Health Monitoring*, 25(3):e2122, 2018.
- [16] Phillip L Reu, Daniel P Rohe, and Laura D Jacobs. Comparison of dic and ldv for practical vibration and modal measurements. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 86:2–16, 2017.
- [17] KV Santhosh and Binoy Krishna Roy. Online implementation of an adaptive calibration technique for displacement measurement using lvd. *Applied soft computing*, 53:19–26, 2017.
- [18] Limin Sun, Yixian Li, and Wei Zhang. Experimental study on continuous bridge-deflection estimation through inclination and strain. *Journal of Bridge Engineering*, 25(5):04020020, 2020.
- [19] M. Gu T. Yi, Hongnan Li. Recent research and applications of gps-based monitoring technology for high-rise structures. *Structural Control and Health Monitoring*, 20, 2013.
- [20] Yukio Tamura, Masahiro Matsui, Luisa-Carlotta Pagnini, Ryukichi Ishibashi, and Akihito Yoshida. Measurement of wind-induced response of buildings using rtk-gps. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 90(12-15):1783–1793, 2002.
- [21] Tao Wang and Xue Liu. Fiber-optic sensing technology for monitoring structural health of large buildings: Applications and innovations. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 10(4):543–554, 2020.
- [22] Chunbao Xiong, Meng Wang, and Wen Chen. Data analysis and dynamic characteristic investigation of large-scale civil structures monitored by rtk-gnss based on a hybrid filtering algorithm. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 12(4):857–874, 2022.
- [23] Fang Xu, Li Chen, and Ming Zhou. Gnss-based real-time monitoring system for detecting ground movements and settlements of high-rise buildings. *Sensors*, 23(2):465, 2023.
- [24] Yan Xu, James Mark William Brownjohn, David Hester, and Ki Young Koo. Long-span bridges: Enhanced data fusion of gps displacement and deck accelerations. *Engineering Structures*, 147:639–651, 2017.
- [25] Jian Zhang, Yongding Tian, Caiqian Yang, Bitao Wu, Zhisen Wu, Gang Wu, Xin Zhang, and Liming Zhou. Vibration and deformation monitoring of a long-span rigid-frame bridge with distributed long-gauge sensors. *Journal of Aerospace Engineering*, 30(2):B4016014, 2017.
- [26] W Zhang, LM Sun, and SW Sun. Bridge-deflection estimation through inclinometer data considering structural damages. *Journal of Bridge Engineering*, 22(2):04016117, 2017.
- [27] Cheng Zhu, Li Wei, and Shuai Yang. Real-time monitoring system for tower structures: Applications in high-rise building maintenance. *Automation in Construction*, 129:103827, 2021.
- [28] Jinsong Zhu, Chi Zhang, Ziyue Lu, and Xingtian Li. A multi-resolution deep feature framework for dynamic displacement measurement of bridges using vision-based tracking system. *Measurement*, 183:109847, 2021.

TERRA MODUS - Company Presentation

TERRA MODUS celebrates 13 years of existence and is proud of its internal expertise. Since its founding in 2010, TERRA MODUS has established itself as a trusted name in the real estate and geospatial industry. This year marks a significant milestone as the company continues to implement its ****2030 Vision****, which was adopted in 2019. This vision aims to position TERRA MODUS as a national leader in real estate expertise and consulting. Achieving this ambition has involved the execution of several strategic projects over the years, further strengthening the company’s capabilities and market position.

TERRA MODUS specializes in providing high-quality services across a range of sectors:

- **Real Estate Expertise:** Comprehensive real estate valuation and appraisal services, ensuring accurate market analysis and asset evaluation.
- **Real Estate Consulting:** Advisory services for property management, investment strategies, and land-use planning.
- **Digital Solutions:** Innovative digital tools for geospatial data analysis, land surveying, and real estate management.
- **Specialized Training:** Professional development programs tailored to industry needs, focusing on real estate, land surveying, and digital transformation.
- **Study and Topography Services:** Providing specialized topographical studies and land surveying services to ensure precise and accurate data for construction and infrastructure projects.

Contact Information

For more information or to get in touch, please contact us:

- **Website:** www.terramodus.ma
- **Phone:** +212 5 37 64 69 03
- **Mobile:** +212 6 64 49 29 13 / +212 6 63 70 71 71
- **in LinkedIn:** TERRA MODUS
- **Email:** terramodus@menara.ma / terramodus1@gmail.com
- **Address:**
Résidence Essaada, Imm A, Appt 03,
461 Boulevard Amina Bint Wahb, Hay Ibnou Rochd,
Al Wifak, Témara, Morocco

Contributors



Mr. Nabil Bounajma

Sworn Land Surveyor Engineer (ONIGT)
Member of the Royal Institution of Chartered Surveyors (RICS), London
Real Estate Expert, graduated from ICH Paris (INAU)
Judicial Expert at the Courts of Rabat (Justice)
CEO of Terra Modus, OPCI Evaluator (Finance)



Mrs. Houda Harmouche

Land Surveyor Engineer
Graduate of the Hassan II Agronomic and Veterinary Institute
Quality, Production, and Commercial Manager at Terra Modus SARL AU



Mrs. Fatima-ezzahrae El Boubekri

Land Surveyor Engineer
Graduate of the Hassan II Agronomic and Veterinary Institute
Quality, Production, and Commercial Manager at Terra Modus SARL AU



Mrs. Nour Elimane El Bacha

Land Surveyor Engineer
Graduate of the Hassan II Agronomic and Veterinary Institute
Quality, Production, and Commercial Manager at Terra Modus SARL AU

Nom et Prénom (1^{er} Auteur) : BOUZIANE Abdelkhalek
Société : École Marocaine des Sciences d'Ingénieur, Marrakech
Tel/Gsm : 0660881814
Email : abdelkhalek.bouziane@gmail.com

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes : Fondation superficielles et profondes

EFFET DE LA GRANULOMÉTRIE DU BALLAST SUR LE RENFORCEMENT DES SOLS COMPRESSIBLES PAR COLONNES BALLASTÉES

EFFECT OF THE GRAIN SIZE OF THE BALLAST ON THE REINFORCEMENT OF COMPRESSIBLE SOILS BY STONE COLUMNS

Abdelkhalek BOUZIANE(1), Mounir BOUASSIDA (3), FREDERIC JAMIN(4), Said My EL YOUSOUFI (3)

(1) Laboratoire LAMIGEP, École Marocaine Sciences d'ingénieur, Marrakech , Maroc

(2) LMGC, Université de Montpellier, France

(3) École Nationale de Tunis, Université AL MANAR, Tunis

RESUME

Les colonnes ballastées constituent une technique efficace d'amélioration du sol. L'augmentation du prix des terrains et l'existence de dépôts d'argile tendre dans de nombreuses régions du monde ont encouragé l'utilisation et le développement de cette technique durant les dernières décennies. On va se focaliser sur l'effet de la granulométrie du matériau de la colonne vis-à-vis l'efficacité du renforcement.

On choisit dans cette étude un même matériau avec deux granulométries différentes : des billes de verre inférieur à 50 µm et plus grossière de 0.7 – 1 mm.

Les résultats montrent l'effet de granulométrie de matériau d'apport sur les paramètres de mise ne place et d'efficacité du renforcement.

Mots clés : Granulométrie, colonnes ballastées, renforcement, sol compressible

ABSTRACT

Stone columns are an effective soil improvement technique. Rising land prices and the existence of soft clay deposits in many parts of the world have encouraged the use and development of this technique in recent decades. In this study, we will focus on the effect of the granulometry of the column material on the effectiveness of the reinforcement.

we chose the same material with two different grain sizes: glass beads smaller than 50 µm and coarser 0.7 - 1 mm.

The results show the effect of the granulometry of the reinforcement material on the parameters of placement and reinforcement efficiency.

Key words : Granulometry, stone columns, reinforcement, compressible soil

Etude expérimentale des plateformes granulaires renforcées par géosynthétiques sur sol peu porteur

N. Abou Chaz, L. Briançon, C. Silvani
GEOMAS, Université de Lyon, INSA-Lyon, France

A. Abdelouhab, A. Nancey
SOLMAX France SAS, Bezons, France

ABSTRACT : Pour étudier le rôle des géosynthétiques de renforcement dans les routes non revêtues, des plateformes non renforcées et renforcées par géotextile ont été construites dans un banc d'essai à grande échelle et testées sous des charges verticales cycliques et des charges de circulation. Deux géotextiles ont été placés à l'interface entre la plateforme granulaire et le sol de faible portance. Les résultats ont permis d'estimer l'efficacité des géotextiles et l'influence du mode de chargement.

1 INTRODUCTION

L'expansion urbaine et l'augmentation du trafic de marchandises qui en résulte ont fait que l'homme a construit sur des sols à faible portance. Au fil des années, l'homme a imaginé plusieurs solutions pour améliorer les caractéristiques de ce type de sol. L'utilisation de géosynthétique est considérée comme l'une des plus innovantes de ces dernières décennies tant d'un point de vue technique qu'économique. Le géosynthétique peut avoir une ou plusieurs fonction(s) selon les applications : le renforcement, la séparation, le drainage, la filtration... Dans les applications des routes non revêtues, le géosynthétique est recommandé dans le cas où le sol support a un CBR inférieur à 3% (FHWA, 2008).

Selon la littérature, la présence d'un géosynthétique peut : réduire l'orniérage (Hufenus et al., 2006 et Khoueiry, 2020), augmenter la capacité portante de la plateforme granulaire (Sun et al., 2015 ; Akond, 2012), réduire l'épaisseur de la couche de forme (Giroud and Han, 2004), augmenter la durée de vie de la structure (Palmeira and Antunes, 2010), et améliorer le compactage du matériau d'apport granulaire (Hufenus et al., 2006)... Ses contributions à l'amélioration du comportement de la structure routière dépendent de différents mécanismes développés dans ce type de structure : 1) la séparation entre la couche du sol mou et la couche de grave, 2) le confinement des agrégats, et 3) l'effet membrane du géosynthétique (renforcement). De nombreuses interrogations subsistent dans la littérature quant au taux de déformation du géosynthétique dans les mécanismes de confinement et de renforcement. La part de chaque mécanisme dans le renforcement global est encore mal perçue et dépend de nombreux paramètres dont notamment le type de géosynthétique utilisé et son niveau de déformation dans le sol. En effet, le confinement est le mécanisme dominant dans le cas où la déformation du géosynthétique est faible (inférieur à 1%), mais si des niveaux de déformation élevés sont anticipés, l'effet membrane devient dominant (ISO/TC 221/WG 6, 2019). Par ailleurs, Qian et al. (2013) ont considéré que le confinement fourni par l'imbrication géogrille-agrégats serait le mécanisme clé pour l'amélioration des performances, notamment pour les petites déformations permanentes et pour des couches granulaires épaisses (égale à 30 cm). En revanche, l'effet membrane (capacité de la nappe à supporter des efforts perpendiculaires à son plan grâce à une déformation en membrane) serait le mécanisme clé pour l'amélioration des performances lorsque la déformation permanente est supérieure à un tiers de l'épaisseur de la couche de base (Qian et al., 2013). Afin de surmonter ce problème et de clarifier les mécanismes mis en œuvre, plusieurs auteurs dans la littérature ont essayé de définir les

paramètres qui influent sur le comportement du renforcement par des essais expérimentaux en laboratoire et in situ. Les chargements appliqués aux plateformes testés étaient principalement des charges verticales à la plaque (cycliques ou statiques) ou bien des charges roulantes (simulateurs de circulation ou passages de camions). Parmi ces paramètres, on identifie l'épaisseur de la couche granulaire, la portance du sol support, le type de géosynthétique, le nombre de géosynthétique et leur position.

1.1 *Épaisseur de la couche granulaire (h) et portance du sol support (CBR)*

Hufenus et al. (2006) ont observé que, pour un sol support de $CBR \leq 3$, la présence d'un géosynthétique à l'interface entre le sol support et la couche granulaire sous une charge roulante a été efficace jusqu'à $h \leq 50$ cm. En revanche Sun et al. (2015) et Khoueiry (2020) ont conclu dans les conditions de leurs expérimentations que le géosynthétique placé à l'interface entre un sol support de $CBR=2$ et la couche granulaire d'épaisseur égale respectivement à 30 cm et 35 cm n'apporte pas d'efficacité supplémentaire sous un chargement cyclique. Pour de plus faible épaisseur, de l'ordre de 20 cm, Khoueiry (2020) et Palmeira and Antunes (2010) ont observé une efficacité du géosynthétique pour des CBR de la couche inférieure égale respectivement à 3 et 8,5.

1.2 *Type de géosynthétique*

Hufenus et al. (2006) ont conclu de leurs essais en vraie grandeur que chaque géosynthétique de renforcement devait avoir une bonne résistance à la traction à 2% de déformation axiale dans le sens de production longitudinale et le sens transversale.

Cuelho and Perkins (2009) et Cuelho et al. (2014) ont essayé de corréler certaines propriétés de géosynthétique par sa performance dans les applications de routes non revêtues. Notamment, ils ont montré que la résistance à la traction définies à 2% et 5% ($T_{2\%}$ et $T_{5\%}$) de déformation axiale dans le sens transversale du géosynthétique contrôlent le comportement de ce dernier sous un développement d'ornières relativement élevé sous des plateformes de faibles épaisseurs.

Qian et al. (2013) ont conclu que la géogrille qui possède les propriétés mécaniques les plus élevées a montré sa supériorité dans l'amélioration de performance de la plateforme granulaire par rapport aux autres plateformes granulaires (15, 20 et 30 cm) renforcées par des géogrilles de propriétés mécaniques inférieures ou non renforcées. Dans le même contexte, mais avec deux géogrilles ayant de grandes résistances à la traction, Khoueiry (2020) a montré que la géogrille avec $T_{2\%}=2500$ kN/m, placée à l'interface entre la plateforme granulaire ($h=22$ cm) et le sol support ($CBR=2$), était plus efficace pour réduire le tassement que la plateforme granulaire sous des sollicitations cycliques, par rapport à une géogrille avec $T_{2\%}=1000$ kN/m

1.3 *Nombre et positions des géosynthétiques*

Le géotextile est généralement placé à l'interface entre le sol support et la couche de base pour qu'il accomplisse son rôle de séparation en plus du rôle de renforcement. Hufenus et al. (2006), Cuelho and Perkins (2009), Palmeira and Antunes (2010), Qian et al. (2013), Cuelho et al. (2014) et Khoueiry, (2020) ont montré l'efficacité des géosynthétiques (géogrilles et géotextiles) placés à l'interface entre le sol support et la plateforme granulaire. Par ailleurs, Khoueiry (2020) a montré que la géogrille placée à mi-hauteur dans la plateforme granulaire, sur un sol compressible ($CBR=2$), était moins efficace que lorsqu'elle était placée entre les deux couches. Akond (2012) a noté que pour une plateforme granulaire de faible épaisseur ($h=20$ cm), placer le géosynthétique à l'interface est très efficace tandis que pour des couches de forme épaisses ($h \geq 45$ cm), l'emplacement optimal d'une géogrille est au tiers supérieur. Il a aussi montré que la configuration avec un géotextile entre les deux couches et une géogrille dans le tiers supérieur de la couche granulaire apportait une efficacité supérieure à la configuration avec un seul géosynthétique.

En conséquence, les diversités de facteurs et paramètres influençant les mécanismes impliqués et ses contributions relatives à l'amélioration de la plateforme expliquent le besoin de plus d'investigations sur ce sujet.

2 PROGRAMME ET OBJECTIF DE LA PRESENTE ETUDE

Un volet expérimental, constitué d'essais sur des plateformes non revêtues renforcées et non renforcées par géosynthétique, et un volet numérique pour mieux appréhender les mécanismes mis en jeu sont menés dans le cadre de cette thèse Cifre financée par l'entreprise SOLMAX. Les travaux expérimentaux ont été réalisés au sein du laboratoire GEOMAS (INSA de Lyon) et la partie numérique en collaboration avec le laboratoire 3SR de l'UGA. Les performances des renforcements ont été testées sous chargement vertical cyclique et sous l'action d'une charge roulante en faisant varier certains des paramètres cités précédemment comme les raideurs du géotextile et l'épaisseur de la couche granulaire. Une partie de cette étude est présentée dans cette publication et comprend des essais à la plaque sur des plateformes renforcées et non renforcées par géotextile soumis à de charges verticales cycliques et de circulation. Ces essais mettent en valeurs non seulement l'influence du géotextile sur la réduction de déformation permanente et de contrainte au toit du sol compressible par rapport aux plateformes non renforcées, mais encore l'effet de la raideur de géotextile sur ces réductions.

3 PRINCIPE DE L'ESSAI ET MOYENS EXPERIMENTAUX

L'essai consiste à appliquer un chargement vertical cyclique ou une sollicitation de circulation à une plateforme granulaire renforcée ou non par un géotextile sur un sol support de faible portance. Un banc expérimental de 2 m de long, 1,8 m de large et 1,1 m de haut a été utilisé pour installer une couche de sol compressible de 60 cm d'épaisseur recouverte par une couche granulaire de 30 cm d'épaisseur. Le chargement vertical cyclique est appliqué par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique sur une plaque de 32 cm de diamètre placée sur la surface de la couche granulaire (Figure 1).

Les cycles appliqués sont présentés à la Figure 1. La fréquence d'un cycle est de 0,77 Hz. La charge maximale a été choisie pour appliquer une pression équivalente à la pression de contact d'une roue (560 kPa).

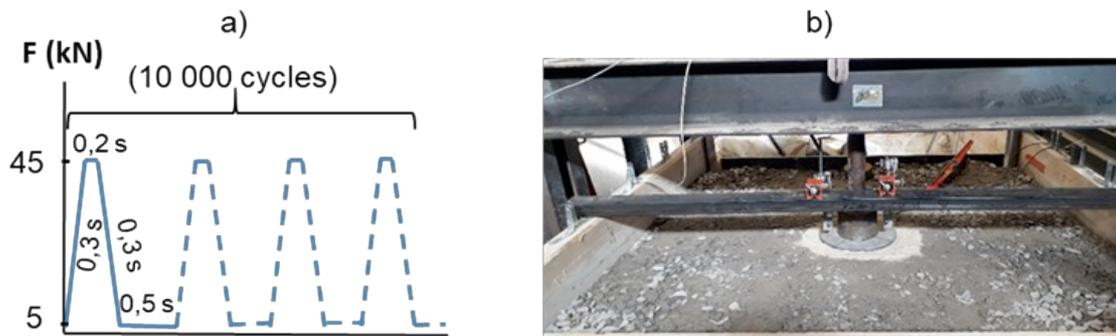


Figure 1. a) Cycles appliqués, b) Configuration de l'essai à la plaque.

La charge de circulation est appliquée grâce à un appareil développé dans le cadre de la thèse de Khouiery (2020). Cet appareil (Figure 2) simule une circulation unidirectionnelle, sous chargement normal de 40 kN ce qui correspond à la charge d'un demi-essieu (ESAL : Equivalent Single Axle Loads - AASHTO, 1993), avec une contrainte au contact roue-surface de 565 kPa. Il applique cette charge sur 2 m de long en dehors des zones tampons. La vitesse de circulation de la roue est fixée à 4 km/h.

La plateforme non revêtue est censée supporter 10 000 passages ESAL, avec un orniérage maximum de 75 mm selon la norme FHWA (2008). Par conséquent, 10000 cycles sont appliqués sur chaque plateforme testée.



Figure 2. Simulateur de circulation.

4 MATERIAUX

Le sol compressible artificiel est composé d'un mélange de 20% d'argile de type Kaolinite et de 80% de sable d'Hostun. Des essais de compactage standard « Proctor » ont été effectués pour obtenir la courbe de densité du sol compressible. La masse volumique sèche maximale était de $1,85 \text{ Mg/m}^3$, ce qui correspond à un taux d'humidité optimal de 10,5%. Une série d'essais CBR en laboratoire pour ce sol ont été effectués à différentes teneurs en eau. Le sol compressible a été compacté à une teneur en eau de 13,0 % pour atteindre une valeur de CBR égale à 1,0. L'indice CBR a été contrôlé par des essais de pénétration statique au cône après la mise en place du sol.

Une grave non traitée (GNT 0 / 31,5), mal graduée ($C_u=20$, $C_c=5$) a été utilisée pour constituer la plateforme granulaire. De la même manière que le sol compressible, des essais de compactage « Proctor » et des essais CBR ont été effectués pour la grave en laboratoire. Cette grave a été compactée à une teneur en eau 4% pour obtenir un IPI autour de 20%. Il est important de souligner que les indices IPI du sol granulaire ont été contrôlés à la fois par des essais des essais de pénétration dynamique au cône et par des essais au deflectomètre de Clegg après la mise en place du sol.

Les deux géotextiles tissés (GTX1 et GTX2) sont composés d'un assemblage de filaments en polypropylène. Les propriétés physiques et mécaniques de ces deux géotextiles sont présentés dans le tableau 1. Le GTX1 est quasi-isotrope en petites déformations car il possède des rigidités à des déformation axiales (2%, 3%) très proches dans les deux sens (sens de production et sens transversale). Au contraire le GTX2 est anisotrope, sa rigidité dans le sens transversal est plus importante que celle du sens production.

Table 1. Caractéristiques des géotextiles.

GTX	T _{2%} (kN/m)		T _{3%} (kN/m)		T _{5%} (kN/m)		T _{ULT} (kN/m)		e (mm)
	SP	ST	SP	ST	SP	ST	SP	ST	
1	23,9	26,3	37,3	37,7	61,2	56,3	82,3	65,1	0,08
2	8,7	27,8	13,0	43,8	23,7	72,5	85,8	107,1	1,7

*SP : sens production, ST : sens transversal.

5 INSTRUMENTATION

Le système d'instrumentation, illustré dans la Figure 3, est constitué de capteurs de pression totale (EPC), des capteurs de tassement (S) et des capteurs de déplacement à visée laser. Les capteurs de pression totale ont été placés au toit du sol de faible portance pour mesurer la répartition des contraintes. La capacité maximale de ces cellules de pression était de 500 kPa, ce qui est supérieure à la contrainte verticale maximale prévue à l'interface entre la plateforme granulaire et le sol compressible. Chaque capteur de tassement est disposé sur un capteur de pression totale. Des capteurs de déplacement à visée laser sont placés au-dessus d'une plaque circulaire pour mesurer son enfoncement au cours de l'essai ou sur la roue pour mesurer l'ornièrage.

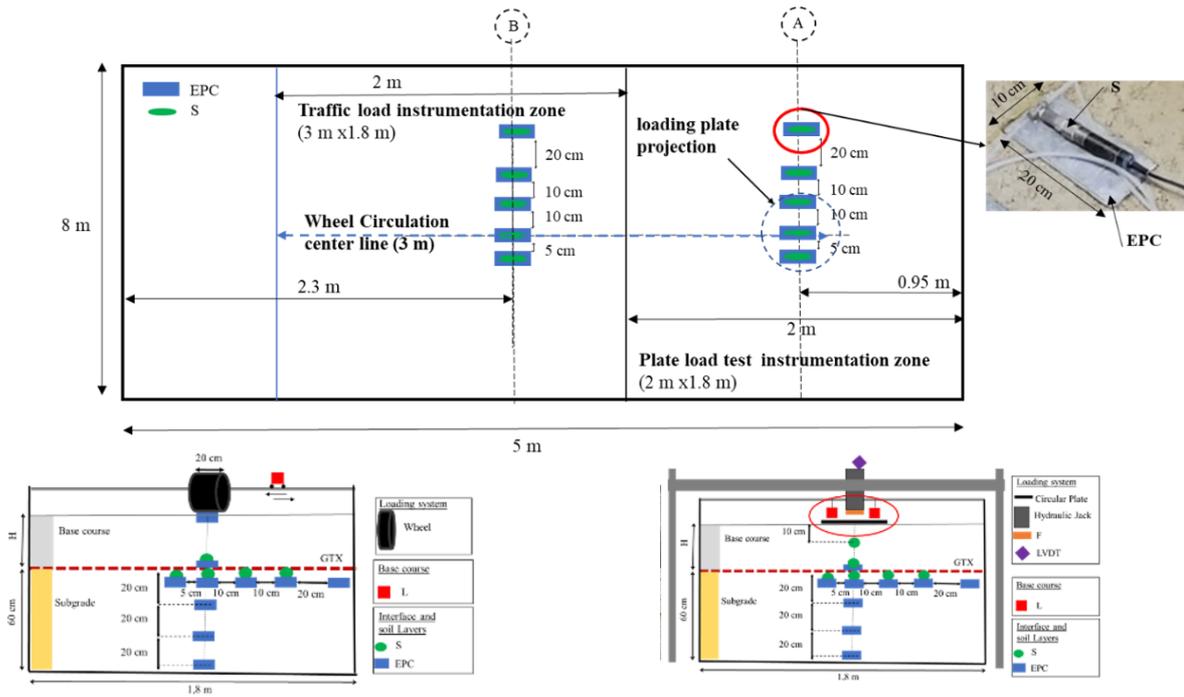


Figure 3. Instrumentation.

6 MISE EN PLACE DES MATERIAUX

Plusieurs protocoles d'installation et de compactage du sol de faible portance ont été nécessaires pour définir la méthode répétable permettant d'obtenir une couche de sol compressible avec un indice CBR de 1. La plateforme granulaire a été mise en place en 3 couches à une teneur en eau de 4%, compactées à l'aide d'une plaque vibrante.

L'indice CBR du sol de faible portance a été contrôlé par des essais de pénétration statique au cône avant la mise en place de la couche granulaire et après son démontage parce que le compactage de la couche granulaire a provoqué une augmentation du CBR de la couche superficielle du sol de faible portance. Par ailleurs, des essais de pénétration dynamique au cône ont été effectués dans la plateforme granulaire et le sol de faible portance après compactage. La Figure 4 présente les profils IPI pour 5 essais estimés à partir du pénétromètre dynamique. Elle montre une plage de IPI entre 4% et 15% dans la couche granulaire et de CBR autour de 1 dans le sol support. En complément, des essais au compactomètre de Clegg ont été effectués pour vérifier le CBR de la plateforme granulaire et ont confirmé les mesures déduites du pénétromètre dynamique.

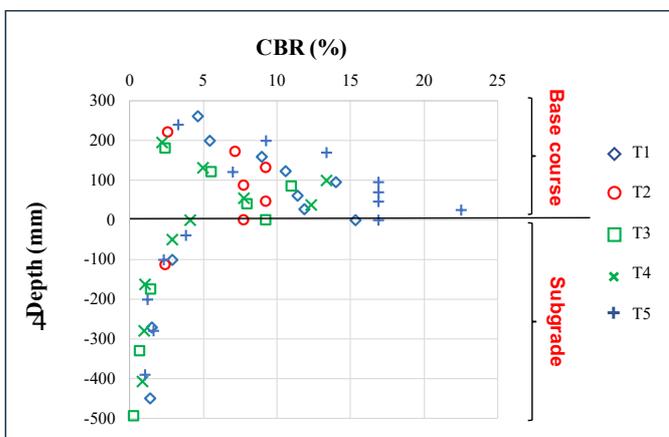


Figure 4. Contrôle de la portance.

7 PROGRAMME EXPERIMENTAL

Dix essais ont été réalisés permettant de comparer l'influence de l'épaisseur de la plateforme, l'influence de la présence d'une nappe géosynthétique à la base de la plateforme, l'influence du mode d'application de la sollicitation sur les tassements et la répartition des contraintes (Table 2).

Table 2. Programme expérimental.

Essai	GTX	H (mm)*	Chargement
T1	1	300	Cyclique
T2	-	300	Cyclique
T3	2	300	Cyclique
T4	2	300	Cyclique
T5	1	300	Cyclique
T6	1	500	Cyclique
T7	-	500	Cyclique
T'5	1	300	Circulation
T'6	1	500	Circulation
T'7	-	500	Circulation

*H : épaisseur de la plateforme

8 RESULTATS ET DISCUSSION.

8.1 Répétabilité

Après avoir vérifié la bonne homogénéité du sol mis en place, il est essentiel de vérifier la bonne répétabilité des essais. C'est avec cet objectif que les essais de chargement cyclique avec une plateforme de 300 mm renforcés avec les géotextiles ont été répétés. Les résultats en termes de tassements mesurés au niveau de la plaque (Figure 5) mettent en évidence une très bonne répétabilité des essais validant le protocole expérimental. Ces essais montrent aussi que le tassement se stabilise après 1000 cycles et que le géotextile isotrope (GTX1) amène aux tassements les plus faibles.

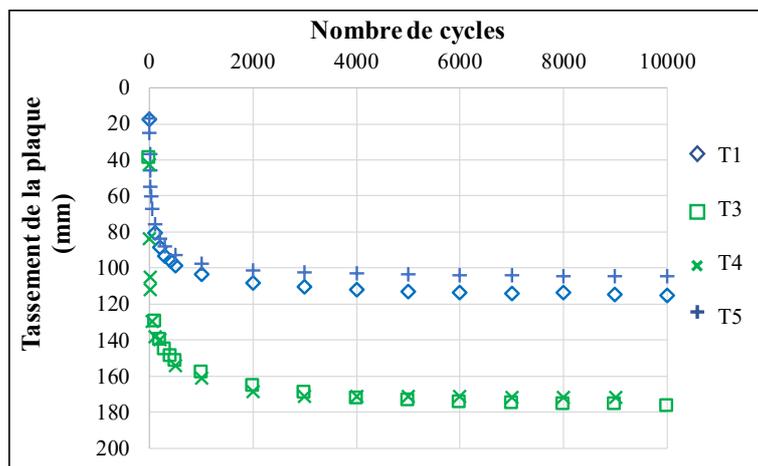


Figure 5. Répétabilité des essais.

8.2 Efficacité du renforcement géosynthétique

Pour les essais avec une plateforme de 300 mm d'épaisseur (Figure 6a), bien que l'essai T2 ait été stoppé à 1000 cycles à cause d'un tassement excessif de la plateforme amenant le vérin à sa fin de course, l'essai T4, renforcé par le GTX 1, a réduit de 51% le tassement à la surface de la

plateforme granulaire par rapport au cas non renforcé à 1000 cycles et l'essai T5 renforcé avec le GTX 2 a réduit un peu moins ce tassement, seulement 24% à 1000 cycles par rapport au cas non renforcé. On observe une meilleure réduction du tassement avec le GTX1. Cette efficacité du GTX n'est pas démontrée pour une épaisseur de plateforme de 500 mm (Figure 6b) où on observe le même tassement avec et sans renforcement.

Ces essais montrent que, pour les conditions de sol testées, le géosynthétique n'apporte pas d'efficacité supplémentaire à une plateforme épaisse alors que son apport est très intéressant pour une plateforme peu épaisse. On observe aussi que le géosynthétique rend une plateforme peu épaisse aussi efficace qu'une plateforme épaisse non renforcée.

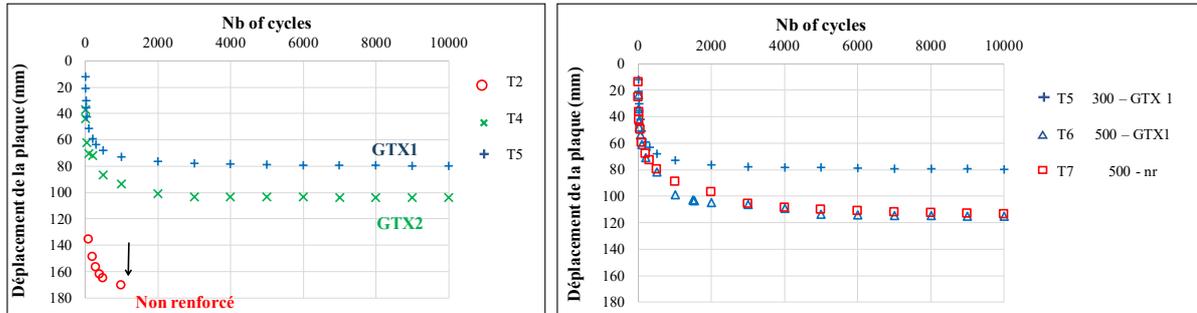


Figure 6. Efficacité des géosynthétiques.

8.3 Influence de la nature du chargement

En comparant les mêmes configurations (plateformes renforcées de 300 mm et 500 mm d'épaisseur) sollicitées par une charge cyclique verticale ou une charge de circulation, on observe que la sollicitation de circulation est beaucoup plus critique et génère une plus grande déformation de la plateforme granulaire. Cette observation a toute son importance puisque de nombreuses publications scientifiques évaluent l'efficacité des nappes géosynthétique en renforcement de plateformes granulaire sur sol peu porteur par des essais de chargement vertical cyclique alors qu'il conviendrait de tester ces plateformes sous des sollicitations de circulation pour simuler les mécanismes réels développés dans ces plateformes.

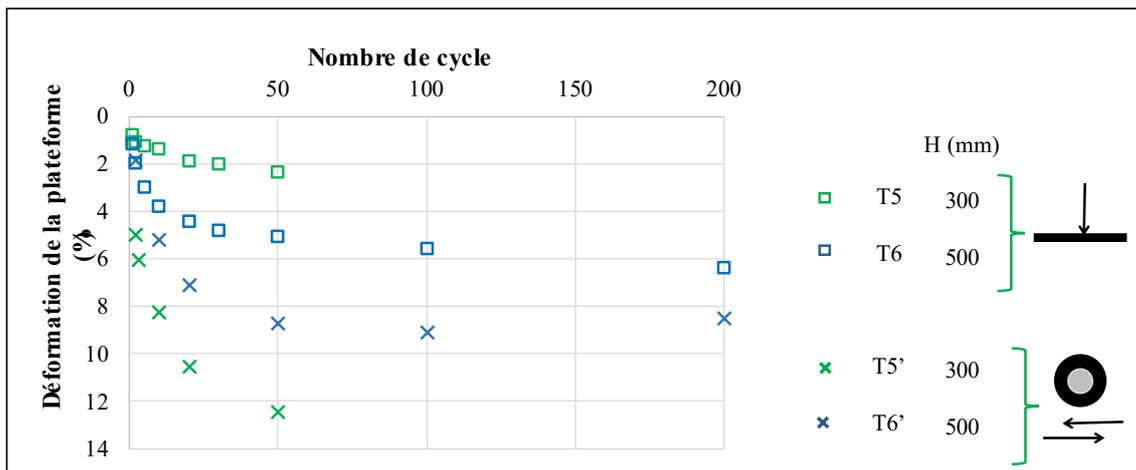


Figure 7. Influence de la nature du chargement.

9 CONCLUSIONS

Cet article présente une étude expérimentale de plateformes renforcées ou non par géotextile sur un sol de faible portance sous chargement cyclique et sous sollicitations de circulation. Le protocole de mise en place permet d'obtenir deux couches de sol homogènes avec des

caractéristiques de portance visées et reproductibles. Les résultats du tassement mesurés en surface de la couche granulaire et au toit du sol compressible ont montré l'efficacité du renforcement à réduire les tassements par rapport à l'essai non renforcé pour des plateformes peu épaisses. Le géotextile isotrope (GTX 1) a montré une meilleure efficacité que celle apportée par le géotextile anisotrope (GTX 2). Ces essais ont aussi montré qu'il convient de solliciter la plateforme par des cycles de circulation pour reproduire fidèlement les sollicitations qu'elle subira en place. Cette étude expérimentale a été complétée par une étude numérique par modélisation par éléments discrets et qui a fait l'objet d'autres publications (Abou Chaz, 2024).

10 REFERENCES

- AASHTO (1993). AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, pp. II-69.
- Abou Chaz N. (2024). Experimental and numerical studies of granular platforms reinforced by geosynthetics laid over soft subgrade soil. Thesis UGA, France.
- Akond I. (2012). Laboratory evaluation of geosynthetics to stabilize/reinforce the subgrade/base in unpaved roads. Thesis.
- Cuelho E., and Perkins S. (2009). Field investigation of geosynthetics used for subgrade stabilization (No. FHWA/MT-09-003/8193). Montana Dept. of transportation. Research programs.
- Cuelho E., Perkins S., Morris Z., (2014). Relative operational performance of geosynthetics used as subgrade stabilization. Report No. FHWA/MT-14-002/7712-251.
- FHWA, Federal Highway Administration (2008). "Geosynthetic design and construction guidelines reference manual." FHWA NHI-07-092, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Hufenus R., Rueegger R., Banjac R., Mayorc P., Springman S.M., Bronnimann R. (2006). Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. *Geotextiles and Geomembranes* 24 (2006), pp. 21-37.
- ISO TC221 WG6 N337 PG5 TR 18228-5 - 18 Dec 2019.
- Khoueiry N. (2020). Study of granular platforms behaviour over soft subgrade reinforced by geosynthetics: experimental and numerical approaches. Thesis INSA Lyon, France.
- Palmeira E.M., Antunes L. G.S. (2010). Large scale tests on geosynthetic reinforced unpaved roads subjected to surface maintenance. *Geotextiles and Geomembranes* 28 (2010) 547e558.
- Qian Y., Han J., Pokharel S.K., Parsons R.L. (2013). Performance of Triangular Aperture Geogrid-Reinforced Base Courses over Weak Subgrade under Cyclic Loading. *J. Mater. Civ. Eng.* 2013.25:1013-1021.

LES INCLUSIONS RIGIDES VERTICALES EN BETON DE TYPE CMC POUR LA STABILISATION DE VERSANTS

CMC RIGID VERTICAL CONCRETE INCLUSIONS FOR STABILIZING SLOPES

Abdallah ZIANE 1, Stéphane BRÛLE 1
1 MENARD, Orsay, France

RÉSUMÉ – Les inclusions rigides verticales en béton ont connu un fort développement en renforcement de sol pour les ouvrages avec fondations superficielles, depuis 20 années.

Pour des applications en stabilisation de talus de remblais ou versants naturels instables, elles sont moins utilisées, alors que l'un des avantages de la technique est la possibilité d'en réaliser une quantité significative par jour de travail sur chantier.

Après un historique de la technique, cet article examine les atouts des inclusions rigides verticales pour une application de stabilité de versant.

Mots-clés : Inclusions rigides, CMC, Talus, Glissement, renforcement de sol.

1 ligne blanche (11)

ABSTRACT – Vertical rigid concrete inclusions have been used extensively in ground reinforcement for structures with shallow foundations for the past 20 years.

They are less widely used for stabilizing embankment slopes or unstable natural slopes, despite the fact that one of the advantages of the technique is that a significant quantity can be produced per working day on site.

After a brief history of the technique, this article examines the advantages of vertical rigid inclusions for slope stability applications.

Keywords : Rigid inclusions, CMC, slopes, landslides, ground reinforcement.

1. Introduction

Sous sollicitations sismiques, les fondations doivent satisfaire aux critères de stabilité aux états limites ultimes (ELU). Conformément aux critères de calcul à l'ELU, les semelles doivent être vérifiées afin d'éviter la rupture par glissement et la rupture par perte de capacité portante. Concernant la rupture par glissement, ce type de mécanisme doit être « empêché » par la force de frottement et par la pression latérale des terres (EC8 – 5 §5.4.1.1(2P)).

Dans cet article, nous n'examinons que les cas des radiers posés sur le sol ou sur un matelas, ce qui signifie que nous n'aurons pas de pression latérale (Figure 1a). Nous traitons aussi le cas des radiers sur renforcement de sol par colonnes bi-modules (Figure 1b). Pour ce dernier cas, il s'agit de définir un frottement équivalent φ_{eq} pour un matériau composite constitué de sol et de têtes ballastées. C'est l'effort global V_{Ed} sous radier qui sera utilisé. Une expression de l'effort tranchant F_b est donnée dans l'EC8 – 1 §4.3.3.2.2.

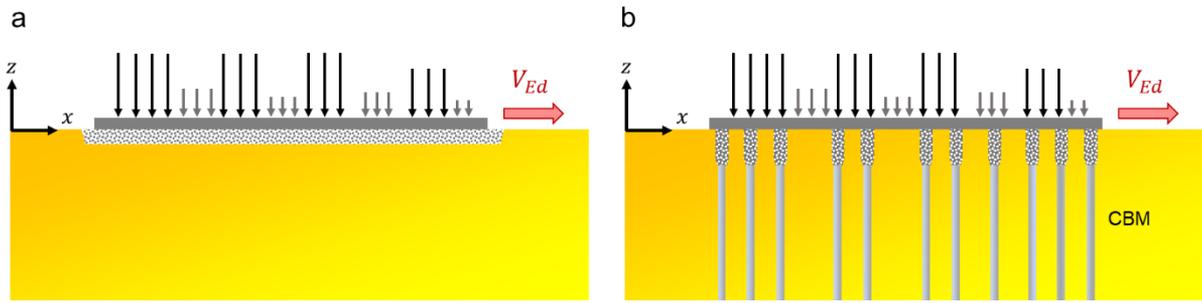


Figure 1. Principe du radier posé sur couche de forme (a) ou sur un renforcement de sol par colonnes bi-modules (CBM) (b). L'effort sismique global horizontal de calcul est noté V_{Ed} .

La révision en cours de l'Eurocode 8 est en passe d'autoriser le glissement des fondations sous certaines conditions (Correia, 2022). Nous examinons ici les possibilités offertes par la méthode de Newmark (Newmark, 1957). Elle est définie historiquement pour des glissements de terrain mais étendue au murs poids de soutènement (Richards et Elms, 1979) et ensuite aux fondations superficielles de type radier (Brûlé et Cuira, 2018).

L'article rappelle le principe actuel de vérification de la stabilité ELU à l'effort horizontal (§2), puis présente la formulation pressentie dans la révision de l'EC8. Dans l'idée de déplacement par glissement sur sol renforcé, on présente en §3 le cas des colonnes bi-modules (CBM). Le paragraphe §4 est dédié à la définition d'un frottement équivalent par la méthode de Priebe en fonction du taux de substitution et le paragraphe §5 revisite la méthode de Newmark. Une application numérique est proposée en §6 avec une discussion sur la pertinence de la méthode.

2. Vérification de la stabilité du radier à l'effort horizontal

2.1. Selon l'Eurocode 8 en vigueur

Dans le cadre de la vérification des modes de rupture GEO aux états limites ultimes, l'effort tranchant horizontal de calcul V_{Ed} sur la fondation doit satisfaire l'inégalité décrite en (1) pour une arase inférieure de la fondation. On note F_{Rd} la force de frottement de calcul pour une fondation située au-dessus de la nappe, N_{Ed} , l'effort vertical de calcul, φ , l'angle de frottement entre la fondation et le sol et γ_M le coefficient partiel sur le matériau, pris égal à 1.25 (2). L'angle de frottement φ est assimilé à l'angle de frottement interne critique du sol à la base de la semelle (EN 1997-1 §6.5.3). E_{pd} est la résistance sur la face latérale de la semelle due à la butée des terres (EN 1998-5 §5.4.1.1). En l'absence d'encastrement pour les cas étudiés ici, $E_{pd} = 0$.

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd} \quad (1)$$

$$F_{Rd} = N_{Ed} \tan \varphi / \gamma_M \quad (2)$$

2.2. Selon l'Eurocode 8 en cours de révision

Pour les mécanismes de résistance au glissement, on mobiliserait la résistance au cisaillement par frottement à la base de la fondation, notée $V_{Rd,1}$, ainsi que le frottement sur les côtés latéraux de la fondation ($V_{Rd,2}$ et $V_{Rd,3}$). Pour tenir compte d'une approche de calcul en déplacement (ou non-linéaire), il sera introduit un coefficient χ_H qui va venir minorer l'action sismique en fonction du déplacement acceptable de la fondation, en relation avec le type de structure et le sol (Pecker, 2022).

Le coefficient χ_H pourrait aller de 1 (pas de glissement) à 1.75 selon le déplacement permanent induit par le glissement sous action sismique (Correia, 2022). On évoque un

ordre de grandeur de déplacement permanent de quelques centimètres au maximum (1.5 à 10 cm). On note que l'enjeu est important dans le dimensionnement pour certains ouvrages comme les radiers, les ouvrages poids, etc. Cela offre un avantage aux structures découplées des infrastructures. En cela, les procédés d'amélioration des sols (par densification au compactage dynamique, par vibro-compactage, etc.) ou de renforcement de sol (colonnes ballastées, CBM, etc.) offrent des possibilités décisives car ne s'opposant pas au déplacement de la superstructure reposant au sol.

3. Principe des colonnes Bi-Modules

Inventé au milieu des années 2000, le procédé Colonnes Bi-Modules, est une méthode de renforcement de sol qui associe une partie inférieure verticale en inclusion rigide en mortier ou béton de moins de 500 mm de diamètre (Colonne à Module Contrôlé ou CMC) surmontée d'une partie supérieure en matériaux granulaire de type Colonnes Ballastées (CB), de diamètre compris entre 600 à 800 mm, voire plus, mis en œuvre par voie sèche (Brûlé et al., 2012 ; Burtin et al., 2019).

Au contact entre ces deux parties, il y a une interface de transition correspondant au recouvrement et/ou mélange du mortier de l'inclusion et du ballast de la colonne ballastée (Figure 2).

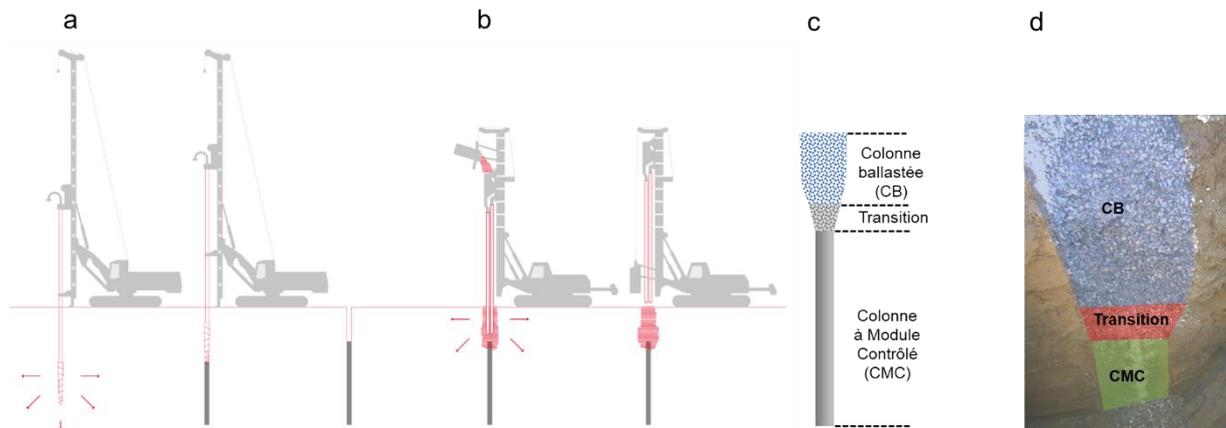


Figure 2. Principe de réalisation de colonnes bi-modules (CBM). (a) Forage et réalisation de la partie en béton ou mortier (CMC). (b) Réalisation de la tête en ballast (CB). (c) Schéma de la CBM avec ses différents constituants. (d) Essai de dégarnissage montrant les différents étages de la CBM.

4. Détermination d'un coefficient de frottement effectif équivalent selon le taux de substitution α

Pour le cas d'un chargement surfacique apportant une contrainte σ_T , l'angle de frottement φ entre la semelle et le sol renforcé par les inclusions verticales est assimilé à un angle de frottement effectif équivalent φ'_{eq} du sol renforcé par ces mêmes éléments. On retient le modèle d'homogénéisation de Priebe (Priebe, 1978 ; Mitchell, 1981). Le principe est de décrire une maille régulière carrée de colonnes ballastées (CB) dans un sol homogène (Figure 3).

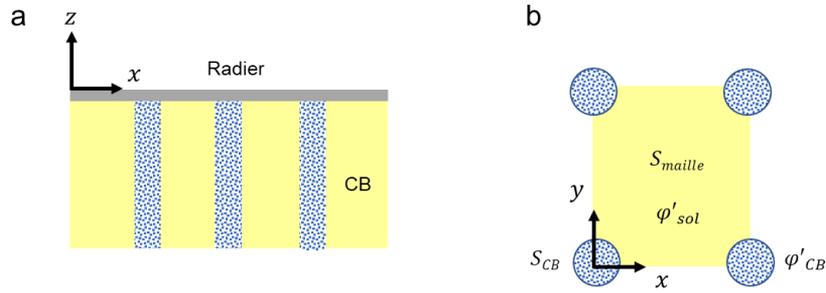


Figure 3. (a) Principe d'un maillage régulier de colonnes ballastées (CB) sous radier. (b) Définition d'une maille carrée avec la surface de la maille (S_{maille}) et celle de la colonne ballastée (S_{CB}). On note φ'_{sol} et φ'_{CB} les angles de frottement interne du sol et de la CB respectivement.

C'est le frottement effectif équivalent φ'_{eq} qui nous intéresse ici (3) et (5). Le taux de substitution dans la maille est noté α (4). Le paramètre m appelé facteur d'homogénéisation est défini en (8). Les contraintes verticales effectives passant dans les colonnes et le sol sont respectivement σ'_{CB} et σ'_{sol} . La contrainte σ'_{CB} passant dans la CB (Berthelot et al., 2005) est proposée pour un sol homogène élastique pour une contrainte verticale moyenne apportée par l'ouvrage σ_T en (7). Le coefficient de Poisson pour le sol et la colonne est respectivement ν_{sol} et ν_{CB} . Le module élastique de la colonne est E_{CB} et celui du sol E_{sol} .

$$\tan \varphi'_{eq} = m \cdot \tan \varphi'_{CB} + (1 - m) \cdot \tan \varphi'_{sol} \quad (3)$$

$$\alpha = S_{CB}/S_{maille} \quad (4)$$

$$\tan \varphi'_{eq} = \alpha \frac{\sigma'_{CB}}{\sigma'_{eq}} \cdot \tan \varphi'_{CB} + (1 - \alpha) \frac{\sigma'_{sol}}{\sigma'_{eq}} \cdot \tan \varphi'_{sol} \quad (5)$$

$$\sigma'_{eq} = \alpha \sigma'_{CB} + (1 - \alpha) \sigma'_{sol} \quad (6)$$

$$\sigma'_{CB} = E_{CB} \sigma_T / \left[\alpha E_{CB} + \frac{(1-\alpha)(1-\nu_{sol})E_{sol}}{1-\nu_{sol}-2\nu_{sol}^2} \right] \quad (7)$$

$$m = \frac{\alpha \sigma'_{CB}}{\alpha \sigma'_{CB} + (1-\alpha) \sigma'_{sol}} \quad (8)$$

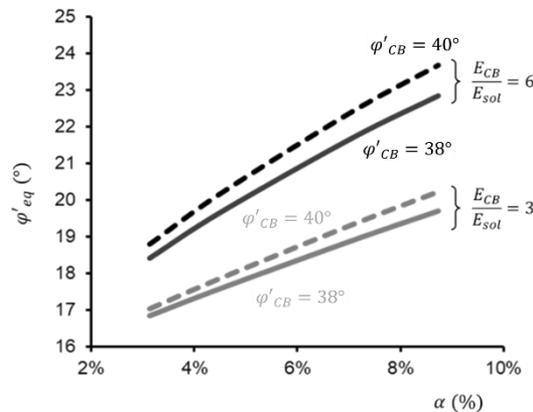


Figure 4. Variation de φ'_{eq} en fonction du taux de substitution α pour deux configurations de contraste de module $E_{CB}/E_{sol} = 3$ et 6 ainsi que deux valeurs d'angle de frottement du ballast φ'_{CB} (38° et 40°). L'angle de frottement du sol φ'_{sol} est fixé à 15° .

La Figure 4 montre une évolution progressive mais notable du frottement équivalent avec la méthode d'homogénéisation de Priebe. L'angle de frottement du sol φ_{sol} est fixé à 15°

dans cet exemple. Au-delà de 8% les taux de substitution sont inhabituellement élevés. Inversement la maille minimale de $3 \times 3 m$ avec des colonnes de $0.6 m$ de diamètre représente un α d'environ 3%. Sur la Figure 4, on note aussi une amélioration de φ'_{eq} pour un angle de frottement φ_{CB} passant de 38 (matériau roulé) à 40° (matériau concassé).

5. Estimation des déplacements résiduels

Pour un radier, une approche visant à quantifier les déplacements irréversibles post-séisme peut être menée à l'aide d'un modèle simplifié de type «bloc rigide» également appelé «modèle de Newmark» (Newmark, 1965). On ne considère ici qu'une direction, selon x .

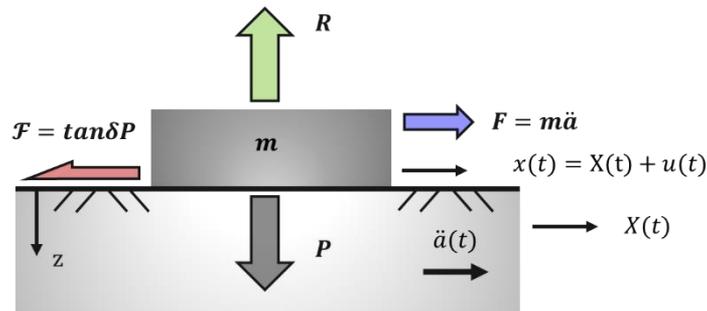


Figure 5. Équilibre d'un solide rigide de masse m reposant sur un support subissant une accélération sismique \ddot{a} . F est la force d'origine inertielle, \mathcal{F} est la force de résistance en friction de la base du bloc sur le support. P est le poids et R la réaction verticale. Le déplacement du support est noté X , le déplacement relatif du bloc est appelée u . Le déplacement total est $x = X + u$.

Le solide ne se mettra en mouvement que si la force d'inertie F est supérieure à la force de friction \mathcal{F} . Ce qui correspond à une accélération déstabilisatrice \ddot{a}_{dsb} définie en (9). On l'appellera \ddot{a}_{dsb} dans la suite de l'article.

$$\ddot{a}_{dsb} = \tan\delta \cdot g \quad (9)$$

Pour des structures très rigides (période propre nulle), l'analyse peut être menée sur la base de l'accélérogramme $\ddot{a}(t)$ en champ libre. Un modèle assez élémentaire consiste à cumuler le glissement relatif d'un bloc rigide reposant sur un support rigide mis en mouvement par le séisme. La méthode a été élaborée à l'origine pour les glissements de sol sur une surface de discontinuité puis a été étendue à des murs de soutènement de type « poids » (Figure 6). Pour ces deux cas de figure, le déplacement du solide ne peut s'envisager que dans un sens de déplacement. L'accélération en sens inverse ne pouvant permettre la remontée sur le plan ni de fournir une poussée suffisante sur les terres soutenues. Le glissement s'initie pour $\ddot{a}(t_1) \geq \ddot{a}_{dsb}$ et s'arrête pour $v_r(t_2) = 0$.

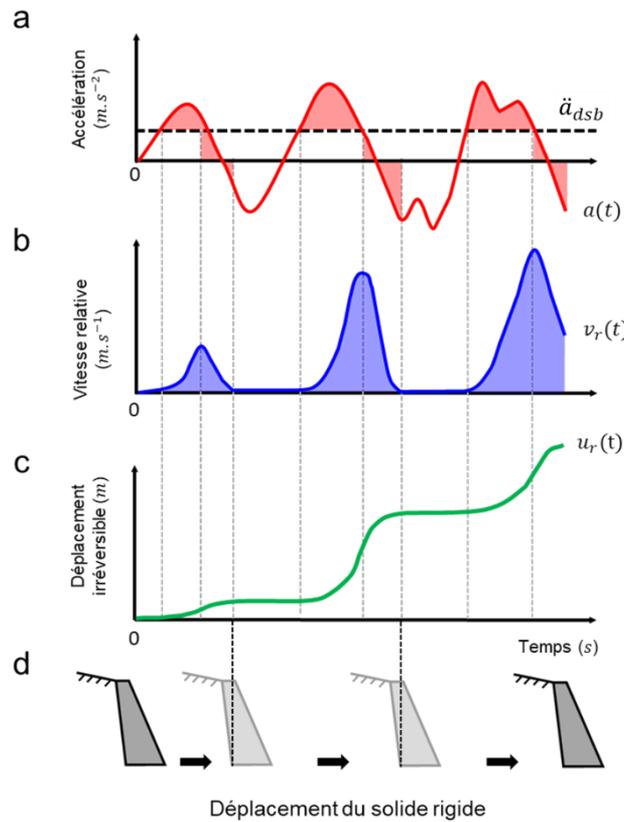


Figure 6. Principe de Newmark appliqué à un mur de soutènement poids (d'après Elms et Richard (1979)).

La Figure 6 montre qu'il est nécessaire d'atteindre un seuil d'accélération \ddot{a}_{dsb} pour que le solide rigide puisse avoir une vitesse et un déplacement. On note que dans la description physique du phénomène, quand l'accélération descend sous le seuil \ddot{a}_{dsb} , le solide continue de glisser sur le support avec une vitesse relative v_r . La force de frottement fait décroître la vitesse jusqu'à l'annuler. La particularité de la méthode réside dans l'existence tacite d'une durée de glissement postérieure à t_1 , jusqu'à immobilisation, avant de solliciter encore le solide qui bénéficiera à nouveau d'un temps suffisant pour terminer sa course. Cela sous-entend que la période moyenne entre deux dépassements du seuil \ddot{a}_{dsb} est suffisamment grande. Cependant, pour les séismes réels, le changement de signe de l'accélération a du sol peut être très rapide. Pour des dépassements très rapprochés, voire quasi immédiats des valeurs seuils (valeurs positive passant rapidement en valeur négative et vis-versa), l'application stricte de la méthode ne peut suffire. Il faut pouvoir tenir compte de l'évolution de la vitesse du solide qui est « contrariée » par les changements brusques de signe de l'accélération du solide. Nous appelons cette méthode, la « méthode directe » dans le §6.3. Quand à la méthode de Newmark, appliquée selon deux sens de déplacement, elle est appelée « méthode de Newmark adaptée ».

6. Application numérique et discussion

6.1. Choix d'un accélérogramme et de valeurs de frottement interne

L'accélérogramme retenu est présenté en Figure 7. Il présente une accélération maximale \ddot{a}_{max} (ou peak ground acceleration, PGA) de 4.42 m.s^{-2} . La zone d'intérêt pour le calcul de déplacement u_r se situe dans l'intervalle $[0, 10\text{s}]$. Le frottement interne effectif du sol initial φ'_{sol} avant renforcement par tête ballastée est de 10° . Après un renforcement en maille de $2.5 \times 2.5 \text{ m}$ sous radier avec du ballast roulé de 38° , le frottement effectif équivalent φ'_{eq} prend la valeur de 13.2° (§4). La Figure 7 représente sous forme de ligne horizontale les

accélérations déstabilisatrices $\pm \ddot{a}_{dsb}$ déduites des valeurs de frottement (§5). Le signal choisi est relativement symétrique verticalement sur une durée de 10 s. La somme de l'accélération sur cet intervalle est de -0.054 m.s^{-2} . L'accélérogramme choisi a même cette particularité d'être « deux » fois symétriques, selon l'axe horizontal et selon l'axe vertical passant vers $t \sim 4 \text{ s}$. Cette particularité influence le résultat.

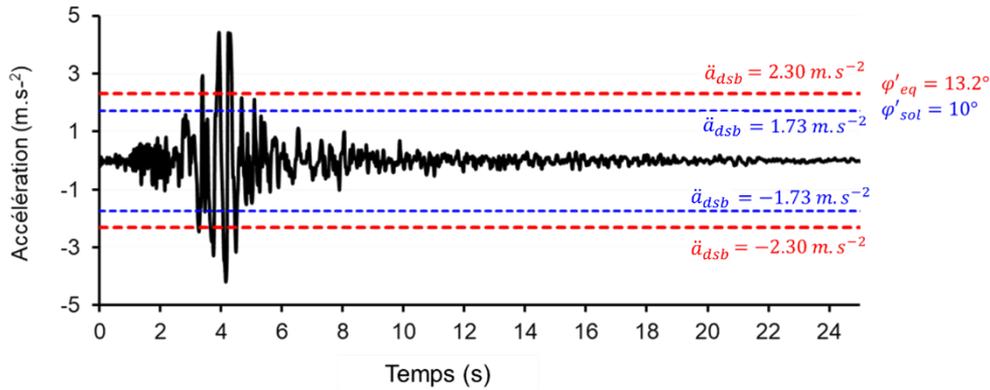


Figure 7. Accélérogramme (direction x) retenu pour l'analyse ($\ddot{a}_{max} = 4.42 \text{ m.s}^{-2}$). Les valeurs de \ddot{a}_{dsb} sont $\pm 1.73 \text{ m.s}^{-2}$ et $\pm 2.30 \text{ m.s}^{-2}$ pour des angles de frottement effectif équivalent ϕ'_{eq} de 10 et 13.2° respectivement.

6.2. Choix d'une méthode de calcul du déplacement irréversible sous séisme

Le calcul est d'abord mené en considérant un ensemble de fonctions « échelon » (voir Brûlé et Cuira, 2018). L'approche traduit la méthode simplifiée de Newmark (1965), mais appliquée à un radier. La mise en œuvre de ce modèle dans le cas d'un accélérogramme pouvant être décomposé en « n » échelons d'accélération $a_{max,i}$ et se développant chacun sur une durée Δt_i , conduit au déplacement irréversible suivant (10) :

$$\Delta u_r = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta t_i^2}{2} \ddot{a}_{max,i} \left[\frac{\max(\ddot{a}_{max,i}, \ddot{a}_{dsb})}{\ddot{a}_{dsb}} - 1 \right] \quad (10)$$

À la différence du mur poids, il faut ici comptabiliser les déplacements dans les deux sens selon la direction x . Comme le rappelle Newmark dans son article, « le résultat donné [...] surestime généralement le déplacement relatif pour un séisme car il ne tient pas compte des impulsions dans des sens opposés » (*i.e.* selon une direction donnée). Il précise que « Cependant, il devrait donner un ordre de grandeur raisonnable du déplacement relatif ». Un calcul direct non linéaire a ensuite été entrepris sans passer par les fonctions de type « échelon ». La Figure 8 montre les déplacements irréversibles pour deux valeurs de frottement ($\phi'_{sol} = 10^\circ$ et $\phi'_{eq} = 13.2^\circ$) présentées en §6.1. Le calcul est mené pour un coefficient de sécurité $F = 1$.

6.3. Résultats et discussion

On observe en Figure 8 que le déplacement irréversible u_r est de l'ordre du centimètre pour le séisme choisi et pour les valeurs de frottement retenues. La valeur résiduelle est un peu plus faible après renforcement. Les amplitudes de u_r pendant le séisme sont plus importantes avant renforcement. Le choix d'un séisme avec une durée d'intensité forte sur 10 s et ainsi la position du seuil \ddot{a}_{dsb} impacte notablement l'écrtage de quelques valeurs pics influençant la valeur du déplacement résiduel.

La méthode de Newmark adaptée, qui tient compte de déplacements négatifs et positifs, est sensible à la période dominante du séisme considéré, faisant changer le signe de l'accélération.

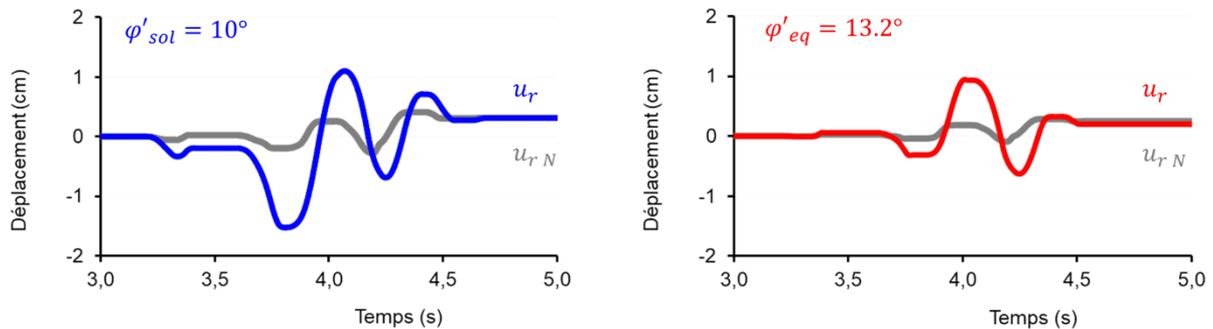


Figure 8. Déplacement irréversible u_r par la méthode de Newmark adaptée (u_{rN}) et par la méthode directe (u_r). Calcul pour $\varphi'_{sol} = 10^\circ$ (à gauche) et $\varphi'_{eq} = 13.2^\circ$ (à droite). Le coefficient de sécurité est égal à l'unité ($F = 1$).

7. Conclusions

L'évolution des codes parasismiques de type Eurocode 8 future génération, va encourager le calcul en déplacement à la base des fondations, notamment parce qu'il est possible de considérer une diminution des efforts sismiques appliqués à la structure.

Ici nous avons examiné le cas d'un radier modélisé comme un solide rigide et soumis à un déplacement imposé sur sol support par un séisme choisi. En choisissant la méthode simplifiée de Newmark appliquée à une fondation (méthode de Newmark adaptée) et une méthode directe, le déplacement résiduel est d'amplitude centimétrique mais le « trajet » u_c parcouru par le solide, c'est-à-dire le déplacement cumulé est plus grand. Se pose la question de savoir, pour l'interaction avec la structure, si le pic de déplacement de $u_r(t)$ sur la période d'observation est à considérer ou bien le déplacement résiduel final (approche pseudo-statique). Le résultat de la méthode de Newmark adaptée est très sensible, voire inadaptée, aux séismes de plus courte période dominante, avec changement rapide de signe de l'accélération.

Le renforcement de sol par les colonnes bi-module, avec leur partie sommitale en ballast, offre la possibilité d'augmenter la valeur du frottement effectif équivalent du sol support si le radier est posé directement dessus. Pour un séisme de durée courte, comme celui retenu ici, les résultats de calcul de déplacement résiduel u_r peuvent varier dans une amplitude contre-intuitive surtout pour des accélérogrammes « symétriques » par rapport à l'axe des temps. Cela peut s'expliquer ici par le faible nombre de fonctions échelons retenues dans la méthode de Newmark. L'éviction de l'une d'elle impacte le résultat par augmentation ou abaissement du seuil \ddot{a}_{dsb} en fonction de l'angle de frottement φ' .

8. Références bibliographiques

- Berthelot P., Besson C., Boucherie M., ...Touquet M. (2005). Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement. Revue Française de Géotechnique n°111, 2nd trimestre, pp. 3-16.
- Brûlé S., Giraud P., Erbeja G., Javelaud E. (2012). Réglementation sismique et renforcement de sol : utilisation des colonnes bi-modules profondes dans le Bassin Grenoblois. Exemple du projet Immobilier du Pré Mayen à Montbonnot. Revue mensuelle Travaux. N°889 p 66 à 70. Juin 2012.
- Brûlé S., Caira F. (2018). Pratique de l'Interaction sol-structure sous séisme. Application aux fondations et aux soutènements. Editions AFNOR. 226 p.

- Burtin P., Brûlé S., Perigault M. (2019). Interactions between ground improvement and earthworks of a water treatment plant in Alpine valley. Proceedings of the XVII ECSMGE-2019 at Reykjavik.
- Correia A.A. (2022). EC8 Webinar. Second Generation of Eurocode 8. PrEN 1998-5:2021 Foundation system. 22 juillet 2022.
- Mitchell J.K. (1981). Soil improvement. State of the art report. 10^{ème} Cong. int. Mécanique des sols et des travaux de fondations, Stockholm, vol. 4, p. 509-565.
- NF EN 1997-1 : Eurocode 7 (2005). Eurocode 7 : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales. AFNOR. Juin 2005.
- NF EN 1998-1 : Eurocode 8 (2005). Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. AFNOR. Septembre 2005.
- NF EN 1998-1/NA : Eurocode 8 (2013). Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Annexe Nationale à la NF EN 1998-1. AFNOR. Décembre 2013.
- NF EN 1998-5 : Eurocode 8 (2005). Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques. AFNOR. Septembre 2005.
- Newmark N.M. (1965). Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. Geotechnique, 15, 139-160.
- Pecker A. (2022). EC8 Webinar. Second Generation of Eurocode 8. General overview of EN 1998-5:2021. Basis of design, Seismic action for geotechnical structures and systems. 22 juillet 2022.
- Priebe H. (1978). Abschätzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. Die Bautechnik, vol. 55, no 9, p.281-284.
- Richards R. and Elms D.G. (1979). Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 105, 449-464.

Comment améliorer la stabilité de la barrière imperméable sur plans inclinés

Adrián Castillo

Sotrafa S.A. Almería, Spain

Abstract : L'étanchéité dans les travaux de génie civil, les projets hydrauliques, environnementaux et miniers sont principalement réalisée à l'aide de géomembranes, un type de géosynthétique qui remplace l'argile traditionnelle, offrant une plus grande homogénéité, une plus grande durabilité et un moindre impact sur l'environnement. Ces géomembranes permettent une installation efficace au moyen de larges feuilles (7,5 m) qui sont jointes par thermofusion. Dans les projets à forte pente, la stabilité de la géomembrane est cruciale pour maximiser le volume de stockage, comme dans les réservoirs et les déversoirs. Cet article explore les types de géomembranes texturées et structurées, en soulignant leurs caractéristiques clés dans le calcul de la stabilité des pentes étanché.

1. FONCTIONS DE LA BARRIERE D'ETANCHEITE

Les géomembranes jouent un rôle crucial en tant que barrières d'étanchéité, empêchant la contamination du sol en isolant les déchets stockés, et assurer la stabilité de la masse de déchets, ce système de revêtement est essentiel au succès et la longévité de la solution, dans les décharges (étanchéité du sol et/ou de la fermeture de la décharge) (Figure 1) et l'exploitation minière (Lixiviation en tas, parc à résidus, bassins de concentré) (Figure2).

Les géosynthétiques ne représente qu'une petite fraction du coût global, d'un site d'enfouissement, mais elle constitue la plus grande défense dans une site d'enfouissement ou dans une mine, formant une barrière très efficace entre les polluants et l'environnement.



Figure 1. Exemple d'un site d'enfouissement technique des déchets (CET).



Figure 2. Exemple d'un site minier, lixiviation en tas.

Dans les projets où l'espace est limité, l'optimisation de la taille des cellules d'enfouissement a besoin d'utiliser des versants plus raides, en augmentant les versants du terrain naturel (talus) ainsi que la hauteur du remblai de déchets, ce qui exige des angles de frottement plus élevés entre les matériaux. Alors que les géomembranes lisses atteignent des angles de frottement entre 14° et 15° en fonction du matériau environnant, les géomembranes structurées atteignent plus de 30° . Les premières normes d'application du produit ont déjà montré des différences significatives dans les coefficients de frottement entre les géomembranes lisses et rugueuses, soulignant l'importance de ces matériaux dans la conception de structures plus stables et plus sûres.

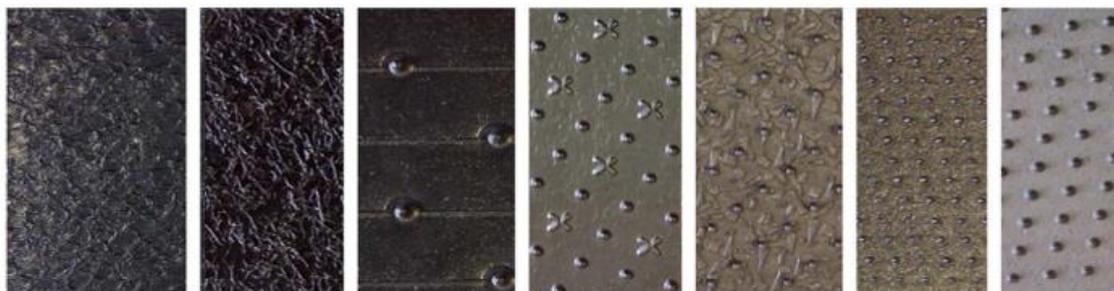


Figure 3. Différents types de géomembranes texturées.

Les géomembranes texturées ont commencé à être utilisées vers la fin des années 1980, l'une des premières avancées étant les géomembranes texturées par projection de particules de polyéthylène sur une géomembrane lisse et d'autres soufflées à l'azote gazeux, qui avaient une adhérence de type Velcro. Bien que cette caractéristique aide la fixation, elle complique le processus d'installation et de rectification des feuilles, car la forte adhérence rend difficile les ajustements nécessaires au cours de l'assemblage.

Aujourd'hui il existe trois types de géomembrane texturisé, les trois présente certains avantages face à une géomembrane lisse.

Une de ces avantages, est que malgré la pente du talus, les ouvriers travaillent directement sur la géomembrane structurée, sans avoir besoin de s'accrocher.

Une bande de 15 cm lisse permet la soudure, cette soudure est possible directement sur les deux surfaces, sans supprimer les picots.

Une géomembrane lisse peut glisser, dû à qu'elle a moins de stabilité, pour cela que la géomembrane texturisée à plus de stabilité et performance sur le terrain. Ce qui évite possibilité d'écroulement.

- La géomembrane structuré (figure 4) : Celles-ci sont fabriquées par extrusion et calandrage dans un procédé unique qui permet de conserver l'épaisseur de base de la géomembrane, avec une multitude de picots (57.000 picots/m²) > 0,8mm, disposées de manière régulière et uniforme en termes de quantité, de disposition et de hauteur,



Figure 4. Géomembrane PEHD Alvatech Fix. Structuré par Calandrage. Texture homogène.

- La géomembrane texturisée par projection (figure 5) : Celles-ci sont fabriquées par soufflage ou calandrage. Des gouttes de polyéthylène fondu sont réparties de façon aléatoire sur la superficie de la géomembrane par projection s'élevant à 0,25mm, par cette technique on obtient une surface hétérogène. Cela fait limite l'angle de frottement. Puis des cavités sont formées au sein de la géomembrane, qui peuvent affecter la durabilité et facilite la dégradation (l'oxydation). Puis on peut observer des décollements de la texture au test de frottement. Certains producteurs ont donc abandonné ce mode de fabrication.



Figure 5. Géomembrane PEHD Texturisée par projection. Texture hétérogène.

- La géomembrane texturisée par soufflage et gaufrée (Figure 6) : Ceci est réalisé en une seule étape et lorsque la géomembrane, la feuille de polyéthylène, sort de la ligne de production, elle le fait dans un état visqueux, des rouleaux de gaufrage impriment une texture sur la surface.



Figure 6. Géomembrane PEHD Texturisé par soufflage et gaufrée

3. RÉGLEMENTATIONS APPLICABLES ET PARAMÈTRES DE CONCEPTION

Il est essentiel de reconnaître que les géomembranes texturées actuellement utilisées sont soit produit par soufflage, ou bien par calandrage avec une multitude de pico.

Il existe différentes normes : GRI GM-13 pour le PEHD et GRI GM-17 pour le LLDPE, norme américaine valable dans le monde entier. Il existe également la norme européenne EN 13493 pour les décharges de déchets solides. ONÖRM S 2073 en Autriche et UNI 11498 en Italie. Toutes ces normes ont en commun que les propriétés mécaniques de la géomembrane doivent être testées sur la partie représentative, c'est-à-dire sur la surface texturée, et que chacune exige que certains tests soient respectés au moment de la fabrication.

Il est également essentiel de reconnaître que les géomembranes lisses et structurées sont des produits aux caractéristiques et au comportement complètement différents, et que les normes qui leur sont appliquées doivent donc refléter ces différences. En comparant la résistance à la traction et à la déformation entre une géomembrane lisse et une géomembrane structurée, il est clair que les picots de la géomembrane structurée entravent la déformation. Il est démontré que les géomembranes structurées ont une ténacité plus élevée que les géomembranes lisses.

Le paramètre clé dans la conception des géomembranes doit être la limite d'élasticité, le point auquel le matériau commence à s'étirer sans qu'il soit nécessaire d'augmenter la contrainte appliquée. Le seuil d'écoulement ou de déformation permanente, les géomembranes structurées ont une résistance à la traction plus élevée, ce qui en fait le produit idéal pour l'étanchéité des plans inclinés.

Compte tenu de la durée de vie d'une décharge et de l'exposition prolongée aux produits chimiques, il est essentiel d'exiger une durabilité élevée de la barrière d'étanchéité. Il est donc conseillé d'assurer les quatre tests qui déterminent la durabilité du polyéthylène (SCR, OIT, résistance aux UV et vieillissement thermique).

4. ANALYSE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT ENTRE LA GEOMEMBRANE TEXTURISE ET LE GEOTEXTILE.

Les géotextiles et les géomembranes sont combinés, en variant la force normale au plan de 25 KPa à 450 KPa pour le recouvrement et, pour la décharge et le PLH, de 800 KPa à 1200 KPa de pression normale au plan. En gardant à l'esprit que dans les décharges, qu'il s'agisse de déchets urbains, industriels ou miniers, des hauteurs de plus de 50-60 mètres sont atteintes, la densité des déchets varie entre 1,5kgf/m³ et 2,5 kg/m³.

L'étude de l'interaction entre les géomembranes et les géotextiles permet de tirer des conclusions importantes concernant la résistance au déplacement et les conditions de pression qui affectent leur comportement :

La résistance au déplacement dépend de la force normale au plan. A faible pression (<50 Kpa), un effet velcro se produit au niveau de la surface, tandis qu'à des pressions plus élevées, une meilleure interconnexion entre les deux matériaux est facilitée.

Aux faibles pressions, le géotextile recommandé est le géotextile monofilament aiguilleté.

Pour les pressions élevées, la meilleure performance est obtenue avec le géotextile thermo-calandré.

- Géomembranes structurées (avec picots) : (voir figure 4).

L'espacement entre les picots de la géomembrane joue un rôle crucial dans la résistance au déplacement. Les picots optimisent la stabilité et la performance sur le terrain. Cependant, un trop grand nombre de picots peut entraîner ce que l'on appelle « l'effet fakir », ce qui diminue l'efficacité.

La hauteur des picots est un autre facteur déterminant, des plus hauts picots favorisent une plus grande interconnexion entre la géomembrane et le géotextile, ce qui augmente l'angle de frottement. Cela assure la stabilité des talus avec des propriétés anti-glisement.

- Géomembranes texturées (par soufflage ou projection de particules) : (voir figure 5 et 6).

A basse pression, ce type de géomembranes présente un effet velcro entre la géomembrane et le géotextile.

Cependant, à des pressions plus élevées, les géomembranes soufflées présentent un angle de frottement plus faible que les géomembranes cloutées.

Ces résultats soulignent l'importance de sélectionner le bon type de géomembrane en fonction des conditions de pression et des exigences spécifiques du projet, ce qui permet d'optimiser la stabilité des pentes.

5. CONCLUSION

Pour l'étanchéité des pentes supérieures à 15° (1V : 4H), l'utilisation de géomembranes structurées est recommandée, car elles augmentent la résistance au glissement près de trois fois plus par rapport aux géomembranes lisses. Par conséquent, l'angle de frottement ou la résistance au cisaillement avec les géotextiles ou les GCL deviennent des paramètres clés dans la conception.

Il est essentiel d'évaluer le comportement de la zone représentative de la géomembrane et, en même temps, de considérer la zone la plus critique. La résistance à la traction et l'allongement à la limite d'élasticité, plutôt qu'à la limite de rupture, sont les paramètres de conception. La limite d'élasticité est le point critique, en particulier pour les géomembranes structurées.

Compte tenu de la durée de vie des décharges et de l'exposition prolongée à des produits chimiques agressifs, il faut exiger une grande durabilité de la barrière d'étanchéité. Il est essentiel de s'assurer que les quatre tests qui déterminent la durabilité du polyéthylène sont effectués : résistance à la fissuration sous contrainte, résistance à l'oxydation (OIT), résistance aux UV et vieillissement thermique.

Pour terminer, la largeur de la géomembrane joue un rôle critique dans le nombre de soudures nécessaires, qui sont toujours des zones de vulnérabilité. Par conséquent, la conception des géomembranes structuré plus large augmente les avantages, en réduisant les points critiques et en améliorant l'efficacité du projet.

LES MALFAÇONS DES FONDATIONS PROFONDES « DIAGNOSTIC ET TRAITEMENT »

DEFECTS IN DEEP FOUNDATIONS « DIAGNOSTIC AND TREATMENT »

Soufiane CHAGRAOUI

Ingénieur en Chef, BET NOVEC, RABAT, MAROC

RÉSUMÉ –Les accidents de fondations sont dus, en majorité, à des défauts de jugement et non à des fautes de calculs.

Compte tenu de la complexité de leur exécution, les fondations profondes sont celles qui représentent le risque le plus élevé de malfaçons qui peuvent être extrêmement variées.

Le retour d'expérience en matière de diagnostic des fondations profondes a révélé que les origines des anomalies sont liées, principalement, à la phase d'études et la phase d'exécution.

La détection de ces anomalies se fait par deux types de contrôle (contrôle d'intégrité et contrôle de portance).

On révélera leur rôle par des études de cas concrets portant sur des essais de chargement et des essais d'intégrités.

MOTS-CLES : FONDATIONS PROFONDES, MALFAÇONS, CONTROLE D'INTEGRITE, CONTROLE DE PORTANCE, TRAITEMENT.

ABSTRAT –.Foundation accidents are mainly due to faults in judgment and not to calculation errors.

Given the complexity of their execution, deep foundations are those which represent the highest risk of defects which can be extremely varied.

Feedback in the diagnosis of deep foundations revealed that the origins of the anomalies are linked, mainly, to the study phase and the execution phase.

These anomalies are detected by two types of control (integrity control and lift control).

Their role will be revealed through concrete case studies relating to loading tests and integrity tests.

KEYWORDS : DEEP FOUNDATIONS, DEFECTIVE WORKMANSHIP, INTEGRITY CHECK, LOAD-BEARING CHECK, TREATMENT.

CONFORTEMENT D'UNE VOIE COTIERE A TANGER- ETUDES ET SUIVI DES TRAVAUX

COMFORTING A COASTAL WAY IN TANGIER - STUDIES AND MONITORING OF WORKS

Soufiane CHAGRAOUI

Ingénieur en Chef, BET NOVEC, RABAT, MAROC

RÉSUMÉ – Le projet touristique Ghandouri, aménagé sur une colline en bordure de mer a subi une instabilité du terrain de grande ampleur. La route d'accès mitoyenne aux constructions est emportée sur plus de la moitié de son emprise.

Les terrains formant la colline sont des flyschs greso-pelitiques des nappes de charriage présentent à l'échelle régionale. Elles sont, à cet endroit, plus riches en pelites et argiles, mais comportent quelques passages gréseux notamment dans les reliefs.

L'étude et le suivi d'exécution avaient pour objet, après la mission de diagnostic basée sur les investigations et d'inspections du terrain, la mise au point d'une solution permettant de sécuriser définitivement le projet du complexe touristique situé au-dessus de la route d'accès, moyennant la stabilisation de cet accès.

L'ampleur du désordre et le choix de la solution adaptée avait nécessité une modélisation et des calculs sur des logiciels permettant de localiser les zones de faiblesse, de délimiter la masse en mouvement et d'optimiser les moyens de traitement. Le confortement retenu à l'issue de cette étude, est la mise en place d'un système de soutènement en pieux et tirants d'ancrage.

En fin, les mesures inclinométriques ont permis la localisation de la surface

MOTS-CLES : GLISSEMENT, CONFORTEMENT, SOUTÈNEMENT, PIEUX, TIRANTS D'ANCRAGES, INCLINOMETRE

ABSTRACT –. The Ghandouri tourist project, built on a hill on the seaside, has suffered a large-scale instability of the terrain. The adjoining access road to the buildings is washed over more than half of its right-of-way.

The terrain forming the hill are greso-pelitic flyschs of the charriage layers present on a regional scale. They are, in this place, richer in pelites and clays, but include some sandstone passages in particular in the reliefs.

The purpose of the study and the execution follow-up was, after the diagnostic mission based on the investigations and field inspections, the development of a solution to permanently secure the project of the tourist complex located above the access road, by stabilizing this access.

The magnitude of the disorder and the choice of the appropriate solution required modelling and calculations on software to locate areas of weakness, delineate the moving mass and optimize the means of

~~processing. At the end of this study, a support system of piles and anchors was established.~~

In the end, the inclinometric measurements allowed the localization of the sliding surface as well as the efficiency of the treatment carried out during and after the work.

KEYWORDS : SLIDING, REINFORCEMENT, RETAINING, PILES, ANCHORS, INCLINOMETER

ETUDE D'EXECUTION D'UNE PAROI MOULEE AVOISINANT DES IMMEUBLES A TETOUAN

Y. CHAQQOUR

Setec Maroc, Rabat, Maroc

Association Cercle des Géotechniciens Marocains (ACGM), Casablanca, Maroc

A. SKALI SENHAJI

Setec Maroc, Rabat, Maroc

Association Cercle des Géotechniciens Marocains (ACGM), Casablanca, Maroc

RESUME : Dans un contexte géotechnique complexe, marqué par la présence de terrains meubles composés d'argiles et de marnes sableuses, ainsi qu'un niveau de nappe phréatique proche de la surface, la solution de paroi moulée s'est révélée particulièrement efficace pour réaliser une excavation à deux niveaux de sous-sols en milieu urbain à Tétouan. Le recours aux appuis ponctuels au niveau de l'écran (tirants d'ancrage ou butons) contribue à améliorer la stabilité et permet une bonne maîtrise des déplacements des fondations des immeubles, voiries et réseaux mitoyens. La prise en compte du gradient hydraulique sous l'effet du pompage de l'eau de nappe s'avère cruciale pour la justification de la stabilité de la paroi moulée en présence d'un horizon perméable à la base de l'écran. La vérification de la stabilité interne à l'ELU inclue le mécanisme de Kranz, le défaut de butée et le bilan vertical. De plus l'analyse de la stabilité générale au grand glissement demeure importante pour assurer la sécurité de l'ouvrage. Cette approche, bien que sécuritaire, nécessite une analyse approfondie des paramètres géotechniques, notamment la cohésion et l'angle de frottement des terrains meubles, qui peuvent avoir une influence déterminante sur les résultats de modélisation.

1 INTRODUCTION GENERALE

Les excavations profondes en milieu urbain présentent des défis majeurs en raison de la proximité des infrastructures existantes, de la complexité des interactions sol-structure et des contraintes liées aux réseaux souterrains et aux bâtiments voisins. La gestion des déformations du sol et des structures adjacentes est cruciale pour éviter des dommages structurels et des perturbations significatives. De plus, la présence de nappes phréatiques et de sols argileux accentue les risques de mouvements imprévus et d'instabilités, nécessitant l'utilisation de techniques de soutènement sophistiquées et de méthodes de surveillance avancées. Dans le cadre de ce projet, une excavation de 9.00 mètres de profondeur a été réalisée en utilisant une paroi moulée tirantée comme dispositif de soutènement, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et mettre en sécurité les avoisinants.

Le site de Tétouan est caractérisé par un contexte géotechnique complexe, dominé par des sols argileux et la présence d'une nappe phréatique peu profonde. Ce contexte impose une évaluation précise des paramètres géotechniques pour garantir la stabilité des parois, en minimisant les risques de déformations excessives ou d'instabilité. Cette étude vise à analyser l'impact de ces conditions géotechniques spécifiques sur la performance de la solution adoptée, en lien avec l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-282.

Pour justifier la stabilité de la paroi moulée, la méthode MISS-K a été utilisée pour le calcul des coefficients de réaction, permettant de modéliser les interactions sol-structure avec précision. Cette approche est particulièrement adaptée pour prendre en compte les spécificités des sols argileux et des ancrages actifs dans des environnements urbains contraints.

Une analyse de sensibilité a également été réalisée sur les principaux paramètres influençant le comportement de la paroi, notamment le module élastique du sol, pour l'explication des écarts entre les déformations théoriques et celles mesurées sur site. Le recalage du module permettra de

mieux comprendre et ajuster les prévisions pour améliorer la conception future des excavations en milieu urbain.

2 CONCEPTION DE LA SOLUTION DE SOUTÈNEMENT

2.1 Contexte général

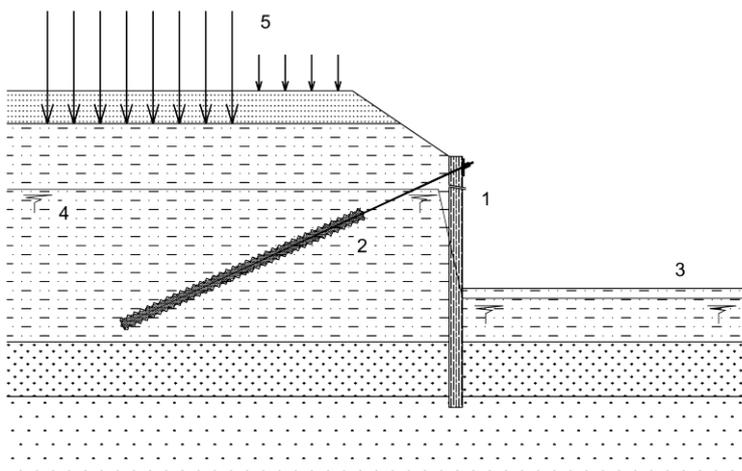
Le projet porte sur la construction d'un immeuble de 6 étages avec deux niveaux de sous-sol (2SS+R+6), situé en plein cœur de la zone urbaine de Tétouan. Pour ce projet, une excavation de 9,00 m de profondeur est nécessaire, avec des défis liés à la proximité de constructions existantes, principalement des immeubles de 4 étages (R+4), ainsi que des voiries et des terrains non bâtis adjacents. Cette configuration urbaine impose des contraintes particulières en matière de stabilité et de maîtrise des déplacements, en raison de la nature des sols argileux et des interactions entre l'excavation et les structures mitoyennes.

2.2 Problématique et contraintes su site

Le site en question a été préalablement excavé à une profondeur d'environ 5m/TN dépassant le niveau de la nappe phréatique sans mise en place d'un dispositif de soutènement. Des signes d'instabilité ont été observés sur les talus, indiquant la mauvaise qualité des formations argileuses. De plus, le site s'est retrouvé submergé d'eau, accentuant les risques d'effondrement.

2.3 Conception du dispositif de soutènement

La solution retenue dans le cadre du projet s'agissait d'une paroi moulée tirantée pour assurer à la fois la stabilité des parois de l'excavation et l'étanchéité face aux infiltrations d'eau de la nappe phréatique. Cette paroi, en béton armé d'une épaisseur de 0,6 m, est renforcée en tête par un ancrage en barres GEWI+ 35 TR de 25 m de longueur, scellées sur 20 m. Afin d'optimiser le dimensionnement du dispositif de soutènement, un allègement des charges de terre a également été prévu par un talutage en pente de 3H/2V derrière l'écran sur 3 m de hauteur.



Légende

- 1 Paroi moulée
- 2 Tirant d'ancrage
- 3 Fond de fouille
- 4 Niveau de nappe
- 5 Surcharges

Figure 1. Conception de la solution de soutènement de l'excavation.

3 CONTEXTE GEOTECHNIQUE

3.1 Contexte géotechnique de la ville de Tétouan

Le contexte géotechnique de la zone urbaine de Tétouan est caractérisé par une grande hétérogénéité des sols, avec des types et des natures variés selon les zones. Dans la plaine d'inondation alluviale, les sols sont dominés par des argiles et des limons très plastiques, fortement compressibles et présentant souvent un potentiel de gonflement. Ces argiles, en raison de leur plasticité élevée et de leur faible résistance au cisaillement, présentent également un risque notable de glissements de terrain, surtout en présence d'eau ou sous des charges importantes. Les argiles pliocènes, également présentes dans certaines zones, sont plastiques et moyennement compressibles, avec des risques de gonflement et de glissement variables d'une région à l'autre. En revanche, les quartiers situés sur des collines et croupes, tels que la Médina et Dersa, reposent sur un soubassement rocheux rigide, principalement constitué de schistes et de formations carbonatées.

3.2 Compagnes de reconnaissances géotechniques

Une campagne géotechnique réussie vaut une problématique géotechnique à moitié résolue. Nous présentons dans la suite de cette partie l'ensemble des essais réalisés dans le cadre du projet, en soulignant la contribution de chaque paramètre dans les modèles de calcul.

3.2.1 Essais In-situ

Au terme des essais in-situ les essais pressiométriques sont les plus adaptés au contexte des excavations urbaines et plus particulièrement en cas de présence des formations argileuses saturées. Les essais pressiométriques permettent de mesurer la pression de fluage P_f du sol, sa pression limite P_l et son module pressiométrique E_m . Ces paramètres constituent l'une des principales données de calcul, et participent à l'estimation des coefficients de réaction du sol, et au plafonnement de la butée limite mobilisable sous le fond de fouille. Comme il peuvent servir à l'estimation des frottements latéraux unitaires du sol selon les abaques du TA2020, pour une première itération de calcul avant de recourir aux essais préalables sur tirants sacrificiels.

Les essais in-situ ont consisté en la réalisation de trois (3) sondages carottés pressiométriques sur des profondeurs allant de 15 à 25m, ayant marqué la succession des formations argileuses et marno-sableuse sur environ 14m/TN de profondeur, reposant sur un substratum en calcaire travertineux. Les paramètres pressiométriques enregistrés sont relativement faibles ($P_l < 0.9\text{MPa}$; $E_m < 20\text{MPa}$) pour les premiers 10 m et qui s'améliorent en profondeur comme présenté sur la figure ci-après.

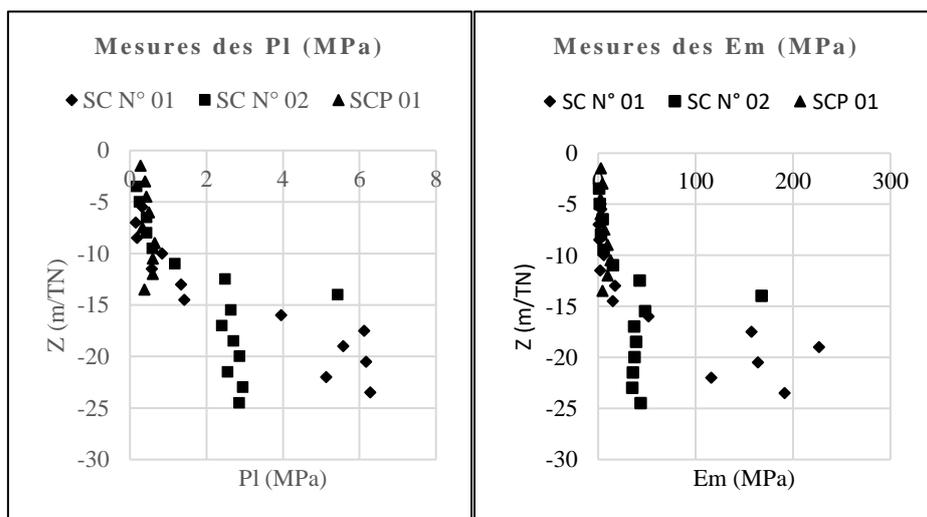


Figure 2. Représentation graphique des mesures pressiométriques.

Sur les 15 m supérieurs du terrain, qui correspondent à la profondeur maximale d’insertion de notre écran, les valeurs pressiométriques sont plus cohérentes et homogènes. La divergence observée sur les deux graphes précédents au-delà de 15 m de profondeur est liée à l’état de fracturation du substratum. Les valeurs à retenir dans les calculs seront les moyennes géométriques pour les pressions limite et de fluage (Pl/Pf) et les moyennes harmoniques pour le module pressiométrique (Em).

Un niveau d'eau à -5,5 m/TN a été relevé lors des sondages au moment des essais in-situ. Toutefois, l'installation d'un piézomètre aurait été préférable pour suivre les fluctuations de la nappe phréatique et assurer une meilleure maîtrise des conditions hydrogéologiques du site.

3.2.2 Essais en laboratoire

Les essais d’identification ont permis de classer les sols meubles en catégorie d’argiles et limons peu plastique de classes A1 et A2 selon le GTR, et les terrains durs en profondeur en roches calcaire de dureté moyenne de classes R21 et R22.

Au terme des essais mécaniques sur sol meubles, des essais triaxiaux et de cisaillement ont été réalisés à différentes profondeurs des argiles et marnes sableuses en place, que nous présentons dans la figure ci-après.

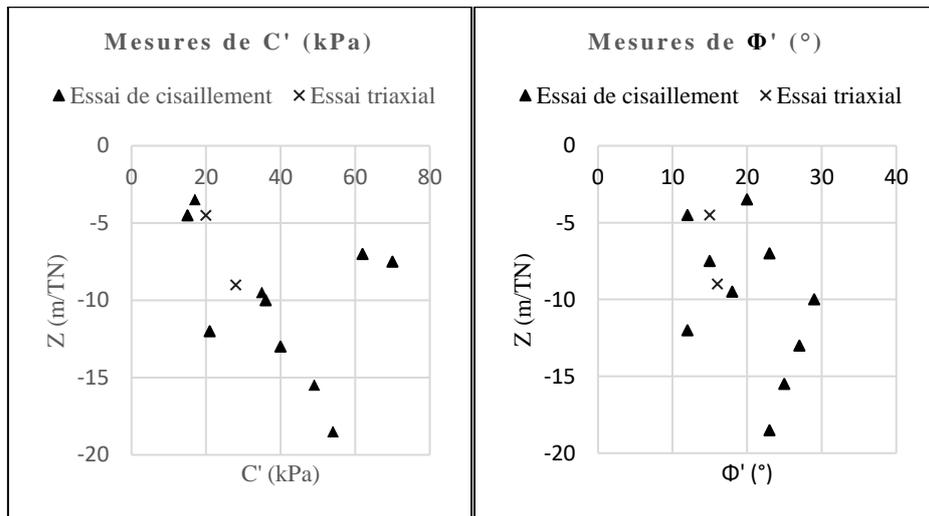


Figure 3. Représentation graphique des paramètres de cisaillement.

Nous pouvons clairement constater que les essais de cisaillement direct, bien qu'effectués en grand nombre, ils ont produit des valeurs de paramètres de cisaillement anormalement élevées, jugées aberrantes notamment pour les sols meubles. En revanche, les essais triaxiaux, réalisés en un nombre plus restreint, ont fourni des résultats plus cohérents et réalistes, en harmonie avec les valeurs des essais pressiométriques. Ces divergences soulignent l'importance du choix de type d'essai, en particulier pour les sols argileux lâches, où l'essai triaxial offre une meilleure représentativité du comportement réel du sol.

3.3 Essais d'arrachement

La réalisation des essais préalables sur tirants sacrificielles est primordiale avant tout commencement des travaux, permettant de fiabiliser les valeurs du frottement latéral unitaire q_s dans les formations en place, qui s'avère nécessaire pour la justification de la portance en arrachement des tirants. Ils sont à réaliser en nombre suffisant conformément au TA2020, sur des profondeurs différentes, avec des longueurs de scellement adaptées au diamètre des barres d'acier ou câble à utiliser.

Dans notre cas nous nous sommes contentés de deux essais d'arrachement à deux profondeurs différentes afin de tester le q_s dans les formations meubles qui vont recevoir la partie scellée des tirants de service.

Nous présentons dans le tableau ci-après les résultats de q_s obtenus par essais ainsi qu'une estimation préalable selon les abaques du TA2020 :

Table 1 : Frottement latéral unitaire

Tirant	Formation	Essais préalables			Qs (kPa)
		Ls (m)	Ll (m)	Qs (kPa)	Abaques TA2020
T01	Argile 01	4.00	8.00	68	40
T02	Argile 02	3.00	25.00	224	90

Une valeur de q_s moyen de 100 kPa a été pris en compte dans la vérification de la portance en arrachement des tirants permettant une optimisation significative des scellements.

4 METHODE DE CALCUL ET JUSTIFICATIONS

4.1 Méthode MISS-K

La méthode MISS-K (Méthode d'Interaction Sol-Structure) aux coefficients de réaction est couramment utilisée pour le dimensionnement des écrans de soutènement conformément à la norme NF P 94-282, basée sur les principes de l'Eurocode 7. Elle assimile l'écran à une poutre soumise à la flexion, et modélise l'interaction sol-écran par une distribution de ressorts juxtaposés élasto-plastiques, qui représentent le comportement du sol. Les appuis, tels que les tirants ou les butons, sont également modélisés comme des ressorts élasto-plastiques équivalents, permettant ainsi de prendre en compte de manière plus fiable les efforts appliqués et les déformations de l'ouvrage.

4.2 Vérifications à l'ELU

Les vérifications minimales à faire aux Etats-Limites Ultimes (ELU) pour les situations de projet durables ou transitoires sont regroupées dans le tableau ci-après, extrait de la norme NF P 94-282.

Table 2 : Vérifications à l'ELU

	Type ELU	Approche de calcul
Tous les écrans de soutènement		
Stabilité générale	GEO	2
Défaut de butée	GEO	2
Résistance de la structure	STR	2
Stabilité du fond de fouille	GEO	2
Écrans porteurs		
Poinçonnement du sol support	GEO	2
Écrans avec appuis		
Stabilité du massif d'ancrage	GEO	2
Résistance de l'ancrage	STR/GEO	2
Résistance de l'appui	STR/GEO	2
Écrans concernés par les ruines d'origine hydraulique		
Érosion interne ou régressive / Boulance	HYD	-
Soulèvement du fond de fouille	UPL	-

5 MODELISATION ET ETUDE PARAMETRIQUE

5.1 *Modèle géotechnique*

Sur la base de l'analyse géotechnique effectuée sur les paramètres géotechniques du sol, nous avons retenus le modèle de calcul suivant :

Table 3 : Modèle géotechnique de calcul

Formation	Z(m)	γ_h (kN/m ³)	C'(kPa)	Φ' (°)	PI (MPa)	Em (MPa)	Em/PI	α
Remblai	0.0 - 1.5	17	0	25	-	-	-	-
Argile 01	1.5 - 11.0	18	17	20	0.3	1.81	6	0.5
Argile 02	11.0 - 14.0	18.5	35	18	0.95	6.41	7	0.5
Calcaire	14.0 - 25.0	20	49	23	3.74	58.19	15	0.5

5.2 *Niveau de la nappe et gradient hydraulique*

En l'absence de mesures piézométriques précises, un niveau de nappe sécuritaire de -4,5 m/TN a été adopté dans le modèle de calcul. Ce même niveau a été utilisé pour estimer le gradient hydraulique, un facteur essentiel pour évaluer l'augmentation de la pression interstitielle du côté fouille. Cette considération est d'autant plus importante que les calcaires fracturés à la base de l'écran, présentent un caractère perméable, permettant un écoulement d'eau induit par le pompage à l'intérieur de l'excavation. Ce phénomène entraîne une réduction de la contrainte effective du sol σ_v' sous le fond de fouille, et par conséquent, la résistance en butée. Un gradient hydraulique en pression a été estimé à 70kPa à la base de l'écran.

5.3 *Approche de calcul et modélisation*

Deux types d'analyse ont été menées afin de justifier la stabilité de l'écran :

- Une analyse des mécanismes de rupture internes
- Une analyse de stabilité générale au grand glissement

Nous présentons ci-après les principes de l'approche de calcul ainsi que des aspects liés à la modélisation.

5.3.1 *Stabilité interne*

En ce qui concerne les vérifications à l'ELS et à l'ELU de l'écran de soutènement, un modèle de calcul a été monté sur le logiciel K-Réa V5, spécialisé dans la justification de la stabilité interne des écrans de soutènement, en application directe de la norme NF P94 282, et le mieux adapté au contexte des excavations urbaines de complexité simple à modérée, qui s'inscrivent dans les ouvrages de catégorie géotechnique 2.

Après introduction des paramètres géotechniques cités précédemment, un assistant du logiciel permet un calcul automatique des valeurs des coefficients de réaction horizontales de poussée et butée, selon la loi d'interaction sol/écran décrite dans la figure ci-après.

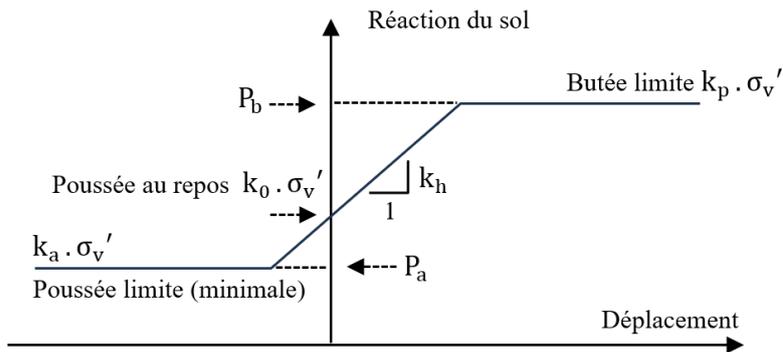


Figure 4. Loi d'interaction sol/écran.

Le coefficient de réaction horizontale K_h calculer par la méthode de Schmitt tient en compte à la fois le produit d'inertie EI de l'écran ainsi que les paramètres pressiométriques du sol pour une meilleure prise en compte de l'effet d'interaction sol/écran.

Une fois les paramètres du sol sont validés, la définition de l'écran se fait par assistant également permettant un large choix des types des écrans de soutènement. L'épaisseur et la profondeur de la paroi sont introduite dans l'onglet « écran continu » avec un choix du modèle du béton à court terme de 20 GPa, requis pour les ouvrages provisoires.

En suite le phasage des travaux de réalisation de la paroi est resigné sur l'arborescence du projet après la phase 0, qui constitue la phase d'initialisation des contraintes, représentant ainsi l'état du site avant la mise en place de l'écran.

5.3.2 Stabilité générale

Le même module de calcul a été repris sur le logiciel Talren V6, spécialisé dans le calcul de stabilité des pentes, afin d'analyser le risque de la stabilité générale au grand glissement des parois de l'excavation. La combinaison de calcul « NF P 94 270 – Situation transitoire – Ouvrage Courant », relative aux jeux de coefficients de pondération, a été retenue. Après définition de la géométrie et les caractéristiques des couches du sol, les paramètres du renforcement se sont renseignés par typologie souhaitée (clous pour un écran en pieux et tirant d'ancrage pour les appuis).

Dans notre cas de figure l'écran a été assimilé à une couche de sol à laquelle nous avons affecté les caractéristiques d'un béton en termes de cohésion, de densité et d'angle de frottement, du moment que l'écran ne sera intercepté par le cercle de glissement profond.

Par la suite une nouvelle phase a été créée, permettant la modélisation du toit de la nappe derrière l'écran, le niveau d'eau sous le fond de fouille après pompage ainsi que le calcul du gradient hydraulique, avant l'affectation de la combinaison de jeux de coefficients et le choix de la méthode de calcul dans l'étape suivante. Le calcul à la rupture accompagné d'un calcul par la méthode de tranche de Bishop ont été menés simultanément pour une meilleur évaluation du facteur de sécurité au glissement.

6 RESULTATS DE CALCUL ET ETUDE PARAMETRIQUE

Dans cette partie nous allons se limiter aux résultats de calcul de stabilité interne de l'écran obtenus par K-Réa, afin de traiter les aspects liés aux déplacements. Les résultats de calcul de la stabilité générale sur Talren ont donné des valeurs de facteur de sécurité minimal largement sécuritaires et comparables entre les deux méthodes de calcul utilisées.

6.1 Résultats de calcul K-Réa

Les résultats de calcul à l'ELS étaient concluants, les déplacements théoriques obtenus sont acceptables, le rapport de buté est supérieur à 1.5 requis pour un ouvrage provisoire. Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-après pour 1 coupe de calcul sur 4 :

Table 4 : Résultats de calcul à l'ELS

PHASE	Déplac.en tête (mm)	Déplac. max (mm)	Moment max (kNm/m)	Tranch. Max (kN/m)	Rapport butées	Tirant N°1 (kN/m)
1 - Exécution paroi	0,00	0,00	0,00	0,00	2,703	-
2 - Passe 1 terrassement	4,57	4,57	34,23	15,85	2,589	-
3 - Exécution Tirant N°1	-2,73	-2,73	-52,75	-50,80	2,665	68,09
4 - Terrassement F. F	14,11	19,19	-387,39	150,87	1,696	154,22
5 - Gradient hydraulique	14,12	19,12	-386,64	151,37	1,584	154,18
Extrema	14,12	19,19	-387,39	151,37	1,584	154,22

Les justifications à l'ELU sont de leurs tour concluantes, les mécanismes de défaut de butée, d'équilibre vertical et stabilité du massif d'ancrage (Kranz) sont tous vérifiés.

Table 5 : Résultats de calcul à l'ELU

PHASE	Type Vérif.	M,d max (kNm/m)	V,d max (kN/m)	Tirant N°1 (kN/m)	Vérif. Def. Butée	Vérif. Equ. Vert. (kN/m)	Vérif. Kranz
1 - Exécution paroi	MEL	-0,85	-9,10	-	OK	2,04	-
2 - Passe 1 terrassement	MISS	46,21	21,40	-	OK	220,88	OK
3 - Exécution Tirant N°1	MISS	-69,86	-68,59	91,92	OK	265,43	OK
4 - Terrassement F.F	MISS	-523,	203,68	208,20	OK	225,57	OK
5 - Gradient hydraulique	MISS	-521,96	204,35	208,15	OK	224,65	OK
Extrema	-	-522,98	204,35	208,20	-	-	-

Nous tenons à signaler que les études d'exécution ont été poussées à leurs limites normatives, en adoptant une approche à la fois sécuritaire et optimisée.

6.2 Résultats des mesures par inclinomètre

Au niveau de la coupe étudiée, les mesures de déplacement de l'écran, obtenues par inclinomètre noyé dans la paroi moulée, a révélé des déplacements excessifs dépassant les valeurs théoriques estimées après l'atteinte du fond de fouille. Ces déplacements se sont accompagnés de l'apparition de fissures centimétriques derrière la poutre de couronnement et au niveau de la piste d'accès au chantier, bien que sans impact sur les constructions voisines. Les courbes des déplacements superposées sont présentées dans la figure ci-après.

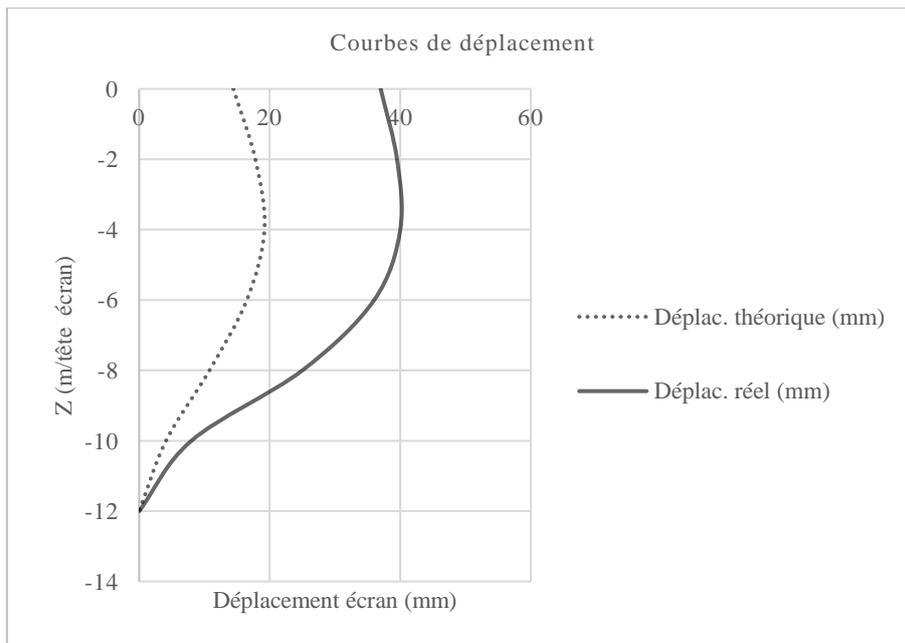


Figure 5. Courbes de déplacement de l'écran.

Les déplacements réels enregistrés ont atteint une valeur maximale en ventre de l'ordre de 40mm contre 20mm estimées par le modèle K-Réa. L'allure des déplacements est parfaitement identique témoignant d'un fonctionnement correct de l'écran de soutènement et de la fiabilité des méthodes de calcul. Cependant le décalage constaté pourra être lié à plusieurs paramètres. Cela peut être due au choix des paramètres géotechniques des argiles et marnes sableuses dont le comportement est difficile à prédire dans contexte similaire, comme il pourra être induit par la modification des conditions hydrogéologiques notamment la variation du niveau de la nappe derrière l'écran, ou bien à un dysfonctionnement du dispositif d'appuis qui ne pourra être qu'un relâchement de la précontrainte dans les tirants d'ancrage.

Une étude paramétrique a été menée dans ce sens, et ayant consisté en un recalage du modèle de calcul en faisant des ajustements sur les paramètres précités et étudiant leur impact sur les déplacements de l'écran.

6.3 Etude paramétrique

Dans cette partie nous allons procéder aux ajustements des paramètres de calcul dans les limites tolérées, afin de se rapprocher au mieux aux déplacements enregistrés au niveau de l'écran, en visualisant la contribution de chaque paramètre distinctement.

6.3.1 Paramètres géotechniques

Selon notre analyse des résultats des essais géotechniques, les paramètres qui montrent plus d'incertitudes sont les paramètres de cisaillement. Ils présentent une plage de variation très importante et une certaine incohérence avec les paramètres pressiométriques, qui sont quant à eux plus cohérents et en alignement avec le contexte géotechnique du site. Les paramètres de cisaillement pris en compte dans les nouveaux calculs sont les couples $C'=15$ kPa et $\phi'=12^\circ$ (au lieu de $C'=17$ kPa et $\phi'=20^\circ$) pour les argiles 01, et $C'=28$ kPa et $\phi'=16^\circ$ (au lieu de $C'=35$ kPa et $\phi'=18^\circ$) pour les argiles 02, qui correspondent aux valeurs minimales obtenues par les essais et non plus des moyennes prudentes prises dans le modèle de base, en écartant les valeurs aberrantes.

Les résultats des déplacements obtenus sont présentés dans la figure 6.

6.3.2 Paramètres hydrogéologiques

La fluctuation du niveau de la nappe peut avoir lieu en phase travaux, comme elle peut être différente à celle mesurée au moment de la réalisation des sondages in-situ, dans l'absence des mesures piézométriques qui donnent des informations plus fiables sur le niveau d'eau à prendre en compte dans les calculs. Une surélévation du niveau d'eau de +1.00m par rapport au niveau considéré a été introduite dans les nouveaux calculs pour voir sa contribution aux déplacements de l'écran, soit un niveau d'eau à -3.50m/TN au lieu de -4.5m/TN pris dans le modèle de base.

Les résultats des déplacements obtenus sont présentés dans la figure 6.

6.3.3 Paramètre de disfonctionnement des appuis

La précontrainte dans les tirants permet une bonne maîtrise des déplacements des écrans de soutènement. Néanmoins tout relâchement de la précontrainte ou fluage peut induire des déplacements supplémentaires mettant en danger la stabilité de l'ouvrage. Dans les nouveaux calculs une précontrainte nulle dans les tirants sera considérée, contre 16 tonnes qui a été introduite dans le modèle de base.

Les résultats des déplacements obtenus sont présentés dans la figure 6.

6.3.4 Synthèse des résultats

Dans ce paragraphe nous allons présenter les résultats superposés des valeurs de déplacement de l'écran obtenues en apportant des ajustements sur chacun des trois paramètres cités précédemment, distinctement, afin de visualiser l'allure des déplacements recalés et d'en faire des constats, tout en se référant aux valeurs théoriques de base des déplacements calculées et à ceux réellement mesurées sur place par inclinomètre.

Les résultats des déplacements obtenus sont représentés dans la figure 6 ci-après.

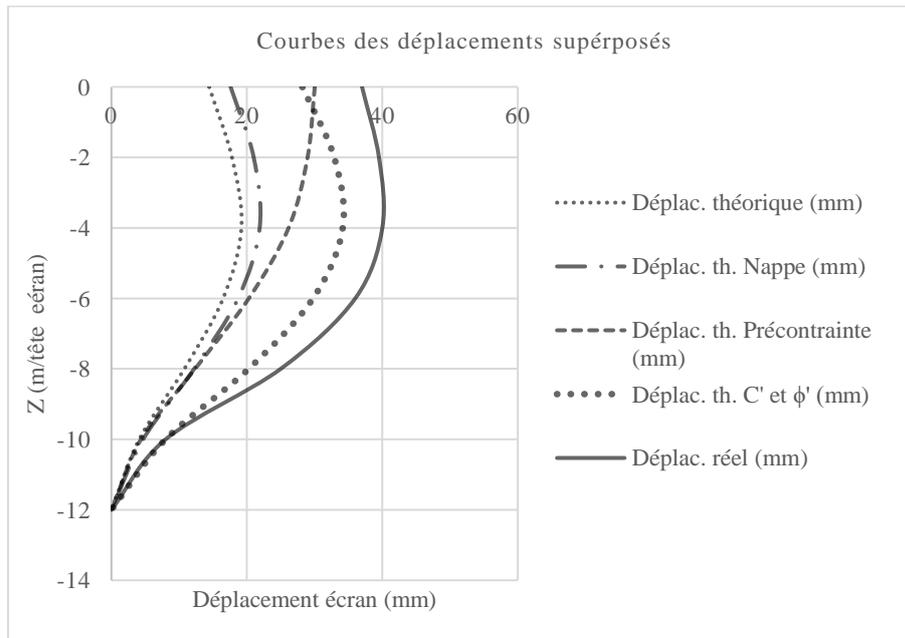


Figure 6. Courbes des déplacements superposés de l'écran.

L'analyse des déplacements montre que les résultats obtenus restent inscrits globalement dans les limites des valeurs théoriques et réelles. Les déplacements observés présentent un profil similaire, avec un déplacement maximal en ventre de l'écran à environ 3,5 m de profondeur, aussi bien pour les scénarios impliquant la modification des paramètres géotechniques que pour ceux liés aux fluctuations de la nappe phréatique. Cependant, les déplacements les plus proches des mesures réelles (à 5 mm près), avoisinant les 35 mm, sont ceux liés à l'ajustement des paramètres de cisaillement du sol, notamment la cohésion et l'angle de frottement interne des argiles.

L'impact du soulèvement de la nappe reste limité, avec des déplacements d'environ 22 mm. En revanche, bien que le relâchement de la précontrainte des tirants contribue aux déformations de l'écran, il est exclu comme facteur principal du décalage observé. En effet, l'allure des déplacements liés à ce phénomène, qui montrent un déplacement maximal en tête d'écran, diffère des autres scénarios et de se qui s'est produit réellement.

Nous récapitulons dans le tableau ci-après le pourcentage de participation de chacun des paramètres précités.

Table 6 : Pourcentage de contribution aux déplacements

Paramètre	Contribution aux déplacements
Remonté du niveau de la nappe à -3.5m/TN	+14%
Ajustement des paramètres de cisaillement	+78%
Relâchement de la précontrainte	+36% (à exclure)

Nous pouvons conclure que les paramètres de cisaillement des sols argileux jouent un rôle déterminant dans le comportement de l'écran vis-à-vis des déplacements. L'effet de la fluctuation du niveau de la nappe, bien que présent, demeure secondaire et n'a pas d'influence majeure sur les écarts relevés.

7 CONCLUSION

L'analyse d'une excavation de 9,00 m de profondeur en milieu urbain à Tétouan, dans un contexte géotechnique et hydrogéologique complexe, met en lumière l'importance cruciale des paramètres géotechniques dans la stabilité des écrans de soutènement. En particulier, la cohésion et l'angle de frottement des sols argileux se révèlent être des facteurs déterminants. Cependant, ces paramètres peuvent présenter des variations significatives et doivent être utilisés avec prudence dans la modélisation. L'étude montre que l'utilisation des valeurs minimales de ces paramètres, en écartant les valeurs aberrantes, permet d'obtenir des résultats plus proches des déplacements réels mesurés sur site, en comparaison avec d'autres paramètres, tels que la remontée du niveau de la nappe.

Il est donc impératif de privilégier les essais triaxiaux pour déterminer les caractéristiques de cisaillement des sols argileux en présence de nappe, ceux-ci étant plus fiables que les essais de cisaillement direct. Toutefois, pour garantir une évaluation précise, il est recommandé de réaliser ces essais en nombre suffisant et à diverses profondeurs, afin de capturer au mieux la variabilité des conditions géotechniques, de vérifier leur cohérence avec les résultats des essais in-situ notamment les sondages pressiométriques, et d'éviter l'utilisation des valeurs moyennes des paramètres de cisaillement systématiquement qui risquent de tromper l'analyse de stabilité des écrans de soutènement dans un contexte similaire.

8 REFERENCES

Ouazani Touhami A. 2022. Evolution urbaine à Tétouan et vulnérabilité sismique, Rif septentrional (Maroc). Université Abdel Malek Essaâdi, Faculté des Sciences, Tétouan.

CFMS. 2020. Tirants d'ancrage TA2020. Règles professionnelles relatives à la conception, au calcul, à l'exécution, au contrôle et à la surveillance.

AFNOR. 2009. NF P 94-282 Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Ecrans.

Application de la Norme NF P 94 500 Pour un Projet de Patrimoine

Y. CHARIH

LPEE

Le présent article décrit l'utilisation de la norme NP F 94 500 des missions géotechniques et son importance dans l'organisation des différents missions géotechniques et leur échelonnement dans le temps ainsi que sa grande utilité dans la maîtrise, la mitigation des risques et dans l'optimisation notamment pour un projet de valorisation de patrimoine, le cas échéant le projet de mise en valeur de la prison Mtamar à Tétouan.

I. INTRODUCTION :

Dans le cadre de la mise en Valeur du Patrimoine historique de la ville de Tétouan, l'Agence pour le développement des provinces du Nord a lancé les travaux de confortement de l'ancienne prison de Mtamar au quartier Al Blad, en vue de sa transformation en un musée historique de l'eau.

Il s'agit d'une prison sous-terrainne naturelle, exploitée par le commandant de grenade pendant l'apogée de la résistance navale.

Les quelque 3 000 esclaves chrétiens, qui contribuèrent à l'édification de Tétouan au 16ème siècle, étaient enfermés la nuit dans ces habitacles souterrains.

Ils furent par la suite oubliés et se sont détériorées au fil des siècle.

Ces caves creusées dans la roche calcaire tendre (Travertin) étaient confortées par des voutes successives qui furent dégradées par les effets de l'eau de l'humidité, fuites des canalisations et interventions hasardeuses, la dégradation et l'altération des terrains de couverture ont causé une décompression des voutes qui s'est répercutée en surface par des affaissements.

Ces voutes successives subdivisaient les cavernes en pièces séparées qui comprenait entre autres une petite église.

L'accès à ces voute se fait à partir de deux puits dont l'un est situé à partir d'une maison andalouse qui fera aussi l'objet de réhabilitation et à partir d'un autre puit situé au niveau de la rue (Voir figure 1) .



Figure 1: Accès vers les caves

Photo Prise dans les environs de l'Année 1912

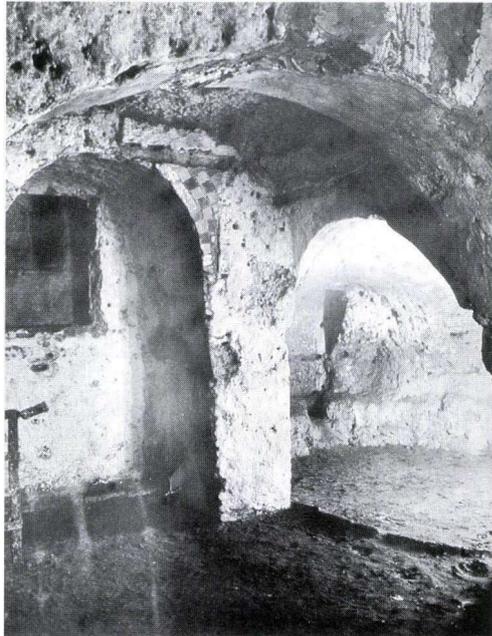


Photo Actuelle on l'on observe :
Dégradations avancées des caves voutées accompagnée
d'une décompression des voutes se manifestant par des
crevasses traversantes au niveau des parois et
affaissements en surface



Page 6 sur 5

Figure 2: Composition et état de dégradation des caves

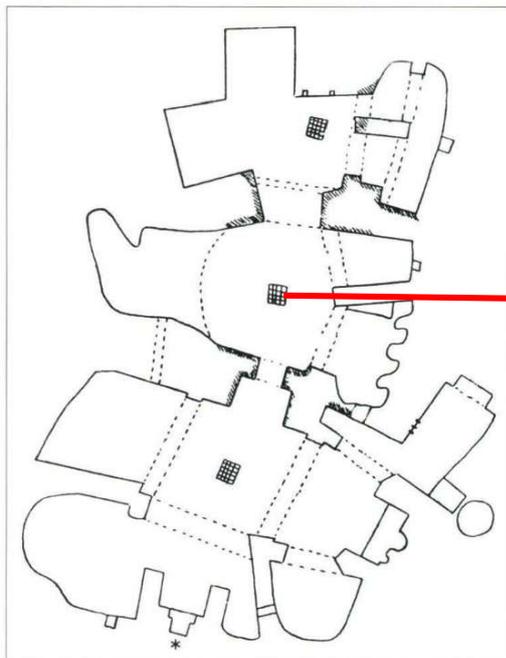


Figure 3 : Reconstitution selon les relevés historiques d'une partie des caves et vu sur les soupiraux

II. CONTEXTE DU PROJET D'ETUDE :

1. Géométrie et structure de l'ouvrage

Le projet prévoit le confortement et la transformation des structures de Dar Ben Marzouk et de la prison Mtamer en musée avec la réalisation des ouvrages suivants :

- La création d'une salle d'exposition de 175 m² au sol sur deux niveaux de sous-sol dont le deuxième est partiel, cette salle sera créée à partir de deux ruines existantes.
- Le confortement et la transformation de la cave voûtée Mtamer d'une superficie reconnue de 131 m² (1).
- La création depuis la salle d'exposition d'une galerie d'accès vers Mtamar sur une profondeur de 6 m par rapport au niveau de la voirie.
- Le confortement et la transformation de Dar Ben Marzouk de 151 m² sur deux niveaux.

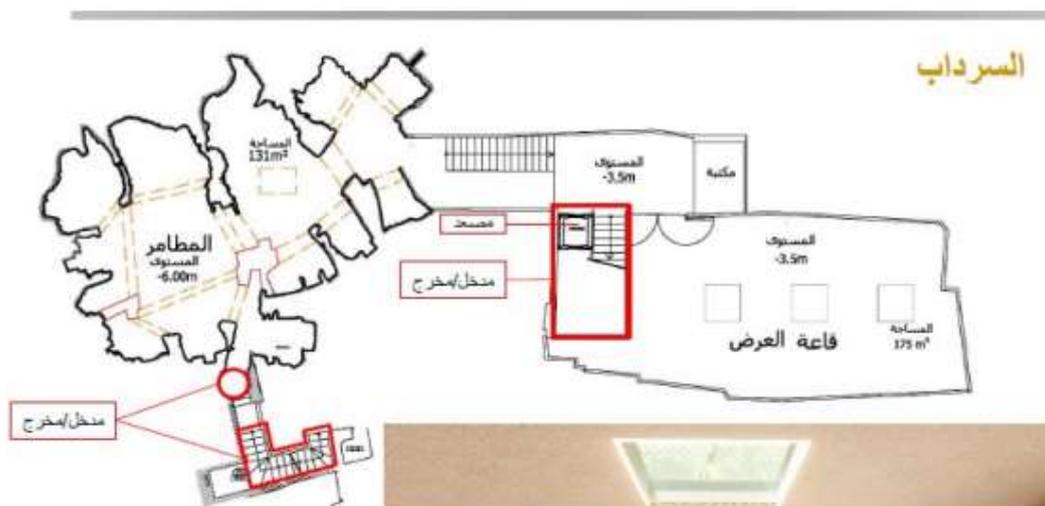


Figure 4: Plan de masse des ouvrages

NB : Il s'agit la surface de Mtamer qui sera exploitée, accessible et reconnue à ce jour, toutefois cette surface est probablement très grande voir chapitres ci-dessous.

2. Terrassements prévus :

Hors réalisation des fouilles de fondation et des plateformes de dallage, il est prévu des Terrassements d'une profondeur variant entre [3.5-6] m de profondeur (Voir figure 4 et 5). D'après les plans communiqués les travaux sont situés à l'aplomb de bâtisses mitoyennes.

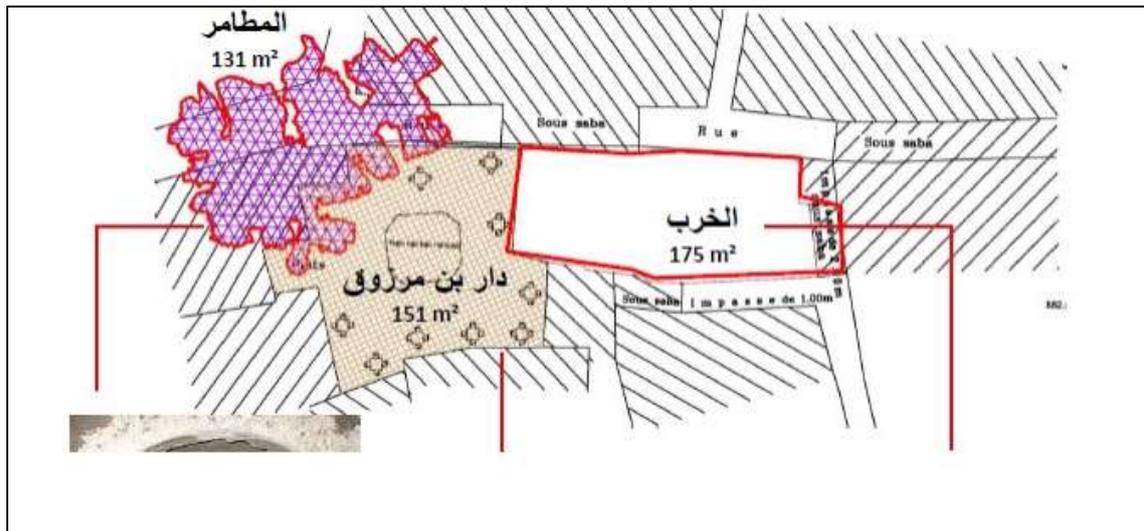


Figure 5: Vue en Plan des ouvrages

3. Données Géologiques :

On peut retenir d'un point de vue géologique ce qui suit :

- ✓ La zone de l'étude appartient d'un point de vue géologique au massif de « Dersa » d'une superficie de 32 km².
- ✓ Ce massif tombe sur la vallée alluviale de Tétouan par l'intermédiaire d'une énorme masse travertineuse sur laquelle est bâtie la ville.
- ✓ Cette zone est marquée par la présence de plusieurs sources (Voir figure 6).
- ✓ On note aux abords immédiats de l'ancienne médina la présence de sous cavage en falaise (Voir figure 7).

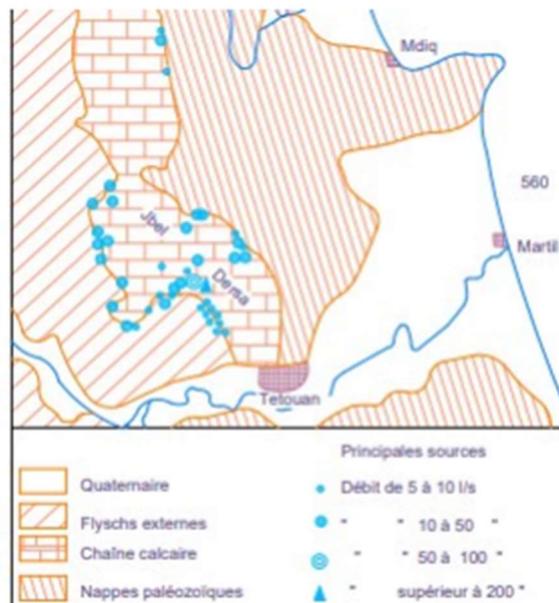


Figure 6: Repérage des différentes sources sur le massif « Dersa » alimentant l'ancienne Médina



Figure 7 : Sous cavages sur falaise calcaire obturés

III. RECONNAISSANCES ENTREPRISES :

Le projet a été classé selon l'Eurocode 7 dans les catégories suivantes :

Tableau 1 : Echelonnement et finalité des missions Géotechniques

Catégorie géotechnique	3	
Classe de conséquence	CC3	Typiquement lorsqu'un avoisinant est dans un état dégradé CC3 et non CC2
Catégorie de durée d'utilisation	5	100 ans : Autres structures de génie civil, ponts et structures monumentales de bâtiment

L'échelonnement des missions géotechniques a été effectuée comme suit :

Tableau 2: Aléas et contraintes du Projet

Mission	Moyens mis en œuvre	Objectifs à atteindre	Risques et inconnus résiduels
G5+G0	-Sondages carottés pressiométriques. -Forages enregistrés.	-Déterminer la faisabilité du projet. -Déterminer l'étendue verticale et latérale. -Caractérisation géomécanique.	-Etendue des cavités et notamment le risque d'existence d'un niveau inférieur.
G1 ES+PGC	-Consultation de livres historiques.	-Rechercher la possibilité d'existence d'extensions latérales et de niveaux inférieurs. -Choix des solutions de confortement -Détermination de la zone d'influence géotechnique.	-Cette mission a permis d'affirmer qu'il existe qu'un seul niveau d'autant plus qu'on rencontre la nappe à partir de 4,5 m.
G2 PRO	-Logiciels de calcul élastoplastiques.	-Dimensionnement de la solution de renforcement et de blindage des parois. -Vulnérabilité des avoisinants.	-Niveau et état des fondations des avoisinants. -Etat de tenue des terrains. -Risques de présence de terrains décomprimés à cause de la présence de fontis

			(donc caractéristiques géotechniques plus faibles).
G3+G4	-Logiciels de calcul élastoplastiques. -Instrumentation (Jauges Saugnac+Témoins sur façade). -Puits manuels.	-Optimisation des ouvrages. -Reconnaître l'existence d'extensions.	

Ainsi entre autres les inconnus et risques résiduels à gérer en phase travaux sont (Voir figure dans tableau ci-dessous) :

- Niveau et état des fondations (Canalisations fuyardes aux alentours).
- Extension latérale des cavités et présence de fontis ou de zones décomprimés.
- Tenue réelle des terrains vu que les travertins sont des matériaux possédant une cohésion fragile.
- La vulnérabilité des avoisinants.



Travaux de reconnaissance menés en phase G5+G0



Sondage montrant des travertins en excavation et marnes jaunâtres en fond de fouille



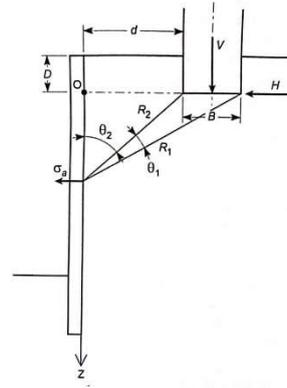
Cavités rencontrées sur la place Moulay El Mehdi et ayant fait l'objet de comblement



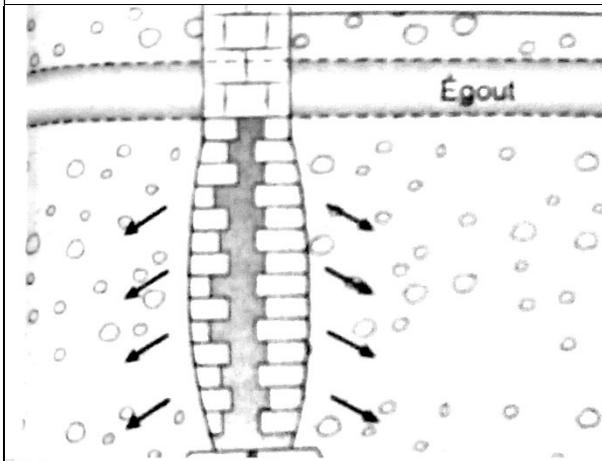
Fontis avec cloche mis à jour au niveau des caves voutées



Fontis mis à jour durant les travaux



Influence du niveau de fondation sur les surcharges due à la construction



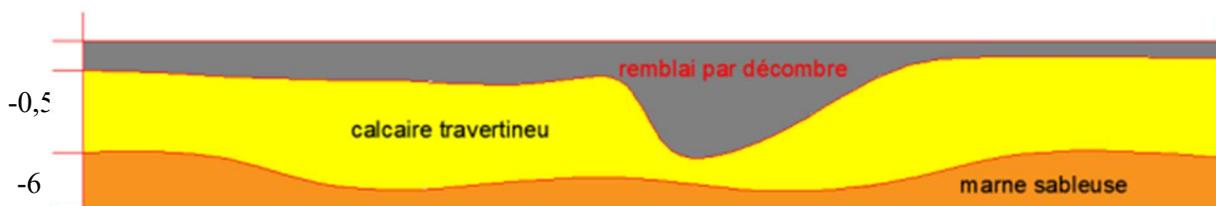
Fondations décomprimées



Tableau 3: Aléas et contraintes géotechniques imposées par le projet

Modèle géotechnique retenu :

Les investigations géotechniques réalisées ont permis de dresser la coupe suivante



:Figure 8: Coupe interprétative

IV. CHOIX DE LA TECHNIQUE :

Compte tenu de :

- ✓ L'exigüité du site (ruelles étroites de 2 m de largeur).
- ✓ La nécessité de terrassement de plus de 6m de profondeur.
- ✓ Façades fragiles.
- ✓ Présence de nappe à partir de 4.5 m de profondeur.

Ainsi à la lumière des contraintes dictées précédemment ,seule une solution par micro berlinoise est envisageable, cette solution offre les avantages suivants :

- ✓ Faible encombrement du matériel (Voir figure 10).
- ✓ Constitue le blindage définitif d'infrastructure pour la trémie avec une continuité d'acier et de béton , avantage non présent pour les autres solutions même pour une paroi moulée.

En effet Le ferrailage du voile en béton armé peut être mis dans l'intervalle entre les profilés (Voir figure ci-dessous),ce dernier fut réalisé en béton coffré.



Figure 10 : Forage des Pieux



Figure 11 : Réalisation du blindage

Vu l'existence du vis-à-vis au niveau de la trémie des butons horizontaux sont la solution idéale.



Figure 12 : Mise en place de butons horizontaux

V. LE DIMENSIONNEMENT PHASE G2 PRO :

1) Dimensionnement GEO :

Le calcul est fait aux coefficients de réaction (MISS-K) et se mène comme pour une berlinoise avec :

- L'inertie est celle du profilé métallique uniquement.
- Du fait du diamètre faible et donc de l'inertie aussi petite, les espacements sont de l'ordre de 1 m et les butons plus nombreux.
- On assume le choix de prendre $\delta a/\phi = 0$ et $\delta p/\phi = -2/3$.

C'est le paramètre ayant le plus d'incidence sur les calculs en effet d'une part les tables de caquot Kerisel pour la détermination des coefficients de poussée et de butée s'y appuient beaucoup et par voie de conséquence la vérification de la sécurité sur le rapport des butées qui doit être supérieur à 1,9 pour une paroi provisoire le cas échéant.

Du fait que les écrans sont en vis-à-vis, l'annexe F de la norme française sur les écrans de soutènement NFP-94-282 précise que, lorsque la largeur de l'excavation est inférieure à trois fois la longueur de transfert, « l'interpénétration des cônes de butée se traduit par une valeur plus élevée du coefficient de réaction ».

🔧 Vérification du renard solide :

VERIFICATION DE LA CONDITION DE RENARD			
Pour que le milieu granulaire reste en équilibre autour du pied du rideau, les contraintes effectives de chaque côté du rideau doivent satisfaire la condition de renard :			
$\sigma'_i \geq \frac{\sigma'_c}{N_q}$ avec $N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{ctg} \phi}$		indice i = intérieur fouille indice e = extérieur fouille	
Chantier : Paroi Isle-Adam			
Données géométriques :			
		nul si nappe au-dessus du TN	d0 = 9,00 m
		Ht de terrain sous nappe	d = 0,00 m
		Ht de nappe / fond de fouille	H = 0,00 m
		Ht de fiche sous le fond de fouille	f = 3,00 m
Données géotechniques :			
Poids volumique du sol		Gsol = 2,00 t/m3	
Poids volumique du sol déjaugé		Gsold = 1,00 t/m3	
Angle de frottement interne du sol		Phi = 25,00 °	
Cohésion du sol (en pied de paroi)		Coh = 0,00 t/m2	
Poids volumique de l'eau		Geau = 1,00 t/m3	
Nq		Nq = 10,66	
Calcul des gradients hydrauliques :			
Rapport des pertes de charges (formule de Mandel)	$\rho = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{d+f}{f}}}$	$\rho = 0,50$	
Gradient hydraulique intérieur fouille	$\text{GHi} = \rho \frac{H}{f}$	GHi = 0,00	
Gradient hydraulique extérieur fouille	$\text{GHe} = (1 - \rho) \frac{H}{d+f}$	GHe = 0,00	
Calcul des contraintes verticales effectives :			
Terme de cohésion :		$\sigma'_c = \text{Coh} \cdot \text{cotg}(\text{Phi}) =$	0,00 t/m2
Contrainte intérieur fouille :		$\sigma'_i = \sigma'_c + (\text{Gsold} - \text{GHi} \cdot \text{Geau}) \cdot f =$	3,00 t/m2
Contrainte extérieur fouille :		$\sigma'_e = \sigma'_c + \text{Gsol} \cdot d_0 + (\text{Gsold} + \text{GHe} \cdot \text{Geau}) \cdot (d+f) =$	21,00 t/m2

La condition de renard est vérifiée pour une fiche de 3 mètres puisque l'on a :

$$\frac{(\sigma e)}{(\sigma i)} = 7 \leq Nq$$

Cette même fiche vérifie le rapport de butée qui est supérieur à 1,9 pour une paroi définitive le cas échéant.

2) Dimensionnement structurel :

Il appartient au Géotechnicien de dimensionner les éléments de blindage (Raidisseur, blindage et butonnage), vu que le profilé choisi peut être sous dimensionné par rapport sollicitations calculés par le Logiciel géotechnique, il s'agit d'un travail itératif vu qu'en changeant de profilé entre étapes, les sollicitations changent compte tenu de la variation de la raideur à cause des effets de voute (Le blindage récupérant une partie de la charge des terres).

Dans ce qui suit nous n'allons pas dimensionner le blindage vu qu'il jouera le rôle aussi de voile définitif.

✚ Dimensionnement des profilés métalliques :

Le cas échéant Conformément à l'Annexe D de la norme NF EN 1993-5 (Calcul des structures en acier Partie 5 : Pieux et palplanches), pour les sections de classe 1 à 2, l'équation suivante doit être vérifiée :

$$\text{Avec : } \frac{N_{ed}}{N_{c;Rd}} + \frac{M_{ed}}{M_{c;Rd}} \leq 1$$

Ned : valeur de calcul de l'effort axial de compression ;

Nc, Rd : valeur de calcul de la résistance de la section transversale à l'effort axial ;

Med : valeur de calcul du moment fléchissant résultant du modèle de calcul MEL ou MISS ;

Mc, Rd : valeur de calcul de la résistance d'une section transversale à la flexion par rapport à l'un de ces axes principaux ;

Ved : valeur de calcul de l'effort tranchant résultant du modèle de calcul MEL ou MISS ;

Vpl, Rd : valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;

A : aire de la section ;

Fy : limite d'élasticité de l'acier ;

Wel, y : module de flexion élastique de la section selon l'axe fort y ;

Av : aire de cisaillement ;

γ_{M0} : coefficient partiel pour la résistance des sections transversales, quelle que soit la classe de section. $\gamma_{M0} = 1.0$.

Le tableau ci-dessous résume les vérifications menées à la flexion et au cisaillement :

Tableau 4 : Vérifications structurelles des profilés exprimées en KN

HEB 220					
Hypothèses d'entrée	Limite élastique acier	f _y (Mpa)		235	
	Aire	A(m ²)		0,0091	
	Coefficients partiels			1	
	Aire de cisaillement	Av(m ²)		0,002792	
	Moment d'inertie	Wel,y(m ³)		0,000736	
Justification	Effort Normal	N _{c,Rd}	Ax _{fy} /γ _{M0}	2139	
	Effort Normal à vérifier	N _{ed}	-	58	ok
	Effort Tranchant	V _{pl,Rd}		379	
	Effort Tranchant à vérifier	V _{ed}		106	ok
	Moment fléchissant	M _{pl,Rd}	Wel,y*f _y /γ _{M0}	173	
	Moment à vérifier	M _{ed}		139	ok
Sollicitations Multiples	Choix du cas	Cas 1			Cas1
		Cas 2			
		Mc,Rd		173	
		Inéquation		0,83	ok

VI. LA VULNERABILITE DES AVOISINANTS :

Compte tenu :

- Des hauteurs d'excavation dépassant les 6 m.
- De la flexibilité de la solution envisagée.
- Des constructions fragiles en maçonnerie avec planchers bois donc pas de chaînage.

Une étude de vulnérabilité est nécessaire sur les bâtiments se situant dans la zone d'influence géotechnique.

Cette dernière a été étalée sur une distance de $3H$ (H étant la hauteur de la fouille) et de L (L étant la largeur des caves voûtées) pour les bâtisses se situant dans le périmètre de celle-ci.

Le potentiel de dommages résulte de l'association de trois paramètres : l'aléa (tassement, rotation ou extension du bâtiment), combiné à la sensibilité du bâtiment (liée à sa conception, son âge, son usage, état de vétusté, mode constructif, ampleur et typologie des fissures, sens de portée des planchers...) et à l'enjeu économique qui y est attaché.

L'aléa tassement dépend des caractéristiques de l'excavation et de l'ISS (Hauteur, caractéristiques des terrains, distance des bâtisses par rapport au bord de l'excavation)

Ceci nous permet de dresser en première approche une cartographie des vulnérabilités.

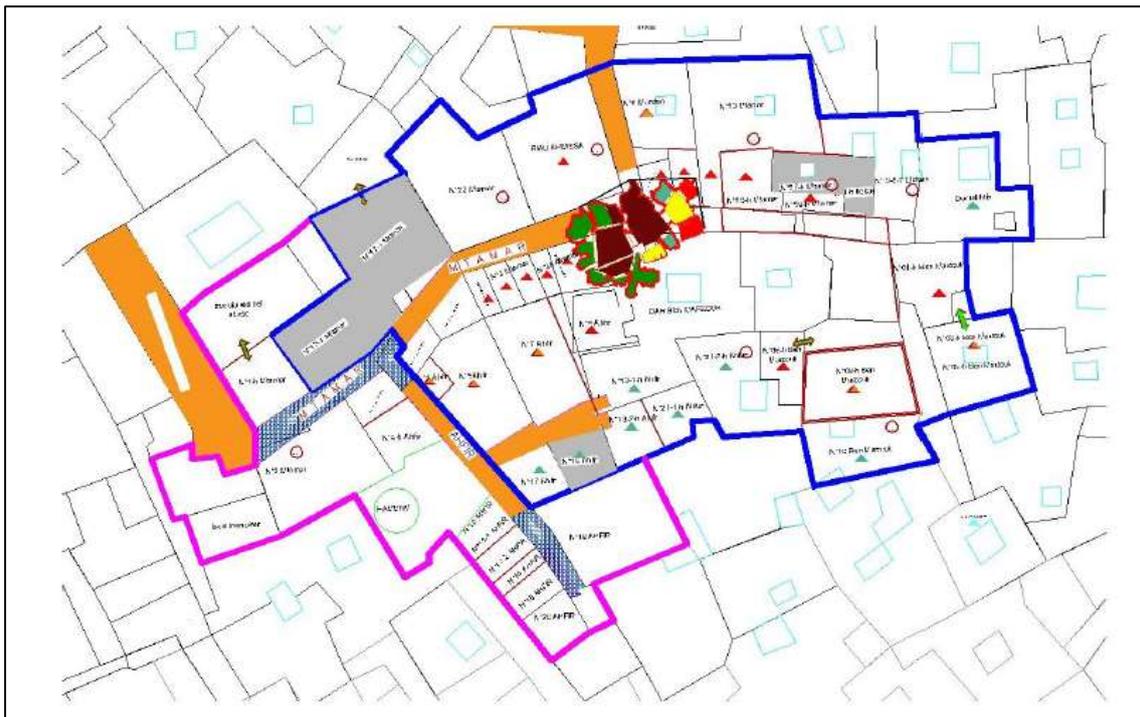


Figure 13: Cartographie des vulnérabilités

Les actions spécifiques à prévoir selon la classe de vulnérabilité du bâti sont définis dans le tableau ci-dessous :

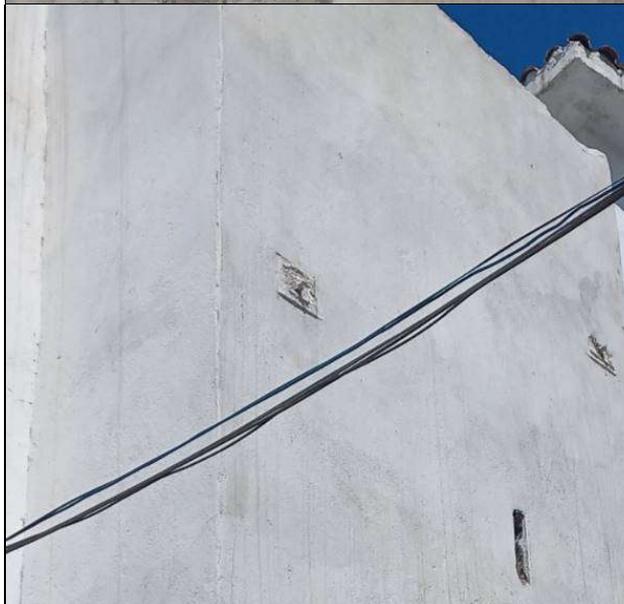
Tableau 5 : Mesures conservatoires à prendre en fonction de la sensibilité du bâti

Sensibilité Bati	Mesures immédiates	Mesures complémentaires
Peu sensible	Surveillance	Intégration au niveau de risque supérieur
Vulnérable	Etalement , Surveillance accrue et demolition des parties instables s'il y a lieu	Evacuation avec éventuellement une RSO
Très Vulnérable	Evacuation et Reprise en sous œuvre(RSO)	

 Particularité du bâti ancien :

- Hétérogénéité des matériaux vue que les constructions ont fait l'objet de plusieurs changements (a).
- Présence de tirants dans les façades mis en cours de construction ou à pastoriéri pour améliorer la stabilité de ces dernières, toutefois ils ne jouent plus leur rôle après atteint un stade avancé de corrosion mais au contraire ils créent des fissures larges allant jusqu'à l'expulsion de la maçonnerie (b).
- Les fondations anciennes sont généralement continues et présentent peu ou pas d'empatement (c).
- La trace du plan moyen d'un mur ancien n'est souvent pas verticale, mais une courbe qui serpente de part et d'autre de l'axe vertical ceci est due aux causes suivantes (Hétérogénéité des maçonneries, excentrement des charges, déformation plastiques des joints à la chaux (d).
- Il est à noter que toute intervention même de renforcement ou pour essayer de redresser ce dévers peut être catastrophique vue que la construction peut être dans un état précaire et qu'il est difficile voir illusoire d'essayer de comprendre le cheminement des charges dans le bâti ancien.
- La ZIG peut être plus étendue que pour des bâtiments en BA, vu la forte interaction entre les bâtisses mitoyennes qui sont accolées (e).
- Vu qu'il arrive aussi que deux immeubles avec un mur mitoyen soient fondés de manière différente.
- Par ailleurs les arcs voutes et Sabas sur les ruelles jouent le rôle de stabilisateur de façade(f).
- Ainsi toute opération de démolition malgré tous le soin apporté peut créer des désordres sur les mitoyens.
- La présence d'ouverture diminue la capacité des murs à résister, notamment au niveau du RDC ou on rencontre des modifications hasardeuses de la structure pour créer des magasins et locaux commerciaux.
- Les fondations peuvent être très altérées et se décompresser à l'ouverture d'une fouille du fait des fuites de canalisations notamment (Voir figure tableau 3).

- Manque de monolithisme par la déficience de la liaison entre murs et planchers entre autres.
- Irrégularité de la structure notamment dans le sens vertical avec présence de niveaux ajoutés non liaisons aux niveaux inférieurs.



(b)



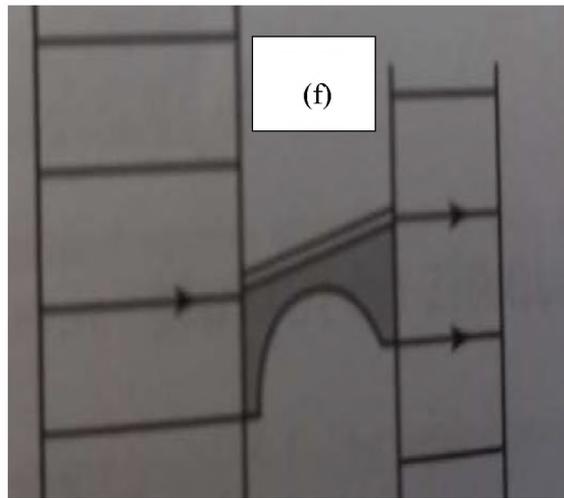
(b)



(c)



(e)



(f)



Figure 13: Photos Bati Ancien

 Programme de suivi :

De ce fait un programme de suivi des bâtiments a été effectué et comprenait la mise en place de jauges saugnac et des cibles sur les façades pour suivi topographique des déplacements.

En plus du critère classique du déplacement limite de 5mm pour les structures fragiles, on s'est basé, et afin juger de la gravité de l'ouverture des fissures mesurées par les jauges, nous nous sommes basés sur les classes de dommages des règles britanniques voir tableau ci-dessous.

Tableau 5: Classes de gravité des fissures

Classe de dommages	0	1	2	3	4	5
Degrés	Négligeables	Très légers	Légers	Modérés	Sérieux	Très sérieux
Largeur des fissures (mm)	< 0,1	< 1	< 5	5 à 15	15 à 25	> 25

Figure 14 : Instrumentation mise en œuvre



Suivant les deux protocoles adoptés nous n'avons mesuré aucun déplacement significatif, ce bon comportement des terrains nous a donnée plus de confiance pour aborder les travaux de terrassement au niveau des caves voûtées, qui comprenaient des sur terrassement de 1,5 m pour raccorder la trémie aux caves, ce terrassement a été effectuée par panneaux alternés.



Figure 15 : Confortement et transformation des caves voutées

VII. CONCLUSION :

L'enchaînement des missions géotechniques défini dans la norme est une procédure rigoureuse qui permet la réduction progressive des incertitudes relatives à la nature et au comportement des sols étudiés, au fur et à mesure de l'élaboration du projet et de sa réalisation.

La maîtrise des risques géologiques, donc des coûts et des délais qui en découlent pour toute opération de construction, ne peut pas atteindre un niveau satisfaisant si cette procédure n'est pas respectée.

En effet dans notre cas la technique utilisée a permis de respecter les contraintes imposées notamment l'exiguïté des lieux avec des largeurs de ruelles de l'ordre de 2 m, par ailleurs cette exigüité s'est révélée être d'un autre côté comme un avantage permettant de réduire la hauteur des fiches des parois d'optimiser dans le butonnage et d'avoir plus de confiance et d'audace afin d'aborder le confortement et les terrassements à l'intérieur des caves voutées.

Par ailleurs les missions géotechniques interpelle le géotechnicien qu'il doit désormais davantage s'impliquer dans le calcul des structures pour être en mesure d'apporter une solution adaptée tant du point de vue de la résistance que des tassements.

Pour finir même si les travaux spéciaux géotechniques ne sont pas visibles à la fin de travaux, ils mettent en évidence les efforts consentis pour mieux comprendre les mécanismes en jeu dans le comportement des ouvrages, améliorer les technologies, et par conséquent progresser vers de meilleurs compromis entre la fiabilité, coût et délai d'exécution, efforts qu'il convient de saluer.

REFERENCES :

NF EN 1993-5
NF P 94 -500
NF P 94 282
Ressources en eau Maroc

EVOLUTION DES TASSEMENT DES SOLS COMPRESSIBLES DANS LE PRERIF MAROCAIN, CAS DE LA REGION DE ARBAOUA, MAROC.

CHEKKOUCH Hajar [1] *

[1] : *équipe de recherche laboratoire des géosciences. Faculté des sciences Kénitra, Université Ibn Tofaïl, B.P 242, Kénitra-Maroc.*

*Corresponding author : Hajar CHEKKOUCH. Email : hajar.chekkouch@uit.ac.ma , GSM : [0696896023](tel:0696896023).

RESUME

L'objectif principal de ce cet article est de calculer des tassements sous les fondations superficielles à partir des résultats des essais en laboratoire et in situ. De différents types des sols, dans la région d'Arbaoua afin de comparer les tassements pressiométriques et œdométriques des sols en question.

Les essais physiques des sols testés nous indiquent que région d'Arbaoua est caractérisée par des sols fins qui appartiennent à la famille des argiles plastiques selon la classification LCPC. Les paramètres mécaniques montrent que ces sols sont en cohésion, moyennement compressibles et gonflants.

L'étude géotechnique de la région marocaine de Arbaoua permet d'identifier les différentes caractéristiques physico-mécaniques des sols compressibles. Cette étude pose en question les conditions de stabilité des ouvrages de génie civil nécessitent des solutions d'amélioration de la qualité des sols d'assises et de les renforcer avant de poser n'importe type de construction, pour le but de sécurité des ouvrages et d'assurer leurs durabilités contre les problèmes du tassement compressibles.

Mots clés : compressibilité, tassement, construction, odomètre, pressiomètre.

- 1-Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2-Fondations Superficielles et Profondes
- 3-Instabilité de talus
- 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site urbain
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galeries et Tunnels
- 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

Analyse de l'instabilité des talus par la méthode de cartographie des risques « Machine Learning »

Cas de la voie express Taza-Al-Hoceima

A. EL FAHSSI¹, H. CHERIFI²

¹Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes, Centre Technique Régionale de Fès- Meknès, Quartier de la Pépinière
Dokkarat – B.P. 2407 Fès Principal, fes.lpee@lpee.ma

² IFSTTAR, Université Gustave Eiffel) – Département GERS, Paris

Résumé : Les interventions multiples du Laboratoire LPEE dans la réalisation de la voie express Taza-Alhoceima et plus particulièrement dans les phénomènes de glissement de terrain ont montré que les plus spectaculaires entre ces derniers sont principalement liés aux structures géologiques. Ces interventions ont également permis de mettre en l'évidence le rôle primordial de l'eau, des pentes de talus et des aléas sismiques dans le déclenchement des ruptures. Certains de ces glissements ont fortement impacté le cout global du marché et ont souvent causé des retards dans les délais d'exécution des travaux.

Par le présent travail, nous essayons de contribuer, via un retour d'expériences, pour apporter plus de précisions sur les facteurs permanents du risque de glissement des talus. C'est une initiative pour tenter de mieux comprendre, grâce à une connaissance géotechnique plus approfondie couplée à l'Intelligence artificielle, les processus de déclenchement de glissement dans cette zone et les paramètres les plus influents sur la stabilité.

C'est dans ce cadre que les données ont été exploitées par des algorithmes machine-learning afin de ressortir une cartographie prédictive des glissements de terrain sur la base de l'historique et des facteurs de risque les plus influents. La connaissance de ces facteurs déclencheurs ou influents, à travers une compilation et traitements de la base de données, permet d'hierarchiser leur rôle dans le déclenchement des phénomènes de glissement et donc de mieux cibler les champs d'intervention du géotechnicien avant ou en cours de l'exécution des travaux.

Mots clés : instabilités des talus, Machine Learning, facteurs de déclenchement.

1-Introduction

Les instabilités de talus constituent un défi récurrent dans le cycle de la conception routière. Topographie, géologie, hydrologie et géométrie de la route, tous sont des facteurs conditionnant le phénomène. Ainsi, les tendances scientifiques actuelles tentent d'anticiper le risque d'une instabilité, de le cerner et le gérer dans le cadre d'une stratégie intégrée et cohésive basée sur des outils scientifiques palpables et Multi-échelles. Ces orientations ont été appuyées par la montée en force des outils numériques et géospatiaux moyennant le couplage de l'expérience empiriques et l'apprentissage de la machine.

En effet, plusieurs pays et à travers une collaboration fructueuse entre académiciens et administrations en charges sont intéressés au management du risques d'une instabilité de talus via une cartographie dynamique dans les sens aussi bien temporel que spatial. Nous citons, à titre d'exemple, les travaux de l'équipe de Mandal et al [1] sur une zone à l'Himalaya ou encore ceux d'Asif et al [2] ayant traité le cas d'autoroute en Egypt.

A la lumière de ces travaux et dans l'objectif de moderniser la pratique nationale, les auteurs de la présente note ont exploité les résultats de plusieurs années d'observation et de suivi de la voie express Taza – Al Hoceima dans le but d'élaborer une cartographie d'aléas d'instabilités dans le couloir routier en objet.

Les principales motivations du présent travail sont celles d'exploiter l'expérience géotechnique LPEE et celle d'autres organismes ayant collaborés sur le projet de la voie express Taza – Al Hoceima pour mettre en place les éléments suivants :

- L'introduction de la cartographie des risques d'instabilité de talus dans les couloirs routiers à difficulté géotechniques particulière.
- La promotion du management anticipatif du risque d'instabilité comme un outil scientifique fiable et concerté entre les différentes parties prenantes.
- La justification de la dynamique générale ayant conduit aux différents cas d'instabilité notés sur le couloir routier depuis 2015.

Cette approche permettra de qualifier le du Machine- Learning comme un outil essentiel dans la macroanalyse géotechnique des projets d'infrastructure routière.

2-Zone de l'étude

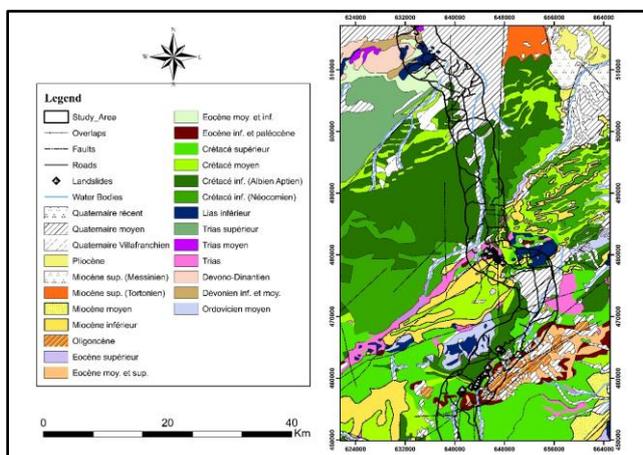
La zone de l'étude est le couloir de la voie express Taza – Al Hoceima depuis Aknoul (34.676°, -3.872 °) jusqu'à la ville d'Al-Hoceima (35.234°, -3.932°). Le projet a été lancé par le royaume afin d'améliorer la connectivité de la ville d'Al-Hociema avec deux régions à savoir celle de Fès – Meknès et celle de l'oriental.

3-Contexte géologique du projet

En ce qui concerne le contexte climatique, le couloir étudié est marqué par un caractère humide à semi humide en fonction de l'altitude.

La section Aknoul - Al-Hociema est départagée hydrologiquement parlant entre deux grands bassins versant, le Lokouss en Nord et le Moulouya au sud. Le contexte topographique présente un aspect montagneux typique (chaîne rifaine) et se caractérise par de forte dénivelée.

La géologie du couloir et selon les différentes cartes géologiques disponibles, le site appartient majoritairement à l'âge crétacé marquée par deux formations dominantes à savoir les marno-calcaire et les schistes. En outre le nord de la route s'étale sur des terrains du quaternaires moyen.



4-Méthodologie

4-1-Collecte des données

Les événements d'instabilités utilisés dans le cadre de cette étude sont issus de l'historique des différentes expertises géotechniques réalisées par le LPEE, des informations reportées par les services du ministère de l'équipement et de l'eau et d'une approche observationnelle adoptée depuis 2015. Les inputs topographiques y compris le tracé routier, celles sur les vocations du terrains (urbaines, agricole, etc.) et celles de la végétation sont extraites des données satellitaires de hautes résolutions diffusées par l'USGS Earth Explorer (relevant du département américain de la géologie).

En outre, les données néotectoniques, géologique sont récupérées à partir des cartes disponibles (carte néotectoniques du Nord du royaume 1/1000000, carte géologique du Maroc 1/1000000, carte géologique d'Aknoul 1/50000, etc.). Pour le volet hydraulique, la cartographie des cours d'eau sont extraits de la base de données SIG des agences des bassins hydrauliques du Lokouss et de la Moulouya.

4-2-Les facteurs conditionnels choisis

Un évènement d'instabilité demeure conditionné par plusieurs facteurs causatifs, le principe général de la méthode utilisée dans la courante étude et d'identifier ces facteurs, les quantifier mathématiquement et optimiser leurs choix.

Ainsi, nous avons décidé d'adopter 11 facteurs. Ce choix est motivé par notre expérience sur le terrain avec une bonne maîtrise de la géologie du projet, mais aussi à travers les études similaires réalisées à l'international. Toutefois, d'autres facteurs peuvent être rajoutés et analysés. En sommes, la précision de la méthode repose sur la rigueur en terme de choix des paramètres à retenir comme facteurs déterminant dans le processus d'instabilité.

4-3-Synthèse sur les expertises géotechniques réalisées par le LPEE

Les expertises géotechniques du LPEE ont été menée depuis le Centre de Fès, de la DTS et du Centre expérimental du Sol. Les interventions traitées dans la présente note ont touché de manière particulière les déblais rocheux qui ont manifesté des signes d'instabilité, il s'agit de :

- Déblai 8 du lot 2
- Les déblais 4, 18, 19, 20, 36 et 45 du lot 3,
- Les points de PK11+400, PK 12+100, et PK 19+400-19+600 du lot 4,

Les formations géologiques traitées au cours de ces expertises géologiques sont les suivantes :

1. Les marnes blanches à silex de la nappe de Bouhaddoud -Jbel Tarnest (Paléocène moyen)
2. La formation marno-calcaire du Cénomaniens, au niveau de Jbel sidi Messaoud, Jbel Tahar Lekbir
3. Des marnes et des marno-calcaires du sénonien
4. Les calcaires détritiques du paléocène-éocène à Jbel Tikhechniouene
5. Des pélites sombres du barrémo albien

Les pathologies observées au cours de ces expertises peuvent être classées comme suit :

- Des glissements de structure,
- Des effondrements liés à la présence de vides souterrains
- Des glissements de type circulaire
- Des petits glissements de terrain liés à des profils mixtes
- Des mouvements de terrains contrôlés par la géodynamique régionale.

4-4-Choix des facteurs conditionnels

Les facteurs conditionnels choisis sur la base des conclusions des études entamées par le laboratoire pour le couloir de Taza_Alhoceima sont les suivants:

- **La pente des talus** : facteur géométrique déterminant par rapport à la stabilité des versant Mahalingam et Kim 2021 [3]
- **L'orientation des talus** : plusieurs études ont montré que ce paramètre influence significativement le déclenchement du processus d'instabilité (Neuhäuser et al. 2012 [4]; Quan and Lee 2012 [5]; Devkota et al. 2013 [6]). Il conditionne le processus hydrologique, l'évapotranspiration, la végétation et l'érosion des versant.
- **La forme des profils favorable ou défavorable (concavité et convexité)**: facteur géomorphologique qui contrôle selon plusieurs études le processus d'érosion de masse et déterminent l'inclinaison et la forme des pentes. En addition, il impact le champ des contraintes de cisaillement sur les talus étudiés (Ohlmacher 2007 [7]).
- **La présence de failles** : considéré comme un paramètre tectonique et dynamique, les failles agissent négativement sur les résistances mécaniques des massifs rocheux traversés et conditionne leurs stabilités.
- **Distance par rapport à la voie** : selon Wang et al. 2016 [8], la création des routes contribue à la déstabilisation des équilibres des versant. Un projet routier influence directement la topographie, la géomorphologie et les paramètres mécaniques des zones traversées.
- **Distance par rapport aux cours d'eau** : ce paramètre renseigne sur la proximité d'un point donnée par rapport au réseau hydrographique favorisant le changement d'état hydrique des formations et par suite les phénomènes d'instabilités
- **Occupation du sol / activité sur sol** : ce paramètre présente un facteur important relativement aux activités menées sur le sol objet de l'analyse à savoir les actions anthropiques, l'urbanisme local, l'exploitation minière ..etc pouvant aggraver ou déclencher des instabilités de terrain.
- **Nature Géologique des terrains** : la géologie est un paramètre décisif dans le processus d'instabilité, il renseigne sur la lithologie prédominante et permet de lier les différentes natures géologiques à la dynamique du phénomène.
- **Couverts végétaux et leur nature** : paramètre indicatif de l'état de la végétation et sa nature.
- **L'altitude** : facteur géomorphologique relatif aux altitudes par rapport au NGM.

4-5-Classification statistique

Globalement, la cartographie spatiale des instabilités de terrain peut être traitée comme une tâche de classification binaire typique, où la présence/absence du phénomène peut être représenté respectivement par des cas positifs et des cas négatifs, (Bennett et al. 2016).

Les modèles récents d'apprentissage automatique ont la capacité de cartographier la prédiction spatiale qui donne une carte décrivant les probabilités (continues) dans la gamme de 0 à 100. Ces probabilités peuvent être utilisées pour déterminer la présence/absence la plus probable d'une classe à chaque emplacement de prédiction.

Dans cette communication, tous les algorithmes de prédiction sont implémentés en mode "probabilité", c'est-à-dire qu'ils décrivent directement les cartes de probabilité à travers la zone d'étude par classe. Chaque modèle est capable d'indiquer pour chaque classe la probabilité qu'un pixel donné appartenant à cette classe.

Le principal avantage du mode "probabilité" est que les résultats peuvent être évalués, filtrés et affinés pour améliorer les capacités de détection de l'algorithme.

5-Algorithmes d'apprentissage

5-1-Random forest (RF)

Le random forest est un algorithme incontournable en machine learning. Random forest signifie « forêt aléatoire ». Proposé par Leo Breiman en 2001, c'est un algorithme qui se base sur l'assemblage d'arbres de décision. Il est assez intuitif à comprendre, rapide à entraîner et il produit des résultats généralisables. Chaque arbre dispose d'une vision parcellaire du problème du fait d'un double tirage aléatoire :

- Un tirage aléatoire avec remplacement sur les observations (les lignes de la base de données). Ce processus s'appelle le tree - bagging,
- Un tirage aléatoire sur les variables (les colonnes de votre base de données). Ce processus s'appelle le feature sampling.

A la fin, tous ces arbres de décisions indépendants sont assemblés. La prédiction faite par le random forest pour des données inconnues est alors la moyenne (ou le vote, dans le cas d'un problème de classification) de tous les arbres. L'idée de base de cet algorithme est assez intuitive.

5-2-Support Vector Machines (SVM)

Les SVMs sont une famille d'algorithmes d'apprentissage automatique qui permettent de résoudre des problèmes tant de classification que de régression ou de détection d'anomalie. Ils sont connus pour leurs solides garanties théoriques, leur grande flexibilité ainsi que leur simplicité d'utilisation même sans grande connaissance de data mining. Les SVMs ont été développés dans les années 1990. Leur principe est simple : ils ont pour but de séparer les données en classes à l'aide d'une frontière aussi « simple » que possible, de telle façon que la distance entre les différents groupes de données et la frontière qui les sépare soit maximale. Cette distance est aussi appelée « marge » et les SVMs sont ainsi qualifiés de « séparateurs à vaste marge », les « vecteurs de support » étant les données les plus proches de la frontière.

Cette notion de frontière suppose que les données soient linéairement séparables, ce qui est rarement le cas. Pour y pallier, les SVMs reposent souvent sur l'utilisation de « noyaux ». Ces fonctions mathématiques permettent de séparer les données en les projetant dans un feature space (un espace vectoriel de plus grande dimension, voir figure ci-dessous). La technique de maximisation de marge permet, quant à elle, de garantir une meilleure robustesse face au bruit et donc un modèle plus généralisable.

5-3-Artificial Neural Networks (ANN)

Une ANN implique généralement un grand nombre de processeurs fonctionnant en parallèle et disposés en étages. Le premier niveau reçoit les informations d'entrée brutes, comme les nerfs optiques dans le traitement visuel humain. Chaque niveau successif reçoit la sortie du niveau précédent, plutôt que l'entrée brute — de la même manière que les neurones plus éloignés du nerf optique reçoivent les signaux de ceux qui en sont plus proches. Le dernier niveau produit la sortie du système.

Chaque nœud de traitement possède sa propre petite sphère de connaissances, y compris ce qu'il a vu et toutes les règles qu'il a programmées à l'origine ou développées pour lui-même. Les niveaux sont fortement interconnectés, ce qui signifie que chaque nœud du niveau n sera connecté à de nombreux nœuds du niveau $n-1$ – ses entrées – et du niveau $n+1$, qui fournit les données d'entrée pour ces nœuds. Il peut y avoir un ou plusieurs nœuds dans la couche de sortie, à partir desquels on peut lire la réponse qu'elle produit.

Les réseaux neuronaux artificiels se distinguent par leur capacité d'adaptation, ce qui signifie qu'ils se modifient au fur et à mesure de leur formation initiale et que les exécutions ultérieures fournissent davantage d'informations sur le monde. Le modèle d'apprentissage le plus élémentaire est centré sur la pondération des flux d'entrée, c'est-à-dire la façon dont chaque nœud pondère l'importance des données d'entrée de chacun de ses prédécesseurs. Les intrants qui contribuent à l'obtention de bonnes réponses ont une pondération plus élevée.

5-4-k-nearest Neighbors (KNN)

L'algorithme K-NN (K-nearest neighbors) est une méthode d'apprentissage supervisé. Il peut être utilisé aussi bien pour la régression que pour la classification. Son fonctionnement peut être assimilé à l'analogie suivante "dis-moi qui sont tes voisins, je te dirais qui tu es...".

Pour effectuer une prédiction, l'algorithme K-NN ne va pas calculer un modèle prédictif à partir d'un Training Set comme c'est le cas pour la régression logistique ou la régression linéaire. En effet, K-NN n'a pas besoin de construire un modèle prédictif. Ainsi, pour K-NN il n'existe pas de phase d'apprentissage proprement dite. C'est pour cela qu'on le catégorise parfois dans le Lazy Learning. Pour pouvoir effectuer une prédiction, K-NN se base sur le jeu de données pour produire un résultat.

Pour effectuer une prédiction, l'algorithme K-NN va se baser sur le jeu de données en entier. En effet, pour une observation, qui ne fait pas parti du jeu de données, qu'on souhaite prédire, l'algorithme va chercher les K instances du jeu de données les plus proches de notre observation. Ensuite pour ces K voisins, l'algorithme se basera sur leurs variables de sortie (output variable) y pour calculer la valeur de la variable y de l'observation qu'on souhaite prédire.

Par ailleurs :

- Si K-NN est utilisé pour la régression, c'est la moyenne (ou la médiane) des variables y des K plus proches observations qui servira pour la prédiction
- Si K-NN est utilisé pour la classification, c'est le mode des variables y des K plus proches observations qui servira pour la prédiction

5-5-XGBoost

XGBoost signifie eXtreme Gradient Boosting. Comme son nom l'indique, c'est un algorithme de Gradient Boosting. Il est codé en C++ et disponible dans à peu près tous les langages de programmations utiles en Machine Learning, tels que Python, R ou encore Julia.

Le Gradient Boosting est un algorithme particulier de Boosting. Le Boosting consiste à assembler plusieurs « weak learners » pour en faire un « strong learner », c'est-à-dire assembler plusieurs algorithmes ayant une performance peu élevée pour en créer un beaucoup plus efficace et satisfaisant. L'assemblage de « weak learners » en « strong learner » se fait par l'appel successif de ceux-ci pour estimer une variable d'intérêt. Dans le cadre d'une régression, le principe va être d'estimer nos outputs par le modèle 1, puis d'utiliser les résidus de ce modèle comme variable cible du modèle 2 et ainsi de suite.

Pour pouvoir prédire un output en fonction d'un input dont on ne connaît pas la variable cible, il faut prédire le résidu de chaque modèle et ensuite en faire la somme. Dans le cadre d'une classification, chaque individu dispose d'un poids qui sera le même au départ, et qui, si un modèle se trompe, sera augmenté avant d'estimer le modèle suivant (qui prendra donc en compte ces poids). La particularité du Gradient Boosting est que dans la classification, l'actualisation des poids se calculera de la même façon que la descente de gradient stochastique, et dans la régression, la fonction de coût globale aura aussi la même structure que la descente de gradient stochastique.

1.1 Synthèse graphique

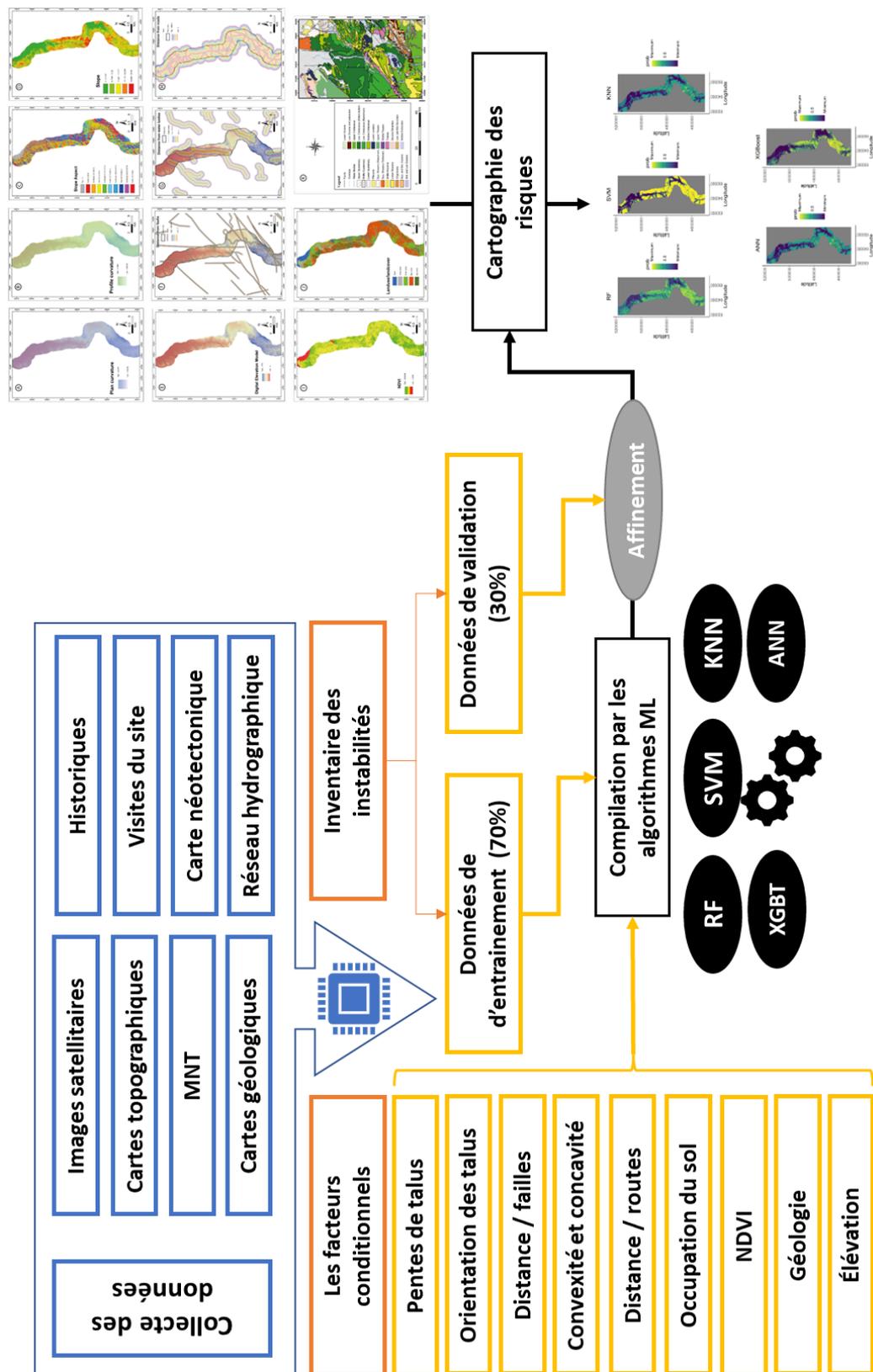


Figure 2: synthèse méthodologique

6-Résultats et Interprétation

6-1-Analyse quantitative et facteurs prédominants

L'analyse des différentes cartes résultant des cinq algorithmes montre une susceptibilité variable. La figure suivante montre le pourcentage de la surface terrestre selon quatre intervalles de probabilité :

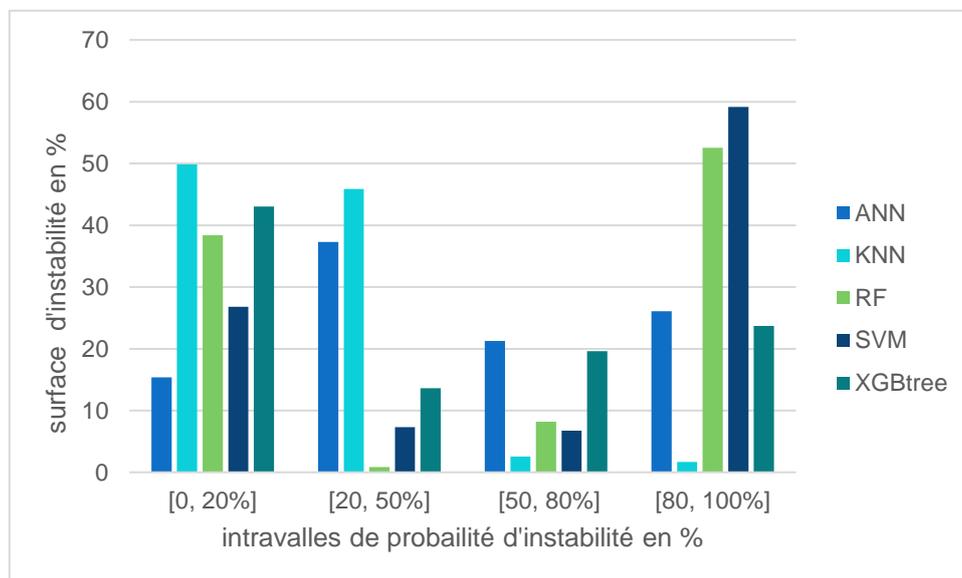
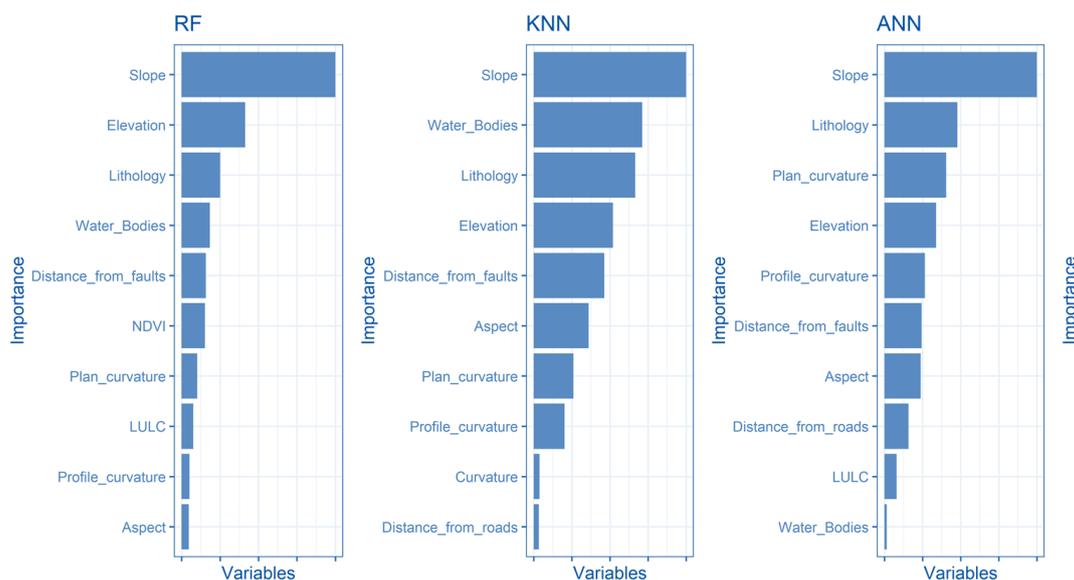


Figure 3: distribution des surface par rapport aux intervalles des probabilités

Ainsi, nous notons que 4 algorithmes sur 5 montrent qu'au moins 25% du couloir étudiée présente un risque supérieur à 80.00% avec une moyenne de 32.63% avec un écart type de 23.28. En outre, 42.47% du la zone présente un risque supérieure ou égale à 50.00%.

La méthode utilisée permet d'hiérarchiser la contribution des paramètres in-puts en fonction de leurs degrés d'importance suite à la compilation des différents algorithmes. La figure suivante indique les résultats trouvés :



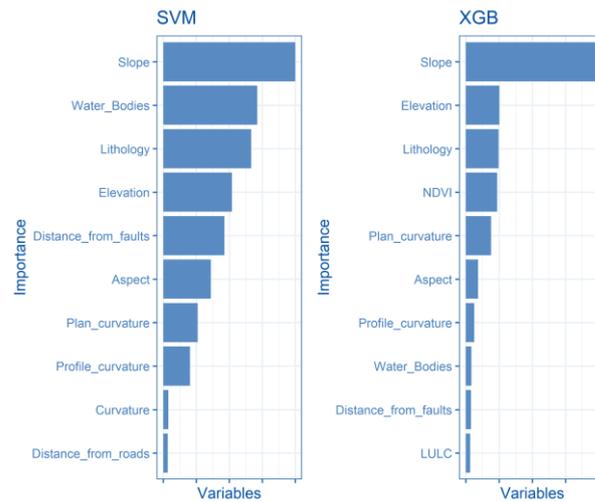


Figure 4 : poids des facteurs

L'analyse des outputs indique que Les principaux facteurs déclenchant les glissements de terrain dans la zone d'étude sont la topographie et la géologie (un poids de plus de 40%), la proximité des oueds (13%), le NDVI (Normalized Difference Vegetation Index) et la présence dans un couloir de faille (12%). Le paramètre « distance par rapport à la route » semble n'avoir qu'un faible contrôle sur le déclenchement de glissement avec un poids de moins 5%. Tous ces résultats indiquent que les phénomènes de glissement connus au cours et après exécution des travaux de la voie express sont en majorité contrôlés par une géodynamique active de la chaîne rifaine et sont peu liés aux travaux d'exécution du projet.

6-2-Performance prévisionnelle

Le jugement de la performance et la précision des algorithmes est basé sur deux indicateurs statistiques largement utilisés pour la problématique traitée dans la courante étude à savoir l'indice Kappa et l'indice Overall Accuracy.

Les valeurs calculées de ces deux indices (figure 5) indiquent que l'algorithme le plus fiable est celui du Random Forest avec un Kappa de 0.789 et un Overall accuracy de 0.9017.



Figure 5: indice de précision statistiques

1.2 Cartes d'aléa

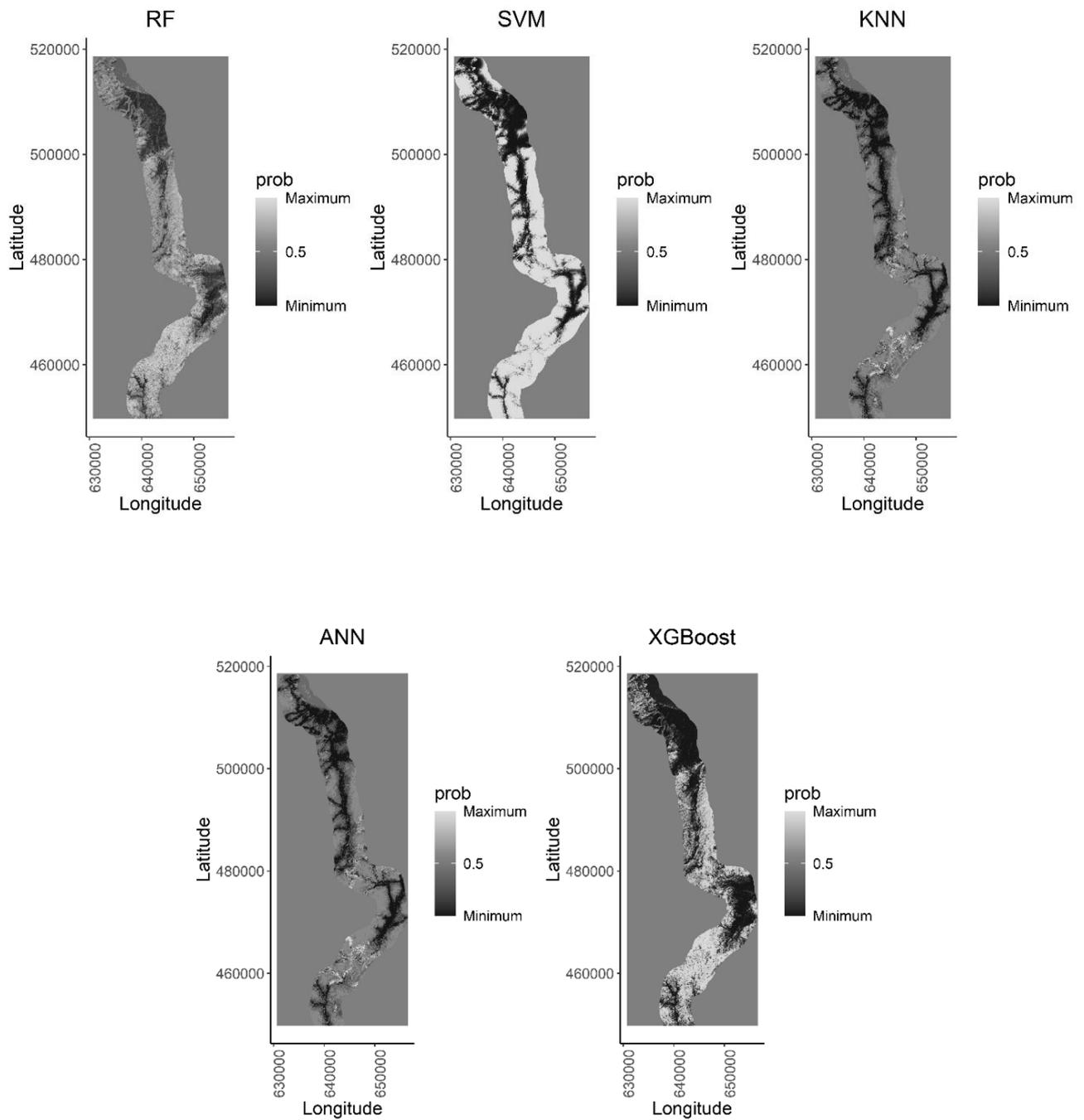


Figure 6: carte d'aléa

7-Conclusion :

L'approche fondée sur la méthode machine learning appliquée aux instabilités de terrains permet de répondre à différentes questions que le Géotechnicien soulève au cours de la phase de conception d'un projet routier. Il ne s'agit pas d'une réponse générale mais plutôt une partie

de la solution afin d'obtenir une gestion raisonnée des risques naturels qui peuvent affecter un projet donné.

A noter que ce présent travail fait clairement partie du domaine de la recherche, sans se désintéresser toutefois de l'expertise. La méthode machine Learning peut donc être alimentée par des experts puis mise à la disposition des concepteurs à priori comme un moyen complémentaire pour répondre à des besoins et faire des choix de variantes.

Dans le cas de cette application, l'exploitation des données géologiques, hydriques, morphologiques et celle du projet en place a montré que les phénomènes de glissement connus au cours et après exécution des travaux de la voie express sont en majorité contrôlés par une géodynamique active de la chaîne rifaine.

A l'échelle des choix de variantes d'algorithmes, cette approche méthodologique a permis de ressortir les éléments suivants

- L'algorithme RF (random forrest) semble le mieux adapté aux études de glissement de terrain dans l'aire d'étude ; il présente des indices de précision « Kappa » et « overall accuracy index » de valeurs respectives 0,8 et 0,9 supérieures aux autres algorithmes,
- Des cartes de risques par choix d'algorithme : avec plus de 26% de l'aire d'étude qui présente une probabilité de risque de glissement supérieure à 80% (moyenne des valeurs de l'ensemble des algorithmes).
- Une hiérarchisation des facteurs d'influence : les principaux facteurs déclenchant les glissements de terrain dans la zone d'étude sont la topographie et la géologie (un poids de plus de 40%), la proximité des oueds (13%), le NDVI (Normalized Difference Vegetation Index) et la présence dans un couloir de faille (12%). Le paramètre « distance par rapport à la route » semble n'avoir qu'un faible contrôle sur le déclenchement de glissement avec un poids de moins 5%. Tous ces résultats indiquent que les phénomènes de glissement connus au cours et après exécution des travaux de la voie express sont en majorité contrôlés par une géodynamique active de la chaîne rifaine et sont peu liés aux travaux d'exécution du projet.

Bibliographie

- [1] Mandal, K., Saha, S. and Mandal, S., 2021. Applying deep learning and benchmark machine learning algorithms for landslide susceptibility modelling in Rorachu river basin of Sikkim Himalaya, India. *Geoscience Frontiers*, 12(5), p.101203.
- [2] Ahmed, Asif, Sadik Khan, Sahadat Hossain, Tural Sadigov, and Prabesh Bhandari. "Safety prediction model for reinforced highway slope using a machine learning method." *Transportation research record* 2674, no. 8 (2020): 761-773.
- [3] Mahalingam R, Byungmin K (2021) Factors Affecting Occurrence of Landslides Induced by the M7.8 April 2015, Nepal Earthquake. *KSCE J CIV ENG* 25:78–91. 10.1007/s12205-020-0508-1.
- [4] Neuhäuser B, Damm B, Terhorst B (2012) GIS-Based Assessment of Landslide Susceptibility on the Base of the Weights-of-Evidence Model. *Landslides* 9:511–28. 10.1007/s10346-011-0305-5.
- [5] Quan HC, Byung GL (2012) GIS-Based Landslide Susceptibility Mapping Using Analytic Hierarchy Process and Artificial Neural Network in Jeju (Korea). *KSCE J CIV ENG* 16 :1258–66. 10.1007/s12205-012-1242-0.
- [6] Devkota KC, Regmi AD, Pourghasemi HR, Yoshida K, Pradhan B, Ryu IC, Dhital MR, Althuwaynee OF (2013) Landslide Susceptibility Mapping Using Certainty Factor, Index of Entropy and Logistic Regression Models in GIS and Their Comparison at Mugling-Narayanghat Road Section in Nepal Himalaya. *Natural Hazards* 65:135–65. 10.1007/s11069-012-0347-6.
- [7] Ohlmacher GC (2007) cPlan curvature and landslide probability in regions dominated by earth flows and earth slides. *Engineering Geology*. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.01.005>.
- [8] Breiman L (2001) Random Forests. *Lecture Notes in Computer Science*.

Justifications et gestion des instabilités liées à l'installation des voussoirs de tunnel en béton fibré : REX du métro de Toulouse.

H.Cherifi

IFSTAR, Université Gustave Eiffel – Département GERS, Paris

ABSTRACT : Le creusement par tunnelier est l'une des techniques répandues pour la réalisation des ouvrages de tunnel. Classiquement, les revêtements utilisés étaient à base de béton armé, dont la conception et la justification sont régulées par des recommandations internationales de l'ITA ou locales selon chaque pays. Ces dernières années, une variante de voussoirs basée sur le béton fibré prend de plus en plus d'ampleur pour les concepteurs et les maîtres d'ouvrage en raison de son coût optimal, des facilités d'exécution relativement aux choix classiques et surtout de sa bonne tenue face aux sollicitations accidentelles (feu, poussée du tunnelier...). L'objectif de cet article est de présenter l'état de l'art et les pratiques modernes concernant deux étapes importantes de la justification de ces ouvrages. La première concerne l'étude des déformations et de l'instabilité pouvant affecter le sol encaissant et, par la suite, le voisinage, surtout dans les contextes urbains complexes. La deuxième phase concerne les vérifications structurelles issues de modèles géotechniques rigoureux et adaptés. Le retour d'expérience présenté concerne le lot 3 de la nouvelle ligne de métro de Toulouse, qui s'étend sur 3,2 km et englobe quatre gares : Raynal (RAY), Bonnefoy (BON), Matabiau (MAT) et François Verdier (FVD), ainsi que trois ouvrages annexes (puits superficiels). La couverture au-dessus du tunnel varie entre 14 et 33 m environ. Le point le plus bas du tunnel se trouve au droit de l'ouvrage PSB (PK 10+400 environ). Le contexte géologique de la ville de Toulouse présente une complexité particulière liée à la présence des faciès quaternaires, dont les caractéristiques mécaniques sont modestes, ainsi qu'à un substratum molassique à prédominance marneuse limoneuse. Le contexte hydrogéologique du projet est principalement influencé par le réseau hydrographique (Garonne, Touch, Hers) et ses vastes plaines alluviales. Deux principales nappes sont présentes à l'échelle du tronçon étudié, avec des comportements hydrauliques a priori spécifiques et des interactions inter-réservoirs. On note ainsi une nappe de faible profondeur dans les alluvions (basse terrasse, basse plaine de la Garonne, alluvions des cours d'eau secondaires, alluvions du seuil de Toulouse) et les remblais, ainsi qu'un deuxième aquifère plus diffus dans les formations molassiques semi-perméables, qui peut être en équilibre avec la nappe des alluvions/remblais ou subir l'influence de limites hydrogéologiques latérales. L'étude réalisée a permis de cerner les zones à risque et de proposer les solutions de stabilisation adéquates (recours à la méthode convergence-confinement et la méthode des éléments finis), en justifiant l'ouvrage durablement tout en tenant compte des propriétés du béton fibré (plastification du béton et développement de la fissuration).

Mots clés : Tunnel, voussoirs, béton fibré, convergence- confinement, éléments finis, comportement plastique.

1 DESCRIPTION GENERALE DU PROJET

Le tracé du lot 3 de la ligne C du métro de Toulouse se situe entre la station Raynal et l'ouvrage annexe Saint Sauveur. Le projet inclut 4 gares : Raynal (RAY), Bonnefoy (BON), Matabiau (MAT), et François Verdier (FVD), puis 3 ouvrages annexes : OA Lapujade (PLJ), OA Périole (PPE) et OA Saint Aubin (PSB). Le tunnel foré au tunnelier fait 3,814 km, entre la gare Raynal (entrée en terre du tunnelier 3) et l'OA Saint Sauveur (sortie de terre du tunnelier 3). L'OA Saint Sauveur (PSV) est exclue du marché. En effet, les travaux de génie civil de cet ouvrage annexe permettant le démontage du tunnelier 3 sont réalisés concomitamment mais dans le cadre d'un marché de génie civil distinct (lot 4). Le profil en long géologique montre que le terrain naturel le long du tracé du lot 3 se situe au niveau d'une côte moyenne de l'ordre de 145 m NGF (valeur minimale de 139,5 m NGF au PK 8+300 et maximale de 160 m NGF au PK 8+900).

La couverture au-dessus du tunnel varie entre 14 et 33 m environ. Le point le plus bas du tunnel se trouve au droit de l'ouvrage PSB (PK 10+400 environ) et l'épaisseur minimale de couverture est d'environ 13,7 m au droit de la station Raynal (point de départ du lot 3).

La molasse est dominée par les matériaux cohérents (Mf, Mm), avec environ 15-20 % de matériaux grossiers (Mg) et une faible proportion de matériaux rocheux (Mr, 2-3 %). Le faciès rocheux n'est pas significativement présent en épaisseur sur le lot 3.

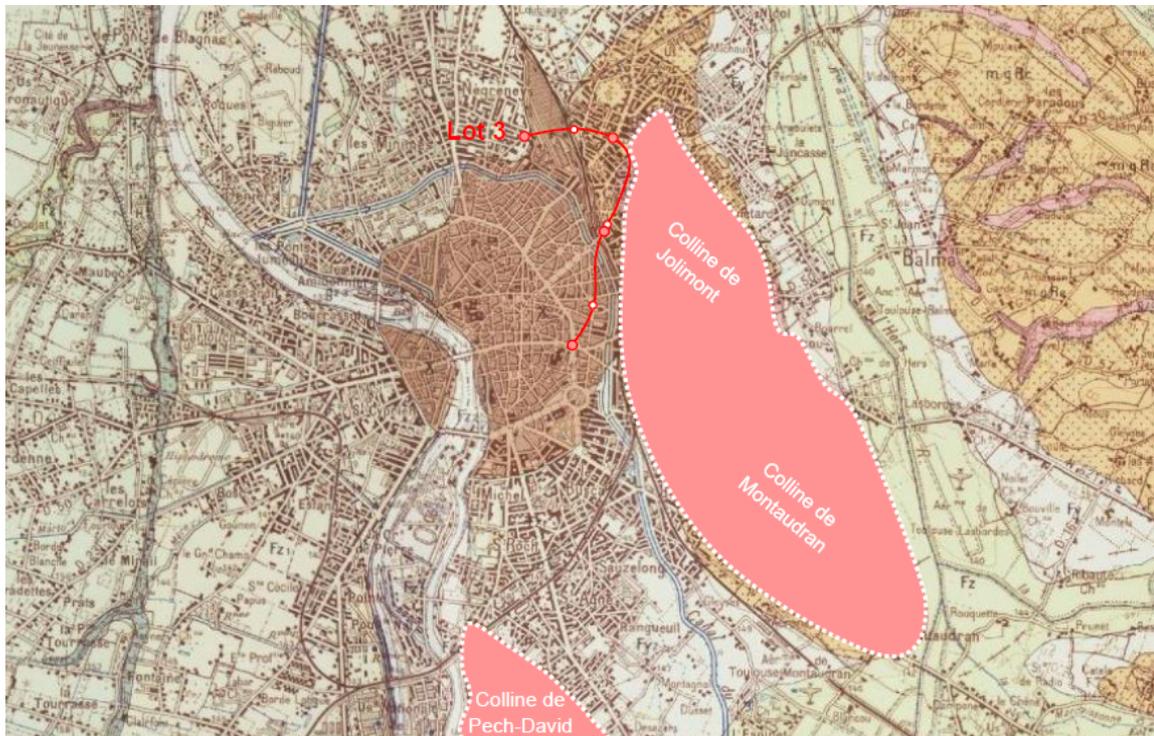


Figure 2: Situation géologique du projet

2.2 Hydrogéologie

Le contexte hydrogéologique de Toulouse est principalement influencé par les cours d'eau tels que la Garonne, le Touch et l'Hers, ainsi que leurs plaines alluviales. Deux nappes principales sont présentes dans la zone étudiée :

- Une nappe peu profonde située dans les alluvions (basses terrasses et plaines de la Garonne) et les remblais, souvent en lien avec le réseau hydrographique et reposant sur le toit de la molasse.
- Une nappe plus diffuse dans les formations molassiques semi-perméables, pouvant interagir avec la nappe des alluvions ou être influencée par des limites hydrogéologiques.

2.3 Hypothèses géotechniques

La définition de la stratigraphie dans la section courante du tunnel est basée sur le profil en long géologique (cahier B du projet). Les formations identifiées sont modélisées par une loi HSM (Hardening Soil Model). Le modèle HSM est un modèle à surfaces d'état limite fermées, reposant sur deux types de surfaces distinctes : l'une étant une surface de cisaillement et l'autre une surface de compression. Ces deux familles se comportent de manière indépendante ; ainsi, si l'une est activée, l'autre ne varie pas, sauf dans le cas particulier où les deux sont sollicitées simultanément. De plus, les surfaces d'état limite de la première famille modifient leur géométrie en fonction de l'écroutissage, exprimé par une loi reliant la forme et la taille de la surface à la distorsion plastique.

En ce qui concerne la loi d'écoulement plastique, il est important de noter qu'elle diffère de celle des états limites. Le stade de rupture est atteint lorsque la surface cesse de subir de l'écroutissage.

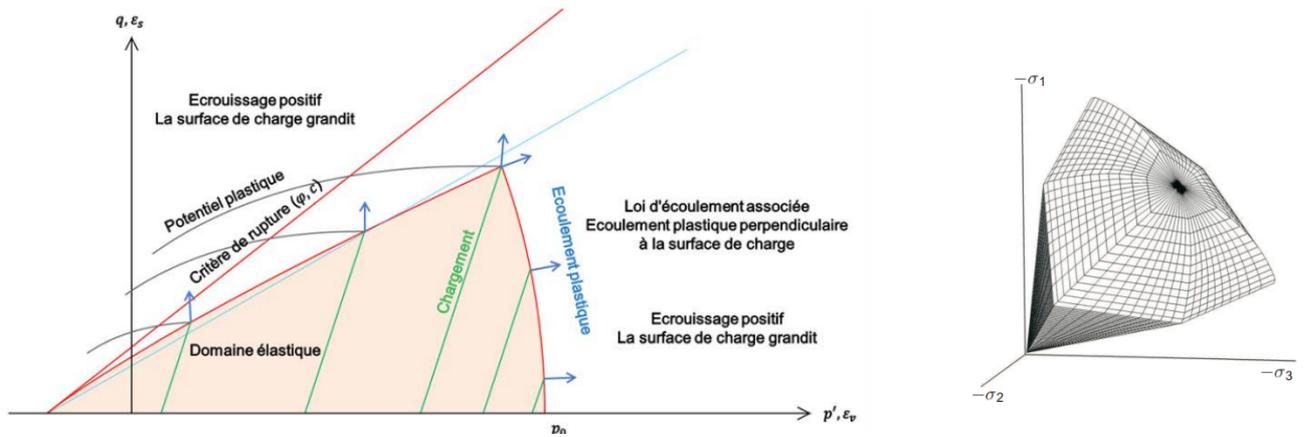


Figure 3: illustration du modèle HSM

L'usage de ce modèle nécessite la définition de 11 paramètres tel qu'indiqué sur le tableau suivant :

Notation	Paramètres	Phase concernée
E_{ur}	Module de Young en rechargement	Elasticité
ν_{ur}	Coefficient de Poisson	Elasticité
E₅₀	Module de Young à 50% de la rupture	Plasticité (écrouissage, famille I)
R_f	Ratio déviateur rupture sur déviateur asymptotique (valeur souhaitable de 0,9 selon [Zsoil manuel])	Plasticité (états limites, famille I)
φ	Angle de frottement	Plasticité (états limites, famille I)
c	Cohésion	Plasticité (états limites, famille I)
ψ	Angle de dilatance	Plasticité (écoulement plastique, famille I)
E_{oed}	Module œdométrique	Plasticité (écrouissage, famille II)
K_{0nc}	Coefficient de pression des terres au repos en consolidation normale	Plasticité (états limites, famille II)
m	Puissance liant les raideurs aux contraintes	Plasticité et élasticité (famille I et II)
p_{ref}	Pression de référence pour laquelle sont définis les modules	Plasticité et élasticité (famille I et II)

Afin de qualifier l'état de contrainte naturelle dans les différents faciès de la molasse, il est proposé de retenir le profil de la figure ci-dessous :

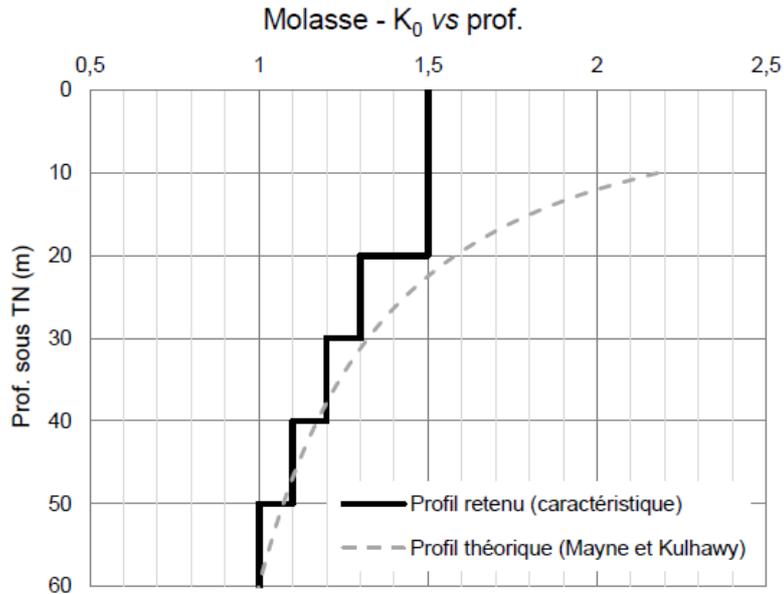


Figure 4: Profil retenu pour le coefficient de pression horizontale des terres au repos K_0 dans la molasse

2.4 Géométrie et matériaux du revêtement

Le tunnel creusé au tunnelier est un monotube à 2 voies. En section courante, le revêtement sera réalisé en béton renforcé par fibres métalliques ; au droit des entrées, des sorties, des rameaux de raccordement aux puits et des points singuliers, il sera réalisé en béton armé classique. Conformément au CCTP et aux plans du marché, le rayon intrados est 4.25m, l'extrados 4.65m, l'épaisseur 40cm. Chacun des anneaux retenus pour le lot 3 de la nouvelle ligne C du métro de Toulouse est composé de 7 voussoirs numérotés par ordre de pose V1 à V7 :

- V1 à V4, voussoirs décrivant un angle de $51,23^\circ$
- V6 et V6, voussoirs contre clés décrivant un angle de $51,23^\circ$
- V7, grande clé décrivant un angle de $52,18^\circ$

3 ANALYSE ET JUSTIFICATION

3.1 Analyse en déformation

Le but des calculs est de déterminer la pression de consigne permettant aussi bien de stabiliser le front de taille en creusement que de respecter les seuils des tassements induits par le passage du tunnelier sous les différents bâtis et avoisinants.

Généralement, les études sont présentées en cinq parties :

- **Note d'hypothèses de la stabilité du front de taille et des déformations** : Elle s'agit de la note qui définit les hypothèses générales ainsi que les démarches de calcul utilisées pour la détermination de la pression de consigne pour les différentes coupes de calcul.
- **Notes des choix et détails des coupes** : Elles permettent d'identifier les différentes coupes de calcul (nom, position, avoisinants impliqués, ligne et TBM impliqués, géologie de front, etc...).
- **Notes de calcul de déformation des coupes particulières** : Elles présentent les hypothèses spécifiques de chaque coupe particulière (géologie, paramètres géotechnique,

surcharges, modélisation des avoisinants, etc ...) et les calculs détaillés de la pression de consigne et de la stabilité du front de taille.

- **Notes de calcul de déformation des coupes entrées/sorties** : Elles présentent les hypothèses et démarches de calculs spécifiques (géologie, paramètres géotechnique, surcharges, modélisation des avoisinants, etc ...) ainsi que les calculs détaillés de chaque coupe de démarrage de tunnelier et les entrées/sorties de terre de chaque ouvrage traversé par un tunnelier en boîte vide.
- **Notes de calcul de déformation des coupes courantes** : Les résultats des coupes particulières sont complétés par des calculs aux éléments finis des coupes courantes pour la détermination du scénario de référence de la pression courante (hors zone des points singuliers). Les calculs analytiques sont ensuite utilisés afin de déterminer les tassements à chaque 50 m du tracé.
- **Note de synthèses des études de tassement** : Elles présentent la synthèse des résultats des études (tassements et pressions de consigne) de chaque tunnelier.
- **Profil en long des tassements et de la pression de consigne** : Ils s'agissent des plans qui présentent les profils en long des tassements et de la pression de consigne de chaque tunnelier.

La pression de consigne est définie comme la pression minimale qui doit être appliquée à au front de taille au niveau de l'axe du tunnel afin de :

- Assurer la stabilité du front de taille ;
- Maîtriser les déformations pour respecter les seuils de tassement sur toute la longueur du tracé ;
- Maintenir l'équilibre hydrostatique de la nappe dans la chambre d'excavation.

3.2 Analyse en sollicitations

L'analyse des sollicitations consiste à justifier le revêtement du tunnel (voussoirs dans ce cas) par rapport aux différentes sollicitations et aux différentes phases du cycle de vie du projet, à savoir :

3.2.1 Phase de fabrication, stockage et transport :

Les premières justifications à réaliser commencent dès l'étape de démoulage des voussoirs et se poursuivent tout au long du processus jusqu'à leur mise en place sur le chantier. Ce processus comprend plusieurs étapes essentielles, chacune comportant des sollicitations spécifiques qui doivent être prises en compte pour éviter toute détérioration prématurée des voussoirs. Ainsi, il est nécessaire de maîtriser le processus de fabrication en concertation avec l'entreprise et d'analyser les différents modes de chargement. La modélisation de ces différentes situations a été réalisée à l'aide de la méthode des éléments finis sur le logiciel Autodesk Robot.

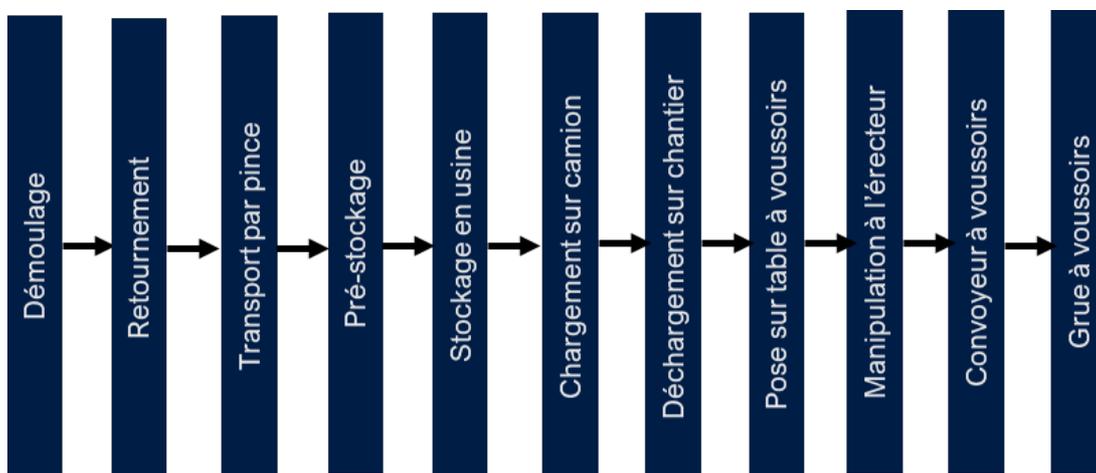


Figure 5 : différentes étapes de vérification

3.2.2 Phase d'installation :

Selon les différents retours d'expérience, cette phase reste déterminante pour le dimensionnement des voussoirs. Le mode de chargement pris en compte est celui de la poussée exercée par le tunnelier. Celui-ci est équipé de 14 paires de vérins répartis en 4 groupes de poussée, chaque voussoir étant chargé par 2 patins. Les patins sont constitués de plaques métalliques rectangulaires mesurant 337 mm x 900 mm. Pendant la phase d'excavation, les vérins hydrauliques du tunnelier poussent sur les anneaux du revêtement posés au cycle précédent. Lors de cette poussée, les voussoirs du revêtement subissent des charges élevées et localisées, susceptibles de générer des efforts de traction dans les directions radiale et orthoradiale. Un effort quasi permanent de 4 310 kN par couple de vérins est appliqué pour le creusement du tunnel, ce qui correspond à une poussée totale de 60 340 kN lorsque les vérins sont à une pression de 350 bars. Une charge exceptionnelle, dite de déblocage, peut être atteinte à une pression de 420 bars, générant alors un effort de 5 172 kN par couple de vérins. Cette poussée accrue est utilisée dans des situations spécifiques où des blocages ou des résistances supérieures sont rencontrés.

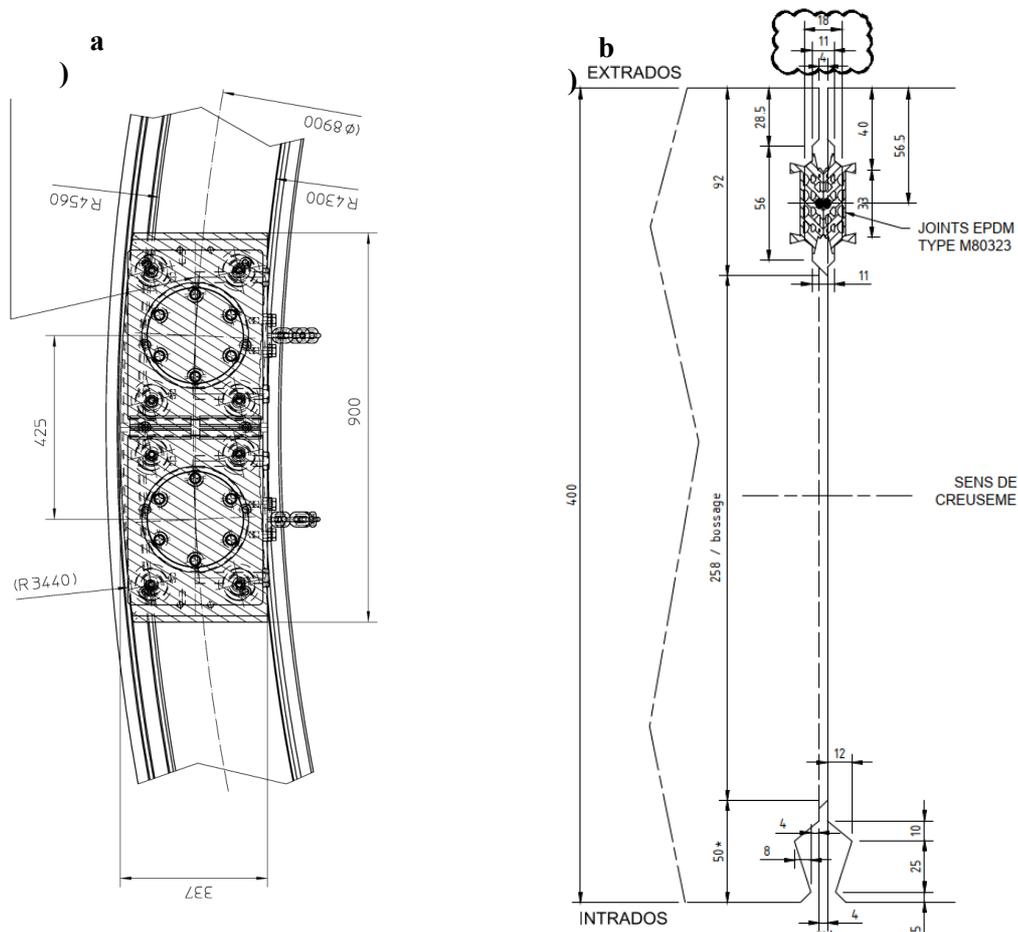


Figure 6: (a) détail d'un patin selon (b) détail des joints entre anneaux

Les vérifications suivantes liées à la poussée du tunnelier seront menées :

- Compression moyenne sur la section ;
- Vérification à la pression localisée ;
- Vérification à l'éclatement dans deux situations radiales et ortho-radiale ;

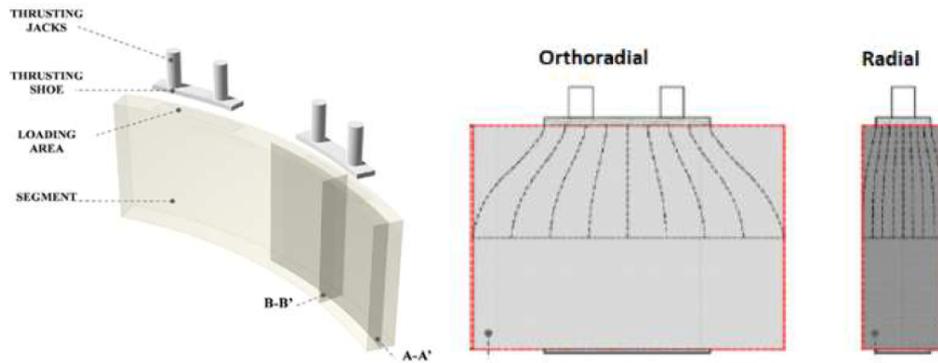


Figure 7: Directions de vérification des contraintes de splitting par effet de la poussée des vérins

Les calculs sont réalisés à l'aide de méthodes analytiques, conformément aux différentes recommandations internationales. De plus, la dernière vérification a nécessité l'utilisation d'un calcul par éléments finis en considérant une loi de comportement non linéaire pour le béton (Model Code 20) à l'aide du logiciel Sofistik. Les résultats de ces modèles fournissent une cartographie des déformations plastiques développées dans la structure. Ces déformations sont ensuite utilisées pour estimer les ouvertures des fissures (en utilisant un paramètre de longueur caractéristique) et les comparer aux seuils d'ouverture admis contractuellement.

La figure ci-dessous illustre un exemple de calcul effectué en situation ortho-radiale.

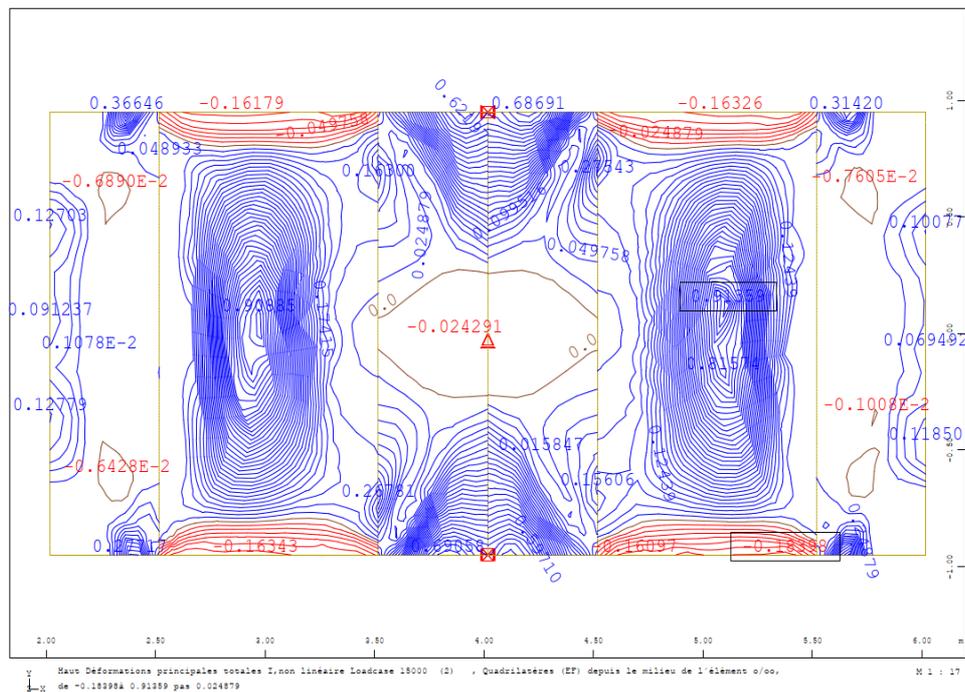
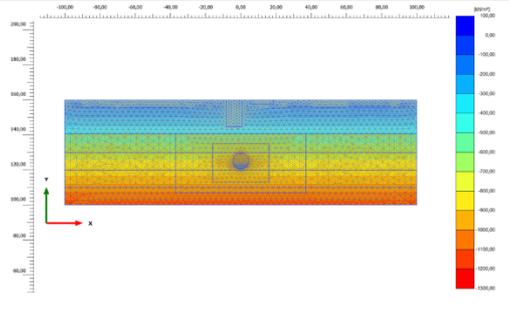
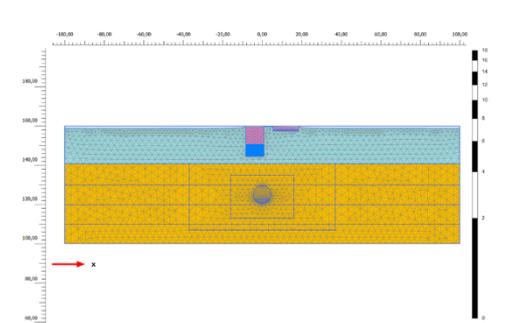
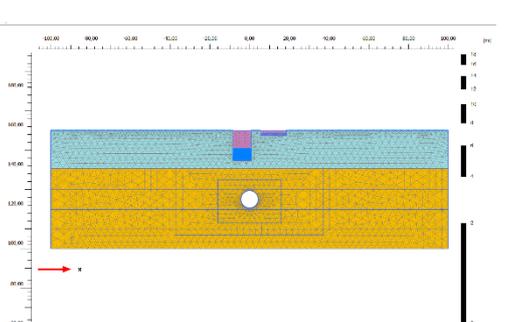
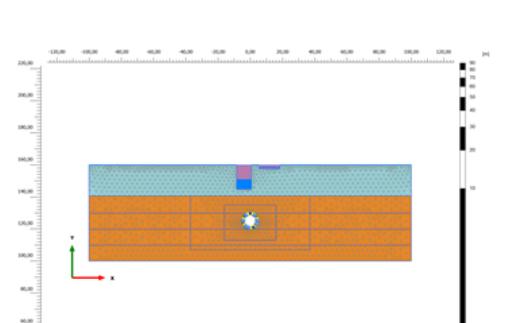
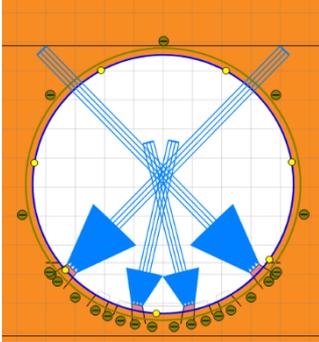
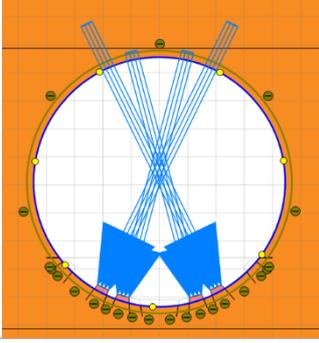
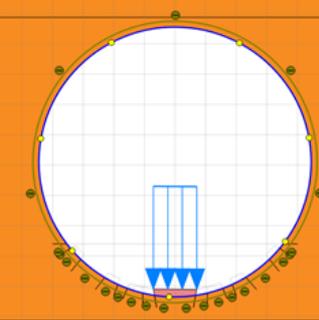
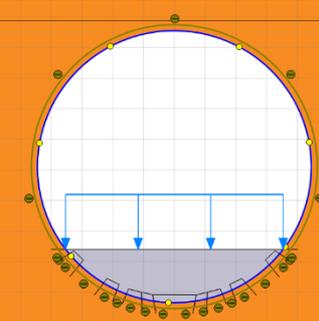


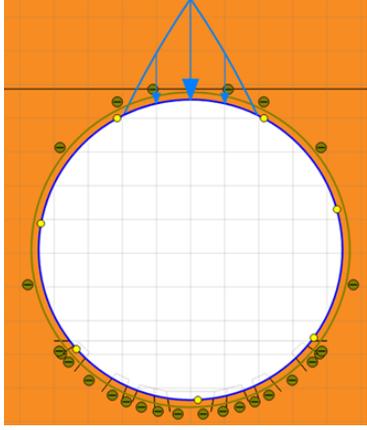
Figure 8: carte des iso-valeurs de déformation – Cas ortho-radial / Situation 1 / voussoir type B

3.2.3 Phase de service :

Le calcul des phases post-revêtement repose sur une analyse fine des contraintes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques le long du tracé. On considère également l'effet des surcharges apportées par les structures avoisinantes, des infrastructures chevauchantes la ZIG du projet et des charges d'exploitation liées aux travaux sur le chantier. En outre et d'après le profil géologique, il est constaté que le front se développe exclusivement sur les formations molassiques présentant des bonnes caractéristiques mécaniques d'où la non-considération de la nature du front comme critère de choix. La modélisation est réalisée sur le logiciel Plaxis 2D selon le phasage indiqué sur le tableau suivant :

In- dex	Phase Description	Charge appliquée	Illustration
0	Initialisation : initialisation des contraintes dans le sol	Poids propre du sol	
1	Chargement permanent : ajout des charges existantes avant la construction du tunnel	Surcharges, charges préexistantes	
2	Excavation : excavation du tunnel en prenant en compte un taux de déconfinement corrigé estimé en sortie de jupe et retenu par rapport au REX ($\lambda=0.3$) et en laissant l'eau à l'intérieur du tunnel pendant l'excavation.	En contraintes effectives, le sol se déconfiné d'une proportion : $\sigma'_r = (1-\lambda) \times \sigma'_0$ sans revêtement.	
3	Pose du revêtement : finalisation de la convergence du terrain (déconfinement total), pose du revêtement et remise à sec le tunnel à l'intérieur du tunnel.	Déconfinement total du sol et pose du revêtement. Le revêtement reprend 70% de la charge ainsi que la pression d'eau (u) appliquée sur le revêtement. En contraintes totales : $\sigma_r = \sigma'_r + u$	

4	Passage du remorque R1	-	
5	Passages des autres remorques	-	
6	Passages du train sur pneu	-	
7	Phase de service : Activation des charges roulantes + niveau EE	-	
8	Phase de service : Activation des charges roulante + niveau EB	-	-

9	Pression de mortier de bourrage – Coup de pompe	Application d'une pression qui s'exerce sur le voussoir posé en voute, dont la valeur maximale est de 1,0 bar.	
---	---	--	---

NB :

Une attention particulière était donnée à la modélisation des connexions inter voussoirs via le modèle de Jansen (selon les recommandation Japonaise en vigueur).

4 CONCLUSION ET RESULTATS

Les différentes approches adoptées pour la justification du projet du tunnel ont permis de cerner les risques de déplacement en définissant précisément la zone d'influence géotechnique. Cela a ensuite permis de fixer la pression de consigne du tunnelier afin d'assurer la stabilité du front de taille et de limiter les tassements susceptibles d'affecter les bâtiments avoisinants. Cette première analyse des déformations a également abouti à l'élaboration d'une cartographie détaillée, classifiant les structures selon leur niveau de risque après le passage du tunnelier, ainsi que la nécessité éventuelle de recourir à des traitements de terrain pour atténuer ces effets.

Ces études préliminaires ont nécessité plusieurs missions réalisées par des géotechniciens et des bureaux de contrôle spécialisés. La première série d'interventions visait à caractériser le tracé du tunnelier (Cahier B) et à identifier les risques géotechniques selon la norme NFP 94-500. La seconde série avait pour objectif d'ausculter les bâtiments situés dans la zone d'influence géotechnique (ZIG), en tenant compte de leur nombre d'étages, des modes de fondation, et de leur état avant travaux.

Concernant l'analyse des sollicitations, il est important de noter que la solution classique en France pour les tunnels creusés par tunnelier repose sur l'utilisation de voussoirs en béton armé. Cependant, dans le cadre du méga-projet du Grand Paris et des différentes lignes de métro, il est apparu que la solution basée sur le béton fibré (BFRM) présente plusieurs avantages économiques, environnementaux et surtout pratiques. C'est pour ces raisons que cette solution a été retenue pour la ligne C du métro de Toulouse. Néanmoins, ce choix comporte des défis techniques, notamment en ce qui concerne le comportement du BFRM, qui ne rentre pas dans le champ d'application de l'Eurocode 2. Il a donc été nécessaire de se référer aux recommandations du Model Code 10 (ou sa version actualisée, le Code 20), prenant en compte la non-linéarité et la complexité de son comportement, surtout vis-à-vis des efforts de traction.

Le principal défi était de bien identifier les différents modes de chargement, depuis la fabrication des voussoirs jusqu'à la phase de service, sans oublier la vérification des exigences de résistance au feu (non abordée dans le présent article). Les différentes justifications ont nécessité l'utilisation de modèles de calcul adaptés, basés sur des lois représentatives des comportements réels des matériaux rencontrés (sol, béton) ainsi que leurs interfaces (joints, sol-béton, etc.).

Les résultats de ce retour d'expérience confirment l'intérêt économique de la solution de revêtement en béton fibré.

5 REFERENCES

- AFNOR. (1992). Eurocode 2 : NF EN 1992 : Calcul des structures en béton.
- AFTES. (1997). GT18R1F1.
- AFTES. (2013). GT38R1F1.
- Bentley. (2020). PLAXIS 2D-Reference Manual.
- BERTHOZ, N. (2023). Cours ENTPE : Travaux souterrains en sols et roches.
- Blom, C. B. M. (2002). Design Philosophy of Concrete Linings for Tunnels in Soft Soils. Delft University of Technology.
- CETU. (2023). Dimensionnement des bétons fibrés structurels - PPT.
- CFMS. (2023). Recommandations pour la modélisation numérique des ouvrages géotechniques. www.cfms-sols.org
- DAUB. (2013). Recommendations for the design, production, and installation of segmental rings. www.daub-ita.de
- ITATECH. (2015). ITATECH Design Guidance For Precast Fiber Reinforced Concrete Segments.
- Janssen, P. (1983). Tragverhalten von Tunnelausbauten mit Gelenktübbings. Technische Universität Braunschweig.
- JSCE. (2016). Standard Specification for Tunneling-2016.
- SMAT. (2004). Note d'hypothèses générales : Métro de l'agglomération toulousaine lot N°4.

INSAR-DERIVED COSEISMIC RUPTURE MODEL OF THE 2023 MW 6.8 AL HAOUZ, MOROCCO EARTHQUAKE

Mohamed I. Abdelaaf^{a,b}, Min Baa, Mohamed Saleh^b, Mimoun Chourak^{c,d}, H. M. Hussein^b, Mengdao Xing^e

a)School of Electronic Engineering, Xidian University, Xi'an, 710071, Shaanxi,China.

b)National Research Institute of Astronomy and Geophysics, Helwan,Egypt.

c)Mechanics and Applied Mathematics Department, Industrial and Seismic Engineering Research Team, National School of Applied Sciences of Oujda, Mohammed First University, 60000 Oujda, Morocco.

d)African Disaster Mitigation Research Center (ADMIR), NRIAG, Cairo

e)National Laboratory of Radar Signal Processing and the Academy of Advanced Interdisciplinary Research, Xidian University, Xi'an, 710071, Shaanxi, China.

Abstarct

In September 2023, the Al Haouz region within Morocco's Atlas Mountains was struck by a destructive intraplate earthquake. This event resulted in over 3,000 fatalities and widespread destruction of infrastructure, highlighting the significant hazard posed by seismic activity in slowly deforming mountain belts. Despite its serious consequences, the Al Haouz earthquake received limited scientific attention. Challenges such as the absence of surface rupture in an area typically characterized by seismic silence, complex tectonic settings, and ambiguous focal mechanism solutions have hindered a full understanding of the kinematic behavior of fault rupture. Our study addresses these gaps by utilizing Differential Interferometric SAR (D-InSAR) and applying advanced fault slip inversion techniques to Sentinel-1A interferograms, enriched by a unique local seismic aftershocks dataset. Additionally, we propose two fault-dipping scenarios: a gentle south-dipping fault and a steeply north-dipping fault to precisely define the dip-slip orientation of the fault zone. These efforts culminate in a 3D rupture model that dramatically enhances our comprehension of the intraplate Al Haouz earthquake. The coseismic deformation results suggest that the Al Haouz event was caused by an independent fault, exhibiting reverse thrust faulting with a minor NE-SW strike-slip component along the rupture zone. Both fault model scenarios fit the data well, with a slight advantage in the SWW dipping scenario in terms of less residual noise, more consistency with aftershock distribution, and better agreement with moment tensor analysis and stress-based evaluations. The preferred fault model has a strike angle of 128.5°, a dip angle of 31.5°, and a rake angle of 130°, with a slip distribution of a maximum of 2.2 m at depths between 20-25 km, corresponding to a total seismic moment of 2.32×10^{19} Nm, equivalent to Mw 6.8. Our study's outcomes harmonize with a few notable publications, thereby enhancing our understanding of the seismic hazards in the region.

Keywords: Al Haouz intraplate earthquake; High Atlas Mountains; InSAR; Coseismic deformation; fault slip distribution

QUELQUES CONSIDERATIONS PRATIQUES AUTOUR DU CALCUL DES SEMELLES ET RADIERS SUR INCLUSIONS RIGIDES

Fahd CUIRA
Terrasol, Paris, FRANCE

RÉSUMÉ – Cet article présente quelques recommandations visant à clarifier la mise en œuvre pratique des modèles simplifiés développés dans le cadre du projet de recherche ASIRI 2012, pour le calcul des semelles et radiers sur inclusions rigides. Ces recommandations s'appuient sur les enseignements tirés, d'une part de l'expérience acquise sur les projets de renforcement par inclusions rigides traités par Terrasol ces dix dernières années, et d'autre part des travaux menés actuellement dans le cadre du projet de recherche ASIRI+ 2024.

1. INTRODUCTION

Le renforcement par inclusions rigides (IR) a vu son intérêt largement reconnu en France pour une grande variété d'ouvrages. Pour des ouvrages étendus tels les dallages, les radiers ou les remblais, le dimensionnement s'appuie généralement sur des modèles de calcul réduits à l'étude d'une cellule élémentaire représentant le comportement d'une maille courante centrée sur une inclusion et incluant le volume de sol et la fondation d'ouvrage afférents (Cuira et Simon, 2009). Le caractère répété du motif permet de considérer que le cisaillement est nul au bord du modèle, ce qui en simplifie considérablement la construction. Ces modèles apportent tous les éléments nécessaires au dimensionnement des ouvrages en partie courante ; leur validité a été largement éprouvée dans le cadre du projet national ASIRI (2012) par la confrontation des résultats obtenus avec ceux d'expérimentations en vraie grandeur, de modèles physiques ainsi que de modélisations numériques avancées. Ces modèles sont destinés par construction à traiter le cas d'une fondation de grandes dimensions pour laquelle les effets de bord jouent un rôle limité. Pour une fondation d'emprise limitée reposant sur un faible nombre d'inclusions (exemple d'une semelle de bâtiment sur inclusions), les effets de bord ne peuvent pas être ignorés. Les Recommandations ASIRI (2012) ont ainsi détaillé plusieurs méthodes simplifiées pour traiter ces configurations dans le cas d'un chargement vertical. Parmi ces méthodes simplifiées, le modèle dit « MV3 » présente l'intérêt de s'inscrire dans la continuité du modèle de cellule élémentaire en y intégrant explicitement le cisaillement vertical susceptible de se développer au bord du massif renforcé. Une généralisation de ce modèle a été présentée par (Cuira et Simon, 2013) permettant de s'affranchir d'un calcul par étapes. Cet article présente ainsi quelques recommandations visant à clarifier la mise en œuvre et l'exploitation pratiques et de ces modèles simplifiés, pour le cas particulier des semelles et radiers sur inclusions rigides. Ces recommandations s'appuient sur les enseignements tirés, d'une part de l'expérience acquise sur les projets de renforcement par inclusions rigides traités par Terrasol ces dix dernières années, et d'autre part des benchmarks en cours dans le cadre du projet national ASIRI+.

2. CALCUL D'UN MASSIF RENFORCE PAR INCLUSIONS RIGIDES

2.1. Cadre de calcul

Les modèles développés dans le présent article ont pour vocation de couvrir le comportement du massif renforcé dans son « domaine de service ». Dans le cadre de ce domaine, les charges transmises au terrain n'excèdent pas 30 à 50% de sa charge de rupture et les déformations associées sont comprises entre 0,1 et 1%. Ces niveaux de

chargement et de contrainte permettent une simplification du comportement du terrain et justifient pleinement le recours à des modèles dérivés de la théorie de l'élasticité. Il est important de rappeler que le formalisme de sécurité qui régit le dimensionnement des fondations (superficielles, profondes, inclusions rigides) garantit implicitement un travail dans ledit domaine de service pour toutes les combinaisons de chargement ELS.

2.2. Le modèle de cellule élémentaire et sa généralisation

La modélisation d'un renforcement par inclusions rigides sous une fondation étendue de type radier ou dallage peut être menée à l'aide d'un modèle de cellule élémentaire tel que celui présenté en Figure 1 (gauche). La cellule est décomposée en deux domaines complémentaires : le domaine « inclusion » constitué par l'inclusion elle-même et les volumes de sol qui la prolongent jusqu'aux limites inférieure et supérieure du modèle, et le domaine « sol » constitué par le volume de sol complémentaire au domaine « inclusion ». L'interaction entre les deux domaines est supposée entièrement décrite par le cisaillement vertical τ_{int} qui se développe sur leur frontière verticale définie par le périmètre de l'inclusion. Le modèle est supposé périodique, ce qui implique que le cisaillement est nul sur les faces verticales extérieures ($\tau_{ext} = 0$).

Pour une fondation d'emprise limitée reposant sur un faible nombre d'inclusions (par exemple le cas d'une semelle sur inclusions), il y a lieu d'adapter la modélisation en prenant en compte le cisaillement vertical τ_{ext} qui se développe en périphérie du domaine « sol » comme le montre la Figure 1 (droite). Il s'agit d'une forme généralisée de l'approche MV3 décrite dans ASIRI 2012 dans la mesure où les interactions internes et externes au sein du massif renforcé sont traitées simultanément dans un modèle global intégrant l'ensemble des inclusions associées à la semelle.

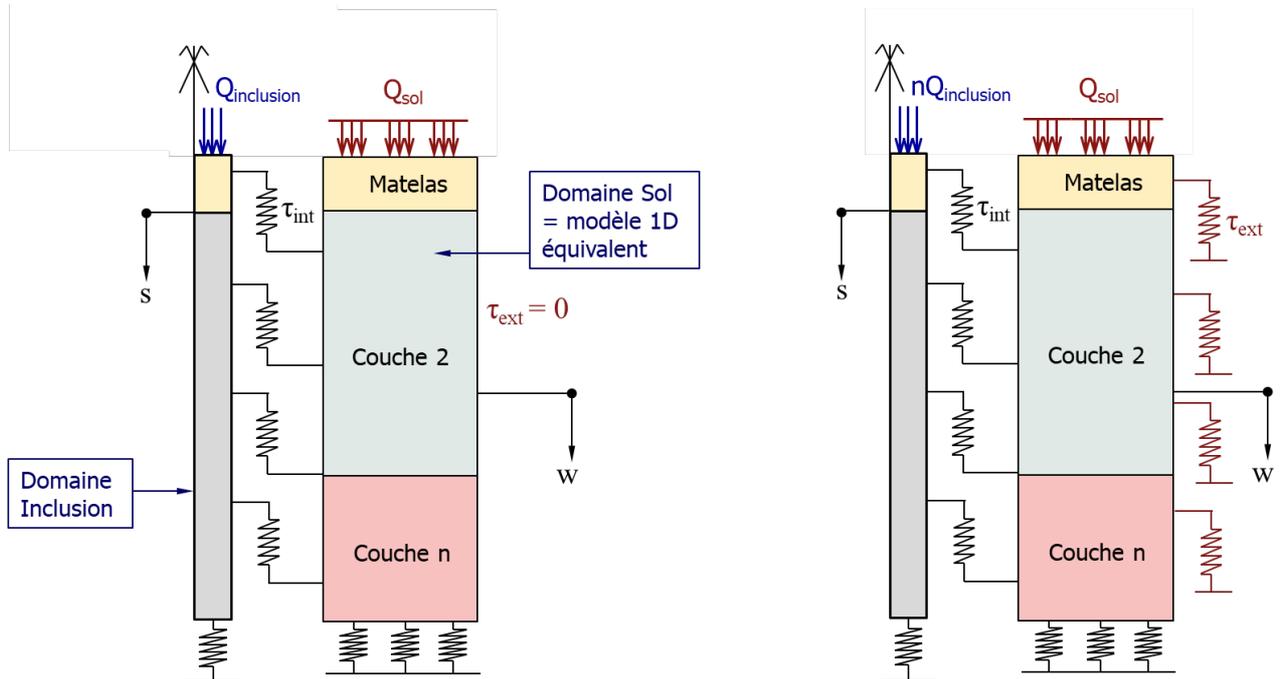


Figure 1. Modèle de la cellule élémentaire (à gauche) et modèle MV3 généralisé (à droite)

3. CHOIX PRATIQUE DES PARAMETRES D'ENTREE

3.1. Choix du module de déformation pour le sol à renforcer

La mise en œuvre des modèles décrits en §2.2 nécessite de choisir une loi de comportement reliant la déformation axiale à l'incrément de contrainte verticale transmis au sol. Dans la pratique, la mise en place des inclusions rigides a pour vocation de limiter les

niveaux de contrainte et de déformation à des valeurs rendant légitime, dans la majorité des cas courants, le choix d'un comportement élastique du terrain. Ce comportement élastique peut être décrit par un module de déformation constant (élasticité linéaire) ou variable avec la déformation (élasticité non-linéaire).

Pour un comportement élastique linéaire, le module de déformation E peut être choisi dans la pratique par corrélation avec le module pressiométrique E_M . Pour une déformation verticale moyenne de l'ordre de 0,1% (rapport entre le tassement et l'épaisseur du sol renforcé), les valeurs indiquées dans le Tableau 1 issu de l'annexe J de la NF P 94 261 s'appliquent pleinement, soient $E/E_M = 3$ à 6 selon le type de terrain.

Tableau 1. Rapport E/E_M pour une déformation de l'ordre de 0,1%

		E/E_M
Argiles et Limons	Normalement consolidés	4,5
	Sur-consolidés	3,0
Sables	Lâches	4,5
	Denses	3,0
Graves	Lâches	6,0
	Serrées	4,5

En cas d'utilisation d'essais CPT, le rapport E/q_c peut varier de 3 à 10 selon le type de terrain (pour une gamme de déformation cible de l'ordre de 0,1%).

Pour un comportement élastique non-linéaire, on peut utiliser soit des courbes de dégradation établies à partir du module maximal E_0 (cela nécessite d'avoir recours à des essais de précision in situ ou en laboratoire), soit des courbes en S empiriques donnant le rapport E/E_M en fonction de la déformation verticale, telles que celles établies dans le cadre du PN ARSCOP (Hoang et al., 2018) et rappelées dans la figure ci-dessous (où les courbes de type 1 s'appliquent aux terrains sableux, le type 3 aux terrains argileux et le type 2 aux terrains intermédiaires).

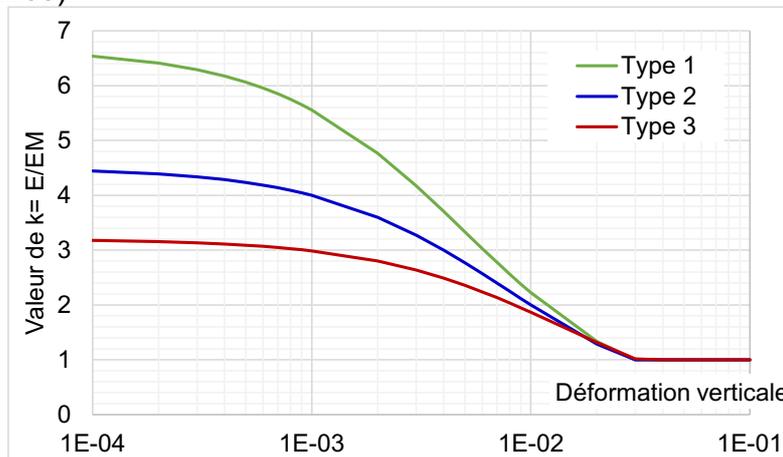


Figure 2 : Rapport E/E_M en fonction de la déformation verticale (ARSCOP, 2018)

Notons enfin que pour un terrain compressible ayant un indice de vide élevé et une forte teneur en eau, l'utilisation d'une loi de comportement « œdométrique » peut être plus appropriée.

3.2. Lois d'interaction entre les domaines « sol » et « inclusion »

L'interaction entre les domaines « sol » et « inclusion » peut être modélisée à l'aide de la notion de courbes de transfert. Des courbes de transfert bi-linéaires ont été proposées par Frank et Zhao (Frank et al., 2018) pour des pieux forés dans des sols fins ou granulaires à partir de l'interprétation d'un grand nombre d'essais de chargement. Ces lois de transfert

se révèlent également bien adaptées pour décrire les interactions qui se développent sur la hauteur de l'inclusion. Dans ce cas, elles sont généralisées en considérant la différence de tassement entre les domaines « inclusion » et « sol » (au lieu du tassement absolu de l'inclusion) et s'appliquent ainsi à toute profondeur, sans distinction du caractère positif ou négatif du cisaillement qui transite entre les deux domaines (Figure 3). Au niveau du matelas de répartition, les mêmes lois peuvent être adoptées.

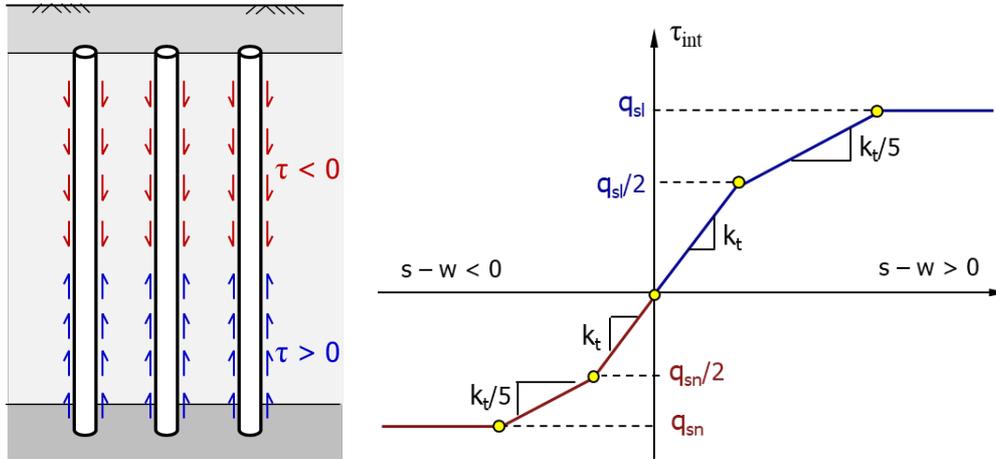


Figure 3 : Courbe de transfert t-z généralisée

Le coefficient de réaction tangentielle k_t (kPa/m) peut être relié empiriquement au module pressiométrique E_M (essais PMT), à la résistance au cône q_c (essais CPT), ou théoriquement au module de cisaillement G du terrain (Frank et al. 2018). Le tableau ci-dessous présente un aperçu des corrélations usuelles, où B désigne le diamètre de l'inclusion et D sa longueur.

Tableau 2. Choix du coefficient de réaction tangentiel k_t

	Essais PMT	Essais CPT	Elasticité
Sols fins	$k_t = 2 \frac{E_M}{B}$	$k_t \sim 5 \frac{q_c}{B}$	$k_t = \frac{2G}{B \left(1 + \ln \frac{D}{B}\right)}$
Sols granulaires	$k_t = 0,8 \frac{E_M}{B}$	$k_t \sim 1 \frac{q_c}{B}$	

Le palier de frottement positif limite q_{sl} dépend de la technique de mise en œuvre et est estimé dans la pratique par corrélation avec la pression limite nette p_l^* ou la résistance au cône q_c . Pour le palier de frottement négatif q_{sn} , il est recommandé d'appliquer le formalisme suivant :

$$q_{sn} = \min(K \tan \delta \cdot \sigma'_v; q_{sl})$$

Où $\sigma'_v(z) = \sigma'_{v0}(z) + \Delta\sigma(z)$ désigne la contrainte verticale effective dans le sol entre les inclusions et $K \tan \delta$ un coefficient empirique dépendant du type de sol et du type de pieu. Ses valeurs sont indiquées dans la norme NF P 94 262 (annexe H) et varient de 0,10 à 0,30 pour un terrain argileux et de 0,35 à 1,00 pour un terrain sableux. Notons que sur la hauteur du matelas, il convient de prendre $K \tan \delta = 1$ (cisaillement de type « sol/sol »).

3.3. Lois d'interaction avec le massif extérieur

L'interaction avec le massif extérieur peut être modélisée par une loi de mobilisation de forme similaire à celle retenue pour le cisaillement interne. Le coefficient de réaction k_t peut être relié théoriquement au module de cisaillement G du terrain à l'aide de la relation donnée dans le Tableau 2 (en prenant comme diamètre celui équivalent au monolithe englobant le

massif renforcé). La valeur limite du cisaillement extérieur peut être reliée directement à la résistance au cisaillement vertical du terrain en place situé à l'extérieur du volume renforcé. Pour un sol fin, cela peut être pris égal à la cohésion non drainée, soit : $T_{ext,max} = c_u \sim 0,2\sigma'_p$ où σ'_p est la contrainte de pré-consolidation. Pour un sol granulaire, on a usuellement : $T_{ext,max} \sim 0,25$ à $0,30\sigma'_{v0}$. Dans tous les cas, les valeurs choisies pour k_t et $T_{ext,max}$ (ou de façon indirecte, celles de G et c_u) peuvent être ajustées de manière à garantir la continuité avec le tassement et la portance de la même semelle calculée sur sol non renforcé.

4. EXPLOITATION PRATIQUE DES RESULTATS

4.1. Domaines 1 et 2

Les recommandations ASIRI ont introduit la notion de domaines 1 et 2 pour la justification des inclusions rigides. Le domaine 1 correspond à des inclusions nécessaires à la stabilité de l'ouvrage et obéissent aux mêmes règles de justification que celles applicables aux fondations profondes (NF P 94 262), en particulier en termes de portance et de résistance structurale. C'est le cas généralement des projets de semelle sur IR. Le domaine 2 correspond à la situation où les inclusions sont destinées uniquement à la réduction du tassement de l'ouvrage (la stabilité de celui-ci étant assurée en l'absence d'inclusions). C'est le cas généralement des projets de dallage ou de radier sur IR. Les inclusions jouent alors le rôle d'éléments réducteurs de tassement et bénéficient d'un cadre de justification allégé par rapport au domaine 1.

4.2. Contrôle de l'amplitude des tassements

Le tassement est un résultat direct des modèles décrits en §2.2. Comme évoqué en §4.1, les règles de justification de portance, avec (domaine 1) ou sans (domaine 2) inclusion, garantissent implicitement un faible niveau de déformation et de tassement. Le tassement d'une semelle correctement dimensionnée se situe en général autour de $1/100^e$ du diamètre. Pour un radier de grandes dimensions, le tassement varie entre $1/1000^e$ et $1/100^e$ de l'épaisseur du terrain déformable.

4.3. Vérification de la portance des inclusions

La mise en œuvre des modèles décrits en §2.2 permet d'accéder à l'effort maximal N_{max} dans les inclusions. Cet effort est atteint au niveau du plan neutre inférieur et intègre implicitement le frottement négatif développé sur la partie supérieure de l'inclusion. Pour les inclusions du domaine 1, la portance est vérifiée selon le formalisme de la norme NF P94-262. On vérifie alors que N_{max} demeure inférieur, avec une sécurité suffisante, à la résistance mobilisable en pointe de l'inclusion et par frottement positif sous le plan neutre.

4.4. Vérification du non-poinçonnement du sol support

Le fonctionnement d'un système de renforcement par IR repose en particulier sur la participation du sol déformable dans la reprise des charges transmises par la structure portée. La mise en œuvre des modèles du §2.2 permet alors d'accéder à l'incrément de contrainte verticale repris le sol. Que l'on soit dans le domaine 1 ou 2, il convient de vérifier que cet incrément de contrainte verticale demeure inférieur, avec une sécurité de l'ordre de 3 à l'ELS et 2 à l'ELU, à la contrainte de rupture du sol q_{net} . Le tableau ci-après donne quelques ordres de grandeur utiles pour l'estimation de q_{net} .

Tableau 3 : Estimation de la contrainte de rupture du terrain

	Essais PMT	Essais CPT	Cohésion non-drainée
Sols fins	$0,8 p_i^*$	$0,3 q_c$	$5c_u$
Sols granulaires	$1,0 p_i^*$	$0,1 q_c$	--

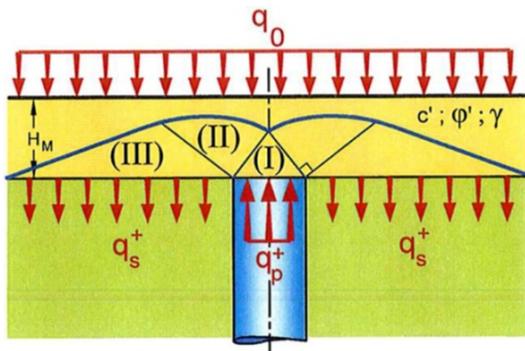
4.5. Vérification de la résistance structurale des inclusions

A l’ELS, la contrainte moyenne de compression (rapport N_{max}/S) dans les inclusions doit être limitée à 4 jusqu’à 10 MPa en domaine 1 et à 4 jusqu’à 13 MPa en domaine 2, selon la technique de mise en œuvre et les essais de contrôle réalisés. Dans tous les cas, ASIRI (2012) limite la contrainte moyenne de compression à 7 MPa à l’ELU. C’est cette limite qui se relève généralement dimensionnante dans la pratique (puisque cela revient implicitement à limiter la contrainte ELS à $7/1,35 = 5,2$ MPa).

4.6. Vérification du matelas de répartition

4.6.1. En partie courante

Le premier schéma d’équilibre limite au sein du matelas de répartition peut être assimilé à celui de Prandtl qui associe une zone en équilibre de poussée de Rankine (I) au-dessus de la tête de l’inclusion, une zone délimitée par un arc de spirale logarithmique (II) et une zone en équilibre de butée de Rankine à l’extérieur de la tête d’inclusion (III). La contrainte limite en tête d’inclusion $q_p^+(P)$ est alors déterminée à partir de la contrainte moyenne appliquée sur la cellule élémentaire notée q_0 et les propriétés mécaniques du matelas c' , φ' et γ par la formule donnée sur la figure ci-après.



$$q_p^+(P) = \frac{q_0^* s_q N_q + (q_\gamma + q_c) (1 - \alpha)}{1 + \alpha (s_q N_q - 1)}$$

- q_γ Terme de poids : $q_\gamma = 0,5 \times s_\gamma \times N_\gamma \times B \times \gamma$
- q_c Terme de cohésion : $q_c = s_c \times N_c \times c'$
- s_c, s_q et s_γ Coefficients de forme
- N_c, N_q et N_γ Facteurs de portance
- q_0^* Contrainte moyenne à la base du matelas : $q_0^* = q_0 + \gamma \times H_M$
- α Taux de substitution (= aire de l'inclusion/aire de la maille)

Figure 4. Schéma de Prandtl et contrainte limite en tête de l’inclusion $q_p^+(P)$

Le Tableau 4 donne les expressions applicables pour les facteurs de forme et de portance à utiliser pour le calcul de $q_p^+(P)$. A noter que dans la pratique des calculs de massifs renforcés par IR, on néglige le terme q_γ .

Tableau 4. Coefficients de forme et facteurs de portance (NF P94-261)

Portance	$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)^2$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'^{(1)}$
Forme	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi' \text{ }^{(2)}$	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B}{L}$

(1) Cette formule ne s’applique que pour un contact rugueux ($\delta \geq \varphi/2$) ;

(2) Les recommandations ASIRI suggèrent de prendre $s_q = 1$ indépendamment de la forme.

4.6.2. En zone périphérique

Dans le cas d’une semelle sur IR, la résistance au poinçonnement du matelas peut être affectée défavorablement par l’effet de bord. ASIRI (2012) propose une approche simplifiée permettant de corriger $q_p^+(P)$ en fonction du débord L de la semelle par rapport au nu de l’inclusion (voir Figure 5).

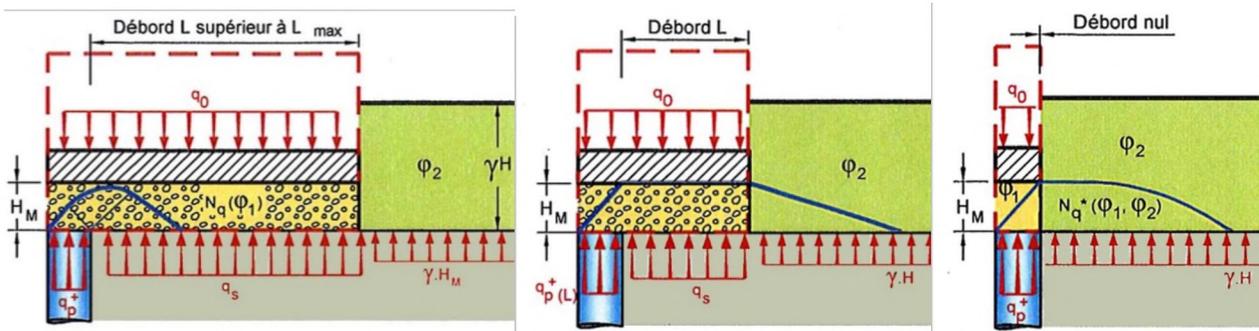


Figure 5. Différentes situations de débord : d'un débord supérieur à L_{max} à un débord nul

Ainsi pour débord $L < L_{max}$, la contrainte limite en tête de l'inclusion est prise égale à :

$$q_p^+(L) = q_p^+(0) + \frac{L}{L_{max}} (q_p^+(P) - q_p^+(0)) \text{ avec } q_p^+(0) = N_q^* \cdot \gamma H$$

Les valeurs de N_q^* et L_{max} sont données dans le tableau ci-après où φ_1 est l'angle de frottement du matelas, φ_2 l'angle de frottement du sol situé au-delà de L et B le diamètre.

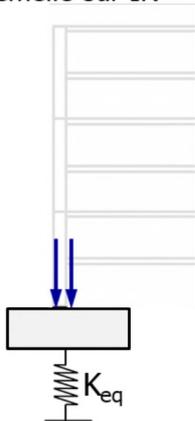
Tableau 5. Largeur du mécanisme de Prandtl L_{max} et facteur N_q^*

	$\varphi_1 = 30^\circ$	$\varphi_1 = 35^\circ$	$\varphi_1 = 38^\circ$	$\varphi_1 = 40^\circ$
	$L_{max}/B = 4,3$	$L_{max}/B = 5,8$	$L_{max}/B = 7,0$	$L_{max}/B = 8,0$
$\varphi_2 = 20^\circ$	$N_q^* = 9,45$	$N_q^* = 11,53$	$N_q^* = 13,05$	$N_q^* = 14,29$
$\varphi_2 = 25^\circ$	$N_q^* = 13,08$	$N_q^* = 16,01$	$N_q^* = 18,11$	$N_q^* = 19,71$
$\varphi_2 = 30^\circ$	$N_q^* = 18,43$	$N_q^* = 22,67$	$N_q^* = 25,80$	$N_q^* = 28,04$

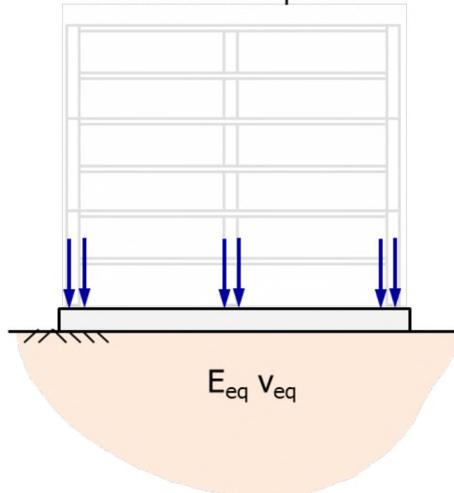
4.7. Interaction avec la structure portée

Le fonctionnement d'un système de renforcement par inclusions repose sur des mécanismes d'interaction complexes qui se développent entre le sol en place, les inclusions, le matelas et la structure portée. Ce caractère original impose une conception globale de la solution de fondation tenant compte pleinement des effets d'interaction sol-structure. Cela vise à couvrir trois aspects : les déplacements, les sollicitations internes dans l'élément structural et la descente de charges. Qu'il s'agisse d'un problème de semelles ou de radier sur IR, les résultats des modèles simplifiés décrits en §2.2 peuvent être exploités pour définir une raideur homogénéisée du massif renforcé (Figure 6).

Modèle ISS pour semelle sur IR



Modèle ISS pour radier sur IR Milieu continu équivalent



Modèle ISS pour radier sur IR Ressorts surfaciques équivalents

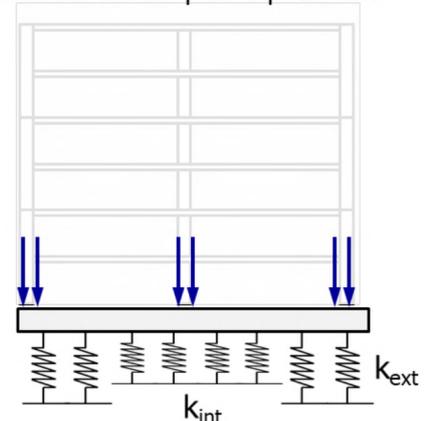


Figure 6 : Procédure ISS pour semelles et radiers sur IR

Pour une semelle sur IR, cette raideur peut se présenter sous la forme d'un ressort global équivalent $K_{eq} = F/s$ avec F la force verticale appliquée sur la semelle et s le tassement qui en résulte. Ce ressort équivalent est alors intégré directement au modèle structural.

Pour un radier sur IR, la raideur équivalente du massif renforcé peut être définie selon deux types d'approche. Une approche de type « milieu continu », destinée à alimenter des modèles numériques ou hybrides de type Tasplaq (Cuira et Simon, 2008), avec l'établissement d'un module « d'Young » homogénéisé $E_{eq} = qH/s$ (associé en toute rigueur à un coefficient de Poisson $\nu_{eq} = 0$, étant donné l'effet canalisateur des contraintes assuré par les IR), avec q la contrainte moyenne appliquée sur le radier, H l'épaisseur du massif renforcé (incluant le matelas de répartition) et s le tassement produit sur la hauteur dudit massif. Une autre approche consiste à représenter la déformabilité du massif renforcé par une série de ressorts juxtaposés de raideur surfacique $k = q/s$, définie selon un zonage approprié (Cuira et Simon, 2016).

Cette homogénéisation occulte par construction les effets « points durs » liés à la présence des inclusions sous l'élément de fondation et qui sont susceptibles d'induire des sollicitations additionnelles à celles calculées par un modèle structural sur support homogénéisé. Ces sollicitations peuvent être appréciées dans un modèle séparé examinant l'équilibre local de l'élément de fondation (semelle ou radier) tenant compte du caractère contrasté de la réaction du support (en distinguant la réaction mobilisée à l'aplomb de l'inclusion et celle complémentaire entre les inclusions). C'est l'esprit de la méthode des moments additionnels développés dans ASIRI pour les problèmes de dallages industriels et qui peut valablement être étendue à la vérification structurale des radiers et semelles.

5. Conclusion et perspectives

La mise en œuvre des modèles simplifiés présentés dans cet article offre une solution de dimensionnement adaptée à la pratique quotidienne des bureaux d'études. Ils permettent en particulier de s'affranchir des traitements numériques en 2 ou 3 dimensions, incontestablement mal adaptés à des études courantes, appelées de surcroît et en dépit du caractère parfois non exceptionnel des fondations concernées, à examiner un grand nombre de cas de charges et de configurations. Ces modèles ont fait l'objet d'une validation approfondie numérique et expérimentale dans le cadre du PN ASIRI. Cette validation s'est toutefois limitée au cas des ouvrages étendus tels les remblais et les dallages. La validation se poursuit dans le cadre du PN ASIRI+ avec des expérimentations physiques et numériques ciblant spécifiquement le cas des fondations d'emprise limitée comme les semelles sur IR.

6. Bibliographie

- ASIRI (2012). Recommandations ASIRI, Presses des Ponts.
- Cuira F., Simon B. (2008). Modélisation 3D simplifiée d'une plaque sur sol multicouche élastique, *Revue Française de Géotechnique*, N° 124
- Cuira F., Simon B. (2009). Deux outils simples pour traiter des interactions complexes d'un massif renforcé par inclusions rigides, 17th ICSMGE, Alexandrie
- Cuira F., Simon B. (2013). Prise en compte des effets de bord dans un massif renforcé par inclusions rigides, 18th ICSMGE, Paris
- Cuira F., Simon B. (2016). Apports de l'interaction sol structure dans les problèmes de fondation, JNGG, Nancy
- Frank R., Cuira F., Burlon S (2018). Calcul des fondations superficielles et profondes, Presses de Ponts.

JUSTIFICATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION DU SOL A PARTIR D'UNE EVALUATION DIRECTE DES TASSEMENTS SISMO-INDUITS

Manuel HOCDE¹, Emmanuel JAVELAUD², Fahd CUIRA¹

¹ TERRASOL, Paris, France

² EDF DI-TEGG, Aix-en-Provence, France

RÉSUMÉ – Cet article s’attache à rendre compte de l’apport d’une approche en « déplacement » appliquée à la problématique de liquéfaction des sols. A cet effet, des méthodes simplifiées peuvent être mises en œuvre pour évaluer empiriquement les tassements sismo-induits (ou post-liquéfaction) des sables sous nappe à partir des essais géotechniques *in situ* de type SPT ou CPT. Ces analyses complètent les formalismes de sécurité usuels tels que ceux proposés par la méthode semi-empirique « NCEER ». Pour chaque type d’essai SPT ou CPT, cet article compare les résultats de deux méthodes courantes d’évaluation des tassements post-liquéfaction. Un exemple d’application est ensuite proposé pour chaque type d’essai.

1. PRATIQUE DES ETUDES DE LIQUEFACTION SOUS SEISME

Les études sur l’aléa de liquéfaction des sols représentent un enjeu considérable auprès des maîtrises d’ouvrage. Ce phénomène est en toute rigueur représentatif d’une instabilité caractéristique des sables contractants (états lâche à très lâche), saturés, susceptibles de développer des surpressions interstitielles élevées en conditions non drainées à l’origine de leur perte de résistance (Canou et al., 2002). Dans certaines conditions, ce phénomène peut également se dérouler sous chargement monotone (liquéfaction statique). Sous sollicitation cycliques, des phénomènes distincts bien qu’également caractérisés par un comportement à volume constant ou pratiquement constant (matériaux saturés non drainés) peuvent affecter les sables dilatants (mobilité cyclique) et les argiles molles (adoucissement cyclique) ; ces phénomènes ne sont pas ici abordés.

Les études de liquéfaction sont usuellement conduites suivant une approche graduelle, dont le principe a été schématisé par Javelaud (2015) dans le logigramme ci-après.

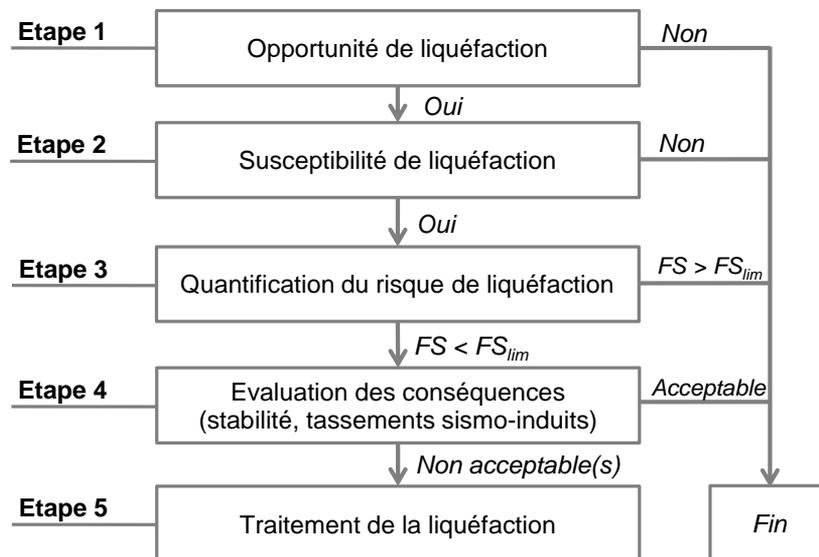


Figure 1. Organisation schématique des études de liquéfaction (FS est le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction)

Nous nous intéressons dans cet article spécifiquement à l'étape 4 destinée à apprécier les effets induits dans la situation où les formalismes de sécurité (Etape 3) ne permettent pas de justifier la stabilité vis-à-vis de la liquéfaction avec une sécurité suffisante. En présence d'un terrain horizontal, ces effets induits se traduisent essentiellement par un tassement que l'on peut estimer au moyen de méthodes simplifiées directes et basées sur l'exploitation d'essais in situ, par opposition aux méthodes directes pouvant également se baser sur l'exploitation d'essais cycliques en laboratoire, et aux méthodes indirectes relevant de modélisation numériques.

2. A PROPOS DES TASSEMENTS POST-LIQUEFACTION

2.1 Principe

Les sables saturés ont tendance à tasser lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations sismiques. Il existe trois grandes approches pour évaluer le tassement sismo-induit des milieux pulvérulents. La première consiste à utiliser des méthodes simplifiées. La seconde consiste à utiliser des essais cycliques de laboratoire. Enfin, la troisième approche consiste à utiliser des méthodes numériques en contraintes effectives. Cet article s'intéresse à la première approche qui consiste à utiliser des méthodes simplifiées permettant d'évaluer le tassement sismo-induit sous nappe de sables propres à partir des essais au carottier poinçonneur SPT ou au pénétromètre statique CPT. Pour chaque type d'essai SPT ou CPT, il compare les résultats de deux méthodes courantes d'évaluation des tassements : les méthodes de Tokimatsu & Seed (1987) et d'Idriss & Boulanger (2008) pour l'essai SPT, et celles de Zhang, Robertson & Brachman (2002) et d'Idriss & Boulanger (2008) pour l'essai CPT. Le Tableau 1 récapitule les domaines de validité de principales méthodes utilisées.

En pratique, des corrélations (par ex. Youd *et al.*, 2001) peuvent permettre de prendre en compte la présence de fines et l'utilisation des paramètres q_{c1n-cs} et $(N_1)_{60-cs}$ dans les équations. Dans cet article, ils sont utilisés indifféremment de q_{c1n} et $(N_1)_{60}$.

Tableau 1. Méthodes simplifiées pour évaluer le tassement sismo-induit et leurs limites de validité.

Méthode		Données nécessaires et limites de validité de ces méthodes			
		Dr	$(N_1)_{60}$	q_{c1N}	Donnée complémentaire
Tokimatsu et Seed (1987)		-	0,6-50	-	Utilise le $CSR_{7,5}$ en complément de $(N_1)_{60}$
Ishihara et Yoshimine (1992)	Zhang <i>et al.</i> (2002)	30-90%		q_{c1N-cs} 33-200	Utilise le FS_L en complément de q_c
	Idriss & Boulanger (2008)	30-90%	4-37	q_{c1N} 60-235	Utilise le FS_L en complément de Dr, N_{SPT} et q_c

2.2 Méthode de Tokimatsu et Seed (1987)

L'évaluation de la déformation volumique ϵ_v peut être faite grâce à l'abaque de Tokimatsu et Seed (1987) à partir de la résistance SPT normalisée $(N_1)_{60}$ (ex. Youd *et al.*, 2001) et du taux de cisaillement cyclique $CSR_{(éq. M=7,5)}$ à une magnitude de 7,5.

La résistance du sol SPT normalisée $(N_1)_{60}$ doit être comprise entre 0,6 (plus petite valeur utilisée dans l'exemple d'application présenté par Tokimatsu et Seed, 1987) et 50.

Pour une magnitude M du séisme différente de 7,5, le taux de cisaillement cyclique CSR_M doit être ramené à une magnitude 7,5, selon l'équation (1) suivante :

$$CSR_{(éq. M=7,5)} = \frac{CSR_M}{MSF} \tag{1}$$

où le CSR_M déterminé par application de la méthode simplifiée de Seed et le facteur de correction de magnitude MSF sont calculés pour le séisme considéré de magnitude M. En pratique, si les relations données par Youd *et al.* (2001) sont utilisées pour évaluer le MSF, les magnitudes doivent être exprimées en magnitudes de moment M_w .

2.3 Méthode d’Ishihara et Yoshimine (1992)

L’évaluation de la déformation volumique ϵ_v peut être faite grâce à l’abaque d’Ishihara et Yoshimine (1992) pour un sable propre à partir des densités relatives D_r . Cette méthode utilise d’une part le facteur de sécurité à la liquéfaction FS_L déterminé par application de la méthode simplifiée de Seed et d’autre part, les résultats des sondages SPT ou CPT. La mise en équation de l’abaque d’Ishihara et Yoshimine (1992) est précisée par Yoshimine *et al.* (2006). La déformation volumique sismo-induite ϵ_v s’écrit alors :

$$\epsilon_v = 1,5 e^{-0,025Dr} \min(8 ; \gamma_{max}) \tag{2}$$

où D_r est la densité relative en pourcent, et γ_{max} est la déformation de cisaillement maximale en pourcent, avec :

- si $FS_L < F_{ult}$ $\Rightarrow \gamma_{max}$ est infini ;
 - si $FS_L \geq 2$ $\Rightarrow \gamma_{max} = 0$;
- (3)
- si $F_{ult} \leq FS_L < 2 \Rightarrow \gamma_{max} = 3,5 (2 - FS_L) \frac{1 - F_{ult}}{FS_L - F_{ult}}$.

avec si $D_{r,ini} \geq 39,2\%$ alors $F_{ult} = 0,032 + 0,047 D_{r,ini} - 0,0006 D_{r,ini}^2$, où D_r est la densité relative en pourcent, sinon $F_{ult} = +0,9524$.

2.3.1 Apports de Zhang, Robertson et Brachman (2002)

L’apport de Zhang *et al.* (2002) au travail d’Ishihara & Yoshimine (1992) est de présenter les résultats sous une forme différente. Zhang *et al.* (2002) utilisent par ailleurs la même relation de Tatsuoka *et al.* (1990) pour lier la densité relative D_r aux mesures faites *in situ* avec les sondages CPT. La relation de Tatsuoka *et al.* (1990) est la suivante :

$$D_r = -85 + 76 \log(q_{c1N}), \text{ où } D_r \text{ est en pourcent} \tag{4}$$

Le tableau 2 compare les corrélations D_r - q_{c1N} de Tatsuoka *et al.* (1990) présentées sur l’abaque d’Ishihara & Yoshimine (1992) avec celles calculées à partir de l’équation (4).

Tableau 2. Comparaison des corrélations D_r - q_{c1N} de Tatsuoka *et al.* (1990) présentées sur l’abaque d’Ishihara et Yoshimine (1992) et résultant de l’application de l’équation (4).

Corrélation de Tatsuoka <i>et al.</i> (1990)		Dr (%)						
		30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
q_{c1N-cs} (-)	Correspondance sur abaque d’Ishihara & Yoshimine (1992)	33	45	60	80	110	147	200
	Equation de Tatsuoka <i>et al.</i> (1990) (4)	32,6	44,1	59,7	80,9	109,5	148,3	200,7

2.3.2 Apports d’Idriss et Boulanger (2008)

L’apport d’Idriss & Boulanger (2008) au travail d’Ishihara & Yoshimine (1992) est d’avoir révisé les corrélations liant la densité relative D_r aux mesures faites *in situ* avec les sondages SPT et CPT. Les domaines de validité de ces relations correspondent à une résistance $(N_1)_{60}$ comprise entre 4 et 37 et une résistance q_{c1N} comprise entre 60 et 235.

Les relations utilisées par Idriss et Boulanger (2008) sont les suivantes :

Pour l’essai SPT : $D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}}$ où D_r est exprimé en chiffre décimal ; (5)

Pour l’essai CPT : $D_r = 0,975 * 0,478 (q_{c1N})^{0,264} - 1,063$ (6)
avec D_r également en chiffre décimal.

Nous avons fait le choix d'ajouter dans l'équation (6) le coefficient 0,975 à la relation donnée par Idriss et Boulanger (2008) afin d'assurer une meilleure cohérence entre la relation $Dr-q_{c1N}$ présentée par les auteurs sur leur abaque (rappelée dans le tableau 3 à la 2^{ème} ligne) et celle obtenue par le calcul (les 3^{ème} et 4^{ème} lignes du tableau 3 présentent les q_{c1N} obtenus par application de l'équation (6) sans ou avec ajout du coefficient 0,975).

Tableau 3. Comparaison des corrélations $Dr-q_{c1N}$ présentées sur l'abaque d'Idriss & Boulanger (2008) et des équations associées.

Idriss et Boulanger (2008)		Dr (%)						
		30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
q_{c1N} (-)	Correspondance sur abaque	60	80	100	125	160	195	235
	Corrélation Idriss & Boulanger (2008)	52,9	69,2	88,9	112,5	140,3	172,9	210,8
	Corrélation Idriss & Boulanger (2008) corrigée	58,3	76,2	97,9	123,8	154,4	190,3	232,0

3 TASSEMENTS POST-LIQUEFACTION A PARTIR DES ESSAIS SPT

3.1 Exemple d'application

Les résultats d'un essai *in situ* fictif de pénétration au carottier sont présentés dans les cinq premières colonnes du Tableau 4. Les mesures SPT sont réalisées dans des sols de poids volumique saturé γ_{sat} et non-saturé γ_{humide} respectivement égaux à 20 kN/m³ et 18,5 kN/m³. On considère un niveau de la nappe lors de la réalisation du forage à - 1 m par rapport au niveau du terrain naturel, un carottier de diamètre intérieur 35 mm, et un diamètre de forage compris entre 65 et 115 mm.

L'évaluation du rapport de cisaillement cyclique CSR induit par le séisme est effectuée en considérant un séisme de magnitude M_w égale à 7,5, une accélération maximale égale à 0,17 g, et un niveau d'eau concomitant avec le séisme de projet affleurant.

La procédure de calcul du facteur de sécurité à la liquéfaction FS_L selon la méthode simplifiée (Youd *et al.*, 2001) est présentée dans Javelaud *et al.* (2019). Les deux dernières colonnes du Tableau 4 présentent les résultats obtenus.

Tableau 4. Présentation des données brutes du cas test pour les essais de pénétration au carottier SPT et résultats synthétiques du calcul du facteur de sécurité FS_L (Javelaud *et al.*, 2019).

Profondeur (m)	$N_{SPT}/30cm$	Rapport d'énergie Er (%)	Fraction fines FC (%)	Hauteur sous enclume (m)	$CSR_{7,5}$	FS_L
1,5	14	40	4	3,8	0,215	0,61
3	9	55	5	4,8	0,212	0,58
4,5	13	60	7	5,8	0,210	0,77
6	15	90	9	7,8	0,208	1,58
7,5	11	58	5	8,8	0,205	0,60
9	17	64	8	10,8	0,200	1,00
10,5	19	68	8	12,8	0,194	1,15
12	13	51	25	13,8	0,186	0,87
13	70	49	4	14,8	0,179	Non liquéfiable

La figure 1 (gauche) présente les déformations volumiques évaluées par le calcul conformément aux équations présentées aux paragraphes 2.2 et 2.2.2, et reportées sur l'abaque d'Idriss & Boulanger (2008) pour permettre leur comparaison visuelle avec cet abaque. Sur la figure 1 (droite), les 9 points de calcul sont reportés sur l'abaque de Tokimatsu & Seed (1987) où les déformations volumiques peuvent être lues.

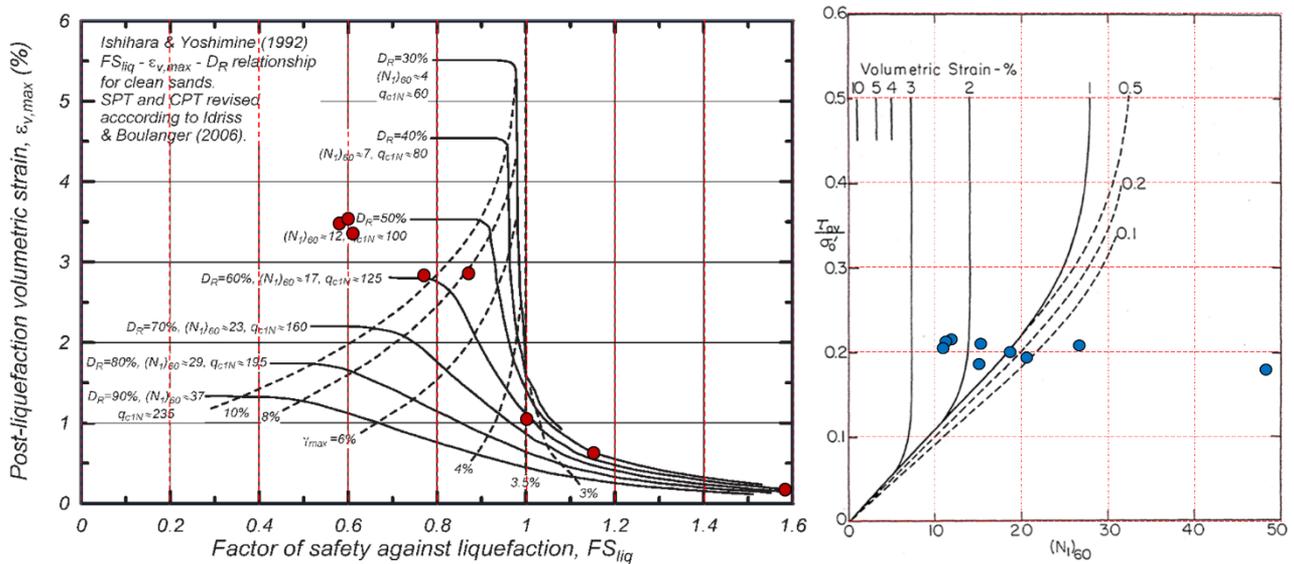


Figure 1. Gauche - Evaluation des déformations volumique par essai (points rouges) sur l'abaque d'Idriss & Boulanger(2008). Droite - Report des déformations volumiques évaluées par essai (points bleus) sur l'abaque de Tokimatsu & Seed (1987).

La figure 2 compare les déformations volumiques évaluées à chaque profondeur par les deux méthodes testées utilisant l'essai SPT. Elle met en évidence que les tassements évalués par l'abaque de Tokimatsu & Seed (1987) sont environ 40 % plus faibles que ceux évalués par la méthode d'Idriss & Boulanger (2008), et de 35 % plus faibles si sont exclues les déformations inférieures au pourcent.

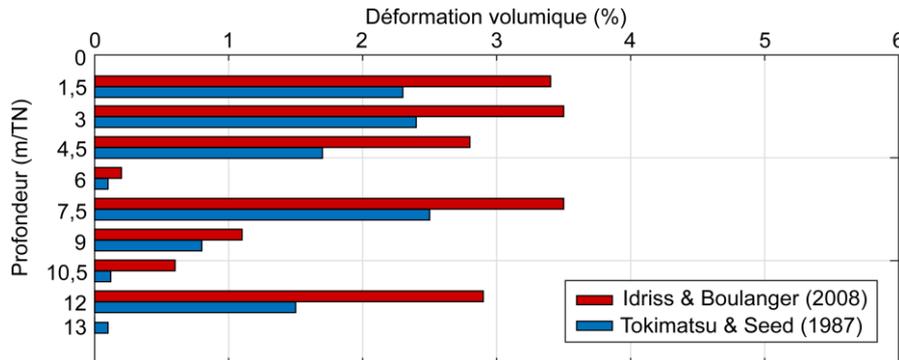


Figure 2. Présentation synthétique des déformations volumiques (en %) évaluées à chaque profondeur par la méthode de Tokimatsu & Seed (1987) et celle d'Idriss & Boulanger (2008).

3.2 Comparaison systématique des deux méthodes

Les déformations volumiques sont évaluées par le calcul de façon systématique, selon la méthode d'Idriss & Boulanger (2008) présentée au paragraphe 2.2.2, pour des valeurs de $(N_1)_{60}$ de 4, 7, 12, 17, 23 et 29 et pour des facteurs de sécurité à la liquéfaction FS_L compris entre 0,25 et 1,6, ce qui permet de couvrir ainsi tout le diagramme d'Idriss et Boulanger (figure 3, gauche).

Pour pouvoir replacer ces points sur l'abaque de Tokimatsu & Seed (1987), la résistance au cisaillement cyclique normalisée $CRR_{7,5}$ est d'abord calculée par la méthode de Youd *et al.* (2001), puis le taux de cisaillement cyclique $CSR_{7,5}$ est ensuite obtenu à partir de la résistance au cisaillement cyclique normalisée $CRR_{7,5}$ et du facteur de sécurité FS_L . Connaissant $(N_1)_{60}$ et le $CSR_{7,5}$ associés à chaque point de calcul, les déformations volumiques sont lues sur l'abaque de Tokimatsu et Seed (1987) de la figure 3 (droite). Ainsi, pour chaque couple $(N_1)_{60}$ - FS_L sont associées les déformations volumiques évaluées selon les abaques de Tokimatsu & Seed (1987) et d'Idriss & Boulanger (2008).

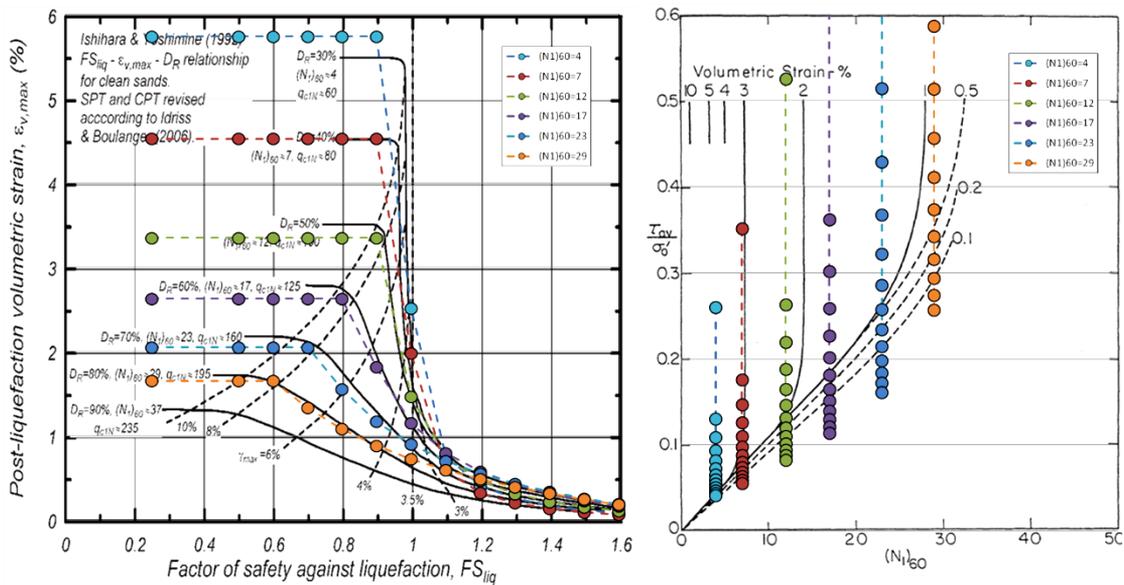


Figure 3. Représentation des points de calcul utilisés pour la comparaison systématique des déformations volumiques évaluées par les abaques de Tokimatsu & Seed (1987) et d’Idriss & Boulanger (2008).

La figure 4 présente sous une forme similaire les déformations volumiques évaluées par les deux méthodes. Elle met en évidence que les tassements évalués avec l’abaque de Tokimatsu & Seed (1987) sont en moyenne 30 à 40 % plus faibles que ceux évalués par la méthode d’Idriss & Boulanger (2008).

Le seul cas particulier est limité aux couples (coefficient de sécurité $FS_L \geq 1$; nombre de coups $(N_1)_{60} \leq 7$). Dans cette zone, les courbes d’isovaleurs des déformations volumiques sont très proches, voire confondues sur l’abaque de Tokimatsu & Seed (1987). Les déformations volumiques sont ainsi difficiles à lire sur l’abaque, et peuvent être supérieures à celles évaluées par la méthode d’Idriss & Boulanger (2008). Dans ces cas particuliers, le lecteur pourra se référer à un second abaque proposé par Tokimatsu & Seed (1987), valable lorsque FS_L est supérieur à 1, qui présente un intérêt pratique. Son utilisation permet de généraliser la conclusion sur les différences entre les deux méthodes.

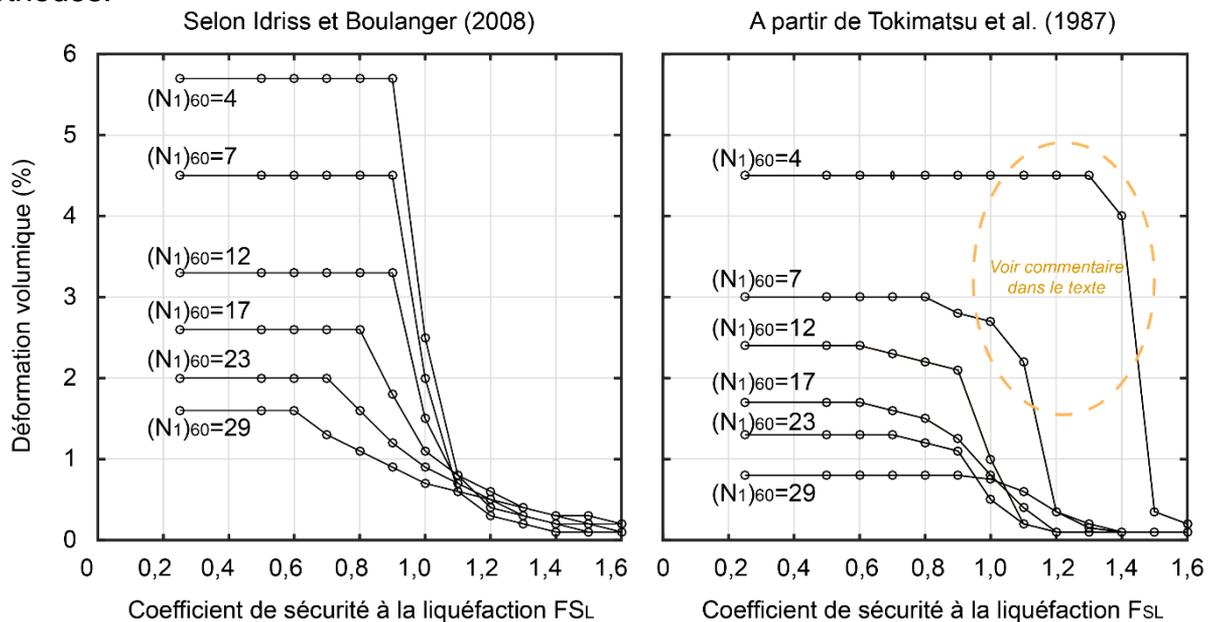


Figure 4. Présentation similaire des déformations volumiques (en %) évaluées par les méthodes de Tokimatsu & Seed (1987) et d’Idriss & Boulanger (2008).

4 TASSEMENTS POST-LIQUEFACTION A PARTIR DES ESSAIS CPT

4.1 Exemple d'application

Les résultats d'un essai *in situ* fictif au pénétromètre statique CPT sont présentés dans le tableau 5 où les résistances de pointe q_c et les frottements latéraux f_s mesurés par pas de 2 cm sont donnés à quatre profondeurs. Les poids volumiques des sols et la cote du niveau de la nappe sont les mêmes que pour l'essai SPT (cf. §3.1.).

L'évaluation du rapport de cisaillement cyclique CSR induit par le séisme est effectuée en considérant un séisme de magnitude M_w égale à 7,5, une accélération PGA égale à 0,14 g, et un niveau d'eau concomitant avec le séisme de projet affleurant.

La procédure de calcul du facteur de sécurité à la liquéfaction FS_L selon la méthode simplifiée (Youd *et al.*, 2001) est présentée dans Javelaud *et al.* (2019). La dernière colonne du tableau 5 présente les résultats de FS_L obtenus.

Tableau 5. Données brutes du cas test pour les essais de pénétration au cône CPT en sondage et résultats synthétiques du calcul du facteur de sécurité FS_L (Javelaud *et al.*, 2019).

Profondeur/terrain naturel (m)	Résistance de pointe (q_c) en kPa	Frottement (f_s) en kPa	Facteur de sécurité à la liquéfaction FS_L
1	3087	80	1,01
2	1919	25	0,63
3	1985	85	1,51
4	1007	13	0,59

La figure 5 compare les déformations volumiques évaluées par les méthodes de Zhang *et al.* (2002) et d'Idriss & Boulanger (2008). Elle met en évidence que les tassements évalués par l'abaque de Zhang *et al.* (2002) sont environ 35 % plus faibles que ceux évalués par la méthode d'Idriss & Boulanger (2008), si on exclut l'essai à 3 m de profondeur où les déformations volumiques arrondies au dixième de pourcent ne permettent pas la comparaison.

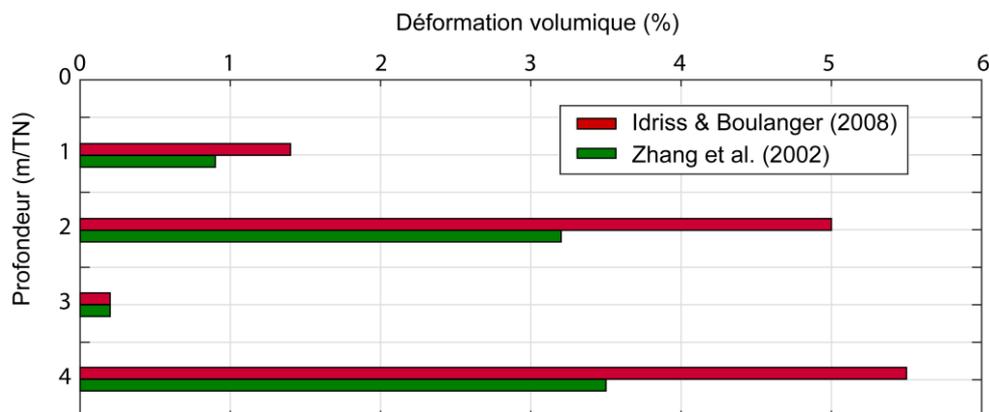


Figure 5. Présentation synthétique des déformations volumiques (en %) évaluées à différentes profondeurs par les applications de l'abaque d'Ishihara et Yoshimine (1992) faites par Zhang *et al.* (2002) et par Idriss & Boulanger (2008).

4.2 Comparaison systématique des deux méthodes

Nous avons vu au paragraphe 2.2 que la seule différence entre les méthodes de Zhang *et al.* (2002) et d'Idriss & Boulanger (2008) est la corrélation utilisée pour lier la densité relative et la résistance du sol normalisée q_{c1N} , hormis une présentation différente des résultats. La comparaison des résistances de pointes normalisées q_{c1N} associées à des

densités relatives D_r identiques est faite dans le tableau 6, sur la base des tableaux 2 et 3 : pour une densité relative D_r identique, il apparaît que les résistances de pointes normalisées q_{c1N} retenues par Zhang *et al.* (2002) sont systématiquement inférieures à celles retenues par Idriss & Boulanger (2008). Exprimé différemment, ce choix de corrélations différentes implique qu'à une résistance de pointe normalisée q_{c1N} mesurée *in situ*, la méthode de Zhang *et al.* (2002) associera systématiquement une densité relative D_r supérieure, et donc une déformation volumique ε_v inférieure.

Tableau 6. Comparaison des corrélations D_r - q_{c1N} utilisées par Zhang *et al.* (2002) et Idriss & Boulanger (2008).

		Dr (%)						
		30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
q_{c1N}	Zhang <i>et al.</i> (2002) (Corrélation de Tatsuoka <i>et al.</i> (1990))	32,6	44,1	59,7	80,9	109,5	148,3	200,7
	Idriss & Boulanger (2008) (Corrélation corrigée)	58,3	76,2	97,9	123,8	154,4	190,3	232,0

Les déformations volumiques ε_v sont évaluées par les deux méthodes à des valeurs identiques de q_{c1N} de 60, 80, 100, 125, 160 et 195, auxquelles sont ajoutées la valeur de q_{c1N} de 33 pour la méthode de Zhang *et al.* (2002) et la valeur de q_{c1N} de 235 pour la méthode d'Idriss & Boulanger (2008) afin de couvrir les plages d'utilisation, et pour des coefficients de sécurité à la liquéfaction FS_L compris entre 0,2 et 2.

La figure 6 présente sous une forme similaire les déformations volumiques évaluées par les deux méthodes. Elle met en évidence que les tassements évalués par l'abaque de Zhang *et al.* (2002) sont en moyenne environ 30% plus faibles que ceux évalués par la méthode d'Idriss & Boulanger (2008).

Le seul cas particulier est limité aux couples (coefficient de sécurité $FS_L > 1$; résistances de pointes normalisées $q_{c1N} < 100$) du fait d'une mise sous forme d'équations différentes des deux abaques et du croisement des courbes de l'abaque d'Idriss & Boulanger (2008). L'effet est cependant faible en pratique car ce sont des cas où les tassements évalués sont au plus de l'ordre du pourcent.

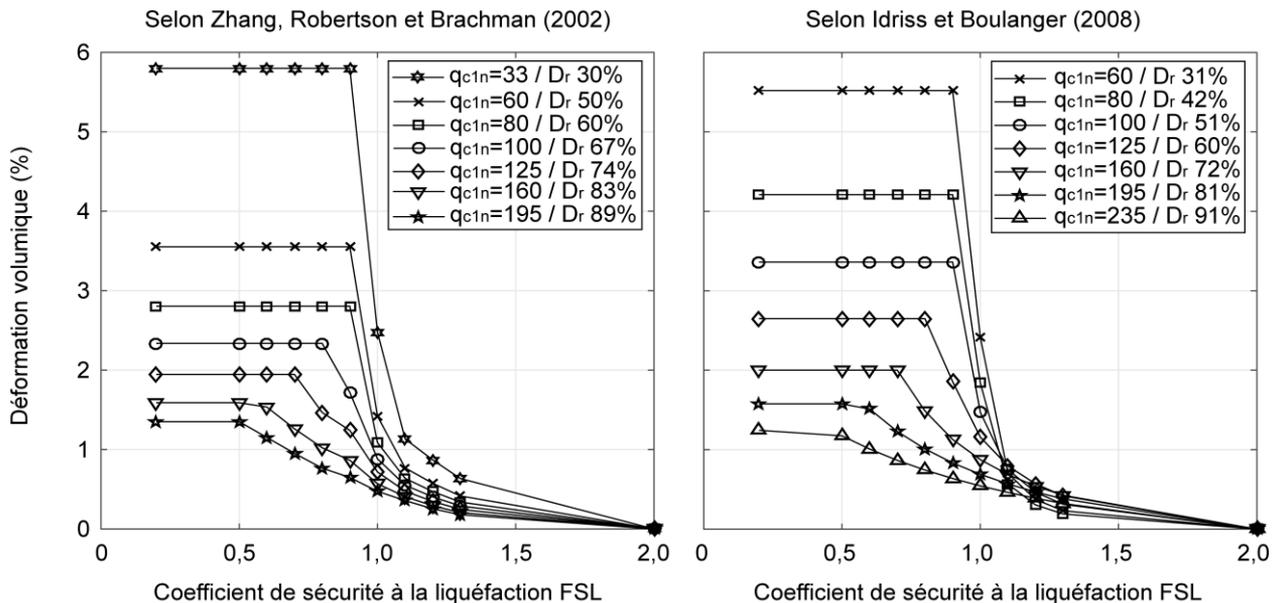


Figure 6. Présentation homogène des déformations volumiques (en %) évaluées par la méthode de Zhang *et al.* (2002) et par celle d'Idriss & Boulanger (2008) (utilisant l'équation 6).

5 CONCLUSION

Cet article compare les résultats de deux méthodes courantes d'évaluation des tassements sismo-induits des sables saturés sous nappe, pour chacun des deux types d'essais *in situ* SPT et CPT. De manière générale, il apparaît que les tassements évalués à partir des abaques de Tokimatsu & Seed (1987) pour l'essai SPT et de Zhang *et al.* (2002) pour l'essai CPT sont en moyenne 30% à 40% plus faibles que ceux évalués par la méthode d'Idriss & Boulanger (2008) appliquée aux essais SPT ou CPT.

La comparaison systématique des méthodes a révélé la présence de cas particuliers.

Pour l'essai SPT, ils sont liés aux limites de la définition des courbes d'isovaleurs de déformation volumique qui sont très proches, voire confondues sur l'abaque de Tokimatsu & Seed (1987) pour de faibles nombres de coups (N_{160}). Un second abaque présenté par Tokimatsu & Seed (1987), valable lorsque FS_L est supérieur à 1, présente un intérêt pratique. Son utilisation permet de généraliser la conclusion sur les différences entre les deux méthodes.

Pour l'essai CPT, le seul cas particulier est limité aux couples (coefficient de sécurité $FS_L > 1$; résistances de pointes normalisées $q_{c1N} < 100$) du fait d'une mise sous forme d'équations différentes des deux abaques et du croisement des courbes de l'abaque d'Idriss & Boulanger (2008). L'effet est cependant faible en pratique car ce sont des cas où les tassements évalués sont au plus de l'ordre du pourcent.

6 BIBLIOGRAPHIE

- Idriss I.M. et Boulanger R.W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute, 237p.
- Ishihara K. et Yoshimine M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes - Soils and Foundations, Vol.32, N°1, March 1992, pp. 173-188.
- Javelaud E., Moiriat D., Serratrice J.-F., Dufour N., Folliard D., Fry J.-J., Gaal A., Hocde M., Miraillet P. et S. Reynaud (2019). Banc de qualification pour une application de la méthode simplifiée d'analyse du risque de liquéfaction des sols à partir des essais *in situ* SPT et CPT. 10^{ème} colloque national de l'AFPS, Strasbourg, 24-27 septembre 2019.
- Javelaud E., Serratrice J.-F. (2018). La liquéfaction des sols sous l'effet des séismes. Article C261 de l'Encyclopédie des Techniques de l'Ingénieur.
- Seed H.B., Idriss I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 97, pp 1249-1272
- Tatsuoka, F., Zhou, S., Sato, T., and Shibuya, S. (1990). Method of evaluating liquefaction potential and its application. In Report on seismic hazards on the ground in urban areas, Ministry of Education of Japan, Tokyo. (en Japonais)
- Tokimatsu K. et Seed H. B. (1987). Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking - Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113 , N°8, pp. 861-878.
- Yoshimine, M., Nishizaki, H. , Amano, K. et Hosono Y. (2006). Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide of infinite slope. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26, 253-264.
- Youd T.L., I.M. Idriss, R.D. Andrus, I. Arango, G. Castro, J.T. Christian, R. Dobry, W.D. Liam Finn, L.F. Harder Jr, M.E. Hynes, K. Ishihara, J.P. Koester, S.S.C. Liao, W.F. Marcusson III, G.R. Martin, J.K. Mitchell, Y. Moriwaki, M.S. Power, P.K. Robertson, R.B. Seed, K.H. Stokoe II (2001). - Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J. Geotech. and Geoenviron. Engng., vol. 127, n° 10, pp. 817-833.
- Zhang G., Robertson P.K. et R.W.I. Brachman (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. Can. Geotech. J., Vol.39:1168-1180.

Nom et Prénom (1^{er} Auteur) : BEN EL MAMOUNE MOHAMMED

Société : LABOTEST

Tel/Gsm : +212661225703

Email : contact@labotest.ma

INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités

Sous-thèmes :

<input checked="" type="checkbox"/>	1-Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
<input type="checkbox"/>	2-Fondations Superficielles et Profondes
<input type="checkbox"/>	3-Instabilité de talus
<input type="checkbox"/>	4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
<input type="checkbox"/>	5- Excavation en site urbain
<input type="checkbox"/>	6- Liquéfaction des sols
<input type="checkbox"/>	7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
<input type="checkbox"/>	8- Galeries et Tunnels
<input type="checkbox"/>	9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

LES CARTES GEOTECHNIQUES DE L'ORIENTAL DU MAROC – OBJECTIFS ET POSSIBILITE DE DEVELOPPEMENT GRACE A L'INTELLIGENCE ARTIFICIELLE

GEOTECHNICAL MAPS OF EASTERN MOROCCO - OBJECTIVES AND DEVELOPMENT POTENTIAL USING ARTIFICIAL INTELLIGENCE

MOHAMMED BEN EL MAMOUNE¹, EL BACHIR ZAKARIA¹, FARID KHALLAD¹, ABDELKRIM DERRADJI¹, MOUNCIF SARROUKH¹,

¹LABOTEST, contact@labotest.ma

La connaissance précise des caractéristiques géotechniques du sol est cruciale pour les projets de construction, d'aménagement du territoire et d'infrastructures au Maroc, en raison de la diversité géologique du pays. Cet article présente les résultats d'une étude visant à établir des cartes géotechniques pour les villes d'Oujda, Taourirt et Nador, tout en explorant la possibilité d'utiliser l'intelligence artificielle (IA) pour améliorer ces cartes.

L'étude se concentre principalement sur la ville d'Oujda et s'étend à Taourirt et Nador. Les cartes géotechniques thématiques de ces régions sont réalisées à l'échelle 1/25000, en utilisant des données existantes et des investigations préliminaires.

L'étude repose sur la synthèse de documents de cartographie thématique et couvre trois aspects principaux :

1. Une synthèse bibliographique des zones d'Oujda, Taourirt et Nador, définissant leurs caractéristiques géomorphologiques, géologiques, hydrogéologiques, géotechniques, sismiques, tectoniques et les risques associés.
2. Un programme détaillé de travaux de terrain incluant levés géologiques, sondages et prestations géophysiques.

3. Un découpage de l'aire en zones homogènes selon des critères pertinents tels que la lithologie et la géomorphologie.

Trois secteurs ont été définis et ont permis l'établissement de trois cartes principales :

- La carte d'Oujda, couvrant une superficie de 160 km² dans la Préfecture d'Oujda-Angad.
- La carte de Taourirt, couvrant également 160 km² dans la Province de Taourirt.
- La carte de Nador, couvrant 159 km² dans la Province de Nador.

Le développement des algorithmes d'IA et la validation du modèle sont réalisés en partenariat avec l'École Mohammadia d'Ingénieurs (EMI).

Mot clés : Cartes géotechniques, Oriental, Géologie, Intelligence artificielle, Géophysique.

Nom et prénom (1^{er} Auteur) : DERRADJI Abdelkrim

Société : LABOTEST

Tel/Gsm : +212 666-037930

Email : a.derradji@labotest.ma

INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités

Sous-thèmes :

	1-Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
	2-Fondations Superficielles et Profondes
	3-Instabilité de talus
	4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
	5- Excavation en site urbain
	6- Liquéfaction des sols
X	7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
	8- Galeries et Tunnels
	9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

ANALYSE DES REPERCUSSIONS DU SEISME SUR TAROUDANT : DYNAMIQUE DES SOLS ET SAUVEGARDE DU PATRIMOINE

ANALYSIS OF THE REPERCUSSIONS OF SEISM IN TAROUDANT: SOIL DYNAMICS AND HERITAGE CONSERVATION

Abdelkarim DERRADJI¹, Ismail CHERRADI¹, El Bachir ZAKARIA¹,

¹LABOTEST, contact@labotest.ma

Le séisme survenu le 8 septembre 2023 au Maroc a marqué un événement sans précédent, avec une magnitude oscillant entre Mw 6,7 et 6,9, établissant ainsi un triste record dans l'histoire sismique du pays. Son épicentre, situé dans le Haut Atlas, à environ 71,8 km au sud-ouest de Marrakech, et son hypocentre, à une profondeur variant de 12 à 24 km, ont été les points de départ d'une série de bouleversements sismiques ayant profondément affecté le tissu urbain.

Si la sismicité au Maroc est traditionnellement concentrée dans le nord du pays et dans la mer d'Alboran, cette fois-ci, les répercussions ont touché des régions moins attendues, mettant en lumière la complexité des mécanismes en jeu. La chaîne de montagnes de l'Atlas, fruit d'une histoire géologique millénaire, a été le théâtre de mouvements telluriques marqués par des phénomènes de décrochement et de chevauchement.

Les études menées par des organismes renommés tels que l'USGS et l'IPGP ont permis d'établir des modèles sismiques précis, identifiant notamment une faille inverse orientée NE-SW appartenant au système de failles de Tizi N'Test. Les conséquences de cette catastrophe ont été particulièrement désastreuses dans les provinces d'Al-Haouz, Chichaoua, Taroudant, Ouarzazate, et Azilal.

Nous axons notre analyse sur la dynamique des sols à Taroudant et ses répercussions sur les dommages constatés. La cité, avec ses remparts historiques s'étendant sur près de 8 kilomètres, a été lourdement affectée, en particulier la Grande Muraille et ses tours. Sur le terrain, des fissures verticales le long du mur, une instabilité notable au sommet des tours ainsi que des chutes de blocs et des décollements d'enduits ont été observés. Nous explorons également la vulnérabilité intrinsèque de la vieille médina.

Ce résumé met en exergue les éléments majeurs de notre étude, abordant le contexte du séisme, sa localisation géographique et ses mécanismes, les conséquences sur Taroudant, ainsi que les pistes de préservation du précieux patrimoine historique.

Mots clé : Séisme, Taroudant, dynamique des sols, patrimoine, instabilité.

SOUMISSION D'UNE PROPOSITION DE COMMUNICATION

Mohamed Reda Deryany
Deryany Law Office
Avocat à la Cour
+212.600.900.200
reda@deryany-avocat.com
www.deryany-avoat.com

THEME GENERAL : INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités

Sous thème 4 : Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers

**LE CONTENTIEUX DES TRAVAUX GEOTECHNIQUES :
ETUDE DE LA JURISPRUDENC DE LA COUR DE CASSATION**

**GEOTECHNICAL WORKS LITIGATION :
A STUDY OF THE CASSATION COURT CASE LAW**

Mohamed Reda Deryany
Avocat à la Cour, Casablanca, Maroc

RÉSUMÉ – La Cour de cassation a eu l'occasion de statuer sur les litiges relatifs aux travaux de fondation des grands projets. Mais ce n'est pas une mince affaire pour la Cour de cassation de statuer sur les aspects techniques des travaux, notamment dans les dossiers impliquant une étude du sol (installation de palplanches, usage d'explosifs, etc.). L'étude des décisions de la Cour de cassation permettra de définir les conditions exigées par la jurisprudence pour la bonne exécution des marchés de la part du maître d'ouvrage et du titulaire du marché. L'analyse d'une dizaine d'affaires portant sur le caractère géotechnique des fondations de grands projets, et ayant donné lieu à des arrêts de principe de la Cour de cassation, permettra d'identifier les problématiques juridiques pour mieux les anticiper.

Mots-clés : Jurisprudence – Contentieux – Expertise judiciaire – Cour de cassation

ABSTRACT – The Cassation Court has had the opportunity to rule on disputes relating to foundation works for major projects. But it is no mean feat for the Cour de cassation to rule on the technical aspects of the work, particularly in cases involving a ground investigation (installation of sheet piling, use of explosives, etc.). By studying the decisions of the Cassation Court, we will be able to define the conditions required by case law for the proper performance of contracts by the contracting authority and the contractor. Analysis of around ten cases dealing with the geotechnical nature of foundations for major projects, and which have given rise to important rulings by the Cassation Court, will help identify the legal issues and anticipate them more effectively.

Keywords : Case law – Litigation – Judicial expertise – Cassation Court

EVOLUTION DES CARACTERISTIQUES DE RESISTANCE DANS LES SOLS POLLUES DES BAS-FONDS DE YAOUNDE AU CAMEROUN

J. P. Djoukouo Tutchamo

Département des Sciences de la Terre, Université de Yaoundé I, Yaoundé, Cameroun

R. Medjo Eko

Département des Sciences de la Terre, Université de Yaoundé I, Yaoundé, Cameroun

Ecole Internationale des Ponts et Chaussées, Abidjan, Côte d'Ivoire

Y. C. U. Mbono Samba

Département de Physique, Université de Yaoundé I, Yaoundé, Cameroun

P. Bilong

Département des Sciences de la Terre, Université de Yaoundé I, Yaoundé, Cameroun

A. Ngo'o Zé

Département des Sciences de la Terre, Université de Yaoundé I, Yaoundé, Cameroun

RÉSUMÉ

Assez fréquemment les sols de bas-fonds des villes des pays en voie de développement suscitent de sérieuses appréhensions relatives à leur fréquente sollicitation en assise de fondation par les populations et ce malgré leur caractère compressible accentué par la contamination massive des déchets urbains solides dégradables ou non au fil des années. Ceci a conduit à se poser la question de l'éventuelle prédictibilité de l'évolution dans le temps des caractéristiques mécaniques et des profils de ces sols. Le site d'étude choisi est celui des bas-fonds du Mfoundi dans la ville de Yaoundé au Cameroun. Ce travail fait une comparaison des résultats des mesures par profils de résistivité et de résistance mécanique sur plusieurs décennies dans le site étudié. La résistance γ est généralement faible, avec quelques pics qui démontre l'hétérogénéité grandissantes dans ces couches de sols pollués par les fréquents dépôt et départ de sol et déchets.

Mots-clés : sols de bas-fonds, déchets urbains, résistivité, résistance dynamique, résistance au cisaillement.

1. INTRODUCTION

Les sols de bas-fonds sont constitués de formations autochtones résultant de la décomposition du socle rocheux sous-jacent, sur lesquels sont déposés des remblais récents provenant de l'érosion des versants des collines environnant le bas-fond (Naah, 2013). Sur le plan géotechnique, les sols de bas-fonds présentent une granulométrie fine, une teneur en eau élevée et des paramètres mécaniques relativement faibles (Janbu, 1963 ; Bourges, 1984 ; Magnan et Mahdavi, 1988 ; Pilot ; 1988 ; Khemissa, 1992 ; Khemissa *et al.*, 1997 ; Rossi *et al.*, 2007a et b). Toute mauvaise évaluation de la résistance de ces matériaux crée à coup sûr des désordres dans les ouvrages fondés dessus, ainsi que des problèmes de stabilité des pentes de déblais. Pourtant ils sont de plus en plus sollicités pour la construction d'ouvrages de génie civil comme c'est le cas dans la partie aval du Mfoundi (Yongsi, 2006 ; Onah., 2018), qui a la particularité de recueillir les alluvions et déchets provenant des activités anthropiques dans le site et ses environs.

Avant toute réalisation d'ouvrage, il s'avère indispensable de mener une campagne de reconnaissance géotechnique composée d'essais in-situ plus rapides, complétés par des essais en laboratoire plus précis (Magnan, 1997 ; Khemissa et Magnan, 2000 ; Philipponat, 2007 ; Mouna, 2018). Dans le cadre de la présente recherche, les résultats d'études géotechniques obtenus sur plusieurs décennies dans les sols de bas-fond de la partie aval du Mfoundi seront synthétisés et comparés en vue d'évaluer les variations de la résistance mécanique de ce type de sol sur plusieurs décennies et d'apporter une contribution à la meilleure gestion sécuritaire face aux sollicitations des constructions.

2. MÉTHODOLOGIE

2.1. Localisation de du site et géomorphologie des bas-fonds

Le site d'étude est situé entre 3°49' et 3°52' de latitude Nord, puis entre 11°30' et 11°32' de longitude Est (Fig. 1), et traverse les arrondissements de Yaoundé III et IV. Sous un climat tropicale humide (Suchel, 1987.) le site se trouve dans la partie aval du Mfoundi, principal

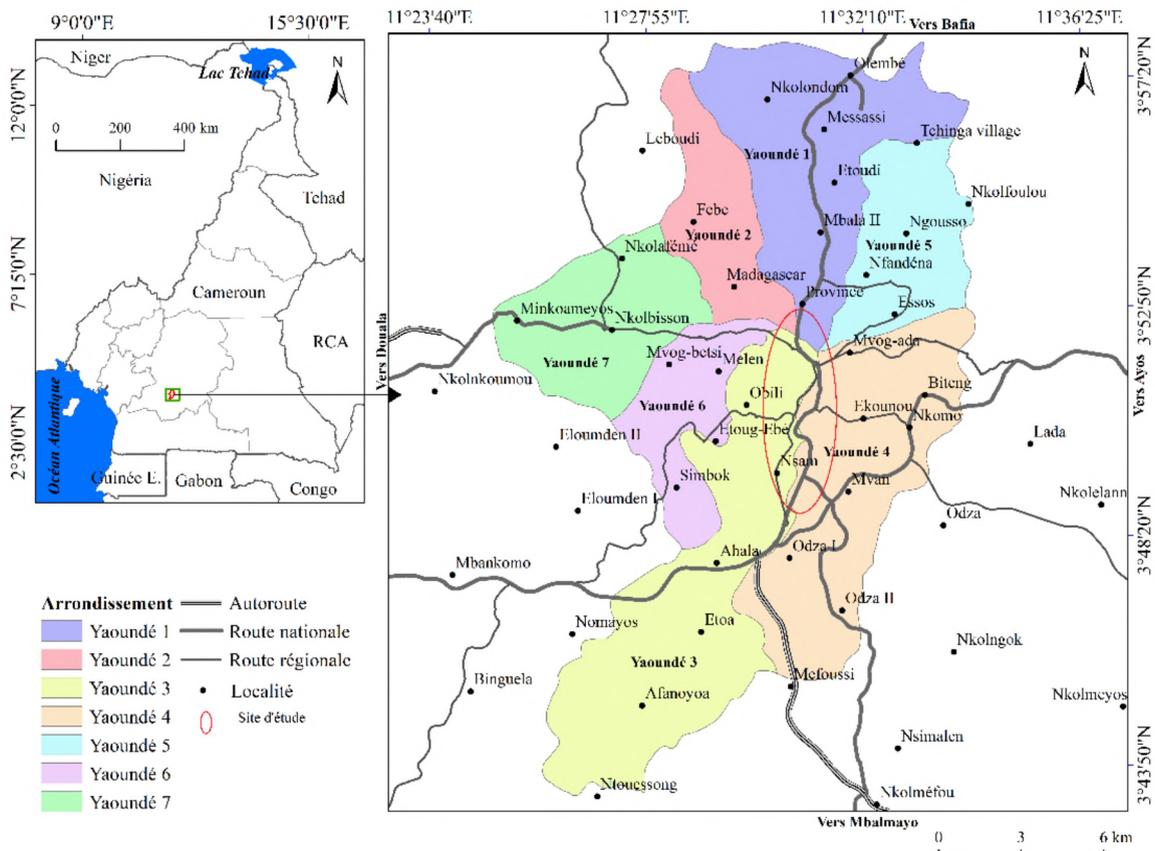


Figure 1. Situation géographique du site dans la partie aval du Mfoundi

Les bas-fonds sont des espaces localement déprimés au sein des paysages intertropicaux (Raunet, 1985 ; Aiberge, 1991 ; Zombré, 1992 ; Ilboudo *et al.*, 2023). Ce sont ainsi pour la plupart des axes de convergence préférentielles des eaux de surface, qui se différencient d'amont en aval par un élargissement progressif du lit du cours d'eau (fig. 2). Les bas-fonds de la partie aval du Mfoundi se retrouvent donc généralement en forme de U aux environs de 700 m d'altitude, ce qui favorise leur forte sollicitation en génie civil relative à la pression foncière grandissante au fil des années (Yongsi, 2006 ; Ilboudo *et al.*, 2023)

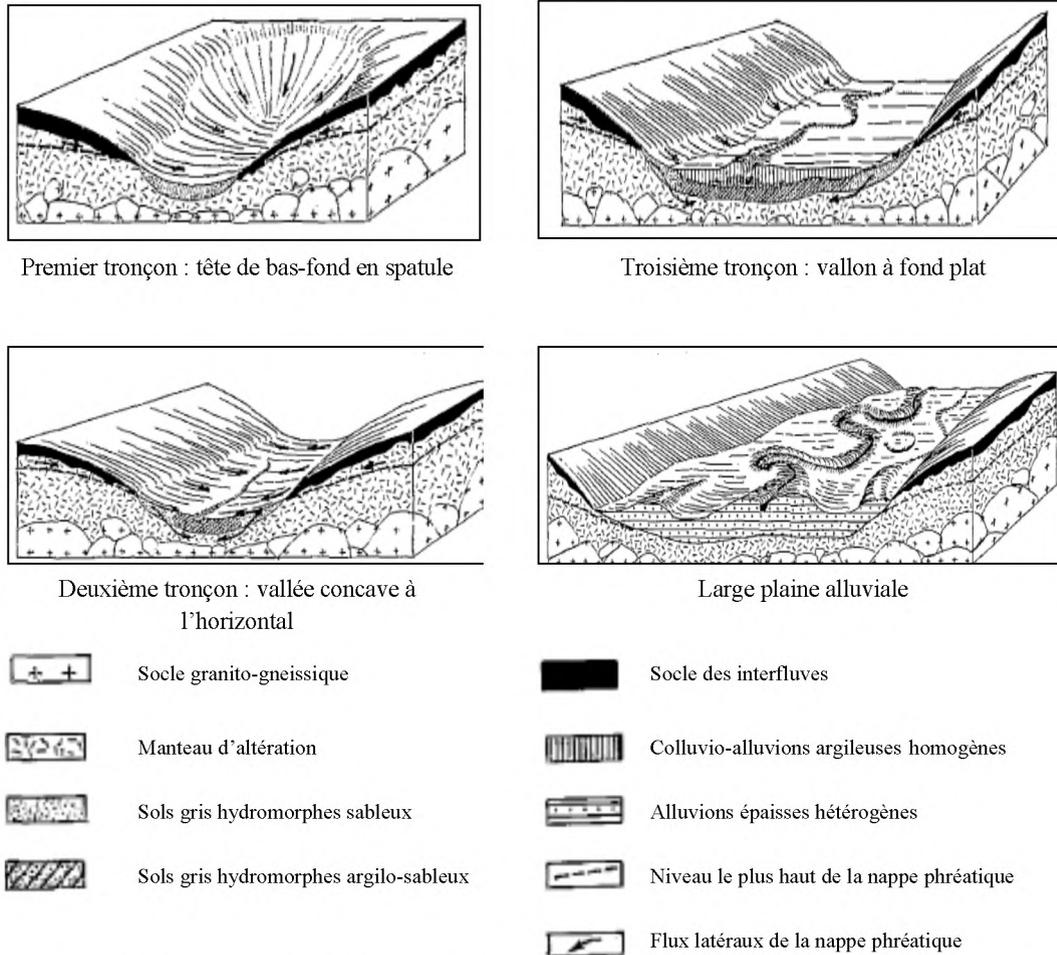


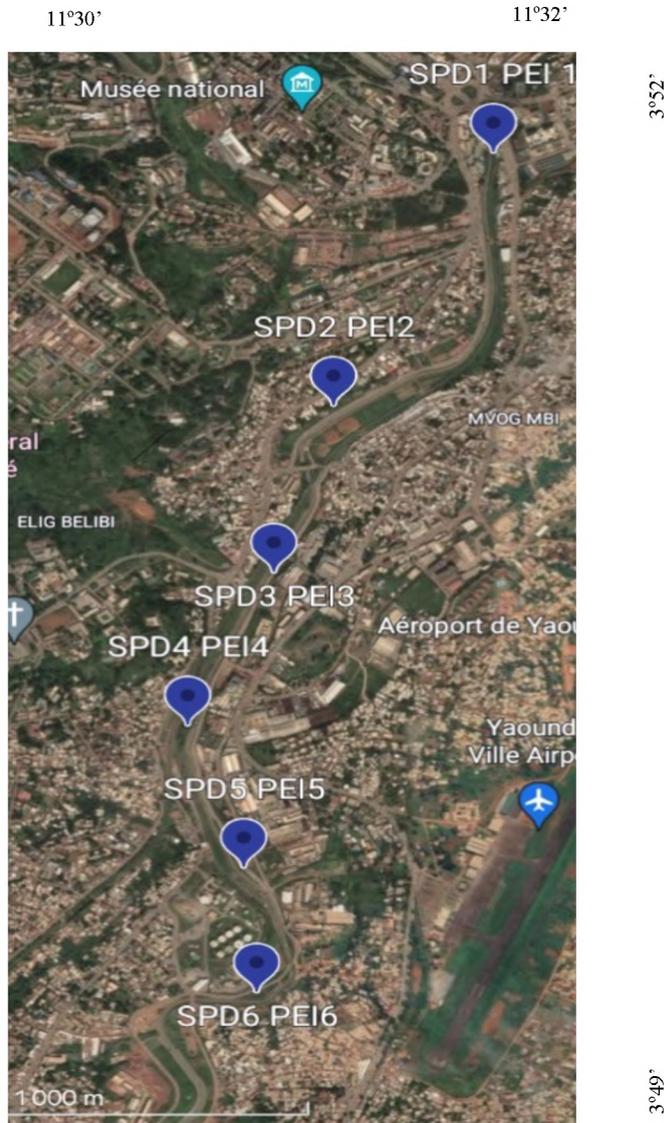
Figure 2. Vallées tropicales : différenciation morpho-pédologique schématique d'amont en aval selon Raunet (1985)

2.2. Formation des roches et sols du site

Les sols du site ont un substratum géologique formé par métamorphisme et granitisation d'âge panafricain et composé de schistes avec quartzites de la série de Mbalmayo-Bengbis, de migmatites et micaschistes de la série de Yaoundé (Nzenti, 1987). Le site se trouvant en zone intertropicale, ses sols saisonnièrement inondés sont de nature argileuse, argilo-limoneuse et argilo-sableuse, avec présence de nodules ou cuirasses latéritiques (Ngon Ngon, 2007). La partie supérieure des profils de sol est constituée de remblais plus ou moins récent qui renferment des alluvions contaminées par des déchets urbains, (Tchostua, 1994 et 1997), constamment renouvelés par l'alternance des périodes d'inondation et d'exondation (Noah, 2013 ; Onana *et al.*, 2022 et Mediebou Chindji, 2023). Généralement propice à l'agriculture (Maiga *et al.*, 2023), ces sols sont de plus en plus utilisés en assise de fondation ou comme support de construction (Assako, 1997 ; Yongsi, 2006).

2.3. Description de la méthode

Les premiers résultats de cette étude ont été obtenus dans le cadre du projet de recalibrage du canal du Mfoundi aval. Il s'agit des résultats de 58 essais réalisés en 1995 et en 2008 dont la synthèse a permis de ressortir des points de sondages similaires (Fig. 3), en vue d'y effectuer de nouveaux essais en 2021. Les essais qui ont été pris en compte dans cet article sont les essais géophysiques, pénétrométriques et mécaniques en laboratoire.



SPD : sondage au pénétromètre dynamique

PEI : prélèvement d'échantillon intact

Figure 3. Localisation des points de sondages synthétisés dans le site en 1995, 2008 et 2021

2.3.1. Campagne géophysique

La campagne géophysique a été réalisée en 1995 par Européenne de Géophysique. Elle sert de base pour la synthèse des points de sondages géotechniques en fonction des spécificités de chaque entité géophysique obtenue. La présente étude s'intéressera donc aux 6 zones conductrices tant les problèmes de stabilité d'éventuelles pentes de déblais sont notamment liés aux teneurs en eau et en argile, ainsi qu'à l'existence ponctuelle de décharges (Tab. 1).

Tableau 1. Entités géophysiques des alluvions pollués dans le site en 1995

Entité géophysique	Implantation de reconnaissances géotechniques	Tranche de conductivité moyenne dans la zone (mS/m)	Tendances dominantes
Entité A	Station 1 = SPD1	15 à 50	Décharges et remblais sur la rive gauche
Entité B	Station 2 = SPD2	10 à 15	Fortes épaisseurs de matériaux de nature argilo-sableuse à latéritiques sur la rive droite
Entité C	Station 3 = SPD3	15 à 20	Présence de marécage à argile plastique
Entité D	Station 4 = SPD4	-	Peu d'informations liées aux nombreux artefacts brasseries sur la rive droite
Entité E	Station 5 = SPD 5	15	Vases et zones compressibles sur la rive gauche
Entité F	Station 6 = SPD 6	10 à 20	Remblais et décharges nature latéritique à dominance argilo-limoneuse

2.3.2. Sondages de reconnaissance in-situ

Les sondages in-situ ont été réalisés au pénétromètre dynamique et à la tarière manuelle, respectivement selon la norme NF P 94-115 (AFNOR, 1995). Ceux de 1995 et 2008 sont synthétisés à partir des rapports techniques du projet PADY (Projet d'Assainissement de la ville de Yaoundé), et ceux de 2021 ont été réalisés aux mêmes coordonnées géographiques (Tab.2) dans le cadre de cette étude afin de ressortir l'évolution des profils de résistance tous les 13 ans.

Tableau 2. Coordonnées géographiques des points de sondage synthétisés dans le site en 1995, 2008 et 2021

Points de sondage	Coordonnées géographiques		
	X	Y	Z
SPD1	3°51'33" N	11°31'17" E	705,84 m
SPD2	3°51'01" N	11°31'00" E	701,38 m
SPD3	3°50'41" N	11°30'54" E	699,40 m
SPD4	3°50'22" N	11°30'45" E	697,39 m
SPD5	3°50'04" N	11°30'51" E	694,48 m
SPD6	3°49'48" N	11°30'52" E	689,85 m

2.3.3. Essais mécaniques

Les essais mécaniques concernent principalement la résistance au cisaillement triaxial en condition consolidée et drainée selon la norme NF P 94-070 (AFNOR, 1994). Pour cela 6 échantillons intacts sont retenus pour chacune des 3 décennies successives de campagne. Lesdits échantillons prélevés entre 1,5 et 2,5 m de profondeur ont été analysés en laboratoire afin d'y ressortir des corrélations statistiques.

3. Résultats et discussion

3.1. Profils lithologiques

Les profils lithologiques mis en évidence par la campagne réalisée en 1995 par Européenne de Géophysique dans le contexte géologique de la partie avale du Mfoundi montrent :

- des affleurements faiblement conducteurs se définissant par des mesures de résistivités inférieures à 5 mS/m ;
- un recouvrement latéritique plus ou moins important par des mesures de résistivités entre 5 et 25 mS/m ;
- des remblais avec plus ou moins de déchets ferrailés ou pas, créant des anomalies conductrices et/ou artéfacts (valeurs négatives ou supérieures à 40 mS/m).

La figure 3 présente des remblais généralement plus abondants sur la rive droite que sur la rive gauche. Plus ou moins récents, ils sont constitués par des argiles latéritiques au sein desquels se trouvent des éléments très divers tels que des blocs rocheux et de béton de toute taille, ferrailles, matières biodégradables et plastiques (Fig. 4).

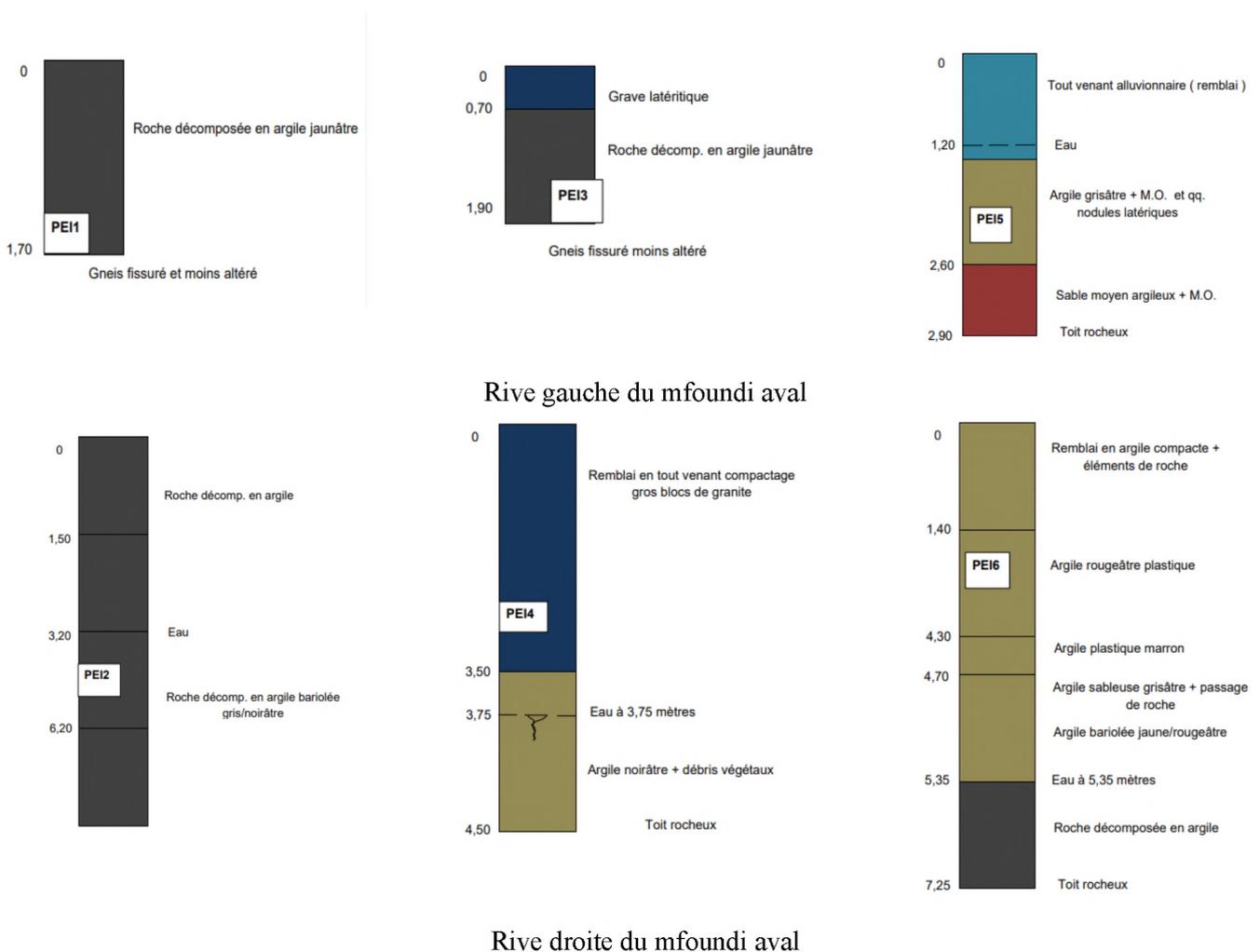


Figure 4. Profils lithologiques de la partie avale du Mfoundi

3.2. Paramètres de résistance mécanique

L'examen des valeurs minimales et maximales des profils de résistance met en exergue des terrains de mauvaise tenue dont l'épaisseur est le plus souvent supérieur au mètre (Fig.4). Ces terrains présentent par endroit quelques pics de résistance (Tab. 3) relatifs à la présence de latérites ou déchets solides.

Tableau 3. Valeurs des Résistances dynamiques sur plusieurs décennies

	1995	2008	2021
--	------	------	------

Profondeur (m)	Rd min (bar)	Rd max (bar)	Rd min (bar)	Rd max (bar)	Rd min (bar)	Rd max (bar)
0	0	0	0	0	0	0
0,2	0	0	0	0	0	0
0,4	0	35	0	55	17,5	270
0,6	0	24	0	70	12	95
0,8	0	50	5	40	5,2	90
1,0	0	38	5	20	5,2	62
1,2	0	20	0	23	6,4	68
1,4	6,5	22	0	88	5	41
1,6	6,5	50	0	123	5	29
1,8	0	55	0	123	5	33
2,0	0	60	0	123	0	30
2,2	0	48	0	123	0	38
2,4	0	42	0	10	0	36
2,6	0	60	0	9	0	28
2,8	0	55	0	6	0	32
3,0	0	188	0	9	0	80
3,2	6,5	188	5,5	10	0	80
3,4	4	70	0	9	0	50
3,6	4	20	0	14	0	160
3,8	6,5	30	0	19	0	53
4,0	8	192	6	38	0	114
4,2	6,1	192	8	60	0	114
4,4	7,2	7,2	0	40	0	80
4,6	6,8	6,8	0	40	5	80
4,8	3,4	3,4	5	28	7	50
5,0	36,5	36,5	5	20	7,5	39
5,2	5,2	5,2	0	158	7	32
5,4	5,4	5,4	7	12	11	24
5,6	5,6	5,6	8	30	10	19
5,8	5,8	5,8	8	50	14	27
6,0	6	6	10	177	7,5	21
6,2	6,2	6,2	9	177	10,5	27
6,4	6,4	6,4	10	30	10,5	60
6,6	42	42	10	18	14	50
6,8	88	88	15	172	14	50
7,0	77	77	11	11	14	140
7,2	199	199	18	18	16,5	140
7,4			18	18	29	46
7,6			40	40	16,5	52
7,8			40	40	16,5	43
8,0			188	188	13,5	52
8,2					100	100
8,4					197	197

Les valeurs de résistances au cisaillement calculées à partir de l'essai de cisaillement triaxial (Tab. 4) demeurent assez faibles dans les remblais conducteurs quelle que soit l'année de prélèvement. Quelques échantillons présentent des valeurs de résistances supérieures à 1 bar (Tab. 4).

Tableau 4. Valeurs des résistances au cisaillement en conditions drainées en fonction des résistivités et des années de prélèvement

Résistivités (mS/m)	Profondeur (m)	Rc (bars)		
		1995	2008	2021
5 à 10	1,5 - 2,5	0,632	0,503	0,189
5 à 10 (Artefact)	1,5 - 2,5	0,267	0,489	0,819
10 à 15	1,5 - 2,5	0,301	0,142	0,116
10 à 15 (Artefact)	1,5 - 2,5	0,512	0,391	0,404
15 à 20	1,5 - 2,5	0,46	1,323	1,197
15 à 20 (Artefact)	1,5 - 2,5	0,577	0,908	0,56

3.3. Evolution des paramètres de résistance

La non-concordance dans le temps des pics de résistance observée sur les pénétrogrammes (fig.5) démontrent que le niveau d'hétérogénéité des ces profils de résistance est très peu influencé par le poids des dépôts d'alluvions constamment renouvelés. Ce qui démontre à suffisance que la croissance disproportionnée des valeurs de résistances dynamiques au fil des années provient de la présence de nodules et cuirasses latéritiques dans les argiles du site, ainsi que de déchets solides issus des activités anthropiques dans le site d'étude et ses environs comme signalé dans le site par Onana et al. (2022) et Mediebou Chindji (2023).

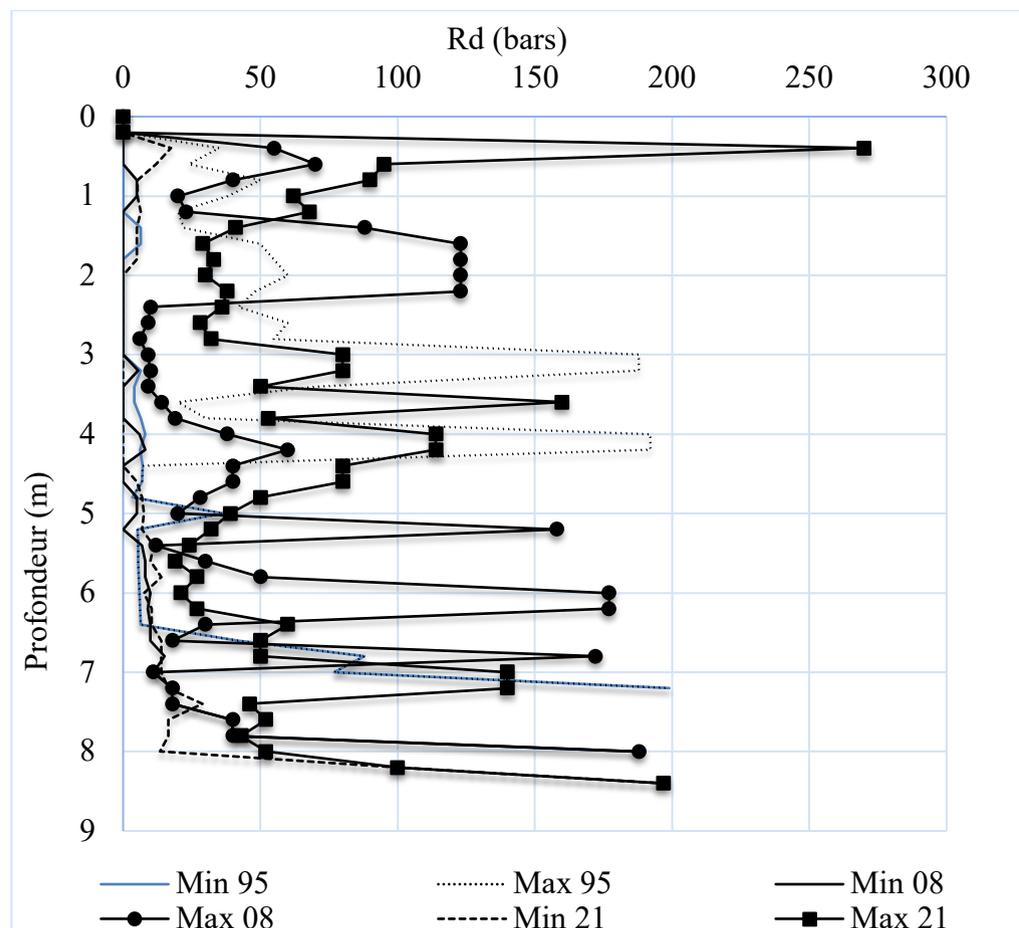


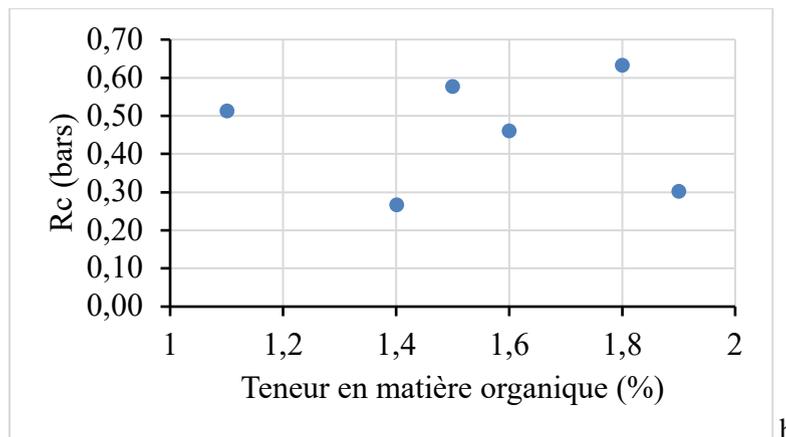
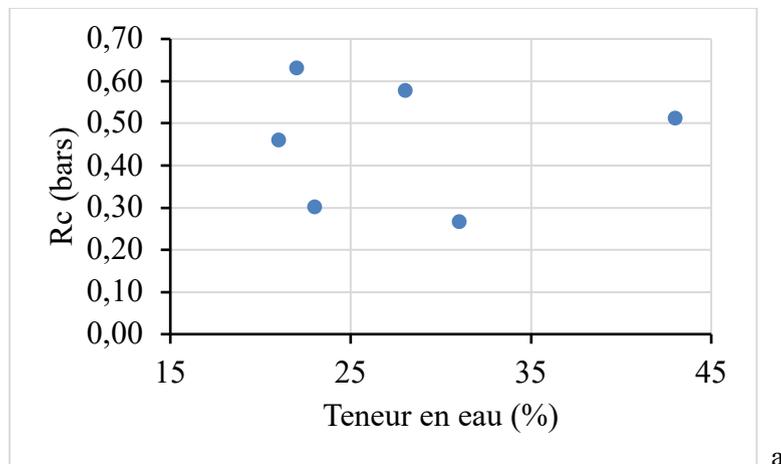
Figure 5. Variation de la résistance dynamique en fonction de la profondeur

Les profils d'altération étant de type polyphasé comme ceux de toute autre formation granito-gneissiques (Bon et al., 2014 ; Ngouh et al., 2020), la présence de nodules latéritiques et de certains déchets solides issus des activités anthropiques impacte considérablement les valeurs de résistance mécanique.

3.4. Corrélation entre la résistance au cisaillement et quelques paramètres physiques des sols

Il est connu que la résistance au cisaillement des sols provient du frottement et de l'enchevêtrement des particules en forme de feuillet, ainsi que des forces de cohésion entre elles (Robitaille et Tremblay, 1997). Elle varie principalement en fonction de la granulométrie, des teneurs en eau et en matière organique (Khemissa, 1999 ; Magnan et al., 1989 ; Mestat et Prat, 1999 ; Rossi et al., 2007a et b). Les sols du site contenant en moyenne plus de 50% de particules fines, ont une cohésion qui leur confère une résistance au cisaillement dont les paramètres de cisaillement sont principalement influencés par les conditions de drainage (variation de la teneur en eau) et aussi de la matière organique (Khemissa, 1999 ; Chérif, 2010 ; Triback, 2020 ; Souadeuk, 2022).

Ainsi pour les études réalisées en 1995, il n'existe pas de corrélation entre la résistance au cisaillement et les paramètres de teneurs en eau et en matières organiques (fig. 6a et b). Pour la teneur en fines, en éliminant le site où le pourcentage de fines est inférieur à 59%, on constate que la résistance au cisaillement croît avec la teneur en fines (fig. 6c).



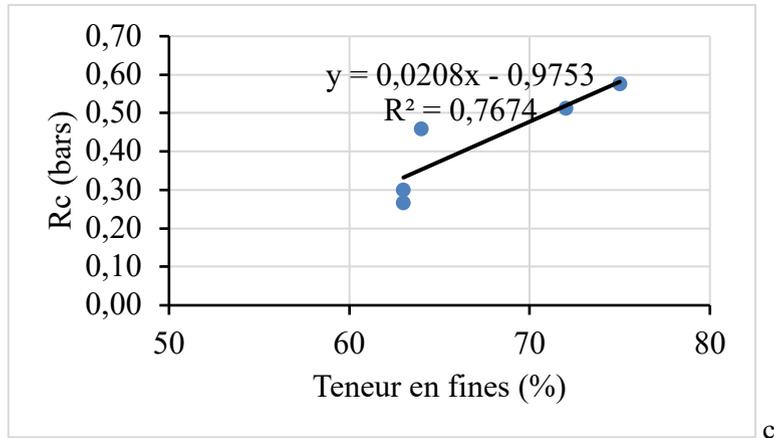
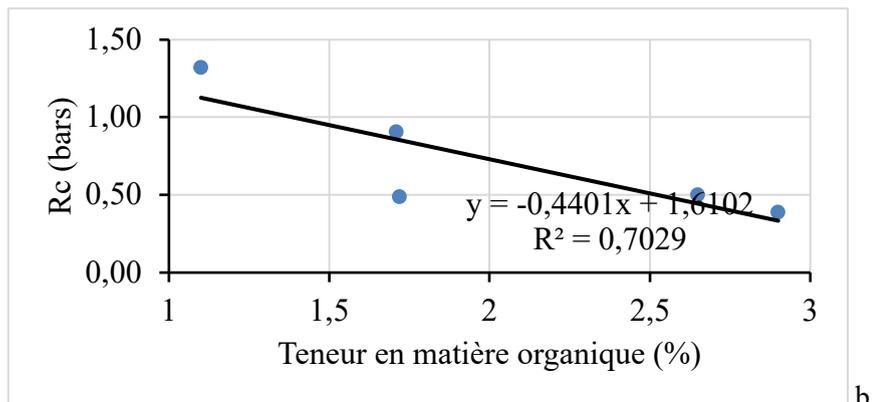
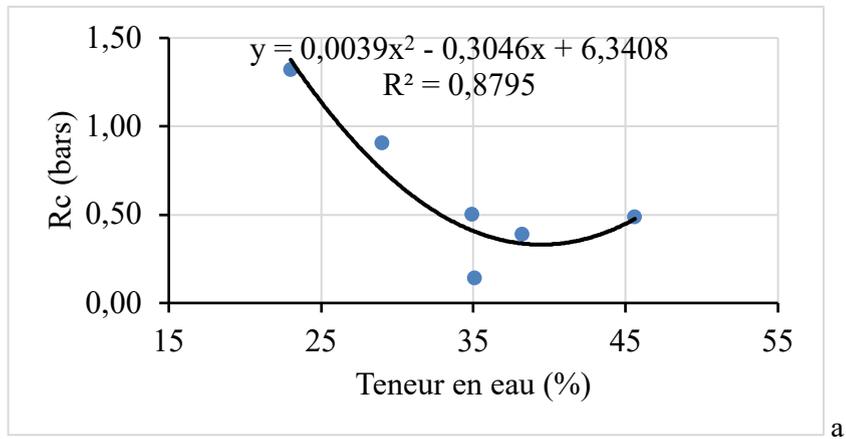


Figure 6. Corrélations entre la résistance au cisaillement et les teneurs en eau (a), en matières organiques (b) et en fines (c) pour l'année 1995

En 2008, la résistance au cisaillement est une fonction linéaire de la teneur en eau pour une polynomiale d'ordre 2 avec $R^2 = 0,8795$ (fig. 7a). Il n'existe pas de corrélation entre la résistance au cisaillement et les teneurs en fines (fig. 7b) et en matières organiques ; mais si on élimine l'échantillon PEI3, la résistance au cisaillement décroît avec la teneur en matières organiques avec $R^2 = 0,7029$ (fig. 7c).



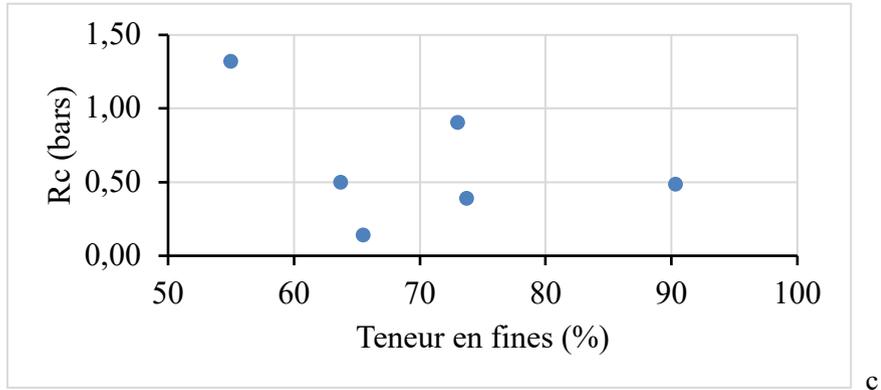
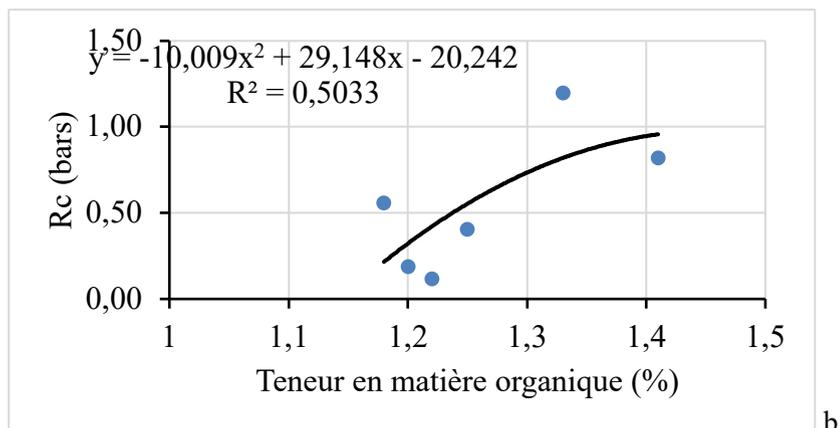
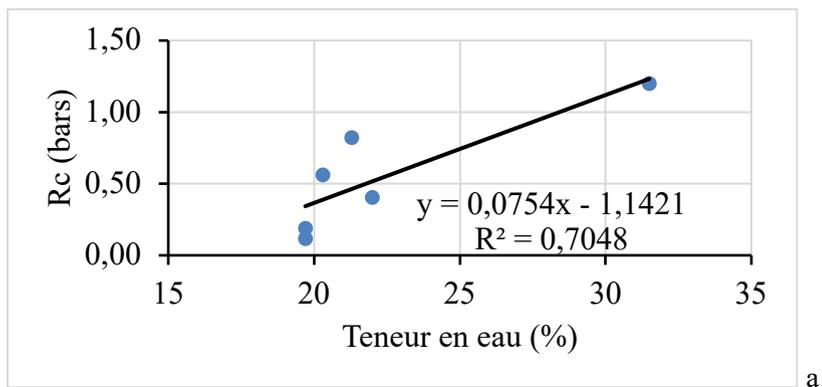
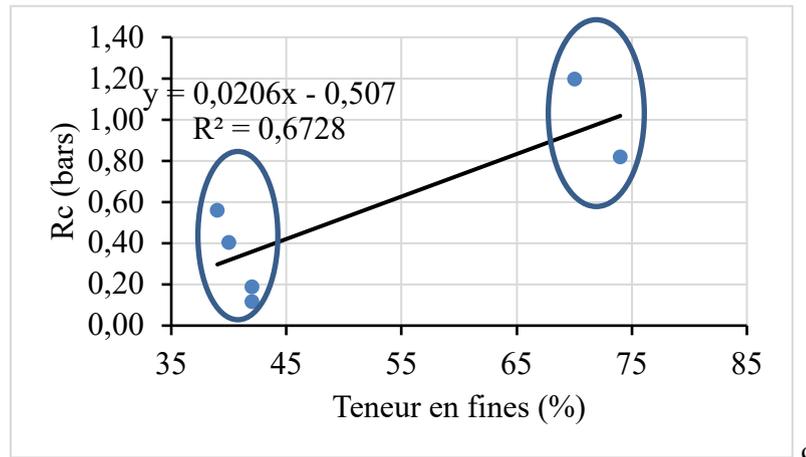


Figure 7. Corrélation entre la résistance au cisaillement et les teneurs en eau (a), en matières organiques (b) et en fines (c) pour l'année 2008

En 2021, la résistance au cisaillement est une fonction linéaire de la teneur en eau pour une polynomiale d'ordre 2 avec $R^2 = 0,7048$, et de la teneur en fines avec $R^2 = 0,6728$ (fig. 8a). Cette résistance au cisaillement décroît aussi avec la teneur en matières organiques avec $R^2 = 0,5033$ (fig. 8b). Il est observé deux sous-groupes dans lesquelles la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en fines.





4. CONCLUSION

Les sols de bas-fonds présentent une granulométrie fine, une teneur en eau élevée et des paramètres mécaniques relativement faibles ; ceux de la partie aval du Mfoundi, principal cours d'eau de la ville de Yaoundé sont constitués de remblais plus ou moins récent qui renferment des alluvions contaminées par des déchets urbains, constamment renouvelés par l'alternance des périodes d'inondation et d'exondation. Les paramètres synthétisés dans le cadre de cette étude sont les résistivités, résistances dynamiques et au cisaillement.

Les remblais à alluvions pollués sont conducteurs par leur nature argilo-latéritique au sein desquels se trouvent des déchets de toute nature. Ce sont ainsi des terrains de mauvaise tenue dont l'épaisseur est le plus souvent supérieur au mètre et qui présentent par endroit quelques pics de résistance mécanique en rapport avec leur composition hétérogène. Cette étude mérite d'être approfondie par l'évaluation des caractéristiques de compressibilité et de perméabilité associés à l'identification physico-chimique des déchets pour mieux ressortir l'impact de la présence des déchets sur la portance de ce type de sols de bas-fonds.

RÉFÉRENCES

- AFNOR. 1994. NF P 94-70 : Essai à l'appareil triaxial de révolution.
- AFNOR. 1995. NF P 94-115 : Sondage au pénétromètre dynamique de type B.
- Aiberge. 1991. Projet Pilote" Siné-Saloum" Bas-fonds de THYSSE KAYMOR Rapport de synthèse : Morpho-Pédologie.
- Bon, A. F., Ndam Ngoupayou J. R., Ewodo Mboudou G., Ekodeck G. E. 2024. Caractérisation hydrogéologique des aquifères de socle altéré et fissuré du bassin versant de l'Olézoa à Yaoundé, Cameroun. Revue des sciences de l'eau.
- Bourges, F., Micussens, C., Pilot, G., Puig, J., Peignaud, M., QUEYROU, D., & Vautrain, J. 1984. *Remblais et fondations sur sols compressibles*.
- Cherif B. 2010. Comportement des sols compressibles, mémoire de Master, département de Génie Civil, université de Guelma, Maroc.

- Iboudo, A., Savadogo, M. O., Kabore, F., Some, D., Kabore, J. N., Hien, E., & Traore, S. 2023. Typologie et caractérisation morphopédologique des sols de bas-fonds soudano-sahéliens : cas du sous-bassin versant du Nakanbé-Dem au Centre-nord du Burkina Faso. *International Journal of Biological and Chemical Sciences*, 17(3), 1269-1287.
- Janbu, N. 1963. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In *Proc. European Conf. SMFE, Wiesbaden, 1963* (Vol. 1, pp. 19-25).
- Khemissa, M. 1992. Recherches expérimentales sur les propriétés mécaniques d'une argile molle naturelle. (Argile de guiche, vallée de l'adour). *these de doctorat présentée a l'école nationale des ponts et chaussées*.
- Khemissa, M., Magnan, J. P., & Josseaume, H. 1997. Étude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). *Revue française de géotechnique*, (81), 3-25.
- Khemissa, M. 1999. Méthodologie d'étude et règles de construction des remblais sur sols compressibles. *Actes du Séminaire sur les terrassements dans les grands travaux, ARAL, Sétif*.
- Khemissa, M., & Magnan, J. P. 2000. Variabilité des résultats d'essais œdométriques sur l'argile molle de Guiche. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 227, 41-50.
- Maiga, Y., Sanou, K., & Yanogo, P. I. 2023. Analyse de la dynamique des stratégies d'occupation foncière dans les bas-fonds au Burkina Faso à l'ombre de la mise en œuvre des Politiques d'Ajustement Structurel (PAS) dans le secteur agricole : Une synthèse bibliographique.
- Magnan, J. P., & Mahdavi, C. 1988. Évaluation des risques de rupture sur un tracé de remblai sur sols mous. *Revue française de géotechnique*, (44), 29-42.
- Mediebou Chindji. 2023. Les inondations dans les bas-fonds de la commune de Yaoundé 6 (Centre Cameroun) : état des lieux et perspectives. *Revue Espace Géographique et société marocaine*, numéro 69.
- Mouna Mir. 2018. Contribution des essais de pénétration à l'étude des fondations, modélisation numérique et analyse des bases de données. Thèse de doctorat, Département de Génie Civil, Université de Blida 1.
- Naah M. 2013. Impact du développement urbain du bassin versant de la rivière Mingoa sur le lac municipal de Yaoundé (Cameroun). Département des Sciences de la Terre, Université de Paris-Est ; Université de Douala.
- Ngouh A. N., Kpoumie A., Nyembe Etame G., Kohtem Legba A., Ndeng E., Ndam Ngoupayou J. R. 2020. Caractérisation hydrodynamique et qualité des eaux de l'aquifère à nappe libre du bassin versant du Nkié (Yaoundé-Cameroun). *European Scientific Journal*
- Nzenti J.P. 1987. Pétrogenèse des migmatites de Yaoundé (Cameroun). Élément pour un modèle géodynamique de la chaîne panafricaine Nord équatoriale. Thèse Univ. Nancy I, 147p.

- Onah, J. R. 2018. Vivre dans les bas-fonds marécageux à Yaoundé : identités résidentielles et stigmatisation sociale. *Vivre en ville aujourd'hui : Métropolisation et changements sociaux au Cameroun*, 197.
- Onana Ntouda A., Leumbe O., Lemotio W., Kanda S. J., Kamto P. G. 2022. Contribution à la cartographie de l'aléa d'inondation dans le bassin versant du Mfoundi à Yaoundé. Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, Section Sciences de la Terre. No 44. 13-27.
- Philippinat G. & Hubert B. 2007. Fondation et ouvrages en terre. Edition Eyrolles.
- Pilot, G., Chaput, D., & Queyroi, D. 1988. *Remblais routiers sur sols compressibles-etude et construction*.
- Raunet, M. 1985. Bas-fonds et riziculture en Afrique. Approche structurale comparative.
- Rossi, P., Gavois, L., & Raoul, G. 2007a. Assises des vallées compressibles-Approches géologique et géotechnique.
- Rossi, P., Gavois, L., & Raoul, G. 2007b. Assises des vallées compressibles-Choix des méthodes de consolidation.
- Souadeuk, A., & Boudaoud, Z. 2022. Etude paramétrique des remblais sur sols compressibles.
- Tchotsoua. 1994. Crise économique et érosion à Yaoundé : une contribution à la gestion de l'environnement urbain en milieu tropical humide. Colloque de Paris, 19 pages.
- Tchotsoua, M., & Bonvallot, J. 1997. Phénomènes d'érosion et gestion urbaine à Yaoundé (Cameroun). *Espaces tropicaux*, 15(6), 517-528.
- Tribak, H., & Abdelkader El Garouani, P. E. S. 2020. Etude Géotechnique Des Sols Compressibles : Caractérisation, Mécanisme Et Recommandation (Cas Des Régions De Berrechid Et Kenitra, Maroc). *European Scientific Journal ESJ*, 16(9).
- Yongsi, H. B. N., & Ntetu, A. L. 2006. L'occupation et l'aménagement des espaces à risque en milieu urbain équatorial : le cas des fonds de vallées à Yaoundé (Cameroun). *Revue Organisations & territoires*, 15(3), 67-76.
- Zombré, P. N. 1992. Caractérisation morphologique des bas-fonds de la province du Yatenga. Rapport N 1 Généralités, géomorphologie et morphopédologie régionale. *ORSTOM-IDR, Contrat CEE-TS 2 A 0216 M*.

SOUMISSION A APPEL A COMMUNICATION

-COLLOQUE NATIONAL SUR LA GEOTECHNIQUE-

Nom et prénom (<i>1^{er} auteur</i>) : DKHISSI Mohammed
Société : Direction des Aménagements Hydrauliques – Ministère de l'Équipement et de l'Eau, Rabat
Tel/GSM : 06 62 42 99 88
Email : m.dkhissi.dah@gmail.com

THEME GENERAL : « INSTABILITÉ DES SOLS : Maitrise des ouvrages liés aux instabilités »

SOUS THÈMES

3- Instabilité des talus

4- Fondations des barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers

ANALYSE CRITIQUE DE LA CONCEPTION DES FILTRES GRANULAIRES POUR LES BARRAGES SOUPLES AU MAROC

CRITICAL ANALYSIS OF GRANULAR FILTER DESIGN FOR EMBANKMENT DAMS IN MOROCCO

Mohammed DKHISSI^{1,2}, Abdellatif KHAMLICHI², Hicham NASSER³, Nazha SADIQI¹, Abdelhak SABIHI³

¹ *Direction des Aménagements Hydrauliques, Rabat, Maroc*

² *Ecole Nationale des Sciences Appliquées, Equipe 3M, Tétouan, Maroc*

³ *Laboratoire Public d'Essais et Etudes, Casablanca, Maroc*

RESUME: Les filtres granulaires sont des organes névralgiques pour les barrages souples. Ils permettent de retenir les particules fines des matériaux adjacents ou de la fondation afin de prévenir tout risque d'érosion interne de l'ouvrage, tout en restant perméables pour éviter les pressions interstitielles excessives. Le présent article est une évaluation et analyse critique des pratiques actuelles de conception des filtres granulaires des barrages souples au Maroc, en comparant les spécifications techniques et les pratiques nationales aux recommandations internationales. Les méthodes de dimensionnement, les exigences géotechniques, ainsi que les techniques de mise en œuvre et de contrôle de qualité sont traitées. Les recommandations formulées touchent les aspects de la conception et de contrôle dans le but d'améliorer le fonctionnement de cet organe, et par conséquent garantir la résilience des barrages souples.

Mots clés : *filtres granulaires, barrages souples, érosion interne, drain, renard hydraulique.*

ABSTRACT: Granular filters are critical components for embankment dams. They retain fine particles from adjacent materials or from the foundation to prevent any risk of internal erosion, while maintaining permeability to avoid excessive pore pressures. This article provides an evaluation and critical analysis of current design practices for granular filters in embankment dams in Morocco, comparing national technical specifications and practices with international recommendations. Granular design methods, geotechnical requirements as well as construction and quality control techniques are assessed. The recommendations cover aspects of design and quality control, aiming to enhance the performance of these type of materials, and consequently, guaranty the resilience of embankment dams.

Key words : *Granular filters, embankment dams, internal erosion, drain, piping.*

Evaluation de stabilité d'un ouvrage d'art naturel – Étude de cas : Pont Imi N'Ifri (Province d'Azilal)

Y.EL BALGHITI.

Ingénieur Expert Géotechnicien, laboratoire S2G, Mohammedia, Maroc

A. NAJINE

Consultant S2G Dr Géophysicien FST Beni Mellal, Maroc

ABSTRACT:

The Imi N'Ifri Natural Bridge is an exceptional natural heritage. Assessing its stability requires unwavering rigor and precision in the analysis of geotechnical data. Indeed, this bridge embodies the inherent complexity of the interaction of rock mechanics while necessitating meticulous integration of geological, geotechnical, and geophysical data for the development of a numerical model that accurately reflects reality.

In this work, we undertook thorough investigations, both in situ and in the laboratory, to address concerns about instability. Geological surveys, as well as a geophysical campaign, were conducted to identify potential anomalies and to reconstruct the geometry of the structure.

Based on the results obtained, a 2D/3D model was developed to evaluate the resilience of the natural structure against significant loads generated by traffic on the regional roads RR302 and RR307.

RÉSUMÉ:

Le Pont Naturel Imi N'Ifri représente un patrimoine naturel d'une exceptionnelle valeur. L'évaluation de sa stabilité exige une rigueur et une précision inébranlables dans l'analyse des données géotechniques. Ce pont illustre en effet la complexité inhérente aux interactions mécaniques des roches, nécessitant une intégration méticuleuse des données géologiques, géotechniques et géophysiques pour la création d'un modèle numérique fidèle à la réalité.

Dans le cadre de cette étude, nous avons mené des investigations approfondies, tant sur le terrain qu'en laboratoire, afin de répondre aux préoccupations relatives à l'instabilité. Des relevés géologiques, ainsi qu'une campagne géophysique, ont été réalisés pour identifier d'éventuelles anomalies et reconstituer la géométrie de l'ouvrage.

Sur la base des résultats obtenus, un modèle 2D/3D a été élaboré pour évaluer la résistance de cette structure naturelle face aux sollicitations considérables engendrées par le trafic des routes régionales RR302 et RR307.

1 INTRODUCTION

Le pont naturel Iminifri constitue un exemple exceptionnel de l'interaction entre les processus géologiques et les environnements naturels. Niché dans la région de Demnate, cet arc naturel est le résultat de millions d'années d'érosion, ayant sculpté le calcaire en une structure impressionnante qui s'élève majestueusement au-dessus d'une vallée verdoyante. Iminifri, dont le nom signifie "la bouche de grotte", est un véritable havre de paix, enveloppé dans un cadre bucolique qui invite à l'exploration et à la contemplation. Cette merveille naturelle, témoin des forces de la nature, offre une expérience unique aux visiteurs, leur permettant d'apprécier la beauté et la complexité des paysages environnants.



Photo 1. Vue Panoramique « Pont Naturel Imi-N'ifri »

En effet, ce monument naturel, qui fait l'objet de notre étude, se distingue par sa structure impressionnante et ses caractéristiques géologiques uniques. Iminifri n'est pas seulement un site d'une beauté à couper le souffle ; il revêt également une grande importance écologique et géologique, abritant une biodiversité riche et des formations géologiques qui suscitent l'intérêt des chercheurs et des géologues.

L'arche naturelle, au cœur de cette expertise, est située dans la banlieue sud-est de la ville de Demnate, à environ six kilomètres de celle-ci. Elle surplombe l'assif Tislit, qui contourne la ville par le Sud-Est et s'écoule du Sud-Ouest vers le Nord-Est. Ce positionnement stratégique offre non seulement une vue imprenable sur le paysage environnant, mais contribue également à l'écosystème local, renforçant ainsi l'importance de la préservation de ce site exceptionnel.



Figure 1. Situation géographique « Pont Naturel Imi-N'ifri »

2 TRAVAUX REALISES

2.1 Investigations géologiques

La grotte d'Imi n'Ifri, qui est traversée par les deux routes régionales RR 302 et RR 307, constitue une voûte impressionnante, s'étendant majestueusement au-dessus de la vallée. Son substratum, composé de calcaires dolomitiques, témoigne d'une histoire géologique fascinante, résultat de millions d'années de formations et de transformations. Par-dessus ce substratum, un revêtement de calcaires travertineux se déploie, prenant la forme de barres effilées, qui ajoutent à la singularité de cette formation naturelle. Les levés géologiques sur le terrain sont essentiels pour comprendre les conditions de formation de la dalle travertineuse qui constitue l'ossature des arches d'Imi N'Ifri.

L'étude réalisée a commencé par une description des caractéristiques morphologiques et sédimentologiques des différentes formations affleurant autour et sous l'arche.

Par la suite, des interpolations et des corrélations ont permis d'établir des coupes litho-stratigraphiques et structurales à l'échelle de toute la zone d'étude.

Cette juxtaposition de roches, à la fois résistantes et envoûtantes, illustre non seulement les processus d'érosion et de dépôt qui ont façonné ce paysage au fil du temps, mais aussi la diversité géologique de la région. En outre, l'interaction entre les routes et la grotte d'Imi n'Ifri souligne l'importance de la mise en valeur de ce patrimoine géologique, tant du point de vue touristique que scientifique. Ce site ne se limite pas à sa beauté esthétique ; il est également un véritable laboratoire naturel offrant des opportunités inestimables pour l'étude des formations géologiques et de l'environnement qui l'entoure. Nous présentons ci-après quelques résultats obtenus lors des études et analyses pétrographiques des formations dolomitiques :



Figure 2. Extrait des résultats pétrographiques

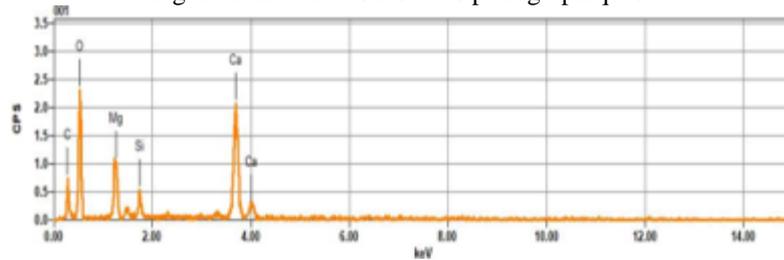


Figure 3. Extrait des résultats Chimiques

2.2 Investigations géophysiques

Les travaux de reconnaissance géologique ont été enrichis par des investigations géophysiques, mettant en œuvre des méthodes soigneusement adaptées aux conditions pétrophysiques des formations présentes. Dans ce contexte, deux techniques complémentaires ont été privilégiées : la tomographie électrique bidimensionnelle et la sismique de réfraction, qui ont été utilisées pour ausculter le sous-sol en profondeur.

La tomographie électrique bidimensionnelle permet de cartographier la résistivité des différentes couches géologiques, fournissant ainsi des informations précieuses sur la distribution de l'eau, la porosité et la structure des matériaux en profondeur. Parallèlement, la sismique de réfraction offre des aperçus sur la vitesse de propagation des ondes sismiques à travers les différentes couches, permettant d'identifier de manière précise les interfaces géologiques et d'estimer les propriétés mécaniques des roches.



Photo 2. Déroulement missions Géophysiques

Ces deux approches, lorsqu'elles sont combinées, fournissent une vision holistique et détaillée de la structure géologique du site, essentielle pour une évaluation précise de la stabilité et de la pérennité de l'ouvrage naturel. Grâce à ces méthodes, nous avons pu obtenir des données stratigraphiques significatives, facilitant ainsi l'identification de potentielles zones de faiblesse et orientant les décisions concernant d'éventuelles mesures de préservation et de renforcement.

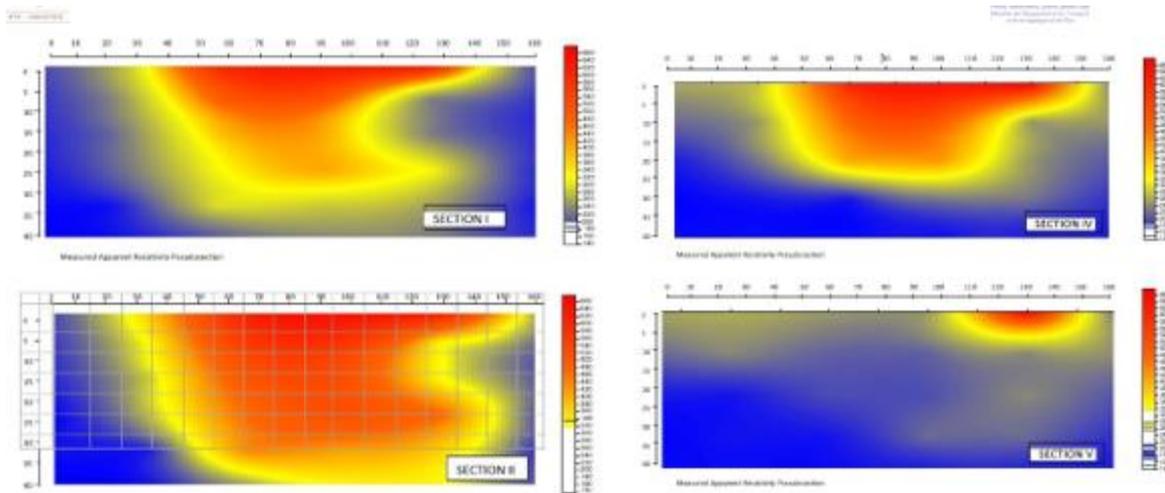


Figure 4. Répartition des résistivités par profil

Les données géophysiques ont été soigneusement traitées, analysées et interprétées à l'aide de logiciels spécialisés, tout en intégrant les informations géologiques préexistantes concernant le site. Ce processus a permis d'établir des corrélations de manière méthodique entre les données acquises sur le terrain.

Ces corrélations ont significativement contribué à lever certaines incertitudes et ont permis de peaufiner les modèles géologiques du sous-sol. En mettant en relation les différents ensembles de données, nous avons pu obturer les zones d'ombre et enrichir notre compréhension de la géologie locale, facilitant ainsi une évaluation plus rigoureuse de la stabilité de l'ouvrage naturel. Cette approche intégrée a été déterminante pour éclairer les enjeux associés à la conservation de la structure et pour orienter les recommandations techniques à mettre en œuvre.

3 RESULTATS DE MODELISATION ET CONCLUSIONS

À l'issue d'une caractérisation approfondie des matériaux en place, qui a impliqué une série d'analyses détaillées des propriétés physiques et mécaniques des couches géologiques rencontrées, et sur la base des résultats d'essais de laboratoire rigoureusement réalisés sur les échantillons prélevés, un modèle numérique en 2D/3D a été élaboré. Ce modèle vise à quantifier la résistance de la structure face aux sollicitations, souvent excessives, engendrées par le trafic routier intense sur les deux routes régionales, RR302 et RR307.



Photo 3. Mission Géotechnique

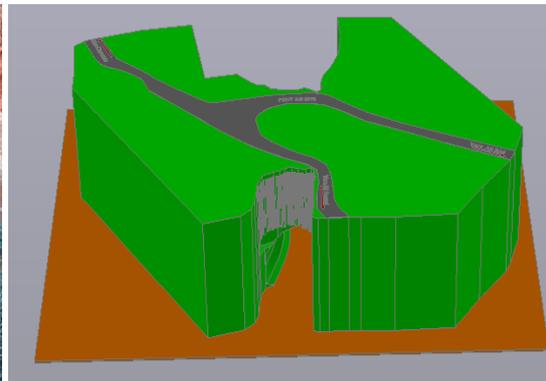


Figure 5. Modèle géotechnique de calcul

Ce processus de modélisation a nécessité une intégration systématique des données obtenues, allant des propriétés mécaniques des matériaux, telles que leur résistance à la compression et à la traction, jusqu'à la variabilité des conditions de charge résultant du passage des véhicules. En y intégrant des facteurs tels que l'analyse de la circulation routière et les spécificités géologiques du site, le modèle

2D/3D permet de simuler avec précision les différentes conditions d'effort auxquelles la structure est soumise.

Cette approche multifacette est essentielle pour anticiper les comportements de l'ouvrage sous diverses situations de charge et d'usure, garantissant ainsi une évaluation précise des risques d'instabilité et d'effondrement potentiel. Le modèle ainsi créé servira de référence pour les futures études et interventions, et il facilitera la mise en place de stratégies de gestion et de conservation adaptées afin d'assurer la longévité et la sécurité de cette structure face aux défis posés par l'utilisation routière continue.

Ainsi, la synthèse des travaux géotechniques et géologiques effectués, nous a permis de dresser le modèle 3D permettant de vérifier exhaustivement la stabilité de l'ouvrage suivant les différents profils possibles.

Le calcul est basé sur les hypothèses suivantes :

- La modélisation tridimensionnelle de l'arche;
- La reconnaissance géophysique in situ;
- Les résultats des essais de laboratoire;

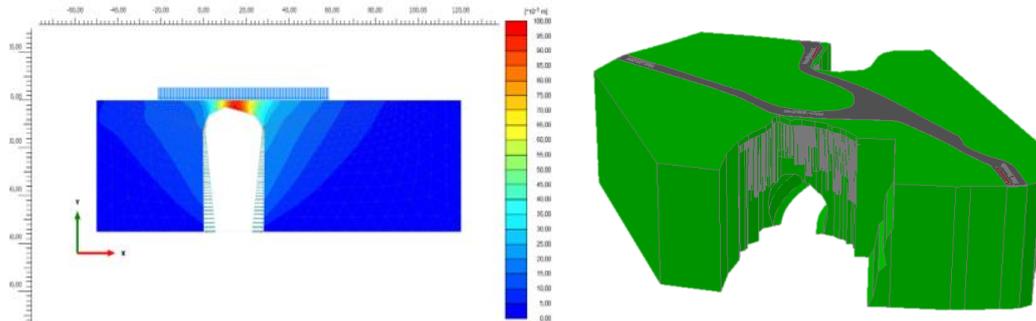


Figure 6. Résultats des modélisation numériques (extrait)

En conclusion, les résultats obtenus grâce à la modélisation de l'ouvrage ont corroboré l'ensemble des observations concernant la stabilité globale de la structure. Cette démarche s'inscrit dans une approche numérique qui permet non seulement de préciser les niveaux d'instabilité identifiés, mais aussi de guider l'élaboration de solutions techniques efficaces visant à améliorer la stabilité du pont. Ces analyses approfondies fournissent un aperçu précieux pour la prise de décision en matière de renforcement et de préservation de l'ouvrage, assurant ainsi sa pérennité et son intégrité face aux aléas naturels et environnementaux.

Evaluation de stabilité d'un ouvrage d'art naturel – Étude de cas : Pont Imi N'Ifri (Province d'Azilal)

Y.EL BALGHITI.

Ingénieur Expert Géotechnicien, laboratoire S2G, Mohammedia, Maroc

A. NAJINE

Consultant S2G Dr Géophysicien FST Beni Mellal, Maroc

ABSTRACT:

The Imi N'Ifri Natural Bridge is an exceptional natural heritage. Assessing its stability requires unwavering rigor and precision in the analysis of geotechnical data. Indeed, this bridge embodies the inherent complexity of the interaction of rock mechanics while necessitating meticulous integration of geological, geotechnical, and geophysical data for the development of a numerical model that accurately reflects reality.

In this work, we undertook thorough investigations, both in situ and in the laboratory, to address concerns about instability. Geological surveys, as well as a geophysical campaign, were conducted to identify potential anomalies and to reconstruct the geometry of the structure.

Based on the results obtained, a 2D/3D model was developed to evaluate the resilience of the natural structure against significant loads generated by traffic on the regional roads RR302 and RR307.

RÉSUMÉ:

Le Pont Naturel Imi N'Ifri représente un patrimoine naturel d'une exceptionnelle valeur. L'évaluation de sa stabilité exige une rigueur et une précision inébranlables dans l'analyse des données géotechniques. Ce pont illustre en effet la complexité inhérente aux interactions mécaniques des roches, nécessitant une intégration méticuleuse des données géologiques, géotechniques et géophysiques pour la création d'un modèle numérique fidèle à la réalité.

Dans le cadre de cette étude, nous avons mené des investigations approfondies, tant sur le terrain qu'en laboratoire, afin de répondre aux préoccupations relatives à l'instabilité. Des relevés géologiques, ainsi qu'une campagne géophysique, ont été réalisés pour identifier d'éventuelles anomalies et reconstituer la géométrie de l'ouvrage.

Sur la base des résultats obtenus, un modèle 2D/3D a été élaboré pour évaluer la résistance de cette structure naturelle face aux sollicitations considérables engendrées par le trafic des routes régionales RR302 et RR307.

1 INTRODUCTION

Le pont naturel Iminifri constitue un exemple exceptionnel de l'interaction entre les processus géologiques et les environnements naturels. Niché dans la région de Demnate, cet arc naturel est le résultat de millions d'années d'érosion, ayant sculpté le calcaire en une structure impressionnante qui s'élève majestueusement au-dessus d'une vallée verdoyante. Iminifri, dont le nom signifie "la bouche de grotte", est un véritable havre de paix, enveloppé dans un cadre bucolique qui invite à l'exploration et à la contemplation. Cette merveille naturelle, témoin des forces de la nature, offre une expérience unique aux visiteurs, leur permettant d'apprécier la beauté et la complexité des paysages environnants.



Photo 1. Vue Panoramique « Pont Naturel Imi-N'ifri »

En effet, ce monument naturel, qui fait l'objet de notre étude, se distingue par sa structure impressionnante et ses caractéristiques géologiques uniques. Iminifri n'est pas seulement un site d'une beauté à couper le souffle ; il revêt également une grande importance écologique et géologique, abritant une biodiversité riche et des formations géologiques qui suscitent l'intérêt des chercheurs et des géologues.

L'arche naturelle, au cœur de cette expertise, est située dans la banlieue sud-est de la ville de Demnate, à environ six kilomètres de celle-ci. Elle surplombe l'assif Tislit, qui contourne la ville par le Sud-Est et s'écoule du Sud-Ouest vers le Nord-Est. Ce positionnement stratégique offre non seulement une vue imprenable sur le paysage environnant, mais contribue également à l'écosystème local, renforçant ainsi l'importance de la préservation de ce site exceptionnel.



Figure 1. Situation géographique « Pont Naturel Imi-N'ifri »

2 TRAVAUX REALISES

2.1 Investigations géologiques

La grotte d'Imi n'Ifri, qui est traversée par les deux routes régionales RR 302 et RR 307, constitue une voûte impressionnante, s'étendant majestueusement au-dessus de la vallée. Son substratum, composé de calcaires dolomitiques, témoigne d'une histoire géologique fascinante, résultat de millions d'années de formations et de transformations. Par-dessus ce substratum, un revêtement de calcaires travertineux se déploie, prenant la forme de barres effilées, qui ajoutent à la singularité de cette formation naturelle.

Les levés géologiques sur le terrain sont essentiels pour comprendre les conditions de formation de la dalle travertineuse qui constitue l'ossature des arches d'Imi N'Ifri.

L'étude réalisée a commencé par une description des caractéristiques morphologiques et sédimentologiques des différentes formations affleurant autour et sous l'arche.

Par la suite, des interpolations et des corrélations ont permis d'établir des coupes litho-stratigraphiques et structurales à l'échelle de toute la zone d'étude.

Cette juxtaposition de roches, à la fois résistantes et envoûtantes, illustre non seulement les processus d'érosion et de dépôt qui ont façonné ce paysage au fil du temps, mais aussi la diversité géologique de la région. En outre, l'interaction entre les routes et la grotte d'Imi n'Ifri souligne l'importance de la mise en valeur de ce patrimoine géologique, tant du point de vue touristique que scientifique. Ce site ne se limite pas à sa beauté esthétique ; il est également un véritable laboratoire naturel offrant des opportunités inestimables pour l'étude des formations géologiques et de l'environnement qui l'entoure. Nous présentons ci-après quelques résultats obtenus lors des études et analyses pétrographiques des formations dolomitiques :

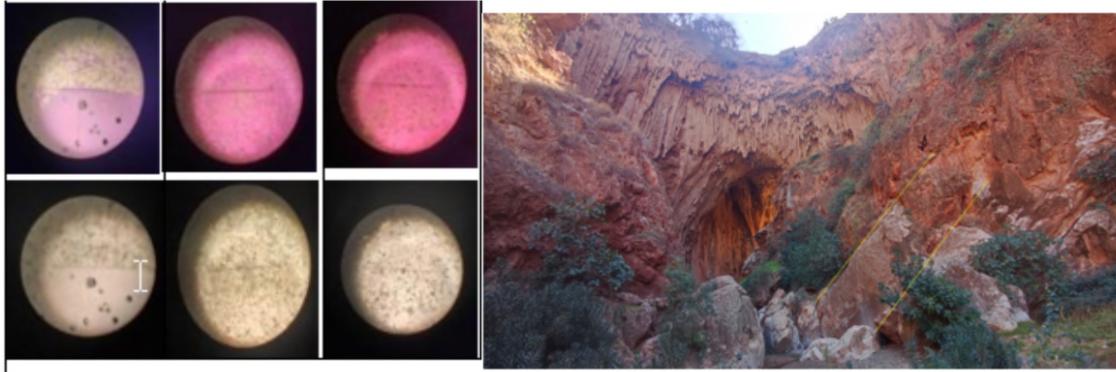


Figure 2. Extrait des résultats pétrographiques

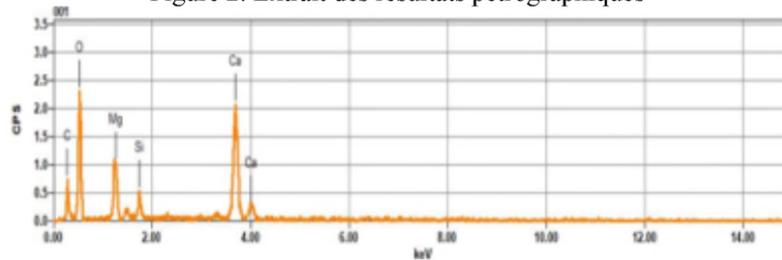


Figure 3. Extrait des résultats Chimiques

2.2 Investigations géophysiques

Les travaux de reconnaissance géologique ont été enrichis par des investigations géophysiques, mettant en œuvre des méthodes soigneusement adaptées aux conditions pétrophysiques des formations présentes. Dans ce contexte, deux techniques complémentaires ont été privilégiées : la tomographie électrique bidimensionnelle et la sismique de réfraction, qui ont été utilisées pour ausculter le sous-sol en profondeur.

La tomographie électrique bidimensionnelle permet de cartographier la résistivité des différentes couches géologiques, fournissant ainsi des informations précieuses sur la distribution de l'eau, la porosité et la structure des matériaux en profondeur. Parallèlement, la sismique de réfraction offre des aperçus sur la vitesse de propagation des ondes sismiques à travers les différentes couches, permettant d'identifier de manière précise les interfaces géologiques et d'estimer les propriétés mécaniques des roches.



Photo 2. Déroulement missions Géophysiques

Ces deux approches, lorsqu'elles sont combinées, fournissent une vision holistique et détaillée de la structure géologique du site, essentielle pour une évaluation précise de la stabilité et de la pérennité de l'ouvrage naturel. Grâce à ces méthodes, nous avons pu obtenir des données stratigraphiques significatives, facilitant ainsi l'identification de potentielles zones de faiblesse et orientant les décisions concernant d'éventuelles mesures de préservation et de renforcement.

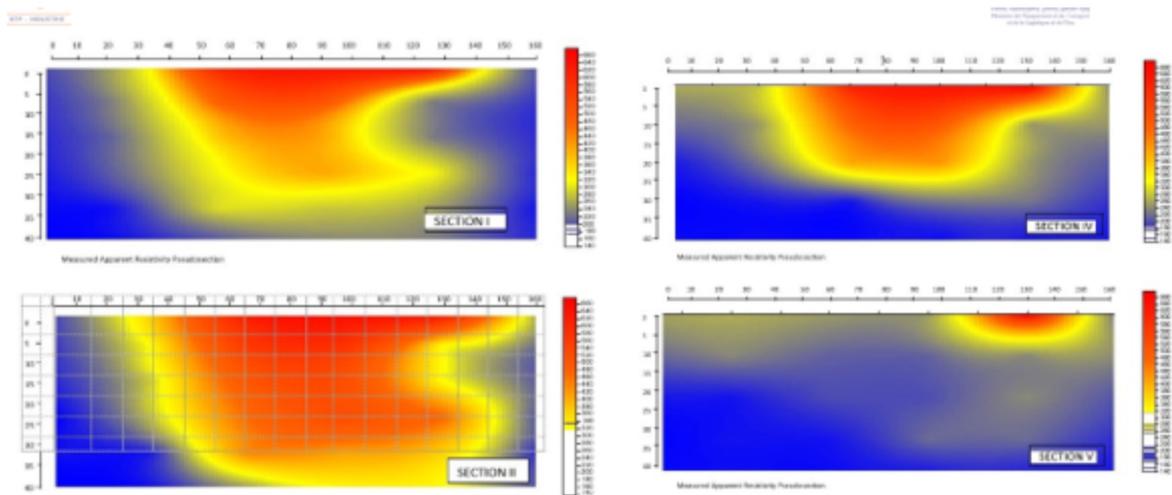


Figure 4. Répartition des résistivités par profil

Les données géophysiques ont été soigneusement traitées, analysées et interprétées à l'aide de logiciels spécialisés, tout en intégrant les informations géologiques préexistantes concernant le site. Ce processus a permis d'établir des corrélations de manière méthodique entre les données acquises sur le terrain.

Ces corrélations ont significativement contribué à lever certaines incertitudes et ont permis de peaufiner les modèles géologiques du sous-sol. En mettant en relation les différents ensembles de données, nous avons pu obturer les zones d'ombre et enrichir notre compréhension de la géologie locale, facilitant ainsi une évaluation plus rigoureuse de la stabilité de l'ouvrage naturel. Cette approche intégrée a été déterminante pour éclairer les enjeux associés à la conservation de la structure et pour orienter les recommandations techniques à mettre en œuvre.

3 RESULTATS DE MODELISATION ET CONCLUSIONS

À l'issue d'une caractérisation approfondie des matériaux en place, qui a impliqué une série d'analyses détaillées des propriétés physiques et mécaniques des couches géologiques rencontrées, et sur la base des résultats d'essais de laboratoire rigoureusement réalisés sur les échantillons prélevés, un modèle numérique en 2D/3D a été élaboré. Ce modèle vise à quantifier la résistance de la structure face aux sollicitations, souvent excessives, engendrées par le trafic routier intense sur les deux routes régionales, RR302 et RR307.



Photo 3. Mission Géotechnique

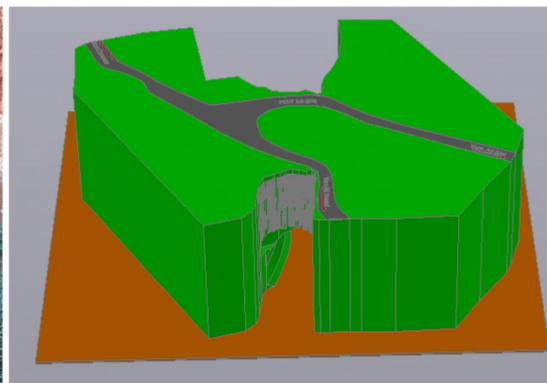


Figure 5. Modèle géotechnique de calcul

Ce processus de modélisation a nécessité une intégration systématique des données obtenues, allant des propriétés mécaniques des matériaux, telles que leur résistance à la compression et à la traction, jusqu'à la variabilité des conditions de charge résultant du passage des véhicules. En y intégrant des facteurs tels que l'analyse de la circulation routière et les spécificités géologiques du site, le modèle 2D/3D permet de simuler avec précision les différentes conditions d'effort auxquelles la structure est soumise.

Cette approche multifacette est essentielle pour anticiper les comportements de l'ouvrage sous diverses situations de charge et d'usure, garantissant ainsi une évaluation précise des risques d'instabilité et d'effondrement potentiel. Le modèle ainsi créé servira de référence pour les futures études et interventions, et il facilitera la mise en place de stratégies de gestion et de conservation adaptées afin d'assurer la longévité et la sécurité de cette structure face aux défis posés par l'utilisation routière continue.

Ainsi, la synthèse des travaux géotechniques et géologiques effectués, nous a permis de dresser le modèle 3D permettant de vérifier exhaustivement la stabilité de l'ouvrage suivant les différents profils possibles.

Le calcul est basé sur les hypothèses suivantes :

- La modélisation tridimensionnelle de l'arche;
- La reconnaissance géophysique in situ;
- Les résultats des essais de laboratoire;

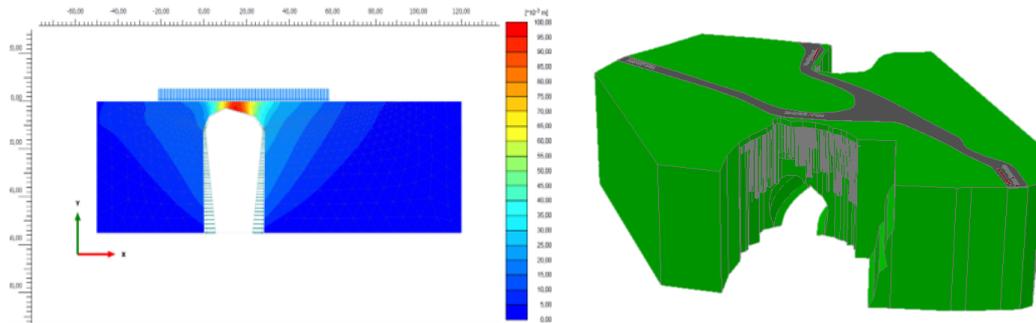


Figure 6. Résultats des modélisation numériques (extrait)

En conclusion, les résultats obtenus grâce à la modélisation de l'ouvrage ont corroboré l'ensemble des observations concernant la stabilité globale de la structure. Cette démarche s'inscrit dans une approche numérique qui permet non seulement de préciser les niveaux d'instabilité identifiés, mais aussi de guider l'élaboration de solutions techniques efficaces visant à améliorer la stabilité du pont. Ces analyses approfondies fournissent un aperçu précieux pour la prise de décision en matière de renforcement et de préservation de l'ouvrage, assurant ainsi sa pérennité et son intégrité face aux aléas naturels et environnementaux.

IDENTIFICATION DES ZONE A RISQUES LIES AU PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT DES ARGILES EN MILIEU URBAIN DE LA VILLE DE FES

Dr S.M. ELBOUMASHOULI & A. REFASS

NBR Centre Nord- Laboratoire de Bâtiment et Travaux publics

29, rue Abdessalam Mestaoui Q. Adarissa Fès

Tél. : 00212 6 61 421 172. Fax : 00212. 5 35 734 211. E-mail : nbrfes@gmail.com

Résumé

Le périmètre urbain de la ville de Fès n'a cessé de s'accroître, et parfois, sur des terrains dangereux sous la pression de facteurs et enjeux multiples. Ces facteurs sont liés, entre autres, au développement démographique galopant, auquel s'ajoute un très grave retard en matière de l'aménagement et de l'urbanisme de la ville. Toutes ces contraintes ont généré un déséquilibre qui s'est traduit par des événements parfois tragiques comme par exemple les effondrements d'immeubles, glissements de terrain et l'expansion de l'habitat insalubre. En effet, la majorité de ces grands désordres des bâtiments sont dus aux sols de fondation et/ou à l'incompatibilité du type de construction avec les sols d'assises.

Nous avons cité ci-dessus uniquement les cas spectaculaires qui, malheureusement, avaient causé mort d'Hommes. Pourtant, il ne faut pas oublier un autre type de désordre qui passe plus au moins inaperçus et dont le coût pour la société est très important notamment les effets de retrait-gonflement des sols d'assise argileux.

Pour faire toute la lumière sur les désordres liés à ce phénomène, le présent travail a consisté à cartographier cet aléa géotechnique à l'échelle des zones urbaines les plus touchées par ce phénomène et d'établir des plans à l'échelle 1/10000. Ces plans résultent d'un croisement de données géologiques hydrogéologique et géotechnique ainsi que la densité des sinistres repérés par zones géologiques. Ces plans permettent de délimiter les zones qui sont a priori sujettes au phénomène de retrait-gonflement selon un degré d'aléa croissant. Les documents ainsi établis serviront comme un guide pratique pour l'élaboration des Plans de Prévention de ce Risque en vue de tenter de diminuer à l'avenir le nombre de sinistres causés par ce phénomène par la diffusion de certaines règles prévention.

Mots clés : démographie, Retrait-gonflement , Prévention du Risque.

EVALUATION DE L’ALEAS SISMIQUE D’UN SITE DE PROJET PAR LA METHODE P.S.H.A

PROJET DE TROIS OUVRAGES D’ART SUR OUED LAHDAR, OUED LARBAA ET OUED TMOURGHOUT- PROVINCE DE TAZA

Par A. ELFAHSSI (1) ; E. BACHRI (2), F. RAHDOUNI (3)

¹ Laboratoire Public d’Essais et d’Etudes, Centre Technique Régionale de Fès- Meknès, Quartier de la Pépinière Dokkarat – B.P. 2407 Fès Principal, fes.lpee@lpee.ma

² Ministère de l’Equipement et de l’Eau, Direction Générale des Routes ; AV. Essanaoubar HAY RIYAD, Rabat,

³ Ministère de l’Equipement et de l’Eau, Direction Provinciale de Taza,

Résumé : Des études géotechniques classique pour Trois ouvrages d’art dans la région de Taza ont mis en évidence la présence de failles au droit de ces projets. L’objectif de la prestation entamée par le LPEE est de réétudier le risque sismique dans la zone de projet en fonction des nouveaux éléments géologiques sachant que le règlement parasismique interdit la construction au droit de failles actives et exige un périmètre de protection. Cette étude a été réalisée dans le but de vérifier la présence de ces failles mentionnées au niveau des cartes géologiques et néotectoniques en premier temps, puis pour qualifier le risque sismique présenté par chaque faille confirmée. L’approche utilisée dans ces études est celle de la détermination de l’aléas sismique par la méthode PSHA.

Mots clés : Aléas sismique, risque géotechnique, failles, paramètres sismiques, modèle sismotectonique

1-Préambule:

Des études géotechniques classique pour Trois ouvrages d’art dans la région de Taza, ont mis en évidence la présence de failles probables au droit des sites de projets.

2-Présentation des projets :

Deux ouvrages d’art sur les oueds Larbaa et Lahdar à l’entrée de la ville de Taza:

D’abord, l’étude géotechnique réalisée par le LPEE-DTR FM pour le compte du BET « Free Project » mentionne une faille probable qui passe sous les deux ouvrages existant (rapports d’étude n° 2021- 220-00321-2021-00013/01et 02). Cette faille figure au niveau des deux cartes géologique et néotectonique (Bab Mrouj au 1/50 000° et carte néotectonique du Nord au 1M°).

Un Ouvrage d’art sur l’oued Tmourghout à Meghraoua 80 Km au sud de la ville de Taza:

Une étude réalisée par le laboratoire TRECQ pour le compte de la DPEE de Taza mentionne une faille qui passe au droit de l’ouvrage projeté sur l’oued Tmourghout (rapports d’étude n° MEC 0113.01.01.23). Cette faille figure en effet au niveau de la carte géologique du Moyen Atlas (1/200°) et la carte néotectonique (1M°) du Maroc.

3-Problématique & objectifs :

Sachant que le règlement parasismique interdit la construction au droit de failles actives et définit un périmètre de protection autour des failles, le LPEE a été sollicité dans le but de confirmer la présence de ces failles mentionnées au niveau des cartes géologiques et néotectoniques. Cette étude permettrait éventuellement de situer ces failles par rapport aux ouvrages d'arts projetés, et en cas de confirmation, devrait permettre de faire une évaluation plus réaliste de l'aléas sismique par la méthode PSHA.

4-Rappels sur le Risque Sismique :

Le risque peut se définir de la manière suivante :

$$\text{RISQUE} = \text{ALEA} \times \text{VULNERABILITE} \times \text{ENJEUX}$$

Dans le cadre de la construction parasismique, on peut retenir :

L'ALEA peut correspondre à :

- la zones sismique à laquelle appartient le projet avec comme principale caractéristique l'accélération maximale au niveau du sol rocheux AGR (défini par des décrets)
- la présence de faille active dans le secteur => POS (plan d'occupation des sols) établi par les études géologiques

La VULNERABILITE peut correspondre à :

- Le type de sol sur une profondeur de 30 m
- Les phénomènes d'amplification
- La conception de l'ouvrage

Les ENJEUX : peuvent correspondre à la destination de l'ouvrage.

4-L'approche PSHA :

L'approche PSHA (Probabilistic Seismic Hazard Assessment) consiste à évaluer de manière directe la probabilité de dépasser différents niveaux d'accélération du mouvement du sol sur une durée déterminée. Cette approche peut se résumer en quatre phases :

- **Phase 1** : D'abord, collecter toutes les données géologiques, géophysiques et sismologiques qui servent à développer des modèles de source de risque sismique.

Par exemple, un **modèle de source** peut être composé de N scénarios de tremblements de terre au total (E_n), où chacun a sa propre magnitude (m_n), son emplacement (L_n) et sa fréquence (r_n) :

$$E_n = E(m_n, L_n, r_n).$$

- **Phase 2:** Pour chaque source sismique, on estime ensuite le taux de récurrence des séismes en fonction de leur magnitude. Le taux annuel des séismes décroît de manière exponentielle avec la magnitude.

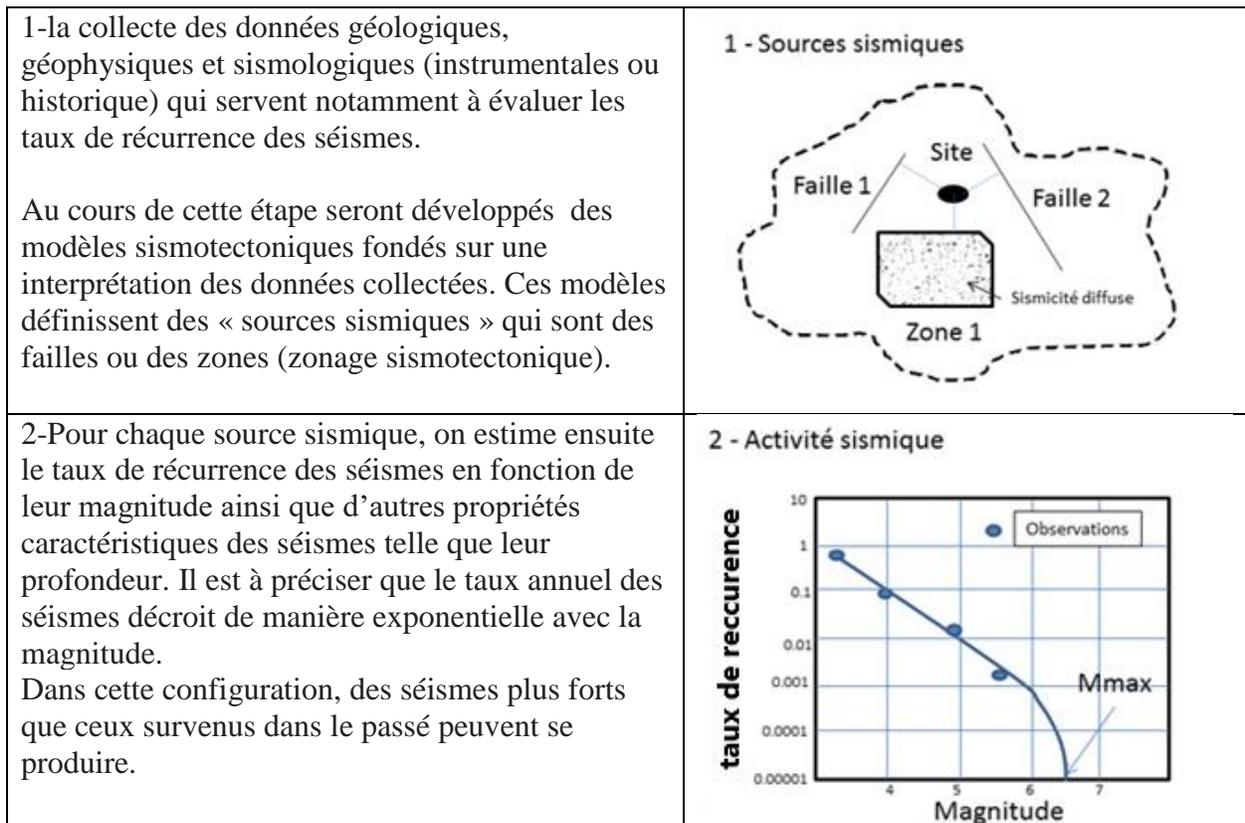
- **Phase 3:** sélectionner des équations de prédiction du mouvement sismique qui permettent de calculer les mouvements sismiques au site choisi en fonction des paramètres de source tels que la magnitude et la distance des séismes. Ces équations sont du genre :

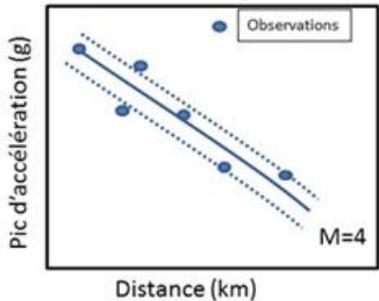
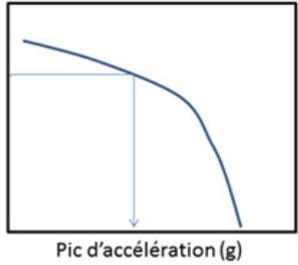
$$\text{Log(PGA)} = a.M + b.R - \text{Log}(R) + c$$

où PGA = Pic d'accélération horizontale (exprimée en g), M = magnitude, R = distance hypocentrale (en km), et a, b et c sont les trois paramètres à déterminer.

- **Phase 4:** La prise en compte des caractéristiques du sol et des effets de site est nécessaire car les conditions géologiques locales peuvent modifier les mouvements sismiques.

La démarche PSHA comporte plusieurs étapes qui sont résumées dans la figure 1 ci-dessous :



<p>3- sélectionner des équations de prédiction du mouvement sismique qui permettent de calculer les mouvements sismiques au site choisi en fonction des paramètres de source tels que la magnitude et la distance des séismes.</p>	<p>3 - Mouvement sismique</p> 
<p>On quantifie ainsi la probabilité de dépassement d'une valeur de mouvement du sol au site ce qui nous permet de dégager des courbes d'aléa aux fréquences spectrales. Les résultats peuvent aussi parfois être présentés sous forme de cartes.</p>	<p>4 - Probabilité de dépassement (Pd)</p> 

5-Bases de calcul et choix des modèles :

5-1-Détermination du niveau d'activité de la faille :

Pour la détermination des failles actives et de leur niveau d'activité on a adopté le modèle de Kerr et al. (2004), appliquée dans le cadre d'étude de planification et d'aménagement en Nouvelle Zélande, et le modèle BRGM appliqué sur plusieurs zone de la région PACA entre 2001 et 2013.

5-2-Choix de modèles sismotectoniques :

Deux modèles pris en considération qui sont :

-le modèle simotectonique surfacique :

- Plaque prériefaine pour le projet d'ouvrages d'art sur les oueds Larbaa et Lahdar.
- Plaque Moyen Atlasique pour le projet d'ouvrage d'art sur l'oued Tmourghout.

- **le modèle par faille** : (considération directe des failles actives) a été associé avec le modèle surfacique. Pour les trois ouvrages étudiés, les failles sont essentiellement présentes dans les zones du Pré-Rif, et du Moyen Atlas.

5-3-Calcul de la magnitude min et max :

La détermination de la magnitude maximale est faite sur la base de loi de corrélation de Schwartz et Coppersmith (1984) en tenant compte des paramètres de chaque faille identifié dans la zone

sismique. L'approche Wells & Coppersmith 1994 et Leonard 2014 ont été utilisées dans le cadre de l'approche déterministe.

La magnitude minimale permet de définir un seuil à partir duquel les séismes peuvent avoir des dommages sur les structures. Cette valeur influe essentiellement dans les résultats d'aléa sismique pour les faibles périodes de retour. Dans cette étude, nous avons choisi une magnitude minimale de $M=4.0$ qui représente la magnitude minimale de complétude du catalogue de sismicité.

5-4- Lois d'évaluation du risque sismique :

Pour les lois d'atténuation utilisées dans le cadre de cette étude pour faire l'évaluation de l'aléas sismique, les modèles retenus sont ceux de AKKAR 2014 et Bindi & all 2014 (données Europe et moyen orient), et le modèle Boore & all 2013 (BD mondiale). Ces modèles ont été utilisés pour le calcul des PGA et PSA.

5-4-principe de la méthode probabiliste :

Estimer l'aléa sismique probabiliste revient finalement à déterminer les taux annuels d'occurrence de paramètres du mouvement du sol. Par exemple, le taux annuel de dépassement pour une accélération cible donnée A^* est calculé comme suit :

$$\lambda_{A^*} = \sum_{i=1}^N \lambda_i \int_{m=M_{min}}^{M_{maxi}} \int_r P[A > A^* | m, r] f_{Mi}(m) f_{Ri}(r) dm dr$$

Où

- λ_{A^*} est le taux annuel de séismes de magnitude supérieure ou égale à la magnitude minimale choisie M_{min} , pour la zone source i .
- $f_{Mi}(m)$ et $f_{Ri}(r)$ sont les fonctions de densité de probabilité en magnitude et distance de la source i , elles sont supposées indépendantes,
- $P[A > A^* | m, r]$ est la probabilité qu'un séisme de magnitude m à la distance r du site engendre une accélération supérieure à A^* , cette probabilité est calculée à partir de la relation d'atténuation.
- N est le nombre de zones sources.

6-Resultat :

6-1-OA sur oued Larbaa et oued lahdar :

Géologie :

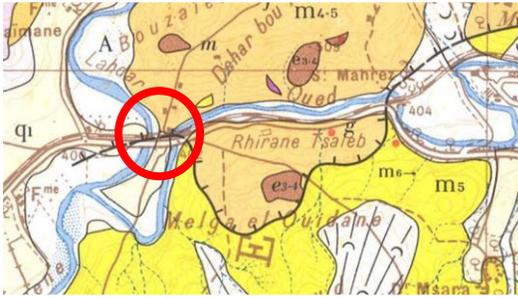


Fig. 1 : Géologie de la zone de l'étude et Représentation de la faille sur cartes géologique 1/50° et la carte néotectonique 1/1M°

M_{4-6} : marnes bleues fini-miocènes

M_5 : marnes sableuses tortonniennes

La géologie de la zone est marquée par la présence de deux faciès géologiques qui sont les marnes bleues qui marquent le sommet du miocène au nord (zone rifaine), et les marnes bleues sableuses avec intrusions calcaires du Tortonien au sud (zone atlasique). Il s'agit de faciès très similaires avec un comportement mécanique sub-identique.

-La faille objet de l'étude correspond au chevauchement sud rifain (ou FSR dans la nomenclature), elle sépare le Rif de l'Atlas.

-la faille est bien visible sur le terrain, elle est apparente au niveau du relief, puis s'enfuit sous les alluvions quaternaires de la plaine des oued Larbaa et Lahdar où il est difficile de la localiser sans le recours aux reconnaissances complémentaires;

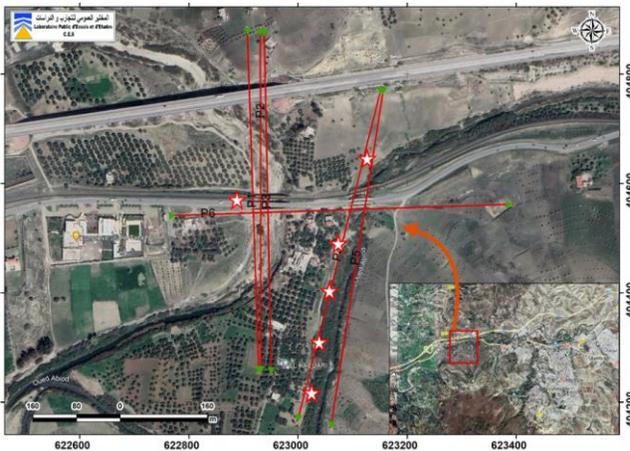
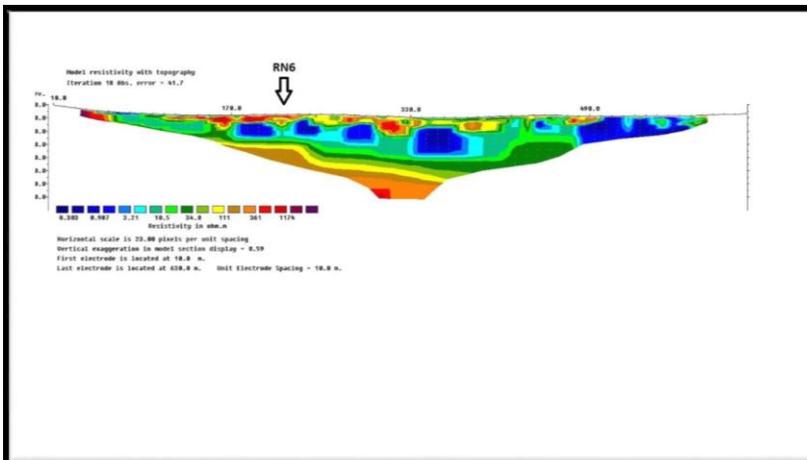


Fig. 2 : Campagne de reconnaissances par sondages et tomographie électrique



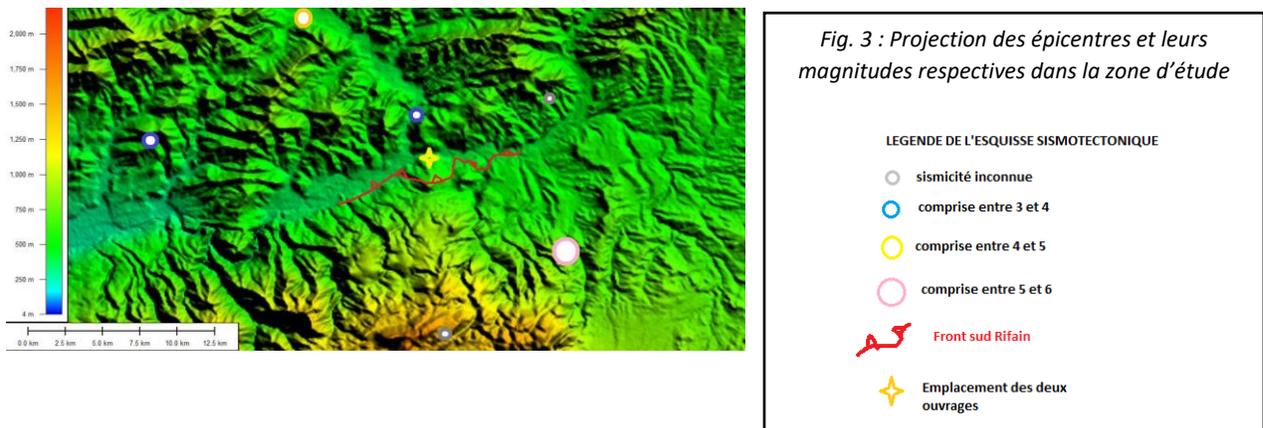
-les profils géophysiques n'ont pas révélé des variations de résistivité significatives laissant apparaître deux compartiments en contact sous les ouvrages d'art projetés. Par contre le passage entre les marnes miocènes au nord et la formation marno-calcaire a été bien situé à environ 200m au sud des deux ouvrages ce qui exclut la présence d'une faille sous les deux ouvrages.

Cinématique et nature de la déformation

-la nature des déformations géologiques est principalement ductile au droit de la zone d'étude et ce en raison du caractère de l'encaissant, Les vitesses de déplacement sont faibles (moins de 4mm par an),

-la sismicité historique montre que le FSR est responsable de dégâts importants 5Km au SE dans la ville de Taza (Magnitude 5 à 6) et dans d'autres endroits (séismes de Fès et Meknès 1624 et 1755 avec des magnitudes estimée à 8,5) ;

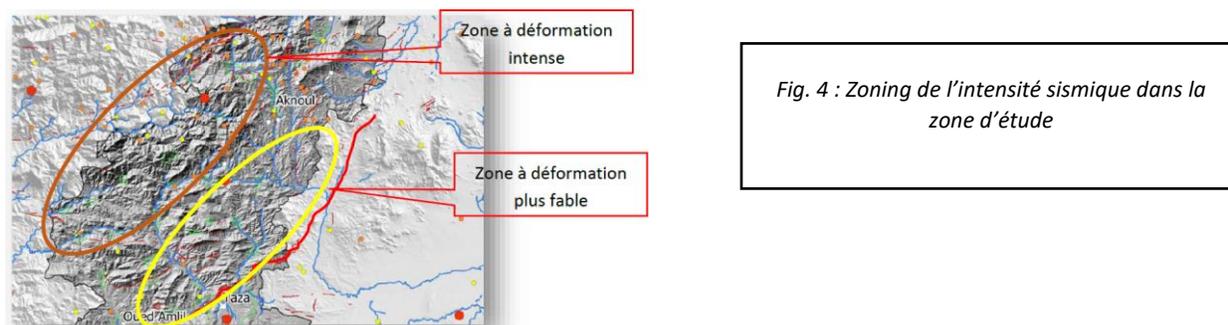
-la projection des épicesentres montre que les séismes les plus importants liés au FSR se situent dans la zone septentrionale où **les déformations sont plus importantes** par rapport au secteur de l'étude (zone affleurant du chevauchement), un gradient d'intensité existe donc entre la partie septentrionale et la partie méridionale.



-la nature de la déformation géologique principalement elasto-plastique ainsi que le nombre de séismes réduits au cours du dernier centenaire dans la zone affleurant de la faille explique à notre avis pourquoi les deux ouvrages existant ont été préservés pendant environ un siècle.

Tout en sachant que la terminaison septentrionale du Moyen Atlas Plissé constitue une zone complexe qui peut être apparentée à une frontière de plaque tectonique en domaine intracontinental et qu'en plus du front de chevauchement rifain, d'autres structures extensives ou compressives peuvent exister dans la région, on a conclu que la faille FSR s'exprime plus dans sa partie septentrionale dans le domaine rifain (partie aveugle) qu'au niveau de la limite Sud à la rencontre avec le domaine atlasique (zone apparente).

Ceci permet déjà de dresser un premier zoning de la région en fonction des intensités de séisme, ce qui permettrait de mieux caractériser les risques sismiques dans cette zone.



-la qualification de la faille dans sa partie affleurant (au droit des deux ouvrages) montre que cette dernière est classée 2C selon les critères de qualification BRGM, ce qui correspond à une classe de Faille active avec sismicité associée possible;

<i>CRITERE</i>	<i>MOYENS</i>	<i>Qualité de l'information</i>	<i>Catégorie d'activité</i>
<i>sismicité</i>	<i>sismicité historique</i>	<i>c</i>	<i>1</i>
	<i>sismicité instrumentale</i>	<i>c</i>	<i>1</i>
<i>Histoire</i>	<i>tectonique néogène</i>	<i>c</i>	<i>2</i>
<i>Profondeur</i>	<i>extension dans le socle primaire</i>	<i>b</i>	<i>3</i>
	<i>extension dans le socle autochtone</i>	<i>b</i>	<i>3</i>
<i>Tracé</i>	<i>qualité du tracé</i>	<i>c</i>	<i>2</i>
	<i>nature du tracé</i>	<i>c</i>	<i>1</i>
<i>indice</i>	<i>morphonéotectonique</i>	<i>c</i>	<i>2</i>
	<i>géophysique</i>	<i>c</i>	<i>1</i>
	<i>sondages</i>	<i>c</i>	<i>1</i>
<i>Relief</i>	<i>expression topographique</i>	<i>c</i>	<i>1</i>
<i>jeu</i>	<i>nature du mouvement actuel possible</i>	<i>c</i>	<i>1</i>
<i>Système</i>	<i>lien structural</i>	<i>c</i>	<i>3</i>
<i>Régime</i>	<i>Age du champs de contrainte actuel</i>	<i>c</i>	<i>1</i>
<i>catégorie d'activité</i>			<i>1 à 2</i>
<i>Niveau de connaissance</i>	<i>avancé</i>	<i>C</i>	

Synthèse :

-le modèle sismotectonique de la zone d'étude montre une seule source qui est celle du FSR, en raison de son extension importante cette faille livre une intensité maximale de 7,1 et une période de retour maximale de 545ans, on retient une accélération maximales associées de 0.21g au droit des deux ouvrages. Le sol en place est de type ferme classé S2 avec une vitesse max de 500m/s.

6-2-OA sur l'oued Tmourghout :

La zone d'étude se situe entre la limite Est du domaine rifain et la partie nord-ouest des chaînes moyen-atlasiques. Plus précisément, elle se trouve dans la partie sud-est du massif hercynien de Tazekka, qui présente une forme de boutonnière orientée NE-SW (Figure 5).

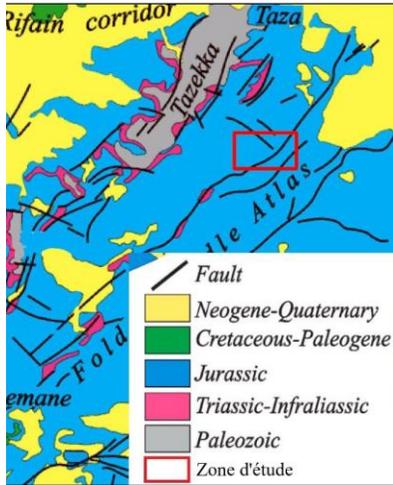


Fig. 5: carte structurale du Moyen Atlas avec la situation de la zone de l'étude

Sur le plan géologique, les sondages de reconnaissances réalisés dans le cadre de cette mission montrent la coupe synthétique suivante :

-une alternance entre alluvions calcaires, sables graveleux et limons sur une hauteur de 6 à 22m. Sur le plan géotechnique ces formations offrent des valeurs de pression limite de 0.5MPa et un module pressiometrique de 6 à 8MPa.

-un substratum calcaire sain grisâtre à une profondeur variable de 6 à 30m. et qui montre des pressions limites supérieures à 5MPa et des modules pressiometriques qui varient entre 50 et 200MPa.

La cartographie structurale de la zone du projet montre que l'ouvrage projeté se situe dans un couloir de failles(zone de cisaillement). Les différents accidents qui bordent la zone d'étude sont les suivants :

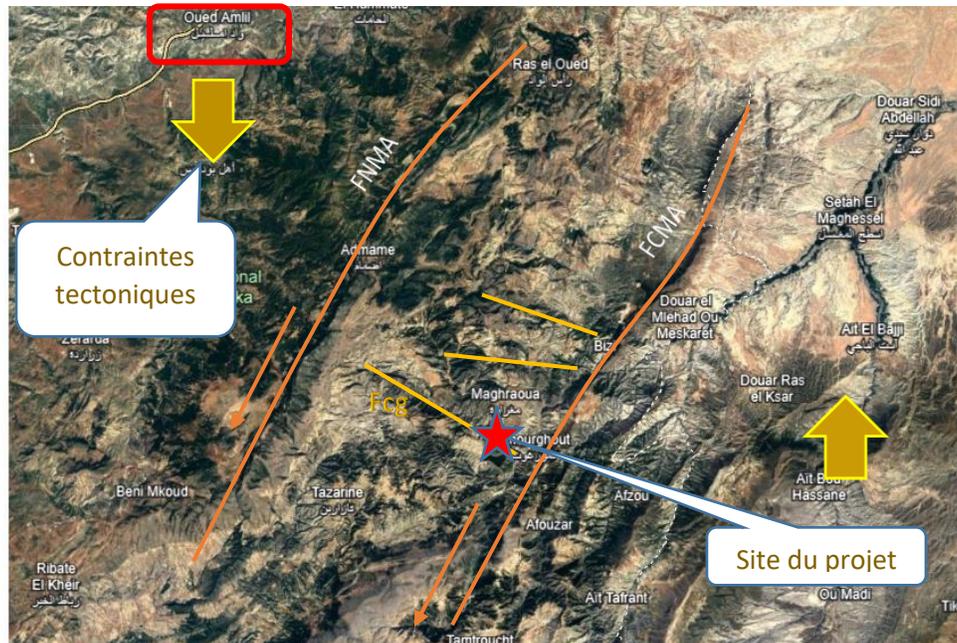
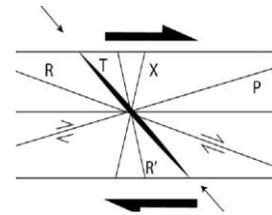


Fig. 6 : Contraintes-déformation autour de la zone du projet

-La faille centre moyen Atlasique orientée N45 à moins de 3Km au sud -la faille Nord moyenne atlasique à environ 16Km au Nord orientée N45 Ces deux failles sont parallèles et constituent entre elles un couloir orienté N45

-la faille FCg ; une fracture N135 qui passe dans la zone du projet et qui est fracture de reidel des deux premières failles.



La situation de la zone de projet entre deux accidents majeurs signifie qu'on se situe dans un couloir de cisaillement marqué par des déformations significativement plus importantes par rapport à la déformation régionale.

La recherche de la faille FCg par des moyens géophysiques a permis de montrer qu'au sein des calcaires du substratum, de profondeur moyenne d'environ 22m, on retrouve une zone de forte altération profonde de plus de 120m/TN. Cette zone d'altération apparait sur 6 profils sur 7. La géométrie de la zone anormale (zone bréchique) montre une bonne corrélation avec la trajectoire du lit de l'Oued. En plaçant cette anomalie à l'échelle régionale, on voit clairement qu'elle appartient à la famille des structures FCg orientées N 135. Ce qui prouve le passage de la faille FCg par le lit de l'oued Tmourhout.

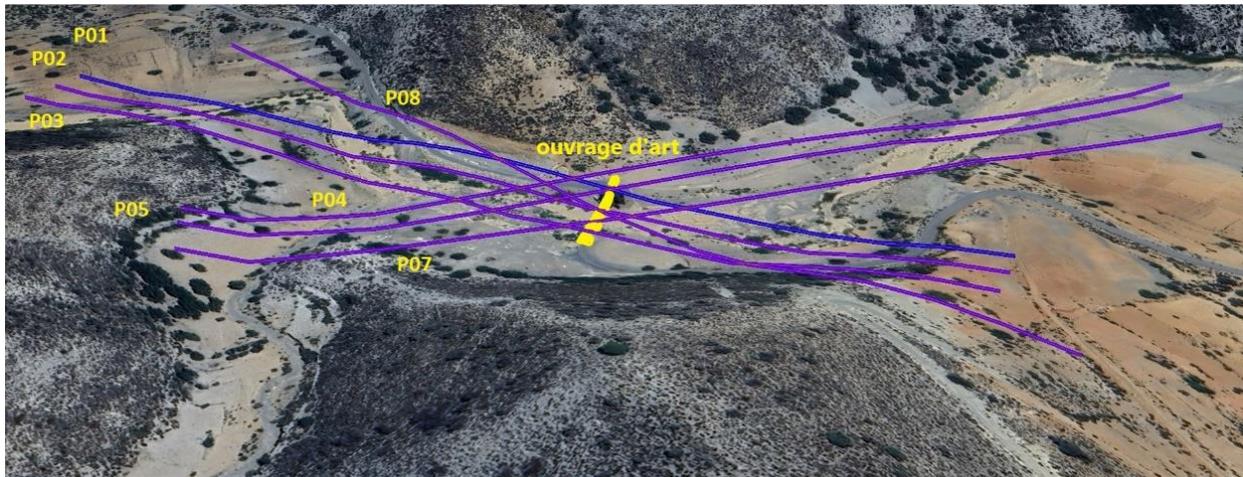
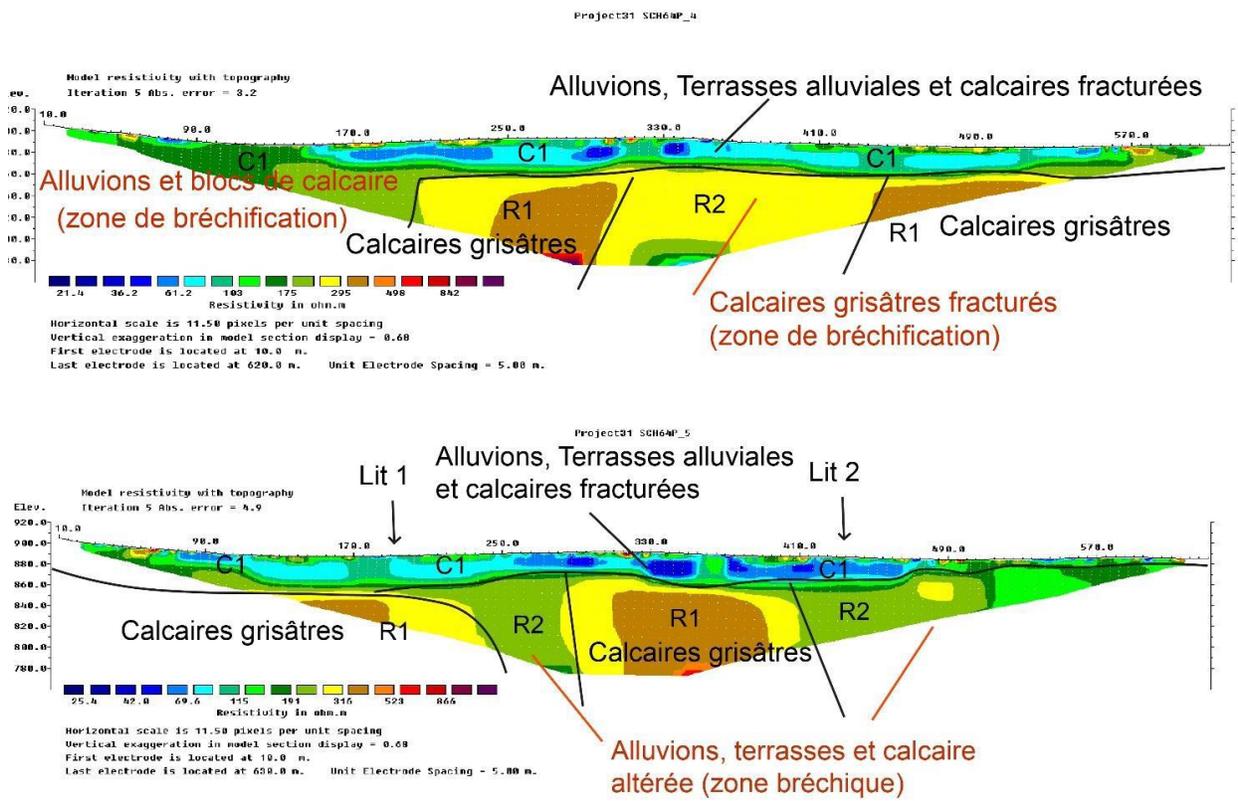


Fig. 7 : principaux profils géophysique au niveau du site de l'ouvrage



Nature de la déformation :

La caractérisation de la déformation des failles qui ont un impact direct sur la zone de l'étude a donné ce qui suit :

-La Faille Centre Moyen Atlasique est une structure décrochante senestre qui s'étale sur 50Km de longueur environ, d'âges Pléistocènes avec des ordres des vitesses de 1 mm/an sur la période Pleistocène supérieur-Holoène, ce qui au regard de l'amplitude des déformations indique vraisemblablement un potentiel à générer une sismicité significative.

-la FCg : Le jeu de cette faille n'a été prouvé ni par éléments d'évidences néotectoniques ni par les données sismiques historiques ou instrumentales. Avec uniquement un décalage constaté par analyse topographique à la limite de la FNMA, cet accident est considéré comme une fracture de Reidel tributaire du jeu sismique de la FNMA. De ce fait, cet accident n'a pas été intégrée dans l'aléas sismique de cet ouvrage.

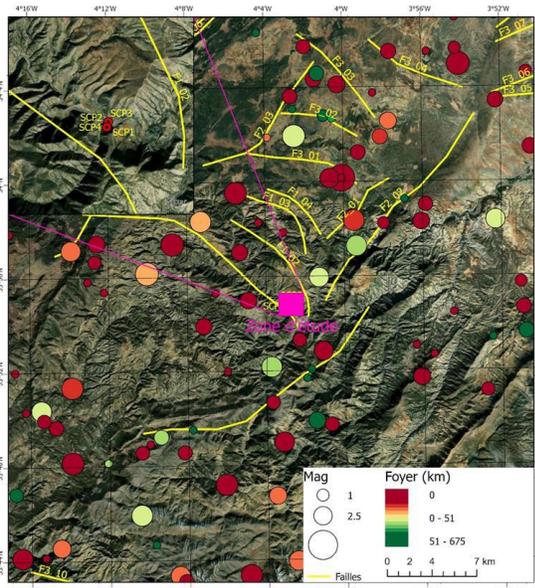


Fig. 9 : Projection sismique dans un périmètre de 20Km environ autour du site du projet

Dans un rayon de 80 km autour de la zone d'étude, les magnitudes les plus significatives de cette zone sismogène sont comprises entre 3 et 5. La magnitude maximale enregistrée est située entre 5 et 6. Ces valeurs sont statistiquement en relation avec la FCMA qui se situe à environ 2.6Km de la zone de projet.

Les failles extensives localisées au droit de l'ouvrage sont peu actives et les séismes induits sont plus rares. Une fracture appartenant à la même famille située 25Km au SE a livré une magnitude qui ne dépasse pas 4 valeur considérée comme seuil minimale dans la présente approche.

La faille FCMA est classée par le système d'identification et hiérarchisation des failles BRGM/RP-53930-FR de Juin 2006 à une catégorie d'activité 2 pour un niveau de connaissance B, soit 2B, ce qui signifie qu'il s'agit d'une faille moyennement active avec un niveau de connaissance bon à moyen. Alors que la faille FCg a une catégorie d'activité 1 pour un niveau de connaissance C, soit 1C, ce qui signifie qu'il s'agit d'une faille peu active avec un niveau de connaissance bon à moyen.

CRITERE	Moyens	FCMA			FCg		
		Qualité l'information	de	Catégorie d'activité	Qualité l'information	de	Catégorie d'activité
sismicité	<i>sismicité historique</i>	b		2	b		0
	<i>sismicité instrumentale</i>	b		2	b		0
Histoire	<i>tectonique néogène</i>	b		2	a		1
Profondeur	<i>extension dans le socle primaire</i>	b		3	c		0
	<i>extension dans le socle autochtone</i>	b		3	c		0
Tracé	<i>qualité du tracé</i>	c		2	c		2
	<i>nature du tracé</i>	c		1	c		2
indice	<i>morphonéotectonique</i>	b		2	b		1
	<i>géophysique</i>	b		2	c		1
	<i>sondages</i>	a		2	c		1
Relief	<i>expression topographique</i>	c		3	c		1
jeu	<i>nature du mouvement actuel possible</i>	c		2	c		1
Système	<i>lien structural</i>	a		3	c		1
Régime	<i>Age du champs de contrainte actuel</i>	b		1	b		1
catégorie d'activité				2			1
Niveau de connaissance		b à c			b à c		

Ainsi le modèle sismotectonique de la zone d'étude indique des sources variées de sismicité. Ce modèle livre une intensité maximale de séisme de 7,1 et une période de retour minimale de 700 et maximale de 1400ans. Tenant compte de l'aspect sismique et des effets de site on a retenu une accélération maximale de 0.18 La classe de Sol est S3 pour les pieux et S1 pour les culées. Pour les coefficients du site se référer à l'AFPS 92.

Synthèse et conclusion :

A travers ces trois projets d'ouvrages d'arts dans la province de Taza, l'approche HSMA a permis une meilleure connaissance du risque sismique et son impact sur le projet . D'abord à travers, un programme de reconnaissances complémentaire géologique et géophysique qui a permis d'identifier les sources de risque, puis par une qualification de ces sources sismiques à travers des critères bien précis ainsi que le catalogue de sismicité historique et instrumentale.

Cette approche a permis de revoir certains paramètres tel que la magnitude, la période de retour ainsi que l'accélération et ce moyennant des méthodes et formules devenus classiques dans le domaine de sismicité.

Il s'agit d'une approche qui pourrait être adoptés à chaque fois qu'un risque sismique particulier se présente. Toutefois, La réussite et l'application effective de cette approche est tributaire de l'implication de tous : gestionnaires, concepteurs et constructeurs des ouvrages d'art.

Bibliographie :

Kerr, S. et al. (2004). Predicting Adjustment during the Transition to College: Alexithymia, Perceived Stress, and Psychological Symptoms. *Journal of College Student Development*, 45, 593-611. <https://doi.org/10.1353/csd.2004.0068>

Donald L. Wells and Kevin J. Coppersmith: New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement; *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 84, No. 4, pp. 974-1002, August 1994

AKKAR et al 2014: Implements GMPE developed by S. Akkar, M. A. Sandikkaya, and J. J. Bommer as published in "Empirical Ground-Motion Models for Point- and Extended- Source Crustal Earthquake Scenarios in Europe and the Middle East", *Bulletin of Earthquake Engineering* (2014), 12(1): 359 - 387 The class implements the equations for Joyner-Boore distance and based on manuscript provided by the original authors.

Bindi et al 2014; Implements European GMPE: D.Bindi, M. Massa, L.Luzi, G. Ameri, F. Pacor, R.Puglia and P. Augliera (2014), "Pan-European ground motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV and 5 %-damped PSA at spectral periods of up to 3.0 s using the RESORCE dataset", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(1), 391 - 340

EVALUATION DE L’ALEAS SISMIQUE D’UN SITE DE PROJET PAR LA METHODE P.S.H.A

PROJET DE TROIS OUVRAGES D’ART SUR OUED LAHDAR, OUED LARBAA ET OUED TMOURGHOUT- PROVINCE DE TAZA

Par A. ELFAHSSI (1) ; E. BACHRI (2), F. RAHDOUNI (3)

¹ Laboratoire Public d’Essais et d’Etudes, Centre Technique Régionale de Fès- Meknès, Quartier de la Pépinière Dokkarat – B.P. 2407 Fès Principal, fes.lpee@lpee.ma

² Ministère de l’Equipement et de l’Eau, Direction Générale des Routes ; AV. Essanaoubar HAY RIYAD, Rabat,

³ Ministère de l’Equipement et de l’Eau, Direction Provinciale de Taza,

Résumé : Des études géotechniques classique pour Trois ouvrages d’art dans la région de Taza ont mis en évidence la présence de failles au droit de ces projets. L’objectif de la prestation entamée par le LPEE est de réétudier le risque sismique dans la zone de projet en fonction des nouveaux éléments géologiques sachant que le règlement parasismique interdit la construction au droit de failles actives et exige un périmètre de protection. Cette étude a été réalisée dans le but de vérifier la présence de ces failles mentionnées au niveau des cartes géologiques et néotectoniques en premier temps, puis pour qualifier le risque sismique présenté par chaque faille confirmée. L’approche utilisée dans ces études est celle de la détermination de l’aléas sismique par la méthode PSHA.

Mots clés : Aléas sismique, risque géotechnique, failles, paramètres sismiques, modèle sismotectonique

1-Préambule:

Des études géotechniques classique pour Trois ouvrages d’art dans la région de Taza, ont mis en évidence la présence de failles probables au droit des sites de projets.

2-Présentation des projets :

Deux ouvrages d’art sur les oueds Larbaa et Lahdar à l’entrée de la ville de Taza:

D’abord, l’étude géotechnique réalisée par le LPEE-DTR FM pour le compte du BET « Free Project » mentionne une faille probable qui passe sous les deux ouvrages existant (rapports d’étude n° 2021- 220-00321-2021-00013/01et 02). Cette faille figure au niveau des deux cartes géologique et néotectonique (Bab Mrouj au 1/50 000° et carte néotectonique du Nord au 1M°).

Un Ouvrage d’art sur l’oued Tmourghout à Meghraoua 80 Km au sud de la ville de Taza:

Une étude réalisée par le laboratoire TRECQ pour le compte de la DPEE de Taza mentionne une faille qui passe au droit de l’ouvrage projeté sur l’oued Tmourghout (rapports d’étude n° MEC 0113.01.01.23). Cette faille figure en effet au niveau de la carte géologique du Moyen Atlas (1/200°) et la carte néotectonique (1M°) du Maroc.

3-Problématique & objectifs :

Sachant que le règlement parasismique interdit la construction au droit de failles actives et définit un périmètre de protection autour des failles, le LPEE a été sollicité dans le but de confirmer la présence de ces failles mentionnées au niveau des cartes géologiques et néotectoniques. Cette étude permettrait éventuellement de situer ces failles par rapport aux ouvrages d'arts projetés, et en cas de confirmation, devrait permettre de faire une évaluation plus réaliste de l'aléas sismique par la méthode PSHA.

4-Rappels sur le Risque Sismique :

Le risque peut se définir de la manière suivante :

$$\text{RISQUE} = \text{ALEA} \times \text{VULNERABILITE} \times \text{ENJEUX}$$

Dans le cadre de la construction parasismique, on peut retenir :

L'ALEA peut correspondre à :

- la zones sismique à laquelle appartient le projet avec comme principale caractéristique l'accélération maximale au niveau du sol rocheux AGR (défini par des décrets)
- la présence de faille active dans le secteur => POS (plan d'occupation des sols) établi par les études géologiques

La VULNERABILITE peut correspondre à :

- Le type de sol sur une profondeur de 30 m
- Les phénomènes d'amplification
- La conception de l'ouvrage

Les ENJEUX : peuvent correspondre à la destination de l'ouvrage.

4-L'approche PSHA :

L'approche PSHA (Probabilistic Seismic Hazard Assessment) consiste à évaluer de manière directe la probabilité de dépasser différents niveaux d'accélération du mouvement du sol sur une durée déterminée. Cette approche peut se résumer en quatre phases :

- **Phase 1** : D'abord, collecter toutes les données géologiques, géophysiques et sismologiques qui servent à développer des modèles de source de risque sismique.

Par exemple, un **modèle de source** peut être composé de N scénarios de tremblements de terre au total (E_n), où chacun a sa propre magnitude (m_n), son emplacement (L_n) et sa fréquence (r_n) :

$$E_n = E(m_n, L_n, r_n).$$

- **Phase 2:** Pour chaque source sismique, on estime ensuite le taux de récurrence des séismes en fonction de leur magnitude. Le taux annuel des séismes décroît de manière exponentielle avec la magnitude.

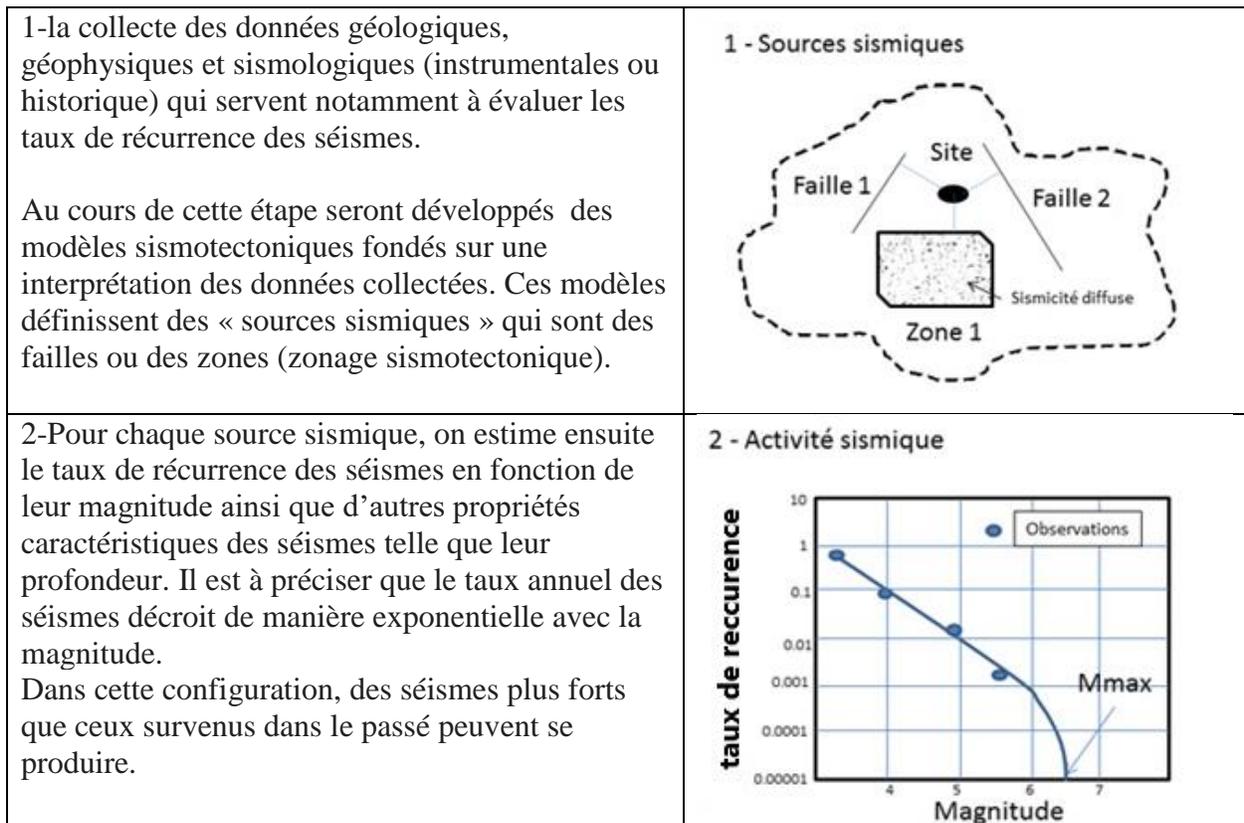
- **Phase 3:** sélectionner des équations de prédiction du mouvement sismique qui permettent de calculer les mouvements sismiques au site choisi en fonction des paramètres de source tels que la magnitude et la distance des séismes. Ces équations sont du genre :

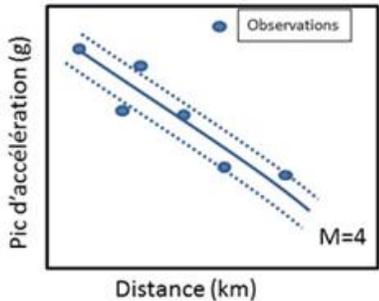
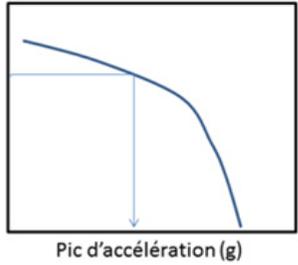
$$\text{Log(PGA)} = a.M + b.R - \text{Log}(R) + c$$

où PGA = Pic d'accélération horizontale (exprimée en g), M = magnitude, R = distance hypocentrale (en km), et a, b et c sont les trois paramètres à déterminer.

- **Phase 4:** La prise en compte des caractéristiques du sol et des effets de site est nécessaire car les conditions géologiques locales peuvent modifier les mouvements sismiques.

La démarche PSHA comporte plusieurs étapes qui sont résumées dans la figure 1 ci-dessous :



<p>3- sélectionner des équations de prédiction du mouvement sismique qui permettent de calculer les mouvements sismiques au site choisi en fonction des paramètres de source tels que la magnitude et la distance des séismes.</p>	<p>3 - Mouvement sismique</p> 
<p>On quantifie ainsi la probabilité de dépassement d'une valeur de mouvement du sol au site ce qui nous permet de dégager des courbes d'aléa aux fréquences spectrales. Les résultats peuvent aussi parfois être présentés sous forme de cartes.</p>	<p>4 - Probabilité de dépassement (Pd)</p> 

5-Bases de calcul et choix des modèles :

5-1-Détermination du niveau d'activité de la faille :

Pour la détermination des failles actives et de leur niveau d'activité on a adopté le modèle de Kerr et al. (2004), appliquée dans le cadre d'étude de planification et d'aménagement en Nouvelle Zélande, et le modèle BRGM appliqué sur plusieurs zone de la région PACA entre 2001 et 2013.

5-2-Choix de modèles sismotectoniques :

Deux modèles pris en considération qui sont :

-le modèle simotectonique surfacique :

- Plaque prériefaine pour le projet d'ouvrages d'art sur les oueds Larbaa et Lahdar.
- Plaque Moyen Atlasique pour le projet d'ouvrage d'art sur l'oued Tmourghout.

- **le modèle par faille** : (considération directe des failles actives) a été associé avec le modèle surfacique. Pour les trois ouvrages étudiés, les failles sont essentiellement présentes dans les zones du Pré-Rif, et du Moyen Atlas.

5-3-Calcul de la magnitude min et max :

La détermination de la magnitude maximale est faite sur la base de loi de corrélation de Schwartz et Coppersmith (1984) en tenant compte des paramètres de chaque faille identifié dans la zone

sismique. L'approche Wells & Coppersmith 1994 et Leonard 2014 ont été utilisées dans le cadre de l'approche déterministe.

La magnitude minimale permet de définir un seuil à partir duquel les séismes peuvent avoir des dommages sur les structures. Cette valeur influe essentiellement dans les résultats d'aléa sismique pour les faibles périodes de retour. Dans cette étude, nous avons choisi une magnitude minimale de $M=4.0$ qui représente la magnitude minimale de complétude du catalogue de sismicité.

5-4- Lois d'évaluation du risque sismique :

Pour les lois d'atténuation utilisées dans le cadre de cette étude pour faire l'évaluation de l'aléas sismique, les modèles retenus sont ceux de AKKAR 2014 et Bindi & all 2014 (données Europe et moyen orient), et le modèle Boore & all 2013 (BD mondiale). Ces modèles ont été utilisés pour le calcul des PGA et PSA.

5-4-principe de la méthode probabiliste :

Estimer l'aléa sismique probabiliste revient finalement à déterminer les taux annuels d'occurrence de paramètres du mouvement du sol. Par exemple, le taux annuel de dépassement pour une accélération cible donnée A^* est calculé comme suit :

$$\lambda_{A^*} = \sum_{i=1}^N \lambda_i \int_{m=M_{min}}^{M_{maxi}} \int_r P[A > A^* | m, r] f_{Mi}(m) f_{Ri}(r) dm dr$$

Où

- λ_{A^*} est le taux annuel de séismes de magnitude supérieure ou égale à la magnitude minimale choisie M_{min} , pour la zone source i .
- $f_{Mi}(m)$ et $f_{Ri}(r)$ sont les fonctions de densité de probabilité en magnitude et distance de la source i , elles sont supposées indépendantes,
- $P[A > A^* | m, r]$ est la probabilité qu'un séisme de magnitude m à la distance r du site engendre une accélération supérieure à A^* , cette probabilité est calculée à partir de la relation d'atténuation.
- N est le nombre de zones sources.

6-Resultat :

6-1-OA sur oued Larbaa et oued lahdar :

Géologie :

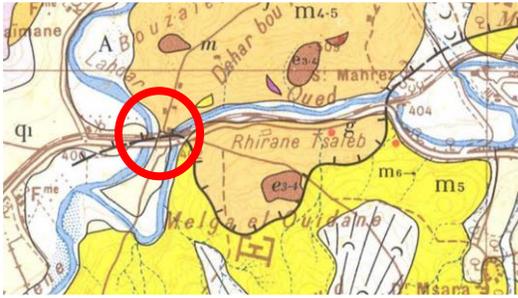


Fig. 1 : Géologie de la zone de l'étude et Représentation de la faille sur cartes géologique 1/50° et la carte néotectonique 1/1M°

M_{4-6} : marnes bleues fini-miocènes

M_5 : marnes sableuses tortonniennes

La géologie de la zone est marquée par la présence de deux faciès géologiques qui sont les marnes bleues qui marquent le sommet du miocène au nord (zone rifaine), et les marnes bleues sableuses avec intrusions calcaires du Tortonien au sud (zone atlasique). Il s'agit de faciès très similaires avec un comportement mécanique sub-identique.

-La faille objet de l'étude correspond au chevauchement sud rifain (ou FSR dans la nomenclature), elle sépare le Rif de l'Atlas.

-la faille est bien visible sur le terrain, elle est apparente au niveau du relief, puis s'enfuit sous les alluvions quaternaires de la plaine des oued Larbaa et Lahdar où il est difficile de la localiser sans le recours aux reconnaissances complémentaires;

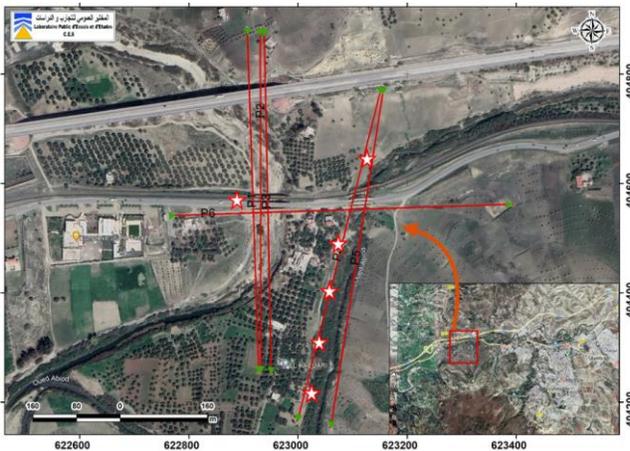
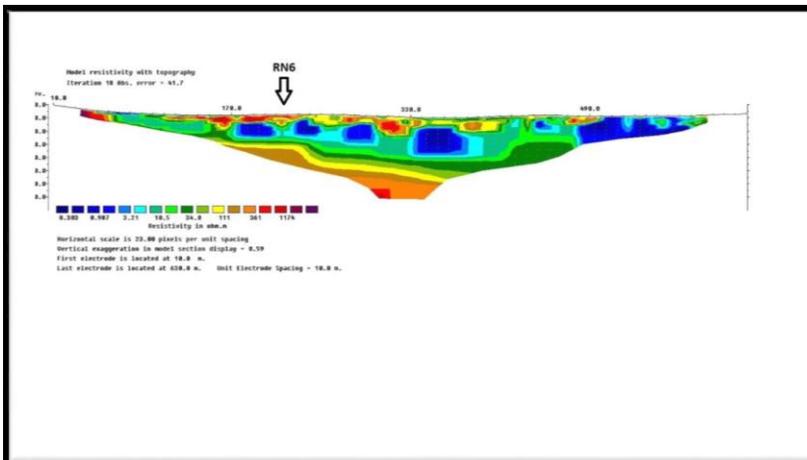


Fig. 2 : Campagne de reconnaissances par sondages et tomographie électrique



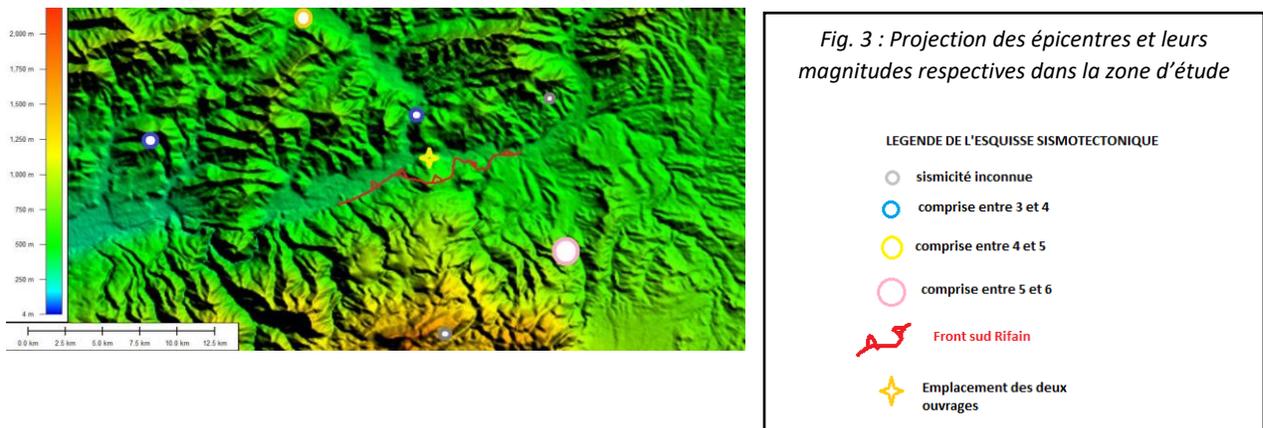
-les profils géophysiques n'ont pas révélé des variations de résistivité significatives laissant apparaître deux compartiments en contact sous les ouvrages d'art projetés. Par contre le passage entre les marnes miocènes au nord et la formation marno-calcaire a été bien situé à environ 200m au sud des deux ouvrages ce qui exclut la présence d'une faille sous les deux ouvrages.

Cinématique et nature de la déformation

-la nature des déformations géologiques est principalement ductile au droit de la zone d'étude et ce en raison du caractère de l'encaissant, Les vitesses de déplacement sont faibles (moins de 4mm par an),

-la sismicité historique montre que le FSR est responsable de dégâts importants 5Km au SE dans la ville de Taza (Magnitude 5 à 6) et dans d'autres endroits (séismes de Fès et Meknès 1624 et 1755 avec des magnitudes estimée à 8,5) ;

-la projection des épicesentres montre que les séismes les plus importants liés au FSR se situent dans la zone septentrionale où **les déformations sont plus importantes** par rapport au secteur de l'étude (zone affleurant du chevauchement), un gradient d'intensité existe donc entre la partie septentrionale et la partie méridionale.



-la nature de la déformation géologique principalement elasto-plastique ainsi que le nombre de séismes réduits au cours du dernier centenaire dans la zone affleurant de la faille explique à notre avis pourquoi les deux ouvrages existant ont été préservés pendant environ un siècle.

Tout en sachant que la terminaison septentrionale du Moyen Atlas Plissé constitue une zone complexe qui peut être apparentée à une frontière de plaque tectonique en domaine intracontinental et qu'en plus du front de chevauchement rifain, d'autres structures extensives ou compressives peuvent exister dans la région, on a conclu que la faille FSR s'exprime plus dans sa partie septentrionale dans le domaine rifain (partie aveugle) qu'au niveau de la limite Sud à la rencontre avec le domaine atlasique (zone apparente).

Ceci permet déjà de dresser un premier zoning de la région en fonction des intensités de séisme, ce qui permettrait de mieux caractériser les risques sismiques dans cette zone.

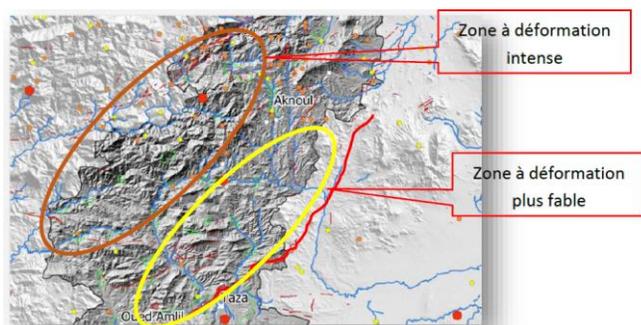


Fig. 4 : Zoning de l'intensité sismique dans la zone d'étude

-la qualification de la faille dans sa partie affleurant (au droit des deux ouvrages) montre que cette dernière est classée 2C selon les critères de qualification BRGM, ce qui correspond à une classe de Faille active avec sismicité associée possible;

<i>CRITERE</i>	<i>MOYENS</i>	<i>Qualité de l'information</i>	<i>de</i>	<i>Catégorie d'activité</i>
<i>sismicité</i>	<i>sismicité historique</i>	<i>c</i>		<i>1</i>
	<i>sismicité instrumentale</i>	<i>c</i>		<i>1</i>
<i>Histoire</i>	<i>tectonique néogène</i>	<i>c</i>		<i>2</i>
<i>Profondeur</i>	<i>extension dans le socle primaire</i>	<i>b</i>		<i>3</i>
	<i>extension dans le socle autochtone</i>	<i>b</i>		<i>3</i>
<i>Tracé</i>	<i>qualité du tracé</i>	<i>c</i>		<i>2</i>
	<i>nature du tracé</i>	<i>c</i>		<i>1</i>
<i>indice</i>	<i>morphonéotectonique</i>	<i>c</i>		<i>2</i>
	<i>géophysique</i>	<i>c</i>		<i>1</i>
	<i>sondages</i>	<i>c</i>		<i>1</i>
<i>Relief</i>	<i>expression topographique</i>	<i>c</i>		<i>1</i>
<i>jeu</i>	<i>nature du mouvement actuel possible</i>	<i>c</i>		<i>1</i>
<i>Système</i>	<i>lien structural</i>	<i>c</i>		<i>3</i>
<i>Régime</i>	<i>Age du champs de contrainte actuel</i>	<i>c</i>		<i>1</i>
<i>catégorie d'activité</i>				<i>1 à 2</i>
<i>Niveau de connaissance</i>	<i>de avancé</i>	<i>C</i>		

Synthèse :

-le modèle sismotectonique de la zone d'étude montre une seule source qui est celle du FSR, en raison de son extension importante cette faille livre une intensité maximale de 7,1 et une période de retour maximale de 545ans, on retient une accélération maximales associées de 0.21g au droit des deux ouvrages. Le sol en place est de type ferme classé S2 avec une vitesse max de 500m/s.

6-2-OA sur l'oued Tmourghout :

La zone d'étude se situe entre la limite Est du domaine rifain et la partie nord-ouest des chaînes moyen-atlasiques. Plus précisément, elle se trouve dans la partie sud-est du massif hercynien de Tazekka, qui présente une forme de boutonnière orientée NE-SW (Figure 5).

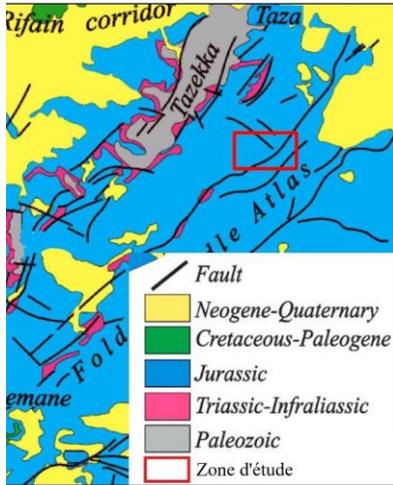


Fig. 5: carte structurale du Moyen Atlas avec la situation de la zone de l'étude

Sur le plan géologique, les sondages de reconnaissances réalisés dans le cadre de cette mission montrent la coupe synthétique suivante :

-une alternance entre alluvions calcaires, sables graveleux et limons sur une hauteur de 6 à 22m. Sur le plan géotechnique ces formations offrent des valeurs de pression limite de 0.5MPa et un module pressiometrique de 6 à 8MPa.

-un substratum calcaire sain grisâtre à une profondeur variable de 6 à 30m. et qui montre des pressions limites supérieures à 5MPa et des modules pressiometriques qui varient entre 50 et 200MPa.

La cartographie structurale de la zone du projet montre que l'ouvrage projeté se situe dans un couloir de failles(zone de cisaillement). Les différents accidents qui bordent la zone d'étude sont les suivants :

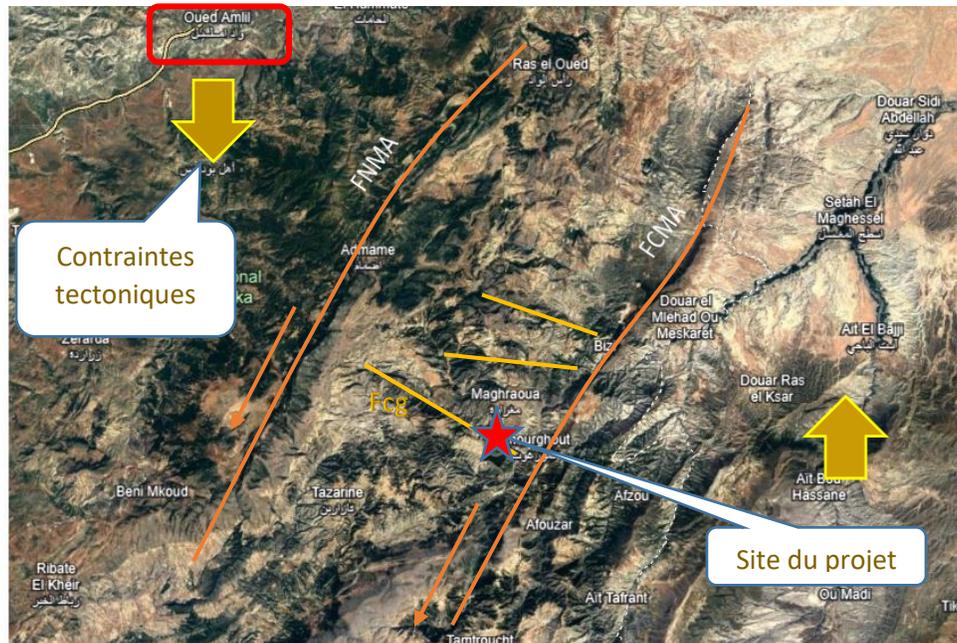
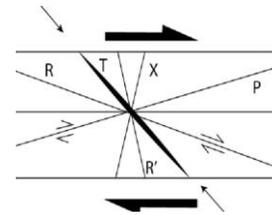


Fig. 6 : Contraintes-déformation autour de la zone du projet

-La faille centre moyen Atlasique orientée N45 à moins de 3Km au sud -la faille Nord moyenne atlasique à environ 16Km au Nord orientée N45 Ces deux failles sont parallèles et constituent entre elles un couloir orienté N45

-la faille FCg ; une fracture N135 qui passe dans la zone du projet et qui est fracture de reidel des deux premières failles.



La situation de la zone de projet entre deux accidents majeurs signifie qu'on se situe dans un couloir de cisaillement marqué par des déformations significativement plus importantes par rapport à la déformation régionale.

La recherche de la faille FCg par des moyens géophysiques a permis de montrer qu'au sein des calcaires du substratum, de profondeur moyenne d'environ 22m, on retrouve une zone de forte altération profonde de plus de 120m/TN. Cette zone d'altération apparait sur 6 profils sur 7. La géométrie de la zone anormale (zone bréchique) montre une bonne corrélation avec la trajectoire du lit de l'Oued. En plaçant cette anomalie à l'échelle régionale, on voit clairement qu'elle appartient à la famille des structures FCg orientées N 135. Ce qui prouve le passage de la faille FCg par le lit de l'oued Tmourhout.

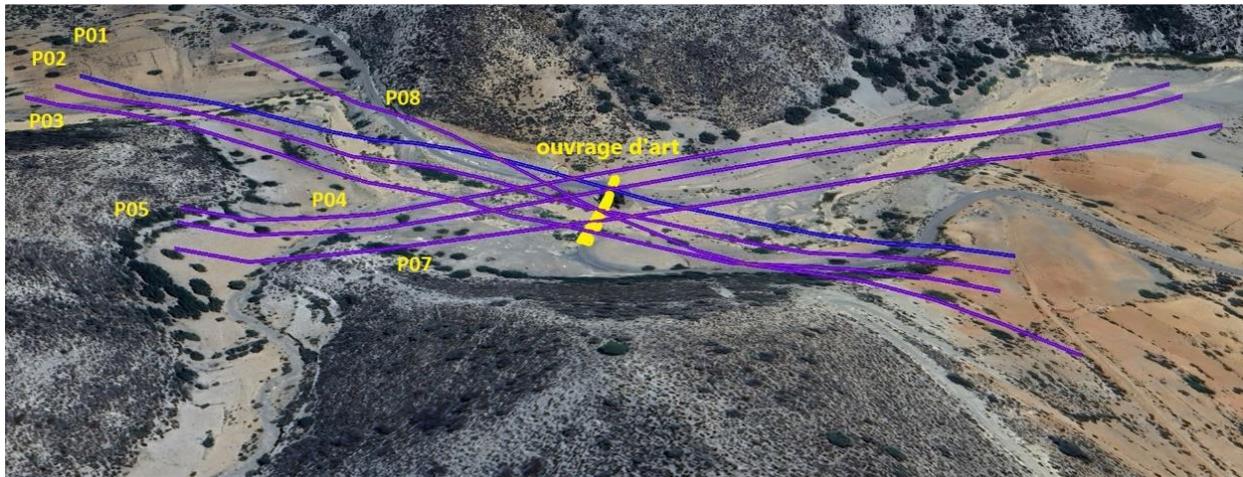
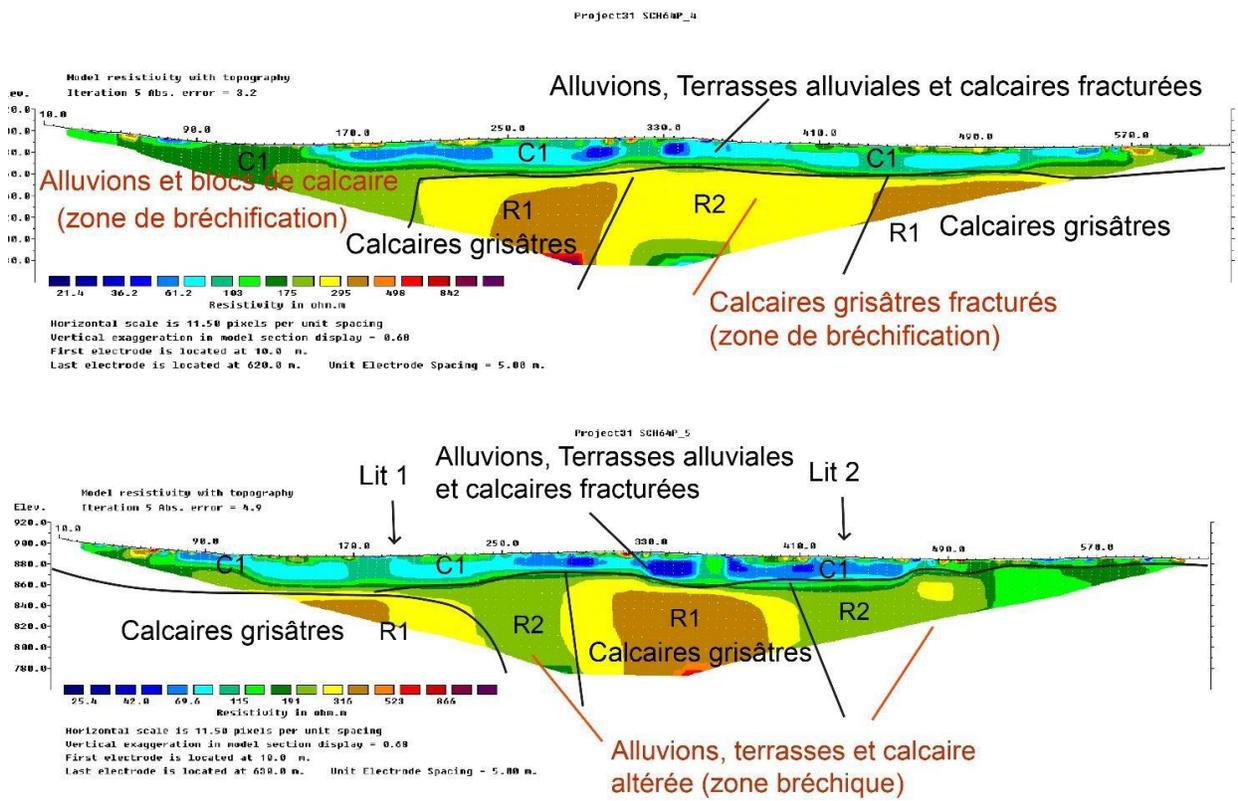


Fig. 7 : principaux profils géophysique au niveau du site de l'ouvrage



Nature de la déformation :

La caractérisation de la déformation des failles qui ont un impact direct sur la zone de l'étude a donné ce qui suit :

-La Faille Centre Moyen Atlasique est une structure décrochante senestre qui s'étale sur 50Km de longueur environ, d'âges Pléistocènes avec des ordres des vitesses de 1 mm/an sur la période Pleistocène supérieur-Holoène, ce qui au regard de l'amplitude des déformations indique vraisemblablement un potentiel à générer une sismicité significative.

-la FCg : Le jeu de cette faille n'a été prouvé ni par éléments d'évidences néotectoniques ni par les données sismiques historiques ou instrumentales. Avec uniquement un décalage constaté par analyse topographique à la limite de la FNMA, cet accident est considéré comme une fracture de Reidel tributaire du jeu sismique de la FNMA. De ce fait, cet accident n'a pas été intégrée dans l'aléas sismique de cet ouvrage.

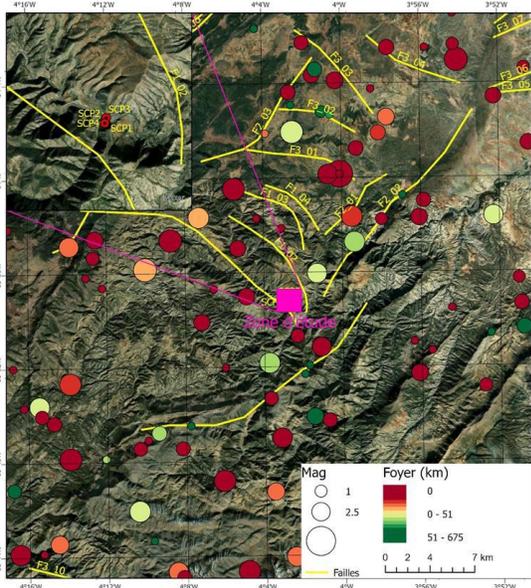


Fig. 9 : Projection sismique dans un périmètre de 20Km environ autour du site du projet

Dans un rayon de 80 km autour de la zone d'étude, les magnitudes les plus significatives de cette zone sismogène sont comprises entre 3 et 5. La magnitude maximale enregistrée est située entre 5 et 6. Ces valeurs sont statistiquement en relation avec la FCMA qui se situe à environ 2.6Km de la zone de projet.

Les failles extensives localisées au droit de l'ouvrage sont peu actives et les séismes induits sont plus rares. Une fracture appartenant à la même famille située 25Km au SE a livré une magnitude qui ne dépasse pas 4 valeur considérée comme seuil minimale dans la présente approche.

La faille FCMA est classée par le système d'identification et hiérarchisation des failles BRGM/RP-53930-FR de Juin 2006 à une catégorie d'activité 2 pour un niveau de connaissance B, soit 2B, ce qui signifie qu'il s'agit d'une faille moyennement active avec un niveau de connaissance bon à moyen. Alors que la faille FCg a une catégorie d'activité 1 pour un niveau de connaissance C, soit 1C, ce qui signifie qu'il s'agit d'une faille peu active avec un niveau de connaissance bon à moyen.

CRITERE	Moyens	FCMA			FCg		
		Qualité l'information	de	Catégorie d'activité	Qualité l'information	de	Catégorie d'activité
sismicité	<i>sismicité historique</i>	b		2	b		0
	<i>sismicité instrumentale</i>	b		2	b		0
Histoire	<i>tectonique néogène</i>	b		2	a		1
Profondeur	<i>extension dans le socle primaire</i>	b		3	c		0
	<i>extension dans le socle autochtone</i>	b		3	c		0
Tracé	<i>qualité du tracé</i>	c		2	c		2
	<i>nature du tracé</i>	c		1	c		2
indice	<i>morphonéotectonique</i>	b		2	b		1
	<i>géophysique</i>	b		2	c		1
	<i>sondages</i>	a		2	c		1
Relief	<i>expression topographique</i>	c		3	c		1
jeu	<i>nature du mouvement actuel possible</i>	c		2	c		1
Système	<i>lien structural</i>	a		3	c		1
Régime	<i>Age du champs de contrainte actuel</i>	b		1	b		1
catégorie d'activité				2			1
Niveau de connaissance		b à c			b à c		

Ainsi le modèle sismotectonique de la zone d'étude indique des sources variées de sismicité. Ce modèle livre une intensité maximale de séisme de 7,1 et une période de retour minimale de 700 et maximale de 1400ans. Tenant compte de l'aspect sismique et des effets de site on a retenu une accélération maximale de 0.18 La classe de Sol est S3 pour les pieux et S1 pour les culées. Pour les coefficients du site se référer à l'AFPS 92.

Synthèse et conclusion :

A travers ces trois projets d'ouvrages d'arts dans la province de Taza, l'approche HSMA a permis une meilleure connaissance du risque sismique et son impact sur le projet . D'abord à travers, un programme de reconnaissances complémentaire géologique et géophysique qui a permis d'identifier les sources de risque, puis par une qualification de ces sources sismiques à travers des critères bien précis ainsi que le catalogue de sismicité historique et instrumentale.

Cette approche a permis de revoir certains paramètres tel que la magnitude, la période de retour ainsi que l'accélération et ce moyennant des méthodes et formules devenus classiques dans le domaine de sismicité.

Il s'agit d'une approche qui pourrait être adoptés à chaque fois qu'un risque sismique particulier se présente. Toutefois, La réussite et l'application effective de cette approche est tributaire de l'implication de tous : gestionnaires, concepteurs et constructeurs des ouvrages d'art.

Bibliographie :

Kerr, S. et al. (2004). Predicting Adjustment during the Transition to College: Alexithymia, Perceived Stress, and Psychological Symptoms. *Journal of College Student Development*, 45, 593-611. <https://doi.org/10.1353/csd.2004.0068>

Donald L. Wells and Kevin J. Coppersmith: New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement; *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 84, No. 4, pp. 974-1002, August 1994

AKKAR et al 2014: Implements GMPE developed by S. Akkar, M. A. Sandikkaya, and J. J. Bommer as published in "Empirical Ground-Motion Models for Point- and Extended- Source Crustal Earthquake Scenarios in Europe and the Middle East", *Bulletin of Earthquake Engineering* (2014), 12(1): 359 - 387 The class implements the equations for Joyner-Boore distance and based on manuscript provided by the original authors.

Bindi et al 2014; Implements European GMPE: D.Bindi, M. Massa, L.Luzi, G. Ameri, F. Pacor, R.Puglia and P. Augliera (2014), "Pan-European ground motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV and 5 %-damped PSA at spectral periods of up to 3.0 s using the RESORCE dataset", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(1), 391 - 340

COLLOQUE NATIONAL SUR LA GÉOTECHNIQUE

Thème général :

INSTABILITÉ DES SOLS
MAÎTRISE DES OUVRAGES LIÉS AUX INSTABILITÉS

DU 17 AU 19
OCTOBRE 2024
À MARRAKECH

ABSTRACT – The Imi-n-Ifri Bridge, a natural arch meaning "the mouth of the cave," stands as a striking example of natural beauty sculpted by natural forces. This monumental structure is renowned for its enchanting beauty and serves as an iconic jewel of the Demnate municipality. As part of our study to assess the stability of this natural structure, we have explored the origin and formation of this arch, analyzed its behavior under various aggressive constraints, and defined a set of necessary corrective and preventive measures to preserve this monumental treasure.

Keywords : Imi-n-Ifri Bridge, natural arch, stability, numerical modeling, geotechnics.



Appel à communications

- Envoi des résumés : **avant le 15 juin 2024**
- Notifications d'acceptation des résumés : **le 30 juin 2024**
- Réception des Articles : **10 Septembre 2024**
- Réception des Slides : **30 Septembre 2024**

Organisateurs

Partenaire officiel

Contact Secrétariat CMMSG :

Gestion de stabilité des grands remblais sur assise compressible : cas d'un remblai au PK 232+900 sur la A2

F. El Khalfi & D. Ouarhache

Laboratoire GERA, Département de Géologie, Faculté des Sciences Dhar El Mahraz, Fès, Maroc

A. Derradji

Société Nationale des Autoroutes du Maroc (ADM), Rabat, Maroc

RÉSUMÉ – Le développement du réseau autoroutier au Maroc a fait que, dans des zones accidentées, l'adoption de grands remblais a été nécessaire. Leur mise en place et leur stabilité nécessitent généralement des études géotechniques approfondies. Sur l'axe Fès-Taza (A2), quelques remblais ont présenté plusieurs signes d'instabilité, qui se sont traduits par des tassements de chaussée et des arrachements au niveau de talus, ce qui a nécessité d'importants travaux de confortement. Cette étude met l'accent sur l'importance de la conception et de la mise en œuvre des grands remblais, en identifiant les éléments essentiels à prendre en compte lors de la phase d'étude géotechnique, tels que le contexte hydrogéologique, la maîtrise du drainage, l'accrochage du grand remblai au sol d'assise et la qualité des matériaux utilisés dans le remblai. Cela permet de vérifier la stabilité globale à long terme de l'ouvrage remblai-assise.

1 INTRODUCTION

La construction des ouvrages routiers dans des terrains à morphologie accidentée implique le recours à des travaux de terrassement et de remblaiement importants. Le recours à des grands remblais est parfois nécessaire pour satisfaire aux paramètres géométriques de la projection des autoroutes. Le guide des terrassement routier (GTR) considère les remblais de hauteur supérieure à 15m comme des grands remblais qui demandent des études spécifiques et que les conditions d'utilisation dudit guide ne sont pas suffisantes pour être appliquées (Cerema, 2023).

En raison de la présence des formations meubles avec des terrains vallonnés, l'aménagement des ouvrages linéaires est confronté à de nombreux risques d'instabilité, ce qui peut entraîner des perturbations importantes au niveau des structures des chaussées, affectant ainsi la sécurité des usagers.

1.1 Contexte et importance

Le tracé de l'autoroute Fès-Taza est projeté dans un terrain à morphologie irrégulière, qui est caractérisé par une variété de mouvements de terrains. Nous avons abordé, comme étude de cas, l'état de stabilité d'un grand remblai, dépassant 15 m de hauteur dans sa partie la plus chargée. Il s'agit d'un remblai qui est situé au PK 232+900 de l'autoroute A2, entre Ras Tabouda et Tahala (figure 1). De point de vue géologique, ce tronçon autoroutier traverse une partie du Couloir Sud Rifain, qui est composé de marnes miocènes, abritant le remblai objet de cette étude, et discordantes sur des calcaires et dolomies liasiques de la bordure septentrionale du Moyens Atlas tabulaire



Figure 1. Situation du grand remblai. a : tracé du tronçon Fès-Taza sur un fond google maps, b : vue satellitaire sur le remblai.

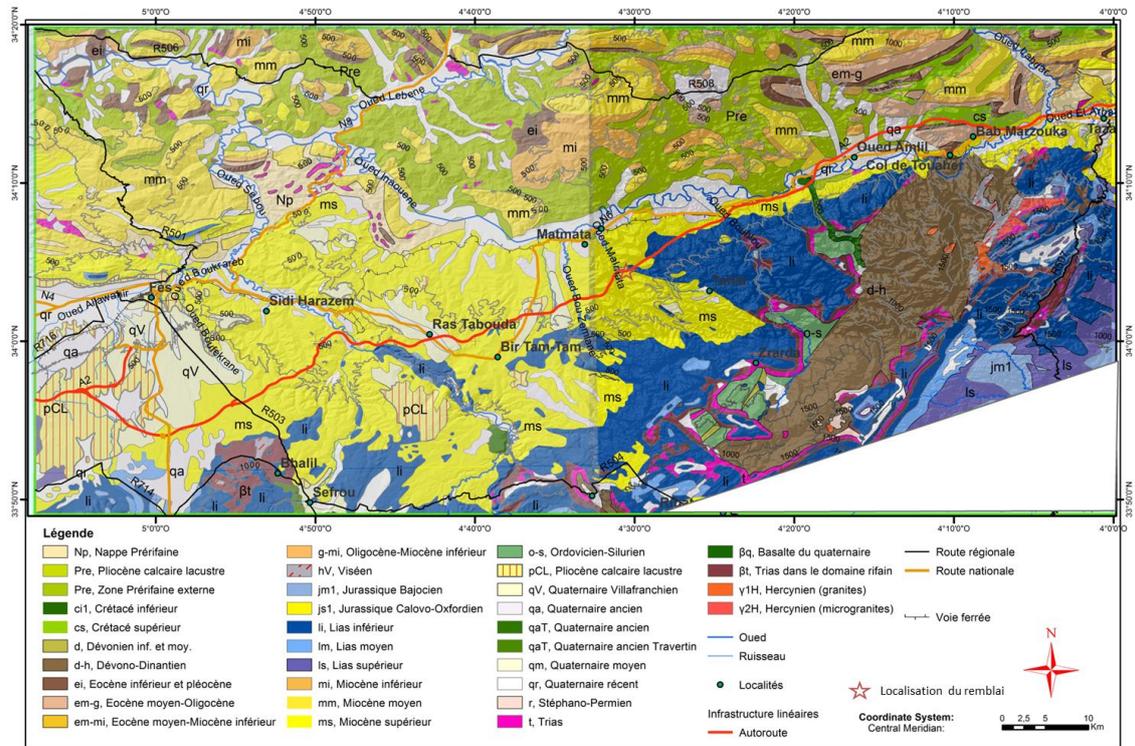


Figure 2. Extrait de la carte géologique de la chaîne rifaine 1/500000 (El khalfi, 2020).

1.2 Objectif de l'article

Le remblai de grande hauteur objet de cette étude présente quelques problèmes d'instabilité. En effet, après quelques années de service, plusieurs signes d'instabilité se sont progressivement manifestés, entraînant des tassements différentiels sur la chaussée et des arrachements au niveau des talus. Il a été indispensable de mener des travaux de confortement très rigoureux et de suivre leurs évolutions en utilisant des instruments de mesure de mouvements, notamment des inclinomètres.

Dans cette étude, l'accent est mis sur l'importance de la conception et de la réalisation des grands remblais, en identifiant les éléments clés à prendre en considération lors de la phase d'étude géotechnique, tels que le contexte hydrogéologique, la gestion du drainage, l'alignement

du grand remblai sur le sol d'assise et la qualité des matériaux utilisés dans le remblai. Ceci assure la stabilité globale à long terme de l'installation du remblai-assise.

2 PRÉSENTATION DES DONNÉES SUR LE REMBLAI

2.1 Études géotechniques

La caractérisation du corps de remblai et du sous-sol s'est faite à l'aide de plusieurs sondages carottés avec des profondeurs allant jusqu'à 35m. Les résultats des essais d'identification du sol et mécaniques sur les échantillons des carottes sont rangés dans les tableaux 1et 2 (El khalfi *et al.*, 2019).

Les trois échantillons analysés sont rangés dans la classe du sol A3, suivant la classification du GTR (SETRA and LCPC, 2000). Ils sont caractérisés par une cohésion importante à teneur en eau moyenne et collants ou glissants à l'état humide.

Tableau 1. Résultats des essais d'identification du sol (limite de liquidité au cône NF P94-052-1 et Analyse granulométrique NM 13.1.008).

Référence	Profondeur (m)	WL(%)	WP(%)	IP(%)	Dmax mm	>50 mm	>2 mm	2-0,80mm	<80µm
SCP 2	(14,20-14,50m)	50	21	29	1,25	0	0	0	100
SCP 8	(21,00-21,50m)	44	18	26	2,50	0	0	7	93
SCP 9	(21,50-22,00m)	51	23	28	0,80	0	0	0	100

WL : Limite de liquidité; WP : Limite de plasticité; IP : indice de plasticité; Dmax : Dimension maximale de l'élément le plus grossier; NF : norme française. NM : Norme marocaine.

Tableau 2. Caractéristiques mécaniques du sol conformément à la norme NF P94-074.

Référence	Profondeur (m)	C' (Kpa)	ϕ' (°)	Ccu (Kpa)	ϕ cu (°)
SCP 2	(14,20-14,50m)	26	18	38	17
SCP 9	(21,50-22,00m)	24	18	34	17

NF : norme française, C' : cohésion drainée, Ccu : cohésion non drainée totale, CU+U : Essai consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle, ϕ' : angle de frottement effectif, exprimé en degrés, ϕ cu : angle de frottement total, exprimé en degrés.

2.2 Choix du mode de liaison remblai - assise

L'édification des grands remblais routier sur un sol mou qui a une faible capacité de support nécessite des techniques spécifiques pour un bon accrochage du remblai - assise afin d'atténuer les défis posés par ces types de sols.

Le problème de la présence d'une couche du sous-sol compressible pourrait être réglé de différentes manières : l'enlever définitivement si l'épaisseur n'est pas importante, ou de la renforcer en utilisant différents techniques, tels que : géosynthétiques, colonnes de graviers, drains verticaux, et les pieux. Le recours à ces techniques permet l'amélioration des propriétés mécaniques du sous-sol et assurer la stabilité du remblai.

3 MÉTHODES DE CONSTRUCTION

3.1 Choix des matériaux de remblaiement

Le choix des matériaux pour l'édification des grands remblais routiers et les méthodes de compactage revêt une importance majeure afin d'assurer la stabilité et la sécurité à long terme. Plusieurs critères doivent être pris en considération, comme la disponibilité locale des matériaux, le facteur économique, ainsi que les propriétés mécaniques adéquates et la sensibilité au facteur hydrique.

Le GTR précise les caractéristiques des matériaux et leur utilisation pour les remblais courant, généralement de hauteur inférieure à 15 m. Pour les grands remblais, il faut prendre en considération les différents niveaux du corps de remblais, et ainsi l'application du remblai par zonage. Selon (Cerema, 2023), afin de maîtriser efficacement l'utilisation des matériaux dispo-

nibles en place, il est recommandé d'adopter une répartition par zone dans les différentes parties du remblai (les talus, le noyau, la basse et la PST), dans le but de répondre aux sollicitations de chaque partie.

3.2 Drainage et gestion des eaux

Il est important d'assurer un drainage et une gestion efficace de l'eau des remblais routiers afin de préserver leur intégrité structurale et d'éviter les problèmes liés à l'eau. Différents systèmes et matériaux novateurs ont été mis au point afin d'optimiser l'efficacité du drainage et de gérer les niveaux d'humidité lors de la construction des remblais.

Concernant le remblai étudié, les parties basse (5m) et haute (2m) ont été édifiées à partir de graves cailloux et de sables. Ces matériaux sont très résistants au facteur hydrique (très faible sensibilité à l'eau), ont la capacité de drainer les eaux souterraines et ne se dégradent pas avec l'alternance des saisons humides et sèches. Sa partie médiane, d'une épaisseur de 9m, est constituée par des marnes grisâtres à jaunâtres. Cette épaisse couche de marne présente une forte sensibilité à l'eau et a nécessité un système de drainage optimal avec un entretien périodique.

Le système de drainage adopté initialement au niveau de ce remblai a présenté quelques dysfonctionnements, suite aux fortes précipitations de 2012-2013.

L'utilisation de techniques de drainage appropriées, comme les drains horizontaux et verticaux, les drains de surface, les géosynthétiques et les dispositifs en béton d'évacuation des eaux de surface pourraient garantir le bon fonctionnement et la stabilité à long terme de cet ouvrage de remblaiement. En revanche, même si ces systèmes permettent une amélioration significative du drainage, leur pérennité dépend de leur suivi et leur maintenance.

3.3 Surveillance de l'ouvrage

Les grands remblais nécessitent un suivi de contrôle de qualité rigoureux au cours de leur mise en œuvre et une surveillance post réalisation, ce qui est essentiel pour garantir la durabilité, améliorer la stabilité et la sécurité.

Le remblai de grande hauteur objet de cette étude était sujet à quelques indices d'instabilités, après la mise en service de l'autoroute, qui se développent davantage pendant les périodes pluvieuses. Le suivi de l'évolution des déplacements de sol a été assuré par des instruments de mesures inclinométriques installés dans l'ouvrage.

4 PROBLÈMES DES INSTABILITÉS DU RAND REMBLAI ET DÉFIS

En général, la stabilité des grands remblais présente des défis d'ingénierie géotechnique importants, notamment lorsqu'il y a un sol liquéfiable et/ou une assise instable. La liquéfaction du sol induit de grandes déformations. Pour répondre à ce problème, lors de la conception de l'ouvrage, des simulations précises des variations de contraintes totales et des comportements de déformations sont nécessaires (Higo *et al.*, 2021). Comme le démontre également Oka *et al.* (2012), la présence des masses importantes du grand remblai modifie les contraintes en ayant un impact sur le facteur de sécurité et du ratio de contraintes cycliques.

4.1 Déformations et tassements

Les mesures des inclinomètres installés au niveau l'ouvrage montrent que ce dernier enregistre des déformations significatives. Les mesures de l'inclinomètre installé dans la partie la plus chargée du remblai illustre bien la zone affectée par les déformations du sol et l'importance des déplacements latéraux (figure 3). Un déplacement de 10 mm est observé pendant les quatre premiers jours. Entre le quatrième et le vingt-sixième jour, les déplacements sont négligeables, alors qu'un déplacement significatif de 22 mm cumulatifs réguliers est constaté jusqu'à la profondeur de 19 m. Ces mesures montrent clairement qu'il y a un mouvement du corps du remblai et aussi du sous-sol ce qui a nécessité un confortement adéquat.

Outre la sélection des matériaux, les techniques de compactage jouent un rôle crucial dans la stabilité des grands remblais. Il est fortement recommandé d'adopter les niveaux d'énergie de compactage optimaux, car un compactage excessif peut entraîner une diminution de la résistance des sols cohésifs, ce qui requiert un contrôle attentif pendant la phase de construction (Shimobe and Spagnoli, 2020).

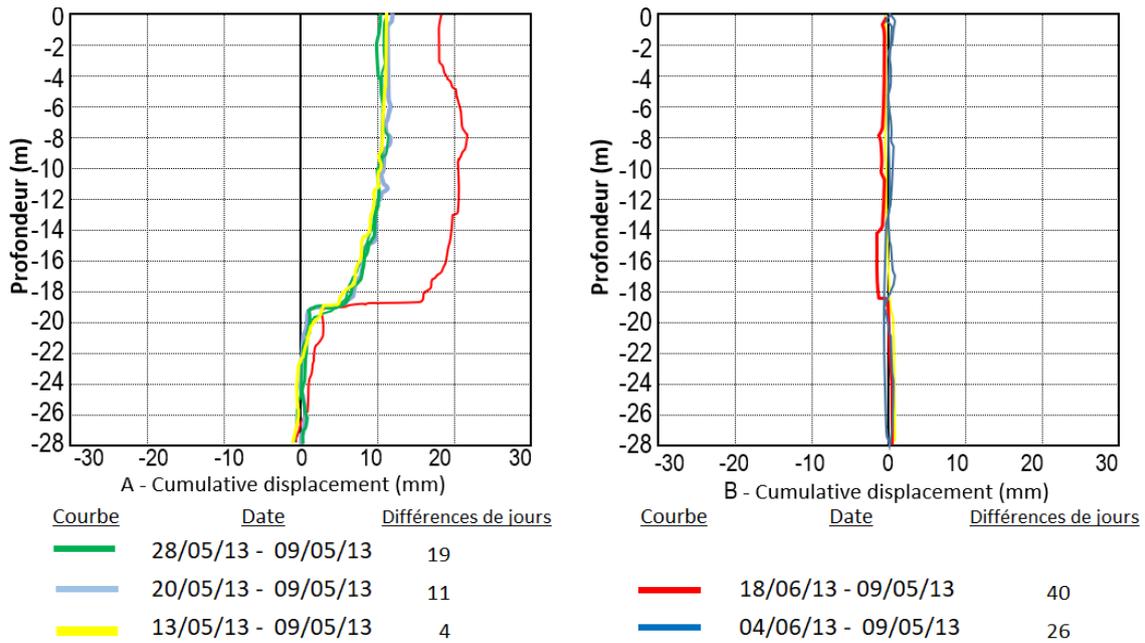


Figure 3. Mesures inclinométriques au niveau du forage installé dans la partie la plus chargée.

4.2 Érosion hydrique et arrachement du sol

Le long du tracé autoroutier traversant les marnes miocènes du Sillon Sud Rifain, on peut observer clairement l'impact de l'érosion hydrique au niveau des talus. Les sols marneux subissent une dégradation considérable par le facteur hydrique, que ce soit au niveau des pentes naturelles ou des talus, et cela s'accroît pendant les périodes de pluies.

Des fissurations, des affouillements et des bad-lands se développent au niveau des talus du grand remblai. Ces désordres sont principalement causés par l'érosion hydriques. En effet, l'infiltration des eaux dans les marnes, leur comportement évolue en entraînant une baisse de leur résistance au cisaillement et à leur portance, ce qui se traduit sur le terrain par de légères ruptures de surface et des affaissements de la chaussée.

4.3 Comportement du remblai de grande hauteur

A travers la modélisation numérique, il est possible de simuler différents scénarios de conception du remblai, ce qui permet de mieux appréhender les performances des infrastructures avant leur réalisation. Grâce à cette approche proactive, les designs sont optimisés et la résilience face aux défis climatiques croissants est assurée.

La figure 4 montre la modélisation en 2D du remblai et son assise dans des conditions défavorables, en supposant que les dispositifs de drainage ont été mal entretenus pendant une période de fortes pluies à l'état pseudo statique. Le facteur de sécurité obtenu étant inférieur à 1, ce qui prévoit des mouvements de terrain au niveau de l'ouvrage. En effet, des bad-lands, des tassements de chaussées et des arrachements ont été constatés sur le terrain (El khalfi *et al.*, 2019).

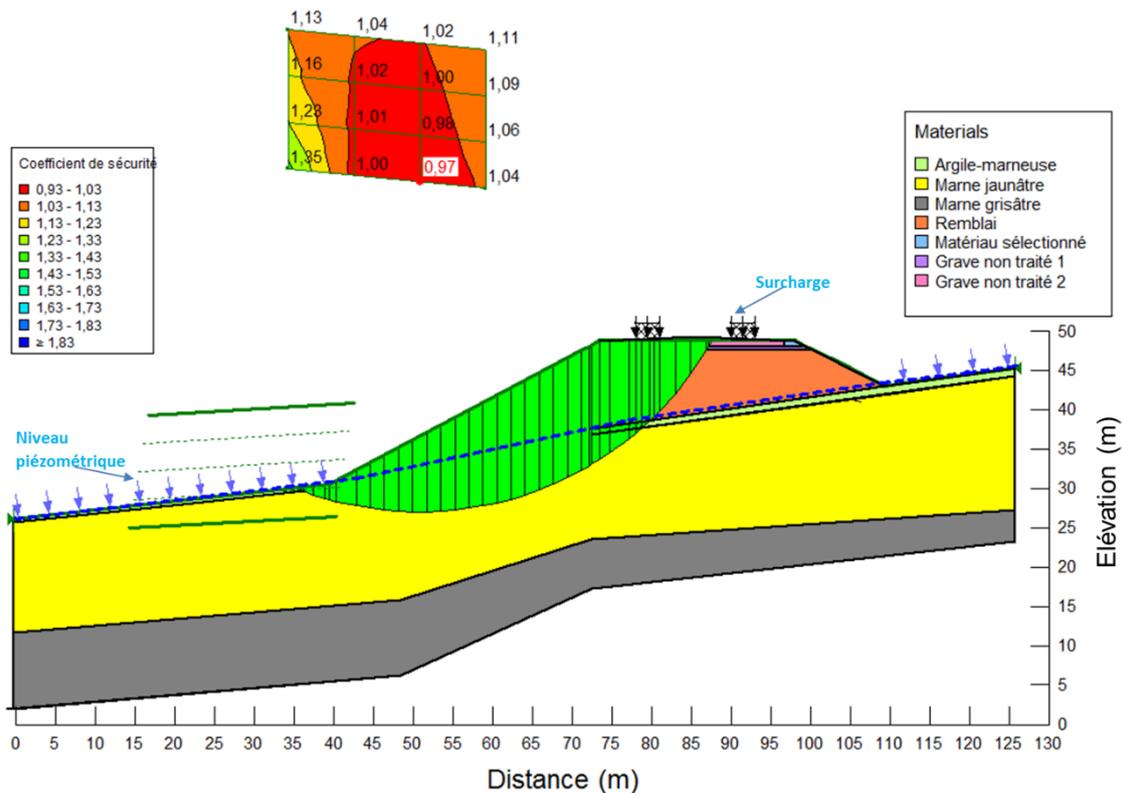


Figure 4. Comportement de l'ouvrage dans des conditions défavorables (El khalfi *et al.*, 2019).

5 INNOVATIONS ET PERSPECTIVES

L'amélioration de la stabilité et de la durabilité des infrastructures est un défi majeur pour l'innovation des méthodes d'accrochage entre les remblais de grandes hauteurs et leurs assises. Des méthodes innovantes, comme l'emploi de matériaux composites, des techniques avancées de compactage, des systèmes de drainage efficaces et des dispositifs de surveillance en temps réel, permettraient d'améliorer la stabilité de ces structures. Grâce à ces progrès technologiques, des conceptions plus performantes et sécurisées sont possibles, tout en diminuant les dépenses d'entretien à long terme. A titre d'exemple, l'incorporation de capteurs intelligents dans les grands remblais peut offrir des informations précieuses sur le comportement dynamique de l'ouvrage, ce qui facilite la maintenance préventive et l'intervention rapide en cas de nécessité. Ces avancées technologiques jouent également un rôle dans la préservation de l'environnement, en réduisant au minimum l'impact des constructions sur les écosystèmes locaux.

Le modèle présenté dans la figure 5 montre une optimisation de la stabilité à long terme du grand remblai et son assise. Ce modèle combine différentes méthodes de renforcement, de reconstitution du sol et de dispositifs de drainage. La tranchée drainante permet de réduire considérablement l'infiltration des eaux à l'intérieur des couches de marne, ce qui permet l'amélioration des performances structurelles et réduire les risques d'instabilité de l'ouvrage.

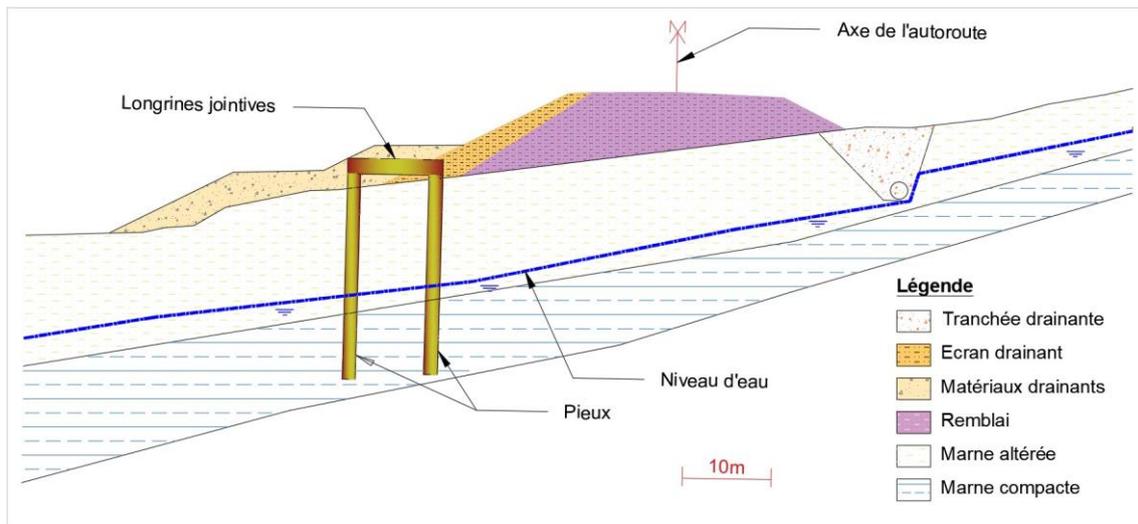


Figure 5. Modèle de confortement de l'ouvrage Remblai & Assise.

6 CONCLUSION

La réalisation des remblais de grandes hauteurs n'est généralement pas sans défis, notamment en ce qui concerne leur stabilité. En effet, il est essentiel de bien traiter l'assise, d'utiliser des matériaux adaptés pour chaque zone du remblai avec des niveaux d'énergie de compactage appropriés, de mettre en place un système de drainage efficace et l'installation de capteurs inclinométriques pour prévenir d'éventuels risques d'instabilité de l'ouvrage.

Références

Cerema (2023) *Guide des terrassements des remblais et des couches de forme* | Publications du Cerema. Available at: <http://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/guide-terrassements-remblais-couches-forme>.

El khalfi, F. *et al.* (2019) 'Impact of hydrological and seismic factors on the stability of a high-level embankment based on marl soil class A3 in the south corridor Rifain - Highway section of Fez-Taza (Morocco)', *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, 10(3), pp. 2683–2697.

El khalfi, F. (2020) *Impact de l'instabilité des terrains géologiques sur les infrastructures routières : cas de l'autoroute Fès- Taza (MAROC)*. Thèse de Doctorat. Université Sidi Mohamed Ben Abdelah.

Higo, Y. *et al.* (2021) 'Large Deformation Analysis of Embankments Considering Liquefaction Using Material Point Method', in M. Barla, A. Di Donna, and D. Sterpi (eds) *Challenges and Innovations in Geomechanics*. Cham: Springer International Publishing, pp. 779–786. Available at: https://doi.org/10.1007/978-3-030-64514-4_83.

Oka, L.G., Dewoolkar, M.M. and Olson, S.M. (2012) 'Liquefaction assessment of cohesionless soils in the vicinity of large embankments', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43, pp. 33–44. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.06.012>.

SETRA and LCPC (2000) 'Guide technique, Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule II. Annexe technique', *Guides du LCPC*, p. 102.

Shimobe, S. and Spagnoli, G. (2020) 'A novel approach to evaluating the compaction control of soils', *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 53(3), pp. 452–459. Available at: <https://doi.org/10.1144/qjegh2019-130>.

Nom et Prénom : EL MAKRINI Hassane

Société : CID (Conseil Ingénierie et Développement)

Tel : 06 68 19 36 62

E-mail : helmakrini@cid.ma

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes :

- 1-Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2-Fondations Superficielles et Profondes
- 3-Instabilité de talus
- 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site urbain
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galeries et Tunnels
- 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

Barrage Rhiss - Traitement des instabilités en rive droite

Rhiss Dam - Treatment of instabilities on the right bank

EL MAKRINI Hassane 1, GHAFFOULI Houriya 1, LAOUY Sana 1.

1 : *Ingénieur à CID*

RESUME - Le barrage Rhiss, situé dans la province d'Al Hoceima, est de type remblais à masque amont en béton, édifié pour l'alimentation en eau potable et la protection contre les inondations.

La fondation correspond à des séries schisteuses avec intercalation de barres gréso-quartzitiques. Dès la phase de conception, des instabilités ont été identifiées en rive droite et jugées limitées et suffisamment confortées par les barres quartzitiques métriques.

Les travaux de reconnaissances et de fouilles ont révélé des glissements emboîtés, dont certains ont été réactivés. Des travaux de confortement par talutage et cloutage ont été réalisés et adaptés suivant la réponse du terrain et à la base de plusieurs modèles de calcul de stabilité.

Mots clés : Barrage Rhiss ; séries schisteuses ; instabilité ; modèles de calcul ; confortement.

ABSTRACT - The Rhiss dam, located in the province of Al Hoceima, is an embankment with a concrete upstream mask, built for the supply of drinking water and protection against floods.

The foundation corresponds to schistose series with intercalation of sandstone-quartzite bars. From the design phase, instabilities were identified on the right bank and judged to be limited and sufficiently reinforced by the metric quartzite bars.

The reconnaissance and excavation work revealed nested landslides, some of which were reactivated. Reinforcement work by sloping and nailing was carried out and adapted according to the response of the ground and on the basis of several stability calculation models.

Keywords : Rhiss dam ; Schistose series ; Instabilities ; Calculation models ; Reinforcement.

Les fouilles urbaines au Maroc illustrées à travers des projets à Casablanca, Tanger et Rabat, un retour d'expérience vers une maîtrise des enjeux et des risques

T. El Malki

Directeur du Bureau d'études GEOTEM Expertise, Rabat. Secrétaire général de l'ACGM

ABSTRACT: Les excavations en milieu urbain au Maroc connaissent une expansion spectaculaire pendant la dernière décennie. Dans cet article, on présente notre retour d'expérience sur les différents modes de blindage les plus courants au Maroc spécifiquement aux villes suivantes : Rabat, Casablanca et Tanger. Ce REX sera exposé avec des exemples de chantiers emblématiques tout en mettant l'accent sur les enjeux et les manquements à éviter aux différentes phases du projet. Une démarche rationnelle sera présentée pour la maîtrise des enjeux et des risques encourus.

1 INTRODUCTION

Le développement urbain au niveau du Royaume du Maroc dans la dernière décennie s'est accompagné d'une forte demande sur l'exploitation des sous-sols. Que ce soit pour les IGH ou tours privés ou pour les infrastructures publiques, de type parking par exemple, le besoin de creuser en profondeur devient de plus en plus pressenti par les acteurs dans le secteur des bâtiments.

En qualité de bureau d'études en ingénierie géotechnique, nous sommes fréquemment appelés à répondre aux sollicitations des Maîtres d'ouvrages et Maîtres d'œuvre en vue de concevoir les dispositifs de blindages appropriés au contexte urbain des projets en question.

Dans cet article, nous allons présenter dans un premier temps notre retour d'expérience illustré avec trois types de blindages les plus courants dans les villes de Casablanca, Tanger et Rabat.

Dans un second temps, nous allons mettre l'accent sur la démarche rationnelle permettant une bonne maîtrise des risques associés aux projets d'excavations en mettant en relief quelques exemples d'erreurs préjudiciables dans la réalisation des ouvrages de soutènement.

2 RETOUR D'EXPERIENCE SUR TYPOLOGIE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

2.1 Préambule

Le contexte lithologique assez variable entre les trois villes citées dans l'introduction, a imposé, au cours des dix dernières années un choix parti dans la typologie des ouvrages de soutènement.

A ce titre, pour la ville de Casablanca, où la lithologie est marquée par la dominance de formations meubles plutôt raides surmontant des formations rocheuses, généralement de type grès et quartzites, la typologie des soutènements est dominée par les choix partis suivants :

- Des parois clouées pour les hauteurs meubles en zones voiries ou ouvrages peu sensibles
- Des micropieux ou des pieux tirantés au niveau des fouilles limitrophes aux constructions

Pour la ville de Rabat, les terrains dominants sont plus des limons argileux en surface surmontant un horizon gréseux puis des marnes en profondeur. Cette lithologie impose le plus souvent le recours aux choix suivants :

- Des parois clouées pour stabiliser les limons au niveau des zones en voiries peu sensibles
 - Des parois avec des pieux jointifs tirantés au niveau des zones mitoyennes aux bâtiments
- Pour la ville de Tanger, le contexte lithologique reste le plus complexe et le plus difficile à gérer pour la stabilisation des terrains. A ce titre, ce contexte complexe impose la typologie de blindage suivants :
- Rarement des parois clouées au niveau des terrain pélitiques
 - Souvent des pieux, sécants, jointifs ou espacés, tirantés
 - Peu souvent des parois moulées tirantés

2.2 Retour d'expérience sur les ouvrages soutènement de la ville de Casablanca

Dans l'histoire de la ville de Casablanca, le démarrage des travaux de la tour CFC en 2015 dans la zone de l'AUDA a été un tournant crucial dans l'histoire de développement des techniques de blindage dans la ville de Casablanca.

Bien avant ce démarrage effective avec les projets de l'AUDA, des exemples d'excavations ont bien marqué les esprits des géotechniciens de la place, en particulier, les fouilles des tours Twin Center au niveau du carrefour des boulevards Zerktouni et Al Massira Al Khadra, qui a connus au milieu des années 90 du siècle dernier une effondrement nocturne sur l'un des parements rocheux de l'excavation induisant une évacuation immédiate des bâtiments mitoyens.

Un second événement était survenu fin Novembre 2010 au niveau des fouilles de la gare Casa port suite aux fortes intempéries qu'avait connus la ville cette période. Il s'agit de l'effondrement d'un front non soutenu de l'excavation entraînant avec elle une bonne partie du boulevard comme on peut le voir sur la photo suivante (1).



Figure 1 : photo de l'effondrement de la fouille de la gare Casa Port en Novembre 2010

Entre 2015 et 2020, plusieurs chantiers emblématiques avec des fouilles assez importantes dans la ville de Casablanca, le tableau suivant présente une liste non exhaustive des principales fouilles en question avec le dispositif de blindage adopté.

Table 1. Références des fouilles importantes dans la ville de Casablanca.

Chantier	Hauteur Fouille (m)	Dispositif de blindage
Tour CFC	12	PC*+PG**
Hotel RMC	23	PC+PG
Tour BCP	15	PC+PG+MPT***
Tour Attijari	20	PC+PG
Tour Walili	17	PC+PG
Parking Triangle des hôtels	9	PC+PT****+P(5*)

*PC : paroi clouée au niveau de la hauteur meuble

**PG : paroi avec grillage plaqué dans la partie schisteuse

*** MPT : Berlinoise avec micropieux tirantés côté tramway

**** PT : Pieux tirantés côtés bâtiments
(5*) P : Pieux en console côté Boulevard

Nous illustrons ci-après quelques projets sur lesquels nous sommes intervenus entre 2021 et 2024 en soulignant la typologie du blindage adoptée avec les conclusions que nous avons capitalisé.

Le premier projet important correspond à une fouille de 17m portant pour le projet cinq sous-sols de la tour Walili à l'AUDA. Le système de blindage illustré dans la photo suivante consiste en la mise en place d'une paroi clouée de 15cm de béton projeté sur la partie meuble de l'ordre de 8m et d'une paroi avec gunitage sur les neuf mètres restant dans les schistes altérés à fracturés.

Le gunitage en béton projeté de 7cm dans la partie schisteuse était retenu en variante au grillage plaqué appliqué dans les faces du projet les moins sensibles.



Figure 2 : photo de la fouille de la tour Walili à Casablanca

Le second projet est relatif à une fouille de trois sous-sols sur environ 11m de profondeur dans un terrain globalement rocheux.

La particularité du projet réside dans la présence d'un mitoyen de 18 étages surplombant la fouille, ce qui nécessitait un dispositif de blindage offrant la possibilité de maîtriser les déformations sous les bâtiments au moyen d'une micro-berlinoise tirantée sur trois niveaux comme on peut le voir sur la photo suivante.



Figure 3 : photo de la fouille du projet M'OFFICE à Casablanca

Sur la face boulevard, une solution de paroi clouée a été adoptée dans les passes meubles avec une paroi grillagée dans la partie rocheuse.

Le chantier s'est globalement déroulé sans soucis majeurs, si ce n'est l'occurrence d'un éboulement de faible amplitude au niveau de la paroi grillagée, sans incidence majeure sur les avoisinants ni sur les ouvriers du lot gros œuvre. Cet accident a été maîtrisé et traité rapidement au moyen d'un coffrage et bétonnage dans la journée même sans impact majeur sur les délais d'avancement du chantier.



Figure 4 : photo de l'effondrement du parement rocheux

Le troisième et dernier projet relatif à la ville de Casablanca concerne le projet du parking du triangle des hôtels situé à l'amont d'avoisinants d'importance majeure.

Lancé dans pour être achevé dans des délais assez courts, le projet prévoyait la réalisation de deux sous-sols. La particularité de ce projet réside dans l'importance des travaux lancés dans la phase de la consultation avec des linéaires de pieux incompatibles avec les délais alloués au projet.

Une optimisation rationnelle a été ainsi opérée en vue de varier les solutions de blindage en accordance avec la typologie des contraintes. C'est ainsi que trois solutions ont été retenus par le MO/MOE comme suit :

- Une paroi clouée sur plus de 60% de la surface du parement dans les zones à faible risque d'avoisinants (absence de bâtiments)
- Une paroi en béton projeté tirantée au-dessous de deux hôtels existants pour des terrassements dans le rocher schisteux de l'ordre de 2 à 3m sous ces constructions
- Une paroi en pieux à l'aplomb des bâtiments assez proches de la future fouille



Figure 5 : photo de la fouille du projet Parking du Triangle des hôtels à Casablanca

Les principales difficultés rencontrées dans ce chantier s'articulent autour des deux points suivants :

- La présence abondante d'eau de sources dans le périmètre de la fouille qui a rendu assez compliqué la projection du béton (Cf. photo suivante)
- La réalisation des pieux dans des formations rocheuses qui a alourdi les cadences du projet, avec un maximum de 24ml de pieux par jour par post ce qui était très loin des estimations initiales de l'entreprise.



Figure 6 : Délavage du béton projeté à cause des fortes venues d'eaux dans le parement

Bien que le délavage du béton projeté ait constitué un désavantage esthétique non souhaité, ce désordre n'a pas eu d'impact sur la stabilité au grand glissement. Au contraire, des enseignements ont en été tirés pour traiter des cas similaires dans les futures projets comme on le verra plus loin dans le présent article.

2.3 Retour d'expérience sur les ouvrages de soutènement de la ville de rabat/Sale

Dans le présent chapitre nous allons présenter notre retour d'expérience sur les différentes techniques de blindages couramment utilisés dans la ville de Rabat à travers des trois chantiers suivants : le chantier de l'hôpital universitaire Mohammed VI, le chantier de la fouille de la clinique Akdital et finalement le chantier du parking Bab Fès à Sale.

Le chantier HUM6 présentait la particularité de devoir réaliser des fouilles de 9 à 14m totalisant 9000m² de parement dans un délai record de 3mois. En termes lithologique, le site est siège d'une formation limoneuse sur environ 6m en moyenne avec des pics de profondeurs de 14m par endroits. Ces limons surmontent un sable grésifié sur environ 5m d'épaisseur en forme de strates centimétriques horizontales globalement décohesionnées. En profondeur, on retrouve un grès induré sur environ 10m avant de retrouver le substratum marneux rencontré globalement à partir de 22m de profondeur depuis le TN.

Le dispositif de blindage retenu a consisté en la mise en place d'une paroi clouée sur toute la périphérie de la fouille avec l'objectif de stabiliser la hauteur limoneuse et sableuse. Pour la partie gréseuse le clouage était ciblé aux zones les plus dégradées.

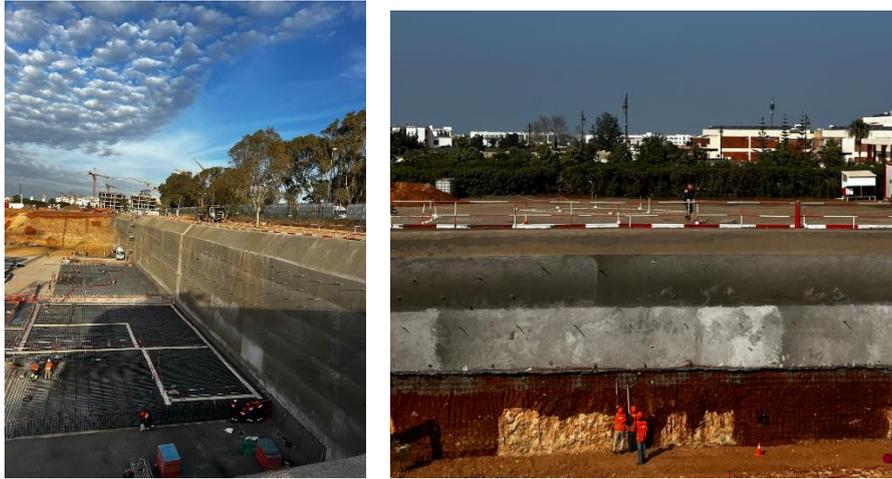


Figure 7 : photo de la fouille du projet HUM6 à Rabat

La difficulté du chantier HUM6 résidait principalement dans la stabilisation des passes limoneuses avec une pente verticale imposée par les contraintes de circulabilité aux alentours de la fouille par les engins de chantier et de bétonnage en particulier. Le faible espace disponible à l'amont de la fouille n'a pas permis de dresser des talus suffisants sur la hauteur limoneuse pour minimiser les glissements dans les phases de terrassements intermédiaires préalables aux opérations de renforcement par clouage. Pour surmonter cette difficulté, la solution proposée à l'Entreprise a consisté en l'utilisation du mode de foration par tri-lame tout en laissant une banquette sacrificielle devant le talus final avec exécution des forage en avant trou. Cette solution a permis d'éloigner les désordres induit par la foration et de différer l'enlèvement de la banquette au moment de la pose du treillis soudé ce qui a fortement réduit la création de portafaux au détriment d'un abaissement des cadences de foration.



Figure 8 : Solution de banquette sacrificielle en cas de terrain éboulant

Le deuxième chantier concerne la fouille de la clinique Akdital à Rabat. Situé dans le quartier d'Agdal, la fouille de deux sous-sols sur environ 9m de profondeur par rapport au TN, était entouré d'un côté par le boulevard très fréquenté Oqba et d'autre part, par des constructions avec et sans sous-sol, en particulier, la fouille bordait d'un restaurant classé datant des années 30 du siècle passé.

La stabilisation de la fouille a compris trois types de blindages optimisés selon la configuration de charge à l'amont. Ainsi, au niveau du boulevard, une paroi clouée a été mise en place pour conforter la passe limoneuse, une micro-berlinoise avec micropieux tirantés a été adoptée à l'aplomb du R+6 avec sous-sol fondé sur les grès et enfin, un rideau de pieux 600mm jointifs tirantés a été adopté au niveau des bâtiments historiques sans sous-sol. La photo suivante illustre les trois dispositifs de blindage adoptés.



Figure 9 : photo de la fouille du projet Akdital à Rabat

Globalement, le chantier s'est déroulé dans des conditions parfaites sans difficultés techniques particulières. Néanmoins, il y a lieu de noter la rencontre de deux problèmes assez récurrent, à savoir :

- Le débord des semelles du R+6+1SS dans l'emprise de la fouille,
- La nécessité de sacrifier environ 80cm dans l'espace des deux sous-sols induit par l'encombrement des machines de pieux, ce qui nécessite une sensibilisation préalable de l'Architecte du projet avec ce que cela impose comme reprise des études structurales.

Le dernier chantier de blindage important dans la région de Rabat Salé concerne le projet du parking Bab Fès, situé à l'entrée de la ville de Salé, mitoyen avec l'ancienne muraille historique Bab Khmiss.

Ce chantier tient son importance de la combinaison des quatre facteurs exceptionnels suivants :

- 1- La mitoyenneté à une muraille historique avec la nécessité de terrasser à moins de 3m de cette muraille
- 2- La mitoyenneté à une ligne de tramway avec la nécessité de terrasser à moins de 80cm du bord de la ligne du tramway
- 3- La hauteur très importante de la fouille en forme de pente avec une dénivelée variant de 11m à 17m ce qui constitue un chiffre exceptionnel dans la ville de Rabat
- 4- Le contexte lithologique constitué de graves à matrice argileuse sur une grande partie de la fouille avec des passes sableuse lâches

La photo suivante illustre la fouille achevée avec les dispositions de blindages exécutés.

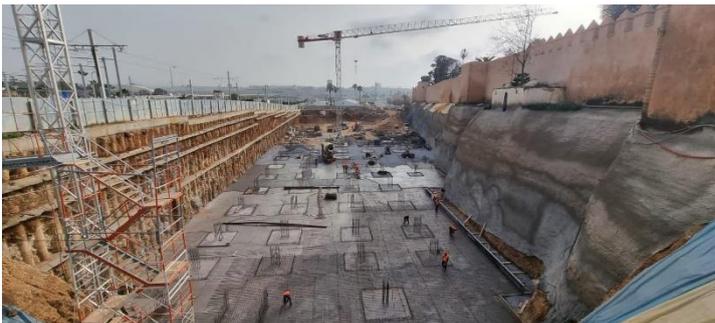


Figure 10 : photo de la fouille du projet Parking Bab Fès à Salé

Dans un objectif d'optimisation des coûts de blindage de projet, nous avons étudié la mise en place de deux systèmes complètement différents, le premier consiste en une paroi clouée à l'aplomb de la muraille et une paroi en pieux 600mm à 800mm tirantés à l'aplomb des rails du tramway.

La principale difficulté rencontrée sur ce chantier concerne la réalisation des ancrages de la paroi clouée à cause des éboulements récurrents dans les terrains alluvionnaires et sableux au moment de la réalisation des forages.

La technique adoptée pour la maîtrise opération de forage consiste en la mise en place d'une banquette sacrificielle provisoire devant l'emplacement des clous. Cette banquette devient le siège d'effondrement éloignant ainsi la création de vides sous le fini de la paroi.

Dans les cas récidivants, une procédure de comblement des vides en maçonnerie avec injection de coulis de ciment a été retenue ponctuellement avec ce que cela a induit en retards conséquents dans les travaux de blindage.



Figure 11 : photos en phase travaux du parking Bab Fès

Sur la face de la paroi en pieux, aucun problème n'a été rencontré pendant les phases de travaux ou de terrassements.

2.4 Retour d'expérience sur les ouvrages de soutènement de la ville de Tanger

La ville de Tanger peut être classée comme étant la ville où les travaux de soutènement sont les plus complexes avec des incidents assez récurrents connus chez les praticiens.

Des incidents surviennent avec une forte probabilité en absence de blindage pour les fouilles de plus d'un seul sous-sol et avec une faible probabilité lorsque des blindages sont prévus soit à cause d'une insuffisance du dispositif de blindage ou à cause de la non maîtrise de l'environnement de la fouille ou de son contexte géotechnique.

La ville de Tanger est connue par son contexte lithologique marqué par la dominance de formations sableuses lâches en surface généralement ne dépassant pas 20m avec une puissance maximale du côté de la corniche de Tanger et quasi-nulle plus loin de la mer. Sous cette formation sableuse, on rencontre des argilites, couramment nommées pélites verdâtres assez médiocres surmontant des pélites grisâtres très compactes en profondeur.

On se propose à présent de dérouler notre REX dans la ville de Tanger à travers deux grands chantiers de blindages pour lesquels des enseignements assez riches ont été capitalisés pour bien mener les projets de blindages dans la ville de Tanger.

Le premier chantier concerne la création de trois sous-sols pour une clinique oncologique.

Le système de blindage qui a été retenu dans les études G3 a consisté en la mise en place d'un rideau de pieux de 400mm de diamètres tirantés à plusieurs niveaux.



Figure 12 : photo de la fouille du projet de Clinique Oncologique à Tanger

L'un des problèmes les plus importants rencontrés en phase travaux a consisté en le déplacement du parement du côté voirie et espace vert par 20cm environ en tête après rupture au niveau des platines d'ancrages.



Figure 13 : photo des désordres de la fouille de la clinique

La situation a été rapidement redressée avec mise en place d'une butée provisoire puis la réfection d'un nouveau rideau en pieux 600mm à l'amont du rideau fléchi, ce qui a permis d'achever les travaux.

Le rétro-calage de cet incident a permis de pointer du doigt la surestimation de la cohésion des formations de la péliste altérée dont les paramètres de cisaillement ont été affaiblie par les infiltrations d'eau d'arrosage de l'espace vert. Ce qui a induit un dépassement de la tension dans les ancrages puis la rupture des platines assurant la liaison entre l'ancrage et la poutre de couronnement.



Figure 14 : photos de l'achèvement de la fouille de la clinique

Le deuxième chantier concerne les fouilles de la tour T1 dite Sakifa située à quelques dizaines de mètres de la corniche de Tanger.

Inscrite principalement dans un contexte sableux surmontant des pélistes molles puis des pélistes grisâtres, ce chantier prévoit la création de deux sous-sols sur une profondeur de l'ordre de 9m.

En termes de mitoyenneté, la difficulté concernait la situation de la fouille à moins de deux mètres d'un bâtiment classé et immédiatement à l'aplomb d'un boulevard très fréquenté.

Le système de blindage étudié consiste en la mise en place d'un rideau en pieux sécants de 800mm de diamètre tirantés par des câbles précontraints à deux niveaux.



Figure 15 : photo de la fouille de la tour T1

Malgré les difficultés rencontrés au départ dans la réalisation des pieux dans les passes sableuses aussi bien que la difficulté d'assurer le non éboulement des forages d'ancrages, il a été possible d'assurer une bonne verticalité des pieux évitant les problèmes de fuites des eaux de la nappe dans la paroi.

3 VERS UNE DEMARCHE RATIONNELLE POUR LA MAITRISE DES RISQUES DES FOUILLES URBAINES

3.1 *Préambule*

La maîtrise des enjeux d'un projet de fouille commence par la maîtrise de son environnement, et ce, dans les phases préliminaires des études.

D'après notre REX sur ce domaine dans la dernière décennie, on constate que, les études de blindage sont, le plus souvent, absentes du scope de l'acte de construire. Cela est dû principalement à la faible sensibilisation des acteurs dans ce domaine et à l'absence d'un guide technique permettant de cadrer ce type de travaux.

Dans ce sens, il arrive assez souvent que l'entreprise de gros œuvres se trouve face à une consultation dans laquelle la rubrique de blindage est forfaitisée voire évidée de son poids financier, ce qui rends toute opération de conseil de la nécessité de blindage une source de renchérissement du projet non planifiée au départ.

On se propose dans ce chapitre de présenter les grands axes sur lesquels il est nécessaire d'œuvrer pour donner à ces travaux leur place appropriée afin d'éviter que les travaux de blindage ne deviennent une pure surprise indispensable.

3.2 *La sensibilisation*

La sensibilisation de l'importance des études au même titre que des travaux de blindages constitue le premier ticket d'entrée vers la maîtrise des enjeux.

En effet, un effort conséquent doit être déployé au niveau des Autorités publiques, des Maîtres d'ouvrages, des Maîtres d'œuvres, des Architectes, des Laboratoires et des entreprises de Génie Civil afin d'alerter ces différents acteurs de la nécessité d'intégrer les études de blindage comme une pièce indispensable dans le dossier de l'autorisation.

A ce titre, on doit signaler que le rôle des communautés géotechniques nationales est capital pour multiplier les actions de sensibilisation, à travers les congrès et les réunions avec les décideurs afin d'asseoir un guide technique permettant de cadrer ce type de projets.

3.3 La Maîtrise de l'Environnement de la fouille

On entend par environnement de la fouille, l'ensemble des composantes qui seront interceptés dans une zone d'intérêt géotechnique étalée sur deux à trois fois la hauteur de la fouille projetée.

Le tableau suivant illustre les principales questions devant être posées sur ce sujet en vue de maîtriser l'environnement de la fouille.

Table 2. Typologie de l'environnement de la fouille

	Questions préalables	Actions nécessaires
Canalisations, réseaux télécom, câbles électriques...etc	Existence des réseaux ? a quel distance de la fouille ? à quelle profondeur par rapport au TN ?	- Demander les plans de récolement - Vérifier les récolement sur place
Composition du sol	Est-ce qu'une campagne de reconnaissance est réalisée ? Est-ce que les sondages sont fait uniquement à l'intérieurs de la fouille ? à l'extérieure de la fouille ? Est-ce que la typologie des sondages est appropriée avec le contexte lithologique du site de la fouille ?	- Réaliser des sondages de reconnaissances au moins en deux phases et ne pas se contenter d'une seule phase de reconnaissance - Convaincre le client de la nécessité de réaliser des sondages à l'intérieur de la fouille mais aussi à l'extérieur de la fouille pour confirmer la continuité lithologique - Proposer des sondages en accordance avec la typologie des sols rencontrés.
Typologie des fondations des mitoyens	Est-ce que les bâtiments mitoyens disposent de sous-sol ? Quel est la nature des fondations du voisin ? radier ? semelles ou pieux ? Quel est la composition des voiles des SS du mitoyen ? Agglo ? maçonnerie ? voile béton armé ? Sensibilité de l'ouvrage mitoyen ? est ce qu'il comprend des appareils sensibles (cas des cliniques) ?	Collecter le maximum d'informations sur les fondations des bâtiments mitoyen
Typologie des voies mitoyennes	La fouille est t elle bordée par des ruelles ? des boulevards ? des voies ferrées ?une ligne de tramway ?	Sortie de terrain indispensable pour cadrer le degré de sensibilité des voies aux travaux de terrassements projetés

3.4 La Maîtrise du modèle géotechnique

Dans la grande majorité des projets de blindage étudiés, le bureau d'étude se trouve contraint de composer avec un nombre très restreint de sondages au démarrage de l'étude.

A ce titre, il nous arrive très souvent de se trouver dans des projets avec un seul et unique sondage réalisé au centre de la fouille avec une profondeur à peine égale à la fouille projetée. Le déficit principal commence donc par convaincre le client que la campagne en place n'est pas suffisante pour mener une bonne étude de blindage, au risque de se retrouver avec des surprises dans les phases travaux qui auront comme impact immédiat, l'augmentation des coûts de blindage.

En règle de bonne pratique, nous recommandons à ce que la campagne géotechnique et l'étude d'ingénierie géotechnique soit au minimum aux alentours de 6% afin de minimiser le risque ce qui est un objectif très optimiste dans nos projets au Maroc. En effet, dans la majeure partie des projets que nous avons suivis, les études géotechniques y compris les investigations tournent autour de 1.5 à 2% dans le meilleur des cas ce qui constitue un chiffre assez bas pour prétendre la bonne maîtrise des risques en phase travaux.

La maîtrise du modèle géotechnique passe par le biais des actions, minimales, listées ci-après. Il ne s'agit pas d'une liste exhaustive, mais constitue un bon départ dans le but alloué à ce chapitre:

- 1- Nombre de sondages : une fouille urbaine devra comprendre des sondages au moins placés au quatre coins de la fouille dans une première phase complétés par des sondages au milieu des faces de la fouille pour confirmer l'homogénéité du modèle de sol
- 2- Profondeur des sondages : A minima, la campagne doit comprendre des sondages avec une hauteur allant d'une à deux fois la hauteur de la fouille selon le contexte escompté. En effet, dans le cas de blindage par pieux ou parois moulées, il est important de prospecter la zone de la fiche du rideau et ne pas se contenter uniquement de la hauteur objet du terrassement
- 3- Typologie des sondages : Les sondages doivent être adaptés au contexte de la lithologie escomptée. Le retour d'expérience dans les villes de Rabat, Casablanca et Tanger nous amène aux recommandations suivantes :
 - a. Rabat :
 - i. sondages carottés couplés avec des sondages pressiométriques dans les quartiers hors vallée de Bouregreg
 - ii. sondages CPT indispensables dans la zone du Bouregreg
 - iii. Essais au triaxial dans les passes limoneuses, ou à minima des essais de cisaillement correctement réalisés dans les passes meubles
 - b. Casablanca :
 - i. Sondages carottés avec description détaillée de la qualité des masses rocheuses (RQD)
 - ii. Sondages pressiométriques
 - iii. Sondages caméra peuvent être intéressants pour anticiper les directions et pendages à confirmer par les levés de fracturation détaillés par géologue dans les phases travaux
 - iv. Sondages avec équipement piézométrique et suivi de la fluctuation du niveau d'eau
 - v. Résistances en compression des échantillons rocheux
 - vi. Essai au triaxial dans les passes meubles
 - c. Tanger :
 - i. Sondages carottés couplés avec des sondages pressiométriques
 - ii. Sondages CPT dans les quartiers proche de la corniche présentant la présence de sables lâches sur des puissances importantes rendant la réalisation de sondages pressiométriques compliquée
 - iii. Des essais au triaxial sur les échantillons péloïtiques toute consistance confondue (altérée ou saine)
 - iv. Sondages avec équipement piézométrique et suivi de la fluctuation du niveau d'eau
 - v. Essais de pompage pour les chantiers situés à proximité de la corniche

- 4- Exploration de la lithologie à l'amont de la fouille : ce point est important dans le cas de mitoyen présentant un historique faiblement maîtrisé. En effet, l'extrapolation du modèle de l'intérieur de la fouille vers l'extérieur de la fouille peut être dangereux dans certains cas.
- 5- La mission d'étude géotechnique : il est important de phaser les études d'ingénierie géotechnique au moins en deux phases : l'avant-projet (G1/G2) et le projet d'exécution (G3/G4). Ce phasage permet un double contrôle des conditions géotechniques du site, et ne doit nullement être considéré, comme le pense le plus souvent certains clients, une perte inutile des budgets

3.5 *La Maîtrise des études géotechniques*

Sur le plan national, on déplore la faible taux d'encadrement des ingénieries géotechniques capable de mener des études de blindages selon les normes en vigueur. Ce point est malheureusement très inquiétant d'autant plus que les projets de blindage deviennent de plus en plus courant et dans des contextes de plus en plus complexes ce qui ouvre la porte à des praticiens peu expérimentés en la matière ou non équipés par les outils de calculs normatifs ce qui augmente significativement le risque de sinistres.

Nous estimons que la complexité de ce sujet nécessite une réglementation nationale avec la mise en place d'un agrément d'études dédié aux aspects de l'ingénierie géotechnique afin de cadrer la pratique nationale et parer aux sinistres induits par les erreurs de conceptions.

Dans ce même sens, il est important de suivre l'évolution normative en la matière et exiger d'être équipé par les outils de calculs et logiciels facilitant l'intégration des vérifications (ELS/ELU) en vigueur, en l'occurrence, l'application de l'approche 2* de la NFP94-282 pour les parois de soutènement ainsi que la norme NFP94-270 pour les talus renforcés.

3.6 *Le choix de l'Entreprise*

L'entreprise exécutante est l'une des clés principales de la réussite d'un projet de blindage.

Compte tenu de la composante de risque élevée inhérente à ce type de travaux, il est important d'exiger les critères de choix suivants pour l'Entreprise :

- Disposition de références similaires dans le secteur du projet peut être d'une importance capitale afin de profiter du REX de l'Entreprise dans les terrains similaires et ainsi mener les travaux avec plus de confiance
- Choix des matériaux des câbles/ancrages de très bonne qualité
- Disposer d'un encadrement interne suffisant afin d'assurer une réactivité en cas d'occurrence d'incidents indésirables en cours de route, en effet, l'amorce des sinistres peut être stoppée d'une manière précoce et éviter des sinistres importants lorsque l'entreprise retenue présente la qualité de réactivité minimale
- La maîtrise des techniques de forages avec la possibilité de moduler la technique à la nature du terrain. En effet, il arrive que certaines entreprises restent focalisées sur une seule technique de foration faute de disposer d'une technicité suffisante ou du matériel lui permettant de changer le procédé au besoin. Ce critère est d'autant plus important qu'on a affaire à la réalisation des ancrages précontraints qui présente, selon notre REX, plus de difficultés dans le contexte des terrains meubles, et tangérois en particulier.

3.7 *L'accompagnement en phase travaux*

La modélisation géotechnique reste limitée en absence d'un contrôle continu dans la phase G3/G4 des travaux. En effet, il est indispensable d'assurer une mission de suivi dans la phase G3 en vue de vérifier la compatibilité des hypothèses du modèle de calcul avec la réalité du terrain.

Selon notre retour d'expérience, il arrive de comprendre ce besoin de valider le modèle théorique comme étant une incompréhension du BET dans ses calculs. Il est donc nécessaire de s'équiper de la didactique nécessaire pour sensibiliser le client que les conditions de terrain priment sur les modèles de calcul et sur la nécessité d'assurer un suivi régulier des travaux de blindage en vue d'être alerté au bon moment en cas de divergence entre les mesures du terrain et les calculs théoriques.

Ce suivi nécessite la mise en place d'une instrumentation appropriée permettant de fournir des grandeurs auscultables au fur et à mesure des travaux. Cette instrumentation peut être composée par :

- Un suivi visuels des abords de la fouille pour déceler tout éventuel décollement des bordures ou affaissement dans les chaussées mitoyennes
- Un suivi topographique des cibles placés sur les mitoyens de la fouille
- Un suivi des déplacement d'un inclinomètre placé à l'amont de la fouille
- Un suivi du niveau d'eau à l'intérieure de la fouille
- Un suivi par cales dynamométriques placées au niveau des ancrages précontraints pour suivre l'évolution de la tension dans les ancrages

On notera que ce besoin de suivi doit être assez accru voir indispensable dans tout projet de fouille dans la ville de Tanger.

3.8 *Le contrôle des travaux*

Le contrôle des travaux est un élément primordial dans tout travaux de blindage. En effet, il est important de vérifier l'intégrité des ouvrages mis en jeux : pieux, ancrages actifs, clous.etc

Le besoin de contrôle est encore plus pressant pour les ancrages qu'ils soient passifs ou actifs car, d'après notre REX, le métier le plus à risque, voire le moins maîtrisé, dans l'acte de blindage est la réalisation des ancrages surtout lorsqu'ils sont actifs. Cela est dû à la maîtrise de l'opération de scellement des ancrages qui peut faire défaut surtout lorsqu'une injection de type IGU est instruite par l'étude.

4 CONCLUSION

En guise de conclusion, le présent article a eu pour objet de présenter une idée sommaire des différents types de blindage couramment utilisés dans les villes de Casablanca, Rabat et Tanger. Nous avons également mis l'accent sur un certains nombre de problèmes rencontrés dans les projets listés dans cet article tout en capitalisant sur les enseignements que nous avons pu en tirer pour nos futures projets.

L'article a également présenté les principaux axes permettant de structurer les études de blindage en vue de maîtriser les enjeux et risques des projets de stabilisation des fouilles en milieu urbain.

Nous estimons que la vitesse de développement des fouilles urbaines doit s'accompagner d'une mise à niveau nécessaire de l'ensemble des acteurs du projet de blindage. Cela doit passer par la sensibilisation de ces acteurs et puis assurer un niveau de perfectionnement suffisant des BET et Entreprises spécialisées.

METHODES D'ESTIMATION DES TASSEMENTS DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES, CAS D'ETUDE DE CHANTIERS AU SITE DE BOUREGREG, REGION DE RABAT

PREDICTION OF EMBANKMENT SETTLEMENT ON SOFT SOIL, CASE STUDY FROM IN-FIELD INSTRUMENTATION IN RABAT

Yassine EL MARRAKCHI¹, Abdelkhalek ZERYOUH²

¹ Ingénieur, *chef de la division géotechnique, LPEE, Rabat-Kenitra*

² Ingénieur, *Directeur LPEE RSK*,

RÉSUMÉ – Cette présentation traite du sujet relatif aux méthodes d'estimation des tassements des sols compressible sous chargement de type remblai. Le sujet traite les méthodes servant à estimer les tassements des remblais des sols compressibles en mettant en évidence l'influence des paramètres rhéologiques et la sensibilité de leurs mesures au laboratoire ainsi que leur évaluation basée sur les résultats des essais in situ par le biais de corrélations établies. Un retour d'expérience sur des chantiers de consolidation des sols, avec comparaison des calculs théoriques et résultats de l'instrumentation, est proposé

MOTS-CLÉS : Consolidation, Sol compressible, Remblai, Tassement, CPT, PMT, Oedomètre

ABSTRAT – This paper deals with subject related to methods of settlement assessment of embankment on soft soil. It involves uncertainty related to the phenomenon and the influence of geotechnical parameters and their in-lab measurement on results. A means of correlation based on in-situ test results are suggested to determine precise result of settlement calculation compared with in-field instrumentation results exploring a case-study of consolidation of clays under embankment in the region of Rabat.

KEYWORDS : Consolidation, Soft soil, Embankment, settlement, CPT, PMT, Oedometer

1. Introduction

Le Maroc, sous le haut patronage de sa majesté le roi Mohammed VI que dieu le glorifie, est désormais dans une dynamique de développement continu ces deux dernières décennies. Le développement d'infrastructures du pays est un levier capital dans les objectifs stratégiques déclinés dans la vision royale.

Plusieurs mégaprojets visant l'amélioration des différentes infrastructures ont été lancés : Autoroutes, Réseaux ferroviaires, nouveaux ports, extensions des principaux aéroports...

Aussi, pour faire face à la pénurie d'eau marquant le pays cette dernière décennie spécialement, le Maroc a lancé de nouveaux défis d'infrastructures hydrauliques telles que la construction des barrages, les projets de transfert des eaux depuis les bassins excédentaires vers les bassins déficitaires, projets très ambitieux dont quelques phases ont déjà vu le jour, d'autre phase sont en cours des travaux.

Cette panoplie de projets structurants font partie intégrante de la feuille de route visant l'organisation des événements sportifs, socio-culturels dont on cite principalement l'organisation de la coupe du monde 2030, l'organisation de la coupe d'Afrique, la coupe du monde des clubs...

Face à cette dynamique de croissance, l'ingénierie géotechnique, parmi d'autres ingénieries, se trouve devant le fait accompli de relever les défis des projets structurants en matière de développement scientifique et technique, capitalisation sur expériences passées par les experts et les ingénieurs seniors géotechniciens, développement des formations académiques en visant le programme des écoles d'ingénieurs ainsi que le transfert du savoir vers les nouveaux ingénieurs et les ingénieurs juniors.

Dans ce document, on va évoquer une branche importante de l'ingénierie géotechnique, celle traitant du comportement des remblais édifiés sur des sols de caractère compressible. Cette situation est souvent rencontrée dans les divers projets d'infrastructure traversant des zones formées par des argiles molles compressibles.

En effet, la sensibilité de la caractérisation des paramètres physiques, mécaniques et surtout rhéologiques des argiles molles, impacte fortement le dimensionnement des ouvrages géotechniques au niveau de ces zones.

Ainsi, l'objectif de ce document est de présenter les méthodes d'estimation des amplitudes des tassements des remblais sur sols compressibles et de les confronter avec les valeurs réelles des tassements obtenus par instrumentation des sites de projets.

Les résultats de trois sites instrumentés sur des projets s'inscrivant dans une zone compressible à Rabat, seront comparés aux résultats des calculs théorique en évoquant la sensibilité des paramètres géotechniques sur les valeurs de calcul.

Au cours de l'analyse, des enseignements tirés des résultats des remblais instrumentés sur sols compressibles à travers une revue d'un article international paru au niveau de la revue française de la géotechnique, seront exploités.

2. Cadre géologique local des sites de projets

Les sites de projets objets du présent document s'inscrivent dans la zone de la vallée historique du bouregreg où l'on retrouve des de dépôts alluvionnaires des terrasses fluviales comprenant limons, sables et graviers.

De point de vue hydrogéologique, des études ont montré l'impact de l'occurrence d'une crue centennale sur les conditions du projet avec des hauteurs PHE frôlant 5 mNGM par endroit, ce qui amène les exploitants/MO à rehausser les niveaux du TN initial, se situant en général entre 0 et 2 mNGM, de façon à protéger les aménagements et constructions projetées contre les effets des crues de l'oued.

Séquence 2 du Bouregreg			Séquence 3
Aval	Milieu	Amont	
3,30 mNGM	4,00 mNGM	4,40 mNGM	5,20 mNGM

Tableau 1 : Hauteur d'eau - crue centennale [1]

[1] Rapport d'actualisation du modèle courantologique

De point de vue lithologique, cette zone est connue par des dépôts vaseux de profondeur variable en fonction de l'emplacement du site par rapport à la baie du bouregreg.

Les horizons vaseux, de caractère compressible, surmontent une formation des sables fins à grossiers avec contamination par endroit avec des lentilles de vases.

Des alluvions ont été mis en évidence en profondeur avant de recouper la formation marneuse qui en forme le substratum.

Les essais au laboratoire ont été réalisés afin de mettre en évidence les caractéristiques de la formation des vases principalement.

Paramètre	W	γ_d	γ_h	e	WL	IP	<2mm	<0,08mm
Unité	(%)	(t/m3)	(t/m3)		(%)	-	(%)	(%)
V_max	44	1,55	2,00		46	30,00	6,00	99,00
V_min	19	1,28	1,75		29	11,00	0,00	69
V_moy	33,9	1,44	1,89		39,7	17,33	1,16	85
Ecart-type	0,08	0,10	0,10		6,58	4,73	2,21	12

Tableau 2 : Propriétés physiques des vases

Paramètre	Cc	Cs	e0	σ'_p	Cv
Unité	-	-	-	(KPa)	m ² /s
V_max	0,35	0,06	1,1	76	5.10 ⁻⁷
V_min	0,16	0,01	0,69	38	2,9.10 ⁻⁸
V_moy	0,27	0,026	0,95	60	0,8.10 ⁻⁷
Ecart-type	0,10	0,03	0,22	18	-

Tableau 3 : Propriétés rhéologique des vases

Paramètre	C _{uu}	C _{cu}	Φ _{cu}
Unité	(KPa)	(KPa)	(°)
V _{max}		12	32
V _{min}		8,89	27
V _{moy}		-	-
Ecart-type		-	-

Tableau 4 : Propriétés mécaniques des vases

3. Résultats de calcul des tassements calculés/mesurés

Plusieurs profils ont été instrumentés au niveau des sites des projets PAA_1 et PAA_2.

Les sites PAA_1 et PAA_2 sont identifiés par des dépôts vaseux avec une puissance de 11 à 16m avec des limons argileux en surface dont les résultats au pénétromètre statique sont semblables à ceux des vases.

Le site RMB_1 est identifié par des dépôts des vases de 3 à 5m de puissance surmontant par endroit des sables vaseux.

Connues pour leur caractère compressible, et pour un chargement qui s'apparente à des conditions œdométriques (charges réparties sur une surface étalée sous les remblais), le calcul initial des tassements est fait par la méthode œdométrique à la base des paramètres rhéologiques obtenus par les essais de laboratoire (tableau 3).

Plusieurs profils d'instrumentation ont été implanté au niveau des deux sites de projets PAA_1 et PAA_2. La figure 1 présente les résultats de la comparaison. Chaque point du graphique correspond à un profil instrumenté.

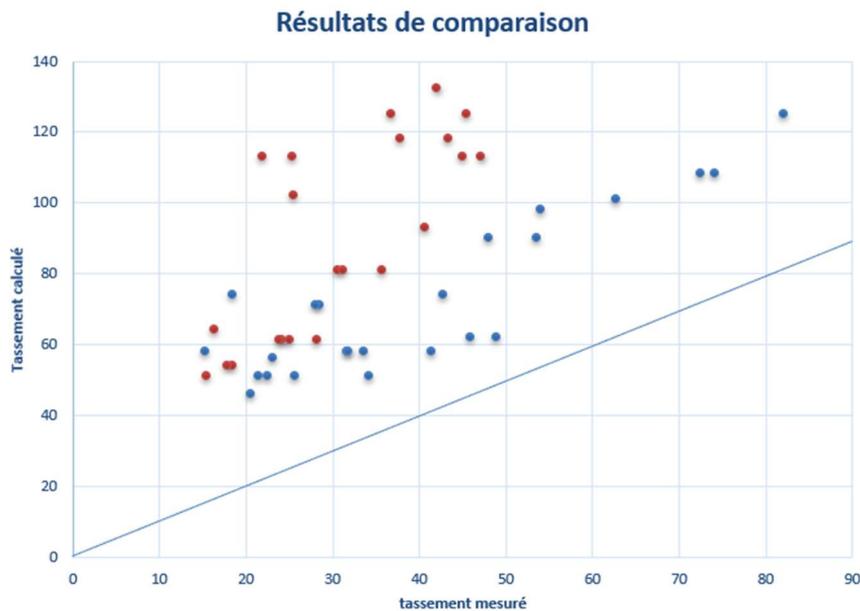


Figure 1 : Comparaison des résultats des tassements mesurés/calculés

D'après les résultats de la comparaison, il en ressort que tous les points de la figure 1 montrent que les tassements calculés par la méthode œdométriques surestiment largement les valeurs de tassement réel, issues de l'instrumentation.

La figure 2 met en évidence une répartition des valeurs des tassements calculés/tassements mesurés.

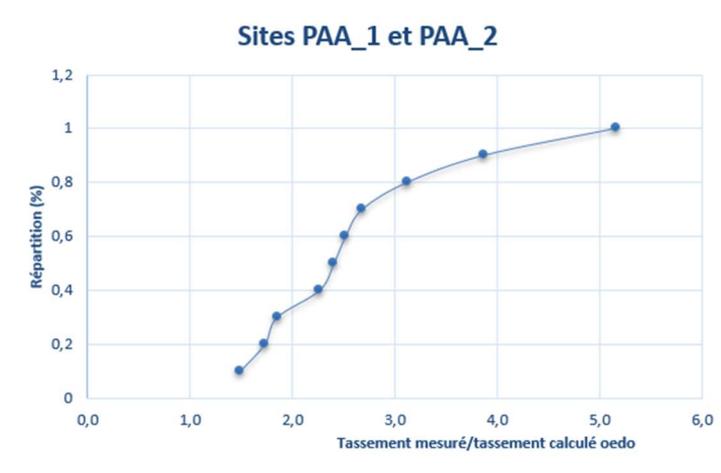


Figure 2 : Fonction de répartition du rapport des valeurs des tassements calculés/tassements mesurés

La lecture de la figure 2, fait ressortir les observations suivantes :

- Il n'y a que 10% des valeurs du rapport des tassements qui sont inférieures à 1,5.
- En valeur médiane, 50% des valeurs du rapport des tassements sont supérieures à 2,5 fois, c'est-à-dire une surestimation de 250% par un calcul par la méthode œdométrique.

Analyse :

En effet, lors des prélèvements au chantier, il est difficile voire très incertain de procéder à des prélèvements d'échantillon non remaniés. Souvent, les échantillons des vases arrivent au laboratoire après avoir été déconsolidés et voient leur champ de contrainte initiale modifié. Cela impacte directement l'obtention de la valeur de la contrainte de préconsolidation, σ'_p , d'autant plus que cette dernière est déterminée par construction graphique de l'intersection des courbes des domaines plastique/élastique.

Une sous-évaluation peut conduire à des valeurs calculées des tassements très importantes.

Un autre handicap est que l'essai œdométrique est un procédé de consolidation pour lequel le délai technique de réalisation de l'essai reste important par rapport aux délais d'étude réservé pour le projet, et empêche de réaliser plusieurs essais permettant de confronter les résultats.

Quant aux valeurs de c_c et de c_s , en général, les essais au laboratoire permettent de les déterminer avec une précision suffisante, de façon que leur impact sur les résultats de calcul reste limité.

On peut se référer aux courbes de lambe et whitman pour la vérification de la pertinence des valeurs du couple c_c/c_s . Dans notre cas, les valeurs paraissent satisfaisantes, leur rapport est aux alentours de 9 à 10.

4. Méthodes étudiées pour la correction de calcul des tassements

4.1. Méthode œdométrique avec correction de la contrainte de préconsolidation $S_{oedo-\sigma'p}$

Comme discuté ci-dessus, on procède dans cette méthode à la correction du terme de la contrainte de préconsolidation de la couche des vases par corrélation avec des essais in situ.

En effet, la valeur de la cohésion non drainée C_u peut être évaluée avec une précision suffisante à partir des essais in situ. Pour les cas des sites de projets étudiés, des sondages au pénétromètre statique ont été réalisés. Ensuite, la contrainte de préconsolidation $\sigma'p$, a été liée à la cohésion non drainée par la corrélation de Bjerrum en fonction de l'indice de plasticité.

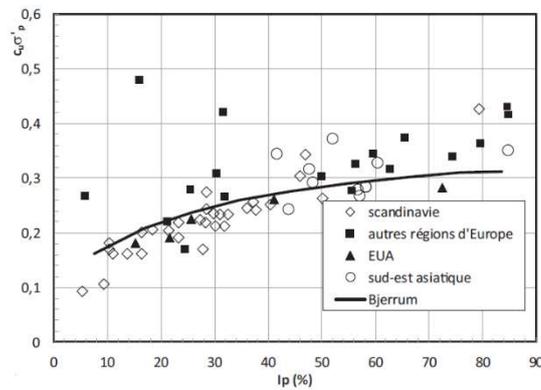


Figure 3 : Relation entre $C_u/\sigma'p$ en fonction de la plasticité-Bjerrum 1973

La corrélation classique mène à un rapport de $C_u/\sigma'p = 0,3-0,35$.

Pour le calcul de tassement avec cette méthode de correction, il a été également évalué l'influence de l'indice de plasticité sur les valeurs de $\sigma'p$. En effet, cette dernière augmente avec des valeurs d'indice de plasticité décroissante. Pour le cas des sites étudiés, les indices de plasticité de la couche des vases varient entre 11 et 30. De ce fait, le calcul de tassement corrigé $\sigma'p$ est fait pour les variantes suivantes :

- $S_{oedo-\sigma'p}$ ($C_u/\sigma'p = 0,3$)
- $S_{oedo-\sigma'p}$ ($C_u/\sigma'p = f(IP\ 11)$)
- $S_{oedo-\sigma'p}$ ($C_u/\sigma'p = f(IP\ 30)$)

4.2. Méthode œdométrique avec correction de Skempton-Bjerrum

Skempton et Bjerrum ont apporté une correction à la formule de calcul des tassements par la méthode œdométrique afin de tenir compte de la déformation latérale accompagnant la déformation verticale. Un facteur multiplicatif $\mu(\alpha)$ rentre en jeu et dépend du coefficient de pression interstitielle A .

Le tassement s'écrit alors :

$$\Delta h_{réel} = \mu(\alpha) * \Delta h_{oedo}$$

Avec
$$\Delta h_{oedo} = H_c * \left[\frac{cs}{1+e0} * \log \left(\frac{\sigma'p}{\sigma'v0} \right) + \frac{Cc}{1+e0} * \log \left(\frac{\sigma'v0 + \Delta\sigma'}{\sigma'p} \right) \right]$$

H_c : Epaisseur de la couche

$\Delta\sigma'$: surcharge à la profondeur z due au remblai, en prenant en considération la dégradation en profondeur (Steinbrenner ; Osterberg)

En effet, selon les travaux de Skempton (1954), la surpression interstitielle dans le cas de chargement CU+u à l'appareil triaxial est somme due des termes suivants :

$$\Delta u = \Delta u_1 + \Delta u_2 \quad (1)$$

Où : Δu_1 : Surpression interstitielle due à l'application de la contrainte de compression triaxiale $\Delta\sigma_3$

Δu_2 : Surpression interstitielle due à l'application du déviateur ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$)

L'équation (1) s'écrit :

$$\Delta u = B * [\Delta\sigma_3 + A * (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

Où : B : Coefficient dépendant de l'état de saturation du sol et est le ratio de la surpression interstitielle causée par l'application de la contrainte de confinement ($B = \frac{\Delta u_1}{\Delta\sigma_3}$)

A : Coefficient dépendant de l'état de consolidation du sol. Sa valeur est inversement proportionnelle à l'OCR (Over consolidation ratio).

Des échantillons d'argiles de Londres et de weald ont été soumis à des essais triaxiaux réalisés par Henkel (1956), chargés à différents états de consolidation.

La figure 4 illustre les résultats des essais triaxiaux. Ainsi, le facteur A, à défaut de réalisation des essais triaxiaux, pourra être déterminé à partir de cet abaque à la détermination préalable de l'OCR à la suite d'une analyse fine de l'état de consolidation des sols en place.

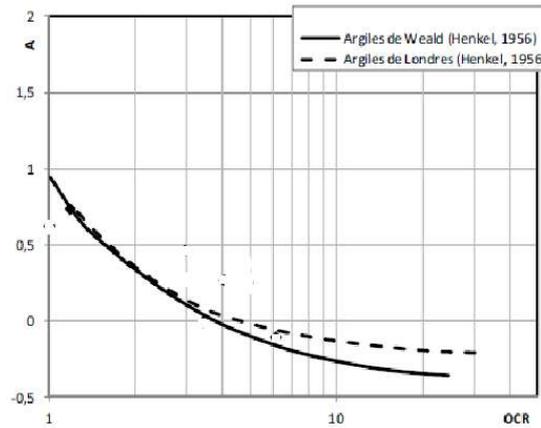


Figure 4 : Coefficient A en fonction de l'OCR Henkel (1956)

Le coefficient multiplicatif $\mu(\alpha)$ est relié au facteur A par la relation suivante :

$$\mu = A + \alpha * (1 - A)$$

Formule donnée sous sa forme graphique dans la figure 5 comme suit :

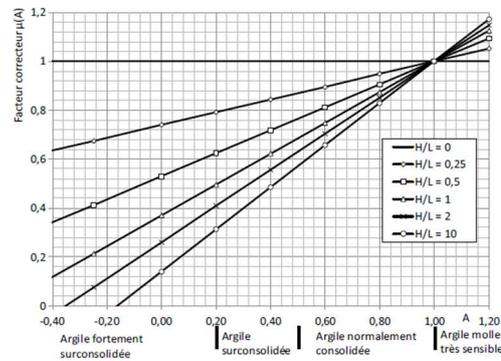


Figure 5 : Valeur du facteur $\mu(\alpha)$ Skempton et Bjerrum (1957)

La relation $\mu = f(A)$ dépend également du rapport H/L où H est l'épaisseur de la couche compressible et L la largeur du remblai de chargement.

Commentaire : Dans notre cas, l'analyse de la consolidation à partir des paramètres rhéologiques de la couche des vases fait ressortir que le terrain se trouve initialement dans un état normalement consolidé. De ce fait, pour le calcul œdométrique, A est pris égal à 1 ($H=14m, L=30m, H/L=0.5$).

Le coefficient B dépend de l'état de saturation du sol. Il s'écrit selon la formule suivante :

$$B = \frac{1}{1 + n \cdot C_v/C_c}$$

Où : C_v : Coefficient de compressibilité du fluide ; C_c : Coefficient de compressibilité du squelette solide, n : porosité

De ce fait, pour un sol non saturé, C_v/C_c est très grande du fait que la compressibilité de l'air est très importante comparée à celle du squelette solide. $B = 0$

Pour un sol totalement saturé, les vides sont remplis d'eau. L'eau étant incompressible comparée à la compressibilité du squelette solide, le rapport C_v/C_c tend vers 0 et $B=1$.

Pour les sols partiellement saturé, $0 < B < 1$. La figure 5 met en évidence la relation entre B et le degré de saturation pour le cas des argiles graveleuse.

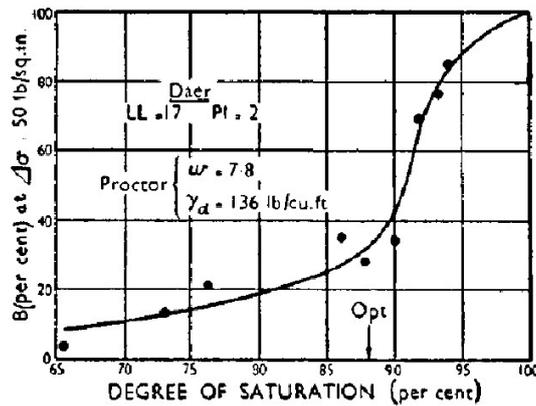


Figure 6 : Coefficient B en fonction du degré de saturation

La courbe de la figure 6 est donnée pour une teneur en eau correspondant à la densité de l'optimum Proctor.

L'allure de la courbe $B = f(S_r)$ dépend de l'état des sols, en l'occurrence son indice de vide, et d'autre part de l'état de consolidation et des paramètres de compression.

La figure 7 met en évidence l'effet de l'indice des vides sur l'allure de la courbe $B = f(S_r)$.

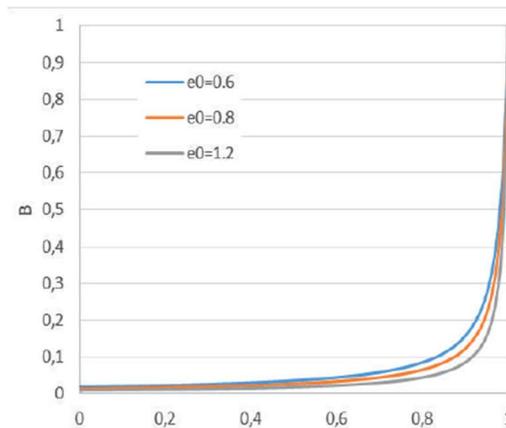


Figure 7 : Effet de l'indice des vides sur la courbe $B = f(S_r)$

La figure 8 met en évidence l'effet du paramètre kappa sur la tendance de la courbe $B = f(S_r)$.

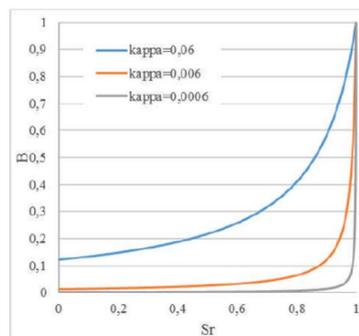


Figure 8 : Influence du paramètre kappa sur B

Il en ressort que, plus le sol est rigide, c'est-à-dire $kappa$ est petit, plus B est moins important.

Par exemple, pour un degré de saturation de 90%, $B=0,85$ pour $kappa = 0,06$ et $B=0,01$ pour $kappa = 0,006$. D'où l'importance de déterminer avec précision les conditions physiques et rhéologiques des sols pour la détermination des coefficients de Skempton pour une analyse dans des conditions non saturées.

Commentaire : Dans les cas des sites étudiés, il est considéré que l'état de saturation est proche de 100%, la nappe étant en surface. De ce fait, $B=1$ dans toutes les configurations de calcul.

4.3. Méthode œdométrique avec correction de σ'_p et de Skempton-Bjerrum S oedo- σ'_p -SB

Comme signalé ci-haut, cette méthode de calcul est la combinaison des deux corrections de la contrainte de préconsolidation par la corrélation de Bjerrum et du tassement total par les coefficients de Skempton-Bjerrum présentées ci-avant.

5. Présentation des résultats des méthodes de calcul

5.1. Résultats relatifs aux sites instrumentés PAA_1 et PAA_2

Pour les deux sites PAA_1 et PAA_2, l'analyse de consolidation est présentée ci-dessous :

En effet, Les dépôts vaseux sont d'une puissance de 11 à 16m, soit une contrainte

Initiale au milieu de la couche de $\sigma'v0 = 8*8+2*20 = 104$ KPa (prise en compte de la présence initialement d'une puissance de remblai moyenne de 2m).

Les résultats des sondages au pénétromètre statique réalisés au niveau des deux sites, affichent une valeur moyenne de $qc = 0,6$ MPa pour la couche des vases, soit une valeur moyenne de la cohésion non drainée $Cu=32$ KPa par corrélation classique.

Prenant en considération l'influence de l'indice de plasticité (figure 3), les contraintes de préconsolidation ainsi que l'état de consolidation, pris en compte dans les calculs des tassements, sont présentées dans le tableau ci-après :

Méthode	IP	Cu	qc	$\sigma'p$	OCR
S oedo- $\sigma'p$	-			106	1
S oedo- $\sigma'p$ (IP30)	30	32	0,6	118	1,1*
S oedo- $\sigma'p$ (IP11)	11			141	1,3*

Tableau 5 : Analyse de l'état de consolidation

*Les méthodes avec influence de IP sont données uniquement à titre indicatif pour la comparaison de l'effet de la plasticité sur les résultats de calcul de la pression de préconsolidation. Les indices de plasticité étudiées correspondent aux valeurs min et max de la grandeur, évaluées à travers les essais d'identification des sols.

La correction de la méthode Soedo- $\sigma'p$ -SB est appliquée pour IP=11. Le coefficient A est déterminé par la figure 4, $A=0,8$, $H/L = 0,5$. D'où $\mu(\alpha) = 0,9$.

Les résultats suivants ont été obtenus au niveau du site PAA_1 :

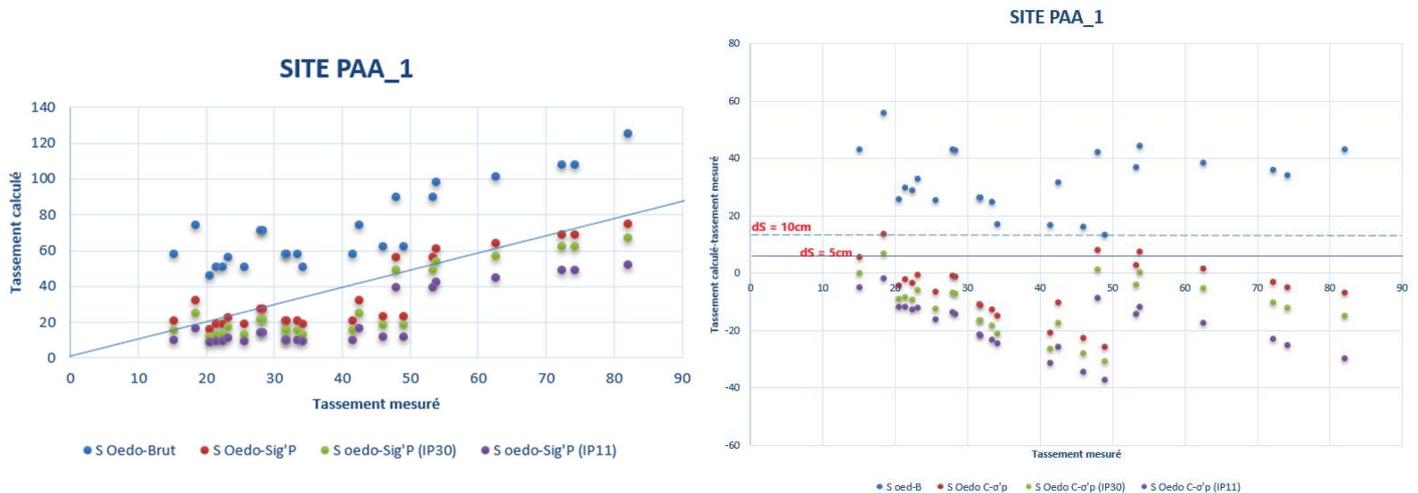


Figure 9 : Résultats de calcul de tassement selon les différentes procédures Site PAA_1

L'analyse croisée des résultats de calcul fait ressortir que, par rapport aux écarts des tassements mesurés par rapport aux tassements calculés par la méthode œdométrique brute, mis en évidence dans la figure 1 et 2, la correction classique du rapport $\sigma'p/qc = 0,3$ présente une appréciation satisfaisante des tassements calculés par rapport à ceux mesurés au niveau des profils instrumentés du site PAA_1.

A noter également qu'en prenant en considération l'influence de l'indice de plasticité, l'évaluation de la contrainte de préconsolidation en prenant en considération un IP de 30 présentent également une bonne approximation des résultats des tassements.

Les résultats suivants sont obtenus au niveau du site PAA_2 :

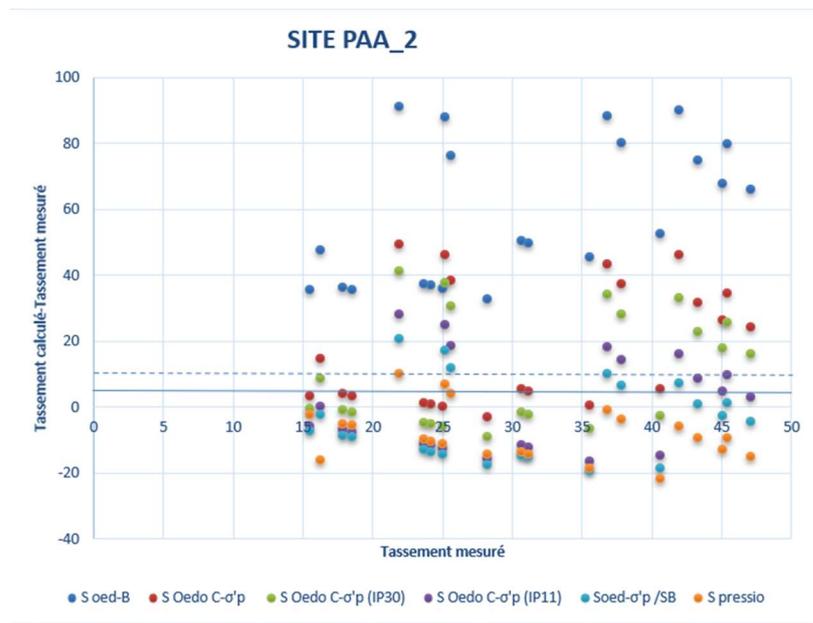
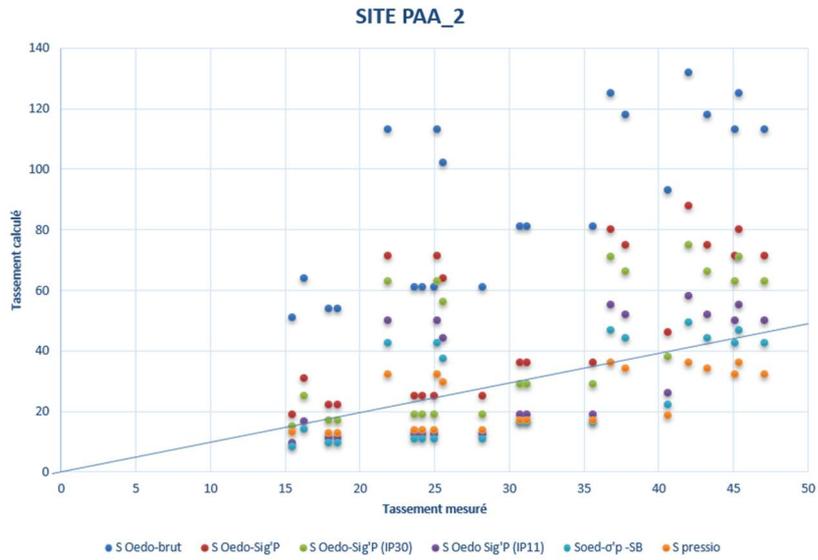


Figure 10 : Résultats de comparaison des tassements mesurés/tassements calculés-Différentes procédures de calcul

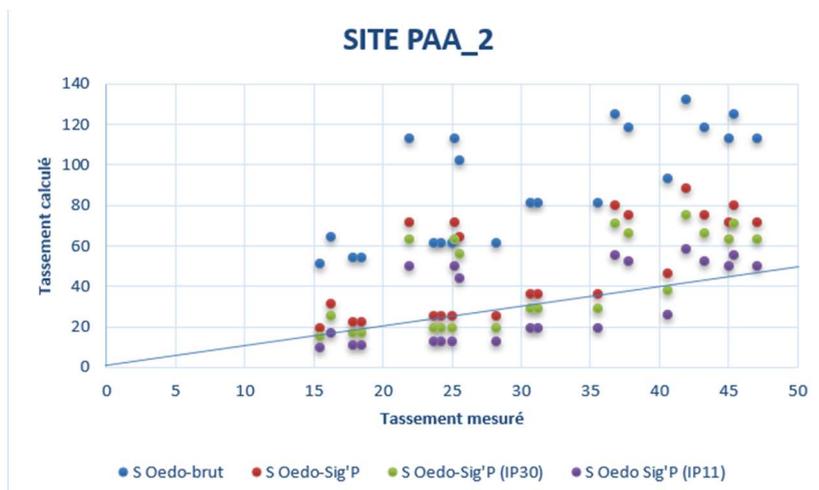




Figure 11 : Résultats de comparaison des tassements mesurés/tassements calculés- Focus sur impact correction $\sigma'_p = f$ (IP)

L'analyse croisée des résultats obtenus confirme les conclusions précédentes pour le site PAA_1, en l'occurrence la correction des calculs de tassements par la considération d'une contrainte de préconsolidation établie à la base de corrélation basée sur l'exploitation des résultats in situ, en l'occurrence les valeurs des contraintes de pointe q_c issues des sondages CPT.

L'attention est attirée, pour ce cas du site PAA_2, sur l'influence du paramètre de plasticité IP. En effet, étant donné que les vases contiennent des fractions de sable, les indices de plasticité mesurés étaient relativement faibles. De ce fait, une légère surconsolidation est tout à fait possible à prendre en considération pour le calcul des tassements. De surcroît, ce site a été soumis à des charges de remblais de stockage auparavant pour des durées importantes.

Les résultats de calcul des tassements avec correction de Bjerrum, en prenant en considération des IP de faible valeur et en appliquant une correction de Skempton-Bjerrum pour un OCR de 1.2-1.3, affichent des valeurs satisfaisantes vis-à-vis de celles mesurées au niveau des profils instrumentés, ce qui confirme l'état initialement avec une légère surconsolidation.

Ensuite, le constat fait montre que la vitesse de consolidation a été plus rapide au niveau du site PAA_2, avec des durées d'attente de 4 à 5 mois pour le maillage considéré, qu'au niveau du site PAA_1 avec des durées d'attente plutôt de 5 à 7 mois.

Cela est expliqué par le fait de la dépendance du coefficient de vitesse de consolidation c_v avec l'état de consolidation. c_v est plus important pour un sol surconsolidé que pour celui d'un sol normalement consolidé.

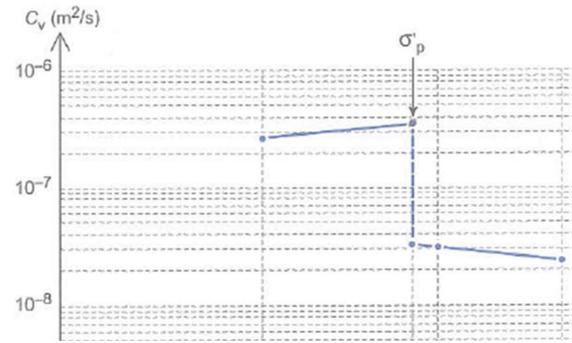


Figure 12 : Variation du C_v dans le domaine surconsolidé et normalement consolidé de l'argile de Cubzac

On présente dans les figures ci-après les fonctions de répartition des rapports des tassements calculés/tassements mesurés pour différentes méthodes étudiées et pour chaque site de projet.

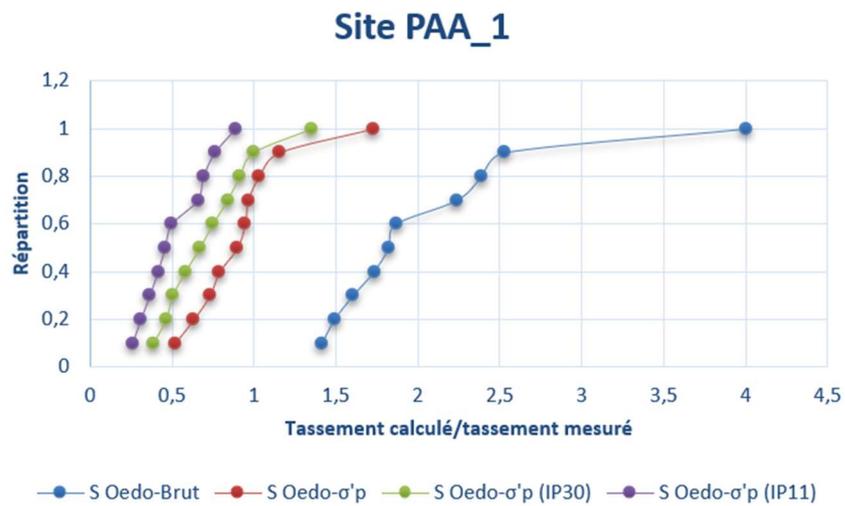


Figure 14 : Répartition valeurs de tassements site PAA_1

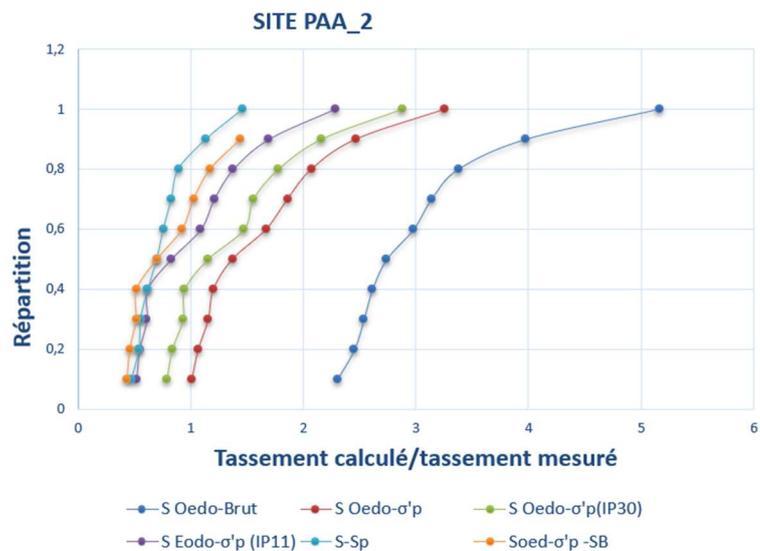


Figure 13 : Répartition des valeurs de tassements site PAA_2

Confirment les conclusions précédentes, statistiquement, pour le site PAA_1, figure 13, en valeur médiane, 50% des rapports des tassements ont une valeur proche de 1 avec la méthode S Oedo- σ'_p ce qui approche le plus l'allure des tassements mesurés au niveau des profils instrumentés.

Quant à la figure 12 relative aux résultats du site PAA_2, Visiblement, en valeur médiane, 50% des rapports de tassements ont une valeur proche de 1 et 90% des rapports de tassements ont une valeur inférieure à 1.5 avec la méthode S Oedo- σ'_p en prenant en considération une plasticité relativement faible caractérisant les vases au niveau de la zone du site PAA_2.

La correction de la contrainte de préconsolidation combinée à l'ajustement de Skempton et Bjerrum reste tout à fait une bonne approximation statistiquement.

La méthode pressiométrique est sous-dimensionnante pour plus de 80% des échantillons des valeurs de rapport de tassement calculé/mesuré.

5.2. Influence du rapport H/L sur le calcul de tassement

Dans ce paragraphe, l'analyse est portée sur l'influence du rapport H/L (hauteur de la couche compressible/Largeur du remblai de chargement) sur les résultats de calcul selon la méthode utilisée.

Pour les sites PAA_1 et PAA_2, les remblais instrumentés sont d'une hauteur de 4,5m au niveau de la zone des voiries et de 9 à 10m de hauteur au niveau de la zone des constructions.

Pour le titre de comparaison et afin d'apprécier l'influence du rapport H/L, les calculs des tassements selon les méthodes étudiées ont été refaits pour le site PAA_1 (figure 15) et PAA_2 (figure 16), pour des rapports H/L de 0.25, 0,5(notre cas) et 1.

Les résultats sont présentés dans la figure suivante :

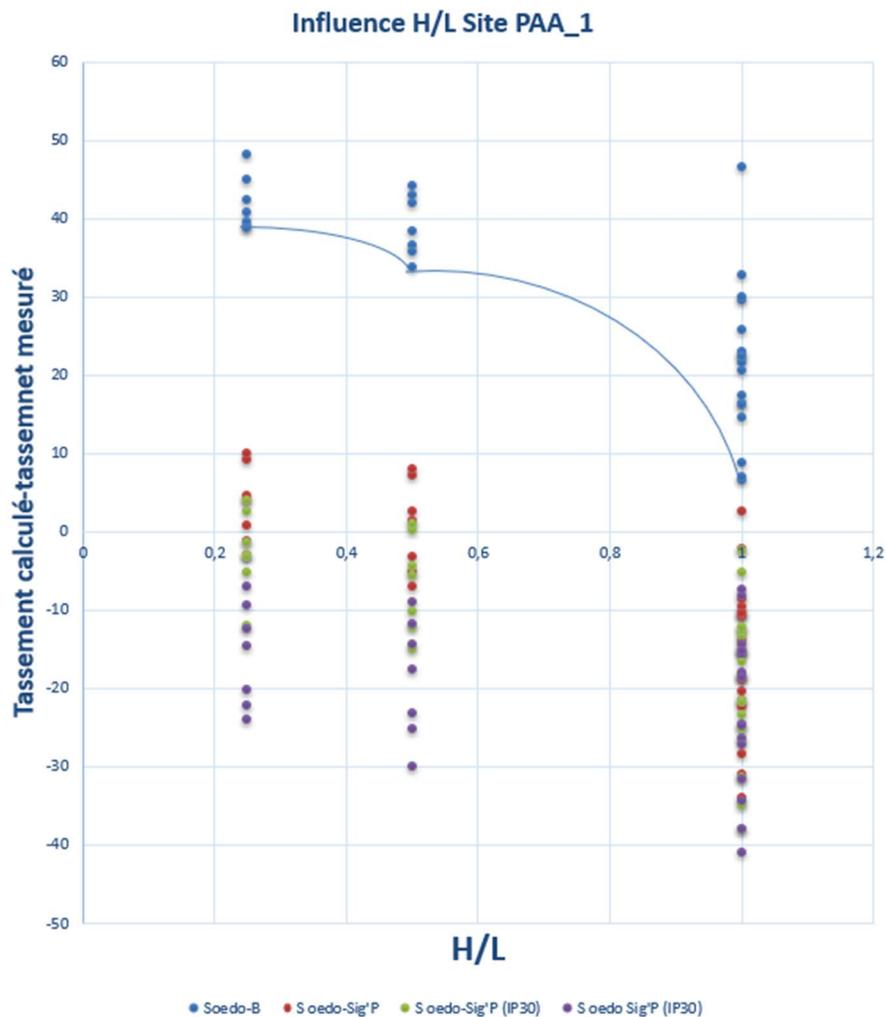


Figure 15 : Influence de H/L sur les valeurs des tassements site PAA_1

Commentaire : On remarque déjà, à titre affirmatif que pour le cas du site PAA_1, correspondant à $H/L = 0,5$, c'est la méthode S Oedo- σ'_p qui approche le mieux les tassements réels mesurés au niveau des profils instrumentés.

D'autre part, selon la courbe de tendance tracée dans la figure, les valeurs de calcul de tassements par méthode œdométrique brute* tendent à être représentatifs pour des épaisseurs de couche compressible importante.

*Méthode œdométrique avec prélèvement de qualité, élimination des valeurs aberrantes des indice de compression en fonction de la teneur en eau. (Courbe de Lambe&Whitmane).

Quant aux résultats du site PAA_2 vis-à-vis de l'influence du rapport H/L, ils sont présentés dans la figure 16, ci-après :

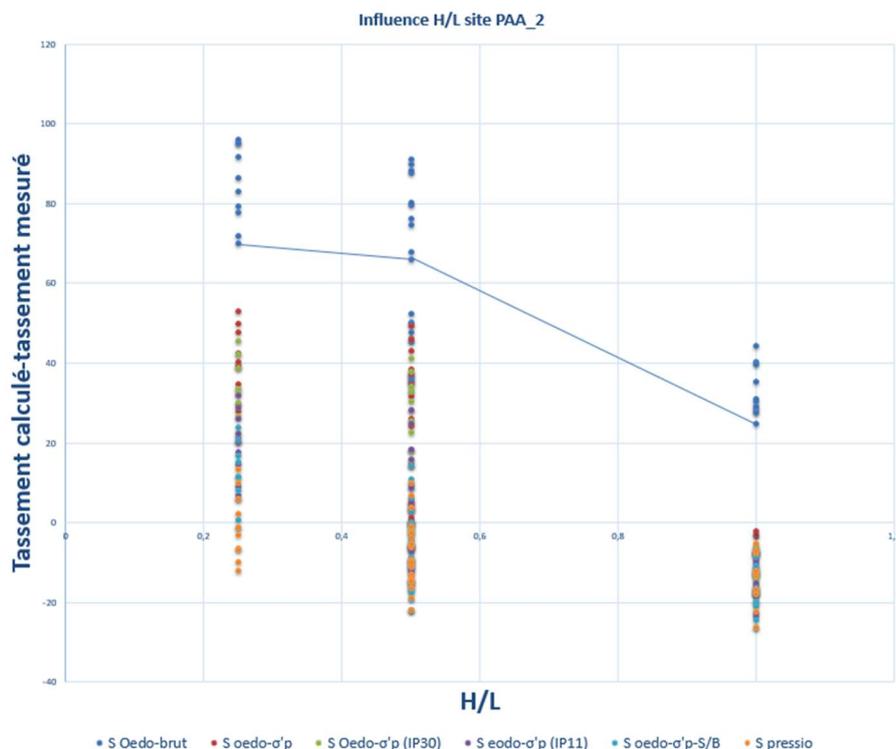


Figure 16 : Influence de H/L sur les valeurs des tassements-Site PAA_2

Commentaire : A titre affirmatif, les résultats obtenus pour le cas du site PAA_2, correspondant à $H/L = 0,5$, montrent que c'est plutôt méthode S OEdo- σ' p avec prise en compte de la faible valeur des IP qui approche le mieux les tassements réels mesurés au niveau des profils instrumentés.

Aussi, pour un rapport $H/L=0,25$, c'est-à-dire une faible épaisseur compressible relativement à la largeur de chargement, la théorie de déformation unidimensionnelle ne donne pas des résultats satisfaisants avec un calcul œdométrique, même avec correction de σ' p. C'est la prise en compte des déformations latérale avec la correction de Skempton-Bjerrum qui *a tendance* à approcher au mieux les valeurs des tassements.

D'autre part, selon la courbe de tendance tracée dans la figure 16, les valeurs de calcul de tassements par méthode œdométrique brute *tendent* à être représentatifs pour des épaisseurs de couche compressible plus importantes.

Nota : Il est notable que la méthode pressiométrique *a tendance* à présenter une bonne approximation avec des rapports H/L décroissants, c'est-à-dire pour de faible hauteur compressible vis-à-vis de la largeur de chargement.

Des remblais de projets à l'échelle international ont été instrumentés dans le but d'apprécier l'influence du rapport H/L sur les valeurs de tassements avec diverses méthodes de calcul (figure 17).

On observe qu'effectivement la méthode œdométrique devient de plus en plus satisfaisante pour le calcul des tassements des remblais sur des sols dont l'épaisseur compressible est plus importante. En effet, plus l'épaisseur compressible est importante, plus il existe des profondeurs où le sol est en cours de consolidation ou à peine dans un état d'équilibre vis-à-vis de la consolidation sous le poids propre et poids sous-jacent. D'où l'importance d'une analyse fine de la consolidation, basée aussi bien sur les résultats des essais au laboratoire que sur les résultats des essais in situ.

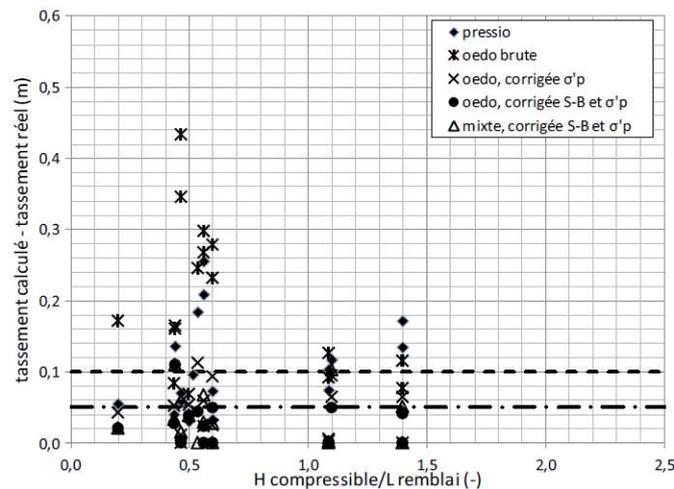


Figure 17 : Ecart de tassement calculé en fonction du tassement mesuré et H/L- S. Said Alami et al. : Rev. Fr. Geotech. 2017, 153, 3

Pour les sols moyennement compressibles *relativement surconsolidé, peu plastique* ou **non totalement saturé**, les corrections portant sur la contrainte de préconsolidation ainsi que la correction avec le facteur multiplicatif de Skempton et Bjerrum restent pertinentes.

Analyse de l'impact de la non-saturation totale :

L'impact de la non-saturation totale est traduit par le coefficient B de Skempton. Ce facteur multiplicatif de la surpression interstitielle est inférieur à 1 lorsque le sol n'est pas complètement saturé. Ce qui fait que les surpressions interstitielles se dissipent rapidement et le temps de consolidation est relativement rapide.

Dans cette situation, sous l'effet de la succion, il y a tendance à ce que la contrainte de préconsolidation augmente, ce qui fait que le tassement de consolidation est relativement moins élevé que celui du même sol entièrement saturé.

6. Conclusion

La prédiction des tassements des remblais sur sols compressibles est délicate et toute précision est illusoire. Il est important de procéder à des mesures en vraie grandeur afin d'évaluer les écarts entre les valeurs théorique et les valeurs de mesures aux vues de mieux apprécier l'allure des déformations des sols compressibles surmontés par des remblais de chargement.

Des campagnes géotechniques doivent être engagées au fur et à mesure de l'évolution des phases du projet dont la consistance doit être définie en fonction de la spécificité

du site du projet.

En général, in situ, une combinaison des sondages carottés, sondage au pénétromètre statiques ainsi que des essais pressiométriques sont importants à réaliser.

Des échantillons des sols doivent être minutieusement prélevés lors de la réalisation des sondages avec un prélèvement de classe 1 permettant à l'échantillon d'être le moins remanié. Le transport, la conservation et la préparation des éprouvettes d'essai doivent être soigneusement entrepris et les essais doivent être réalisés par du personnel compétent.

Ensuite, l'interprétation est à faire à la base d'une analyse croisée des différents

résultats obtenus au laboratoire et in situ.

Le choix de la méthode de calcul ou plutôt de prédiction des tassements sous charges des remblais projetés est tributaire de tout ce qui précède.

La méthode œdométrique nécessite de prendre un soin particulier de la valeur de la pression de consolidation déterminée au laboratoire. Cette valeur est douteuse vis-à-vis l'état de remaniement et déconsolidation qui touche l'éprouvette d'essai et aussi l'approximation portant sur sa détermination graphique. Par ailleurs, elle trouve toute sa pertinence pour le cas des remblais de grande dimension et/ou couche compressible d'épaisseur importante.

Pour des épaisseurs des couches compressibles moins importantes, ou sols moyennement compressibles, des corrections sont nécessaires afin de mieux appréhender la contrainte de préconsolidation délimitant les zones de comportement élastique et plastique. Des corrélations basées sur des expérimentations, Bjerrum (1956), ont été établies pour l'évaluation de la contrainte de préconsolidation à partir des résultats des sondages CPT.

Finalement, la présence d'épaisseur de couche compressible non négligeable par rapport à la largeur de remblai, ou la présence de sol non entièrement saturé, nécessite de prendre en considération la correction apportée par Skempton et Bjerrum permettant une meilleure prédiction des tassements des remblais sur sols compressibles.

REFERENCES

- Boutonnier L. 2007. Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation, cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait/gonflement. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, 394 p..
- P. Delage, Aspect du comportement des sols non saturés, RFG
- Mathilde Morvan, Mathilde Vernay and Pierre Breul, Study of variation of B with Sr E3S Web, of conferences, 10003(2016), E-UNSAT 2016
- Skempton (1954). Pore pressures coefficients A&B, Géotechnique, 1954, 4, 143-147
- Magnan JP, Mieussens C, Queyroi D. 1983. Étude d'un remblai sur sols compressibles : Le remblai B du site expérimental de Cubzacles- Ponts – Paris : Rapport de recherche LPC no 127, 103 p.
- Soukaina Said Alami, Philippe Reiffsteck, Fahd Cuira. Méthode d'estimation des tassements des sols fins sous les remblais d'infrastructures ferroviaires pour lignes à grande vitesse. Rev. Fr. Geotech. 2017, 153, 3.
- Leroueil S., Magnan JP., Tavenas F. (1985). Remblais sur argiles molles, Tec & Doc, Lavoisier.
- Boutonnier L., Hajouai F., Bacaar N., Gandille D. (2013). LGV EST lot 41 : tassements calculés puis mesurés sous remblai, XVIIIème Congrès International de Mécanique des Sols et de la Géotechnique, Paris, 2-6 septembre 2013, 1233-1236,
- Tavenas F., Leroueil S. (1980). The behaviour of embankments on clay foundations, Canadian Geotechnical Journal, vol. 17 (2), 236-260.
- COSTE P, Rémi DELUZARCHE R, BOUTONNIER L, HANSEN N, CHARDARD P, Tassements et temps de consolidation mesurés et calculés sur projets LGV, JNGG2014
- Savatier V., Deluzarche R., Esteulle I., Mirallès JF, Lecoeur M. (2012). Variations avec la profondeur du terme de pointe pénétrométrique et détermination des paramètres de consolidation des sols cohérents, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, JNGG2012, Bordeaux, 141-148.
- Boutonnier L. (2009). Prise en compte de la non-saturation dans l'interprétation de l'essai oedométrique, XVIIème Congrès International de Mécanique des Sols et de la Géotechnique, Alexandrie, 5-9 octobre 2009.
- Hattab M, Hicher P-Y, M2canisme de déformation dans les argiles sur consolidées, Revue française de la géotechnique.

Colloque national sur la géotechnique

Nom et prénom : Ettayeb Mohamed
Nom et prénom : CHERIFI HICHAM
Organismes : BET BIETAP / Ifsttar (Université Gustave Eiffel)
Tél : 212664436580 / +33787911174
Email : mohamed.ettayeb@gmail.com / hicham.cherifi@ifsttar.fr

Thème Générale : instabilité des sols : maîtrise des ouvrages liés aux instabilités

Sous thème :

Galerie et tunnel

Justifications et gestion des instabilités liées aux creusement d'une galerie hydraulique T200 (intersection du Réseau ONCF et RAK)

Ettayeb Mohamed⁽¹⁾, Cherifi Hicham⁽²⁾

(1) : Directeur Bureau d'Etude BIETAP

(2) Département GERS (Ex Ifsttar), Université Gustave Eiffel, Paris, France

Résumé :

Le creusement des galeries par la méthode conventionnelle présente plusieurs complexités liées à la maîtrise des déformations engendrées par le creusement et les sollicitations supportées par les soutènements provisoires et le revêtement définitif. Ce retour d'expérience présente un récent cas traité en 2024 pour le compte de la régie autonome de la gestion de l'eau et de l'électricité de Kénitra afin de justifier les opérations de la réalisation d'une nouvelle galerie hydraulique à section ovoïdale de type T200 et qui chevauche la voie ferrée de l'ONCF. Le souci majeur était de bien justifier les tassements, tassements différentiels et mise en pente engendrés par les opérations de creusement dans un contexte géologique relativement complexe. En fait, le sous-sol est marqué par une couche de remblai sableux à faibles caractéristiques mécaniques suivie par un substratum sableux-gréseux à consistance variable. Ainsi, l'analyse de ces trois critères est faite via la méthode des éléments finis avec un modèle en déformations planes (2D). Les taux de déconfinement étaient variés pour l'analyse en déformations et celle des sollicitations. Le sol est modélisé via une loi de type Hardening Soil Model (HSM) permettant la considération des effets de déchargement. Les résultats trouvés permettent de bien justifier la galerie en question suivant le phasage de réalisation adopté par l'entreprise et d'estimer les tassements de la voie ferrée jugés comme admissibles.

Mots clés : Tunnel, convergence- confinement, éléments finis, HSM.

Abstract :

Excavating galleries using the conventional method presents several complexities related to the control of deformations caused by the excavation and the stresses supported by the temporary supports and the final lining. This case study presents a recent project carried out for the autonomous authority of water and electricity management in Kénitra to justify the operations involved in constructing a new ovoid-section hydraulic gallery of type T200, which overlaps the ONCF railway. The major concern was to accurately justify the settlements, differential settlements, and inclinations caused by the excavation operations in a relatively complex geological context. In fact, the subsoil is characterized by a layer of sandy fill with low mechanical properties followed by a sandy-gravelly substratum with variable consistency. Thus, the analysis of these three criteria is conducted using the finite element method with a plane strain model (2D). The deconfinement rates were varied for the deformation analysis and stress analysis. The soil is modeled using a Hardening Soil Model (HSM) law, allowing for the consideration of unloading effects. The results obtained allow for the proper justification of the gallery in question according to the implementation phases adopted by the company and to estimate the settlements of the railway, which were deemed acceptable.

Keywords: Tunnel, convergence-confinement, finite elements

L'ESSAI D'APTITUDE AU TRAITEMENT MIXTE : EFFET DU DÉLAI D'INCORPORATION DU CIMENT ET DE LA CURE

THE MIXED TREATMENT SUITABILITY TEST: EFFECT OF CEMENT INCORPORATION AND CURING TIME

Ndeye Magatte FALL^{1,2}, Djalil Achille Badarou², Khalifa kama², Mouhamadou Amar³

¹Department civil ENg, École Supérieure Polytechnique, Sénégal

²GCE-Ingénierie, Dakar

³ CERI Matériaux et Procèdes, IMT Nord Europe, France

Résumé :Les tests d'aptitude au traitement mixte des sols gonflants restent souvent douteux ou inadaptés bien que les mélanges répondent aux critères de traficabilité avec les performances mécaniques escomptées. Pour comprendre les raisons de l'inaptitude au traitement mixte, on a évalué dans un premier temps l'effet du délai d'incorporation du ciment après traitement à la chaux et l'effet de la durée de cure des sols traités avant leur mise en immersion. Critères de stabilité dimensionnelle et de performances mécaniques pour identifier et fixer le dosage en liant dans le traitement des sols, on note qu'une mise à l'immersion des mélanges en moins de 24h favorise une fragilisation des ponts d'hydrates et conduit à des valeurs de gonflement supérieures à 5% voir 10%.

Mots clés : Essai d'aptitude, sol gonflant, traitement mixte

Abstract:Tests of the suitability of swelling soils for mixed treatment are often dubious or unsuitable, even though the mixtures meet trafficability criteria with the expected mechanical performance. To understand the reasons for the unsuitability for mixed treatment, we first assessed the effect of the time taken to incorporate cement after lime treatment and the effect of the curing time of treated soils before they are immersed. Dimensional stability and mechanical performance criteria were used to identify and set the binder dosage for soil treatment, and it was noted that immersing the mixes in less than 24 hours encourages embrittlement of the hydrate bridges and leads to swelling values in excess of 5% or even 10%.

Keywords: Suitability test, swelling soil, mixed treatment

Dimensionnement des talus rocheux : comment choisir les « bons » paramètres

Muriel Gasc-Barbier

GéoCoD, Cerema Méditerranée – Vice-Présidente pour l'Europe de la Société Internationale de Mécanique des Roches (ISRM)

Cette keynote se concentre sur les études de stabilité des talus rocheux de moyenne hauteur (quelques dizaines de mètres). Elle s'intéresse principalement aux ruptures planes ou en dièdre dans les massifs rocheux, en insistant sur l'importance d'une exploitation correcte des données de fracturation issues du terrain à des fins d'ingénierie, ainsi que celle des résultats d'essais caractérisant la résistance mécanique des discontinuités.

La méthodologie des études selon les Eurocode impose successivement d'acquérir des données, d'établir un modèle de terrain, puis de calculer et définir le niveau d'incertitude du dimensionnement. Pour cela, on a besoin d'un modèle structural et de paramètres géomécaniques.

Ainsi, nous reprendrons succinctement :

1. la géométrie à l'échelle du projet (analyse structurale) et à l'échelle de la discontinuité (rugosité et ondulations)
2. les mécanismes de rupture
3. les paramètres géomécaniques
4. la synthèse de l'ensemble de ces éléments en un modèle de terrain (approches de calcul, conception et dimensionnement)

Nom et Prénom : GOURRI ABDELOIHAD

Société : Docteur en Mécanique des Roches / Ex Directeur du CES au LPEE

GSM : 0661194213

Email : abdeloihad62@gmail.com

THEME GENERAL : « INSTABILITÉ DES SOLS : Maitrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes :

- 1- Sols Gonflants, affaissables et cavités dans le sous-sol
- 2- Fondations superficielles et profondes
- 3- Instabilité de talus
- 4- Fondation des barrages, ouvrages d'art et ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site Urbain ables et cavités dans le sous-sol
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galerie et Tunnels
- 1- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie Civil

TITRE DE LA COMMUNICATION EN FRANÇAIS

**ÉTUDE DE LA LIQUÉFACTION DES SOLS : CAS D'UN VILLAGE
TOURISTIQUE À AL-HOCEIMA**

TITRE DE LA COMMUNICATION EN ANGLAIS

**STUDY OF SOIL LIQUEFACTION : CASE OF A TOURIST VILLAGE IN
AL-HOCEIMA**

GOURRI ABDELOIHAD

*Docteur en Mécanique des roches de l'université Joseph Fourier de Grenoble (France)/ EX
Directeur CES/LPEE*

BAIZ ABDERRAHIM

Ingénieur au Centre Expérimental des Sols du LPEE (CES/LPEE)

RÉSUMÉ : Dans les zones fortement sismiques ; la liquéfaction des sols est responsable des dommages considérables. Elle se provoque lorsque les trois facteurs sont réunis ; séisme, sol sableux et présence d'eau. Dans pareil cas ; avant d'édifier un projet ; une étude de liquéfaction des sols s'impose. L'exemple traité ; concerne un village touristique à Al-Hoceima ; dont le sous-sol est composé essentiellement de sable lâche. L'évaluation du potentiel de liquéfaction a nécessité l'utilisation des résultats des essais géotechniques in situ. L'amélioration des caractéristiques du sol, s'est faite par colonnes ballastées. La mise en œuvre de ces colonnes a nécessité une reconnaissance géotechnique in situ très poussée, et un contrôle rigoureux par un personnel du LPEE hautement qualifié du LPEE.

MOTS-CLÈS : Aléas Sismique / Liquéfaction / Traitement des sols / Pressiomètre / Pénétromètre/
Fondation profonds / Fondation superficielle / colonnes ballastées

ABSTRACT : In highly seismic areas ; Soil liquefaction is responsible for considerable damage. It is caused when the three factors are combined; earthquake, sandy soil and presence of water. In such a case; before building a project; a study of soil liquefaction is necessary. The example treated; concerns a tourist village in Al-Hoceima; whose subsoil was, composed mainly of loose sand. The assessment of liquefaction potential required the use of the results of in situ geotechnical tests. The improvement of the soil characteristics was done by ballasted columns. The implementation of these columns required very extensive in situ geotechnical reconnaissance, and rigorous control by highly qualified personnel at the LPEE.

KEYWORDS : Seismic Aleas / Liquefaction / Soil treatment / Pressuremeter / Penetrometer /
Deep foundation / Surface foundation / ballasted columns

Nom et Prénom : GOURRI ABDELOIHAD
Société : Docteur en Mécanique des Roches / Ex Directeur du CES au LPEE
GSM : 0661194213
Email : abdeloihad62@gmail.com

THEME GENERAL : « INSTABILITÉ DES SOLS : Maitrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes :

- 1- Sols Gonflants, affaissables et cavités dans le sous-sol
- 2- Fondations superficielles et profondes
- 3- Instabilité de talus
- 4- Fondation des barrages, ouvrages d'art et ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site Urbain ables et cavités dans le sous-sol
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galerie et Tunnels
- 1- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie Civil

TITRE DE LA COMMUNICATION EN FRANÇAIS

TUNNEL ZAQUIAT AIT MELLAL : RECONNAISSANCES ET SUIVI DES TRAVAUX DE STABILISATIONS DES TERRAINS EN PLACE

TITRE DE LA COMMUNICATION EN ANGLAIS

ZAQUIAT AIT MELLAL TUNNEL: RECOGNITION AND MONITORING OF LAND STABILIZATION WORKS IN PLACE

GOURRI ABDELOIHAD

Docteur en Mécanique des roches de l'université Joseph Fourier de Grenoble (France)/ EX Directeur CES/LPEE

RÉSUMÉ : Cette communication abordera la reconnaissance géotechnique et le suivi des travaux de stabilisation provisoire au niveau des têtes et du Tunnel ZAQUIAT AIT MELLAL du tronçon de l'Autoroute Marrakech – Agadir. Les reconnaissances géotechniques spécifiques, et les essais de Laboratoire adaptés réalisés par le LPEE ; ont permis de dégager un modèle géotechnique du terrain devant abriter l'ouvrage en question. Lors de la phase de réalisation et au niveau des têtes Nord et Sud ; il a été procédé à la stabilisation des terrains en place par béton projeté et clouage. Le Front rocheux instable de la tête sud a nécessité un traitement spécial pour éviter la chute des gros blocs sur la chaussée. Au niveau du Tunnel ; la stabilisation provisoire lors du creusement a été effectuée par des Boulons de type Swellex.

MOTS-CLÈS : Tunnel / Modèle géotechnique/ Têtes Nord et Sud/ Clouage / Boulons Swellex

ABSTRACT –This communication will address the geotechnical reconnaissance and monitoring of temporary stabilization works at the heads and the ZAQUIAT AIT MELLAL Tunnel of the section of the Marrakech – Agadir Motorway. Specific geotechnical reconnaissance and adapted laboratory tests carried out by the LPEE; made it possible to produce a geotechnical model of the land intended to house the structure in question. During the construction phase and at the North and South heads; the land in place was stabilized using sprayed concrete and nailing. The unstable rock front of the south head required special treatment to prevent large blocks from falling onto the roadway. At the Tunnel level; temporary stabilization during excavation was carried out using Swellex type bolts.

KEYWORDS : Tunnel / geotechnical model/ North and South heads/ Nailing/ Swellex Bolts

Avancées dans la modélisation et le suivi du fluage des pentes

J.C. Gress

Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 1983-2012, Vaulx en Velin, France

M. Ferreira

Hydrogéotechnique, Rouen, France

RESUME : l'Afrique du Nord est confrontée à d'importants glissements de terrain, dont une partie de la cinématique est du type fluage. Une réanalyse des essais de fluage de Bishop (1966) permet de comprendre comment modéliser des pentes en situation de fluage. Cette approche permet ensuite de mieux les suivre et de décider des actions à mener.

1 INTRODUCTION.

1.1 Cadre général

Les mouvements de terrain sont classés en cinq catégories : les instabilités rocheuses, les laves torrentielles, les instabilités superficielles de sols, les instabilités profondes de sols au-delà de 15m d'épaisseur, et les situations de fluage de pente. Les deux premières sont souvent brutales, alors que les troisièmes et quatrièmes sont souvent précédés d'une phase plus ou moins longue de fluage du cinquième type, mais peuvent également avoir une cinématique rapide. Shuo Zhang et al (2022) décomposent en fonction du temps l'instabilité d'une pente comportant une situation intermédiaire de fluage en trois phases : la première de fluage primaire dont les équations sont rappelées ci-dessous, la seconde de fluage secondaire laquelle peut être amortie ou tendre vers une troisième de fluage tertiaire conduisant à la rupture. Ces trois phases sont présentées sur la figure 1.

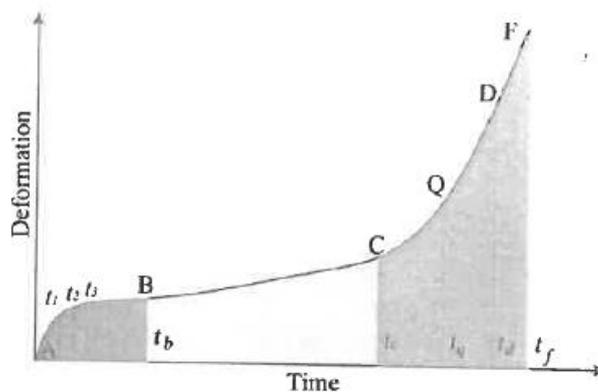


Figure 1. Les trois étapes du fluage vers la rupture selon Shuo Zhang et al (1966).

Le fluage primaire selon A-B, est caractérisé par trois temps caractéristiques : $t_1, t_2,$ et t_3 , choisis de façon que $t_3 - t_1 = 2(t_2 - t_1)$. Quand $t \leq t_b$, Zhang et al suggèrent alors les équations suivantes :

$$\frac{dy}{dt} = v_0 e^{-\alpha t} \quad \text{et} \quad y = \frac{v_0}{\alpha} (1 - e^{-\alpha t}) \quad (1)$$

α et v_0 étant calculés en faisant passer la courbe par les points d'abscisses $t_1, t_2,$ et t_3 .

$$\alpha = - \frac{\ln \frac{y_3 - 2y_2 + y_1}{y_2 - y_1}}{t_2 - t_1} \quad \text{et} \quad v_0 = \alpha \left(\frac{y_2^2 - y_1 y_3}{2y_2 - (y_3 + y_1)} \right) \quad (2)$$

1.2 Fluages secondaires et tertiaires

Shuo Zhang proposent une approche pour modéliser les fluages secondaires et tertiaires. En réanalysant les résultats des essais de fluage au triaxial, essai drainé, à charge imposée, réalisés sur les argiles de Londres par Bishop en 1966, nous développons ci-dessous une autre approche.

Les argiles de Hendon sont plastiques avec une limite de liquidité de 76 %, un indice de plasticité I_p de 29 % et un passant à 2μ de 58 %. Les déformations ont été suivies avec le temps, pour des ratios constant D , D rapport entre la valeur du déviateur appliqué divisé par la valeur du déviateur à la rupture. Les résultats des essais sont présentés sur la figure 2, pour une valeur de σ_3 de 138 kPa, la déformation axiale étant suivie en %, comme fonction du logarithme décimal du temps en jours. Un essai triaxial classique drainé a caractérisé une déformation axiale à la rupture de $\epsilon_f = 3,7$ % et un déviateur à la rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ de 227 kpa.

2. APPROCHE SUGGEREE POUR APPREHENDER LES FLUAGES SECONDAIRES ET TERTIAIRES

Quand on examine les courbes de la figure N°2, il apparait qu'elles ont la forme d'hyperboles. Nous pouvons alors chercher à attacher à chaque courbe, une équation du type :

$$\epsilon = \frac{a \log t + b}{\log t + c} = a - \frac{ac - b}{\log t + c} \quad (3)$$

les valeurs de a, b et c sont résumées dans le tableau 1.

Tableau 1. Valeurs de a, b et c .

	Secteur de stabilité					Instabilité
D	0,18	0,43	0,63	0,76	0,87	1
a	-0,219	0,909	1,158	1,102	1,882	2,58
b	-2,90	-5,52	-8,66	-16,66	-16,61	-2,83
c	-8,26	-4,79	-5,33	- 7,75	- 6,00	-0,80

Quand nous représentons les variations de a, b et c avec D , nous constatons qu'elle n'ont pas la régularité attendue pour les valeurs de D comprises entre 0,18 et 0,87. Ceci est probablement dû au fait que ce ne sont pas les mêmes échantillons.

Quand la courbe va conduire à la rupture, les valeurs de a, b et c sortent complètement de la logique qui aurait pu être trouvée entre les valeurs situées elles dans les secteurs de stabilité.

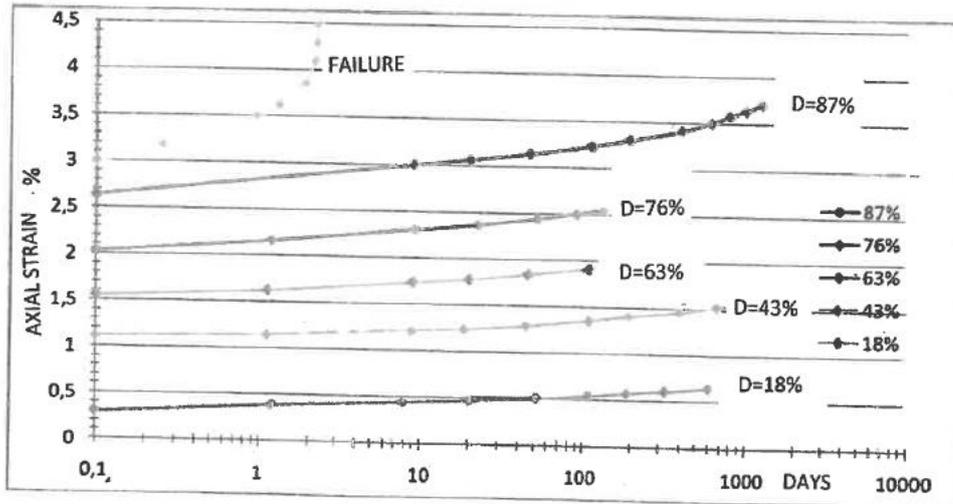


Figure 2. Résultats des essais de fluage au triaxial drainé réalisés par Bishop.

Quand nous dérivons la relation (3), nous obtenons la relation :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{ac-b}{LN10} \frac{1}{t} \frac{1}{(\log t+c)^2} \quad (4)$$

Si maintenant, nous prenons le logarithme décimal des deux membres :

$$\log\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right) = \log(ac-b) - \log(\ln 10) - \log t - 2\log(\log t + c) \quad (5)$$

que l'on peut écrire si $\frac{\log t}{c}$ est faible:

$$\log\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right) = \log(ac-b) - \log(\ln 10) - 2 \frac{\ln c}{\ln 10} - \left(1 + \frac{2}{c \ln 10}\right) \log t \quad (6)$$

Elle correspond à l'équation de droites, dans un diagramme $\log\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)$ fonction de $\log t$. Ces droites apparaissent clairement sur la figure 3

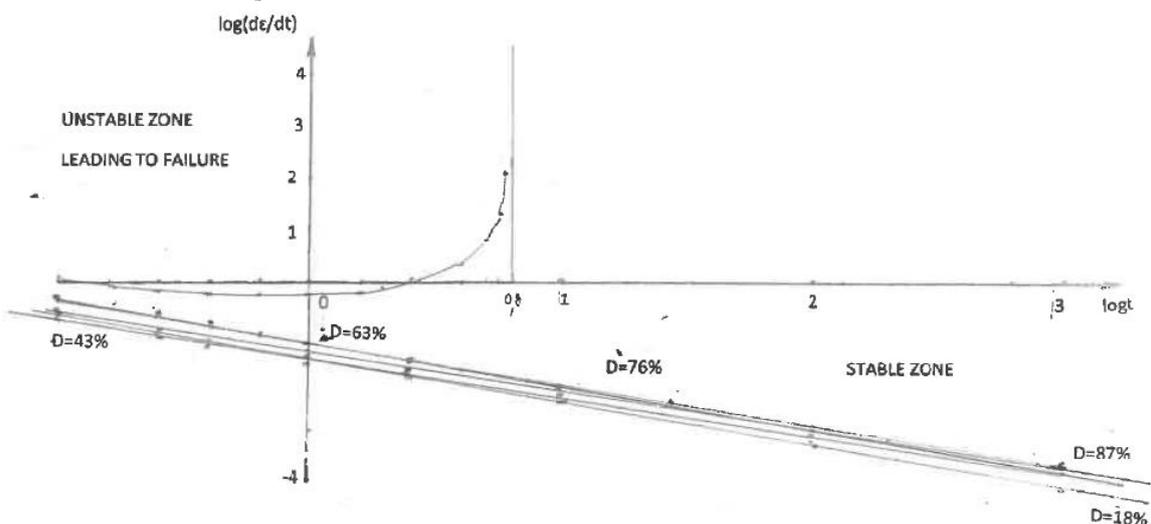


Figure 3. Courbes $\log\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)$ fonctions de $\log t$.

Quand la tendance est à la rupture, $\frac{d\varepsilon}{dt}$ peut s'écrire :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{0,766}{\ln 10} \frac{1}{t} \frac{1}{(0,8 - \log t)^2} \quad (7)$$

Et donc :

$$\log\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right) = -0,477 - \log t - 2\log(0,80 - \log t) \quad (8)$$

Quand le fluage devient instable et tend vers la rupture $\log\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)$ n'est plus une fonction linéaire de $\log t$, le troisième terme de la relation (8) tendant vers l'infini quand $\log t$ tend vers 0,80, la courbe ayant une allure hyperbolique à asymptote verticale.

3. CONCLUSIONS APRES L'ANALYSE DES RESULTATS DE BISHOP

Pour analyser la situation potentielle de fluage d'une pente, il nous faut d'abord réaliser un essai triaxial classique, drainé, afin de mesurer le déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ et la déformation axiale ε_f à la rupture. Ensuite, ce sont des essais triaxiaux drainés, à charges imposées, pour des valeurs croissantes de D, rapport du déviateur appliqué pour l'essai considéré, divisé par le déviateur à la rupture précédemment mesuré, qu'il nous faut mettre en œuvre, pour une valeur de D supérieure à 0,8, par incréments de 0,2, pour visualiser le passage d'une variation linéaire de $\log\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)$ fonction de $\log t$, à une variation d'allure hyperbolique dotée d'une asymptote verticale. Nous obtenons alors un faisceau de courbes ayant l'allure linéaire et un faisceau de courbes d'allure hyperbolique. En théorie, le temps à la rupture est la valeur de t rendant le troisième terme de la relation (8) infini, pour la courbe considérée, correspondant au comportement observé in-situ. En fait t_f est la valeur du temps pour la courbe considérée correspondant à la valeur de D choisie, égalant ε à ε_f dans la relation (3).

4. REMARQUE PAR RAPPORT A L'ETUDE CLASSIQUE DE LA PHASE 3

Classiquement l'étude de la rupture est conduite en calculant un coefficient de sécurité F par rapport à la rupture, rapport des effets des efforts résistants sur ceux des efforts moteurs. Considérant que F est l'inverse de D, et que le F recherché est au minimum de 1,5, la valeur de D est de 0,66 au maximum. Il sera donc intéressant de vérifier que le début des courbes $\log\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)$ fonction de $\log t$ rentre bien dans le faisceau des droites. Enfin, on gardera à l'esprit que pour les situations de fluage de pentes très longues, le mouvement de la pente n'est pas uniforme et qu'une difficulté sera le découpage de la pente globale en compartiments à comportements individualisés. Des zones critiques pour les constructions sont alors les limites entre compartiments.

5. IMPLICATIONS POUR LE SUIVI DES PENTES

Les déformations de fluage sont caractérisées par des profils de déplacement du type de celui schématisé sur la figure 4. Les déplacements du point M sont connus, ainsi que la position du point O, par le suivi d'un inclinomètre ancré en profondeur dans un niveau réputé stable. Nous proposons de retenir β comme paramètre de déformation. $\frac{d\beta}{dt}$ est la vitesse de distorsion angulaire. Le suivi de la pente se fera donc dans un diagramme $\log\left(\frac{d\beta}{dt}\right)$ fonction de $\log t$ dans lequel nous vérifierons s'il est de type linéaire, tendant vers une stabilisation, ou du type hyperbole à asymptote, et qu'un fluage à la rupture est en cours.

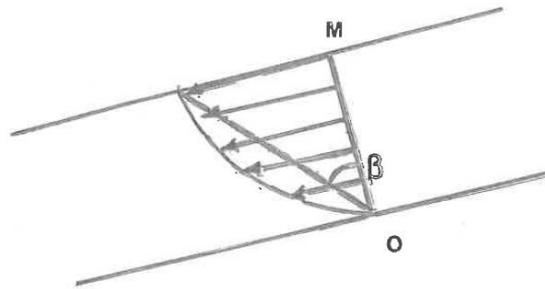


Figure 4. Définition de la distorsion angulaire

6. TECHNIQUE POSSIBLES DE STABILISATION DES PENTES EN SITUATION DE FLUAGE

Schématiquement, il nous apparaît deux grandes catégories de pentes en situation de fluage.

La première correspond à des glissements pour lesquels une surface de concentration de teneurs en eau élevées s'installe. Cela peut être dû à un déchargement de la masse potentiellement instable, conduisant à un gonflement des matériaux, créant des microfissures sièges d'un potentiel de succion. Nous pouvons être confrontés aussi à un comportement visqueux des matériaux conduisant dans la zone de cisaillement à l'apparition d'une perte de résistance au cisaillement des matériaux. Enfin il est fréquent qu'une concentration de teneurs en eau élevées se manifeste à l'interface entre deux couches ayant des potentiels électrochimiques très différents comme des limons ocre jaune sur des marnes bleues. Les solutions de stabilisation seront alors mécaniques, comme des masques banquettes poids ou des clous.

La seconde correspond à une augmentation de la pression hydrostatique modifiant la contrainte effective. La solution de stabilisation sera ici du type drainage.

7. CONCLUSIONS

La réanalyse des courbes de Bishop permet de comprendre quand une situation de fluage de pente est dans une zone de stabilité, des difficultés pouvant subsister à la limite de compartiments ayant des déplacements différentiels, ou au contraire quand elle est dans une zone d'instabilité permettant alors d'anticiper le temps restant avant la rupture.

REFERENCES

Bishop A.W. Lowenbury H.T. (1966). Creep characteristics of two undisturbed clays. Imperial college. University of London. United Kingdom.

Cacucci M. (2010). Formulations analytiques du fluage triaxial. Projet de fin d'études. Ecole des Ponts Paris Tech France.

Gress J.C. (2024). Instabilités éventuellement induites par des dragages en Seine sur le versant de Villequier. 76. Port autonome de Rouen. ACE Géotechnique. Fontaines. 71150. France.

Zhang S. et al. A new forecasting method for failure time of creep landslide based on non linear creep behavior and new prewarning criterion. College of Geosciences and Engineering. Zheng-Zhou. China.

Contrôle de qualité DES installations des géosynthétiques

INTRODUCTION

Aux fins de cette spécification, le contrôle de la qualité doit être défini comme un système planifié d'inspection et d'essais pour surveiller et contrôler directement la qualité des installations des géosynthétiques et la stabilité des ouvrages.

Objectif du contrôle des géosynthétiques :

- Le dimensionnement ;
- L'adéquation matériau-milieu ;
- La stabilité des géosynthétiques ;
- Leur vieillissement dans les conditions de service

Organisation des contrôles des installations

- Contrôle intérieur,
- Contrôle extérieur

Les principales étapes du contrôle des géosynthétique

- **Contrôles avant installation**
- **Contrôle en cours d'installation**
- **Contrôles avant réception**

Contrôle de qualité - Installation

❖ **Équipement de test du site**

L'installateur doit maintenir sur place, en bon état de fonctionnement, les éléments suivants :

- ✓ **Tensiomètre de terrain**
- ✓ **Cloche à vide**
- ✓ **Équipement d'essai de pression d'air**

❖ Essais non destructifs

Ces essais fournissent l'information sur la continuité des soudures et doivent être réalisés en même temps que les travaux d'installation. Normalement, ces essais doivent être réalisés sur un pourcentage de la longueur soudée accordé avec le contrôle de qualité, hors spécification contraire, ils seront exécutés par l'installateur et contrôlés par le Contrôleur de qualité, lequel rassemblera l'information correspondante à la date et l'heure de la réalisation, les conditions de l'essai, l'identification de l'essai et de l'opérateur qui le réalise ainsi que le résultat. Cette information sera incluse dans tous les rapports correspondants et devra être envoyée au Directeur du projet. En cas d'erreur, le Contrôleur de qualité indiquera à l'installateur les réparations qui doivent être effectuées. Les méthodes recommandées pour l'essai non-destructif de soudures sont les suivantes :

❖ Essai d'air à pression

Cet essai doit être réalisé d'après la norme UNE 104-481-94 (Part 3-2) et sur pourcentage des soudures de fusion avec canal de vérification et par tronçons dans le cas où cela serait nécessaire. Le procédé de l'essai consiste à obstruer le bout du canal et injecter de l'air par l'autre côté jusqu'à l'obtention de la pression suivante :

Température (°C)	Pression (Bar)
T < 30	3
30 < T < 40	2
T > 40	2

On essayera de maintenir cette pression pendant deux minutes, si celle-ci doit être constante, et

l'essai sera valable ; dans le cas contraire on attendra jusqu'à trois minutes, admettant maximum de 10% de chute de la pression, justifiée par des échappements autour du poinçon du manomètre.

❖ Essais destructifs

- Des essais destructifs de la veine de champ doivent être effectués à des endroits choisis afin de vérifier les propriétés de sertissage. Tous les échantillonnages et essais doivent être effectués en même temps que le sertissage sur le terrain de sorte que la vérification des propriétés des joints de terrain soit effectuée au fur et à mesure de l'avancement des travaux et que des mesures correctives soient mises en œuvre,

❖ **Inspection et acceptation**

- Au fur et à mesure que le travail progresse, l'inspecteur doit documenter tous les emplacements nécessitant des travaux de réparation et doit vérifier et documenter que toutes les réparations ont été effectuées avec succès par l'installateur. Aucun travail sur le revêtement n'est autorisé si l'inspecteur n'est pas présent. Cela comprend les tests de démarrage, le sertissage général et les correctifs, ainsi que tout travail sur les pénétrations ou les structures.

- Les coutures ne sont considérées comme acceptées qu'après avoir passé avec succès les tests non destructifs et destructifs spécifiés, et les équipements utilisés pour réaliser les coutures ont passé les tests de démarrage requis. Si une jointure échoue aux critères ci-dessus, l'installateur doit reconstruire la jointure.

- La surface entière de la géomembrane doit être examinée par l'inspecteur pour confirmer qu'il est exempt de tout défaut, trou, cloque, matière première non dispersée ou contamination par des corps étrangers. La surface de la géomembrane doit être nettoyée par l'installateur, si nécessaire, afin qu'il soit exempt de poussière, de boue, de débris ou de tout autre matériau pouvant empêcher un examen approfondi de la surface. Toute zone suspecte doit être clairement marquée par l'inspecteur et soumise à des essais non destructifs conformément à la procédure d'essai spécifiée appropriée.

- Les morts-terrains ne doivent être appliqués à aucune partie du système de revêtement tant que l'entrepreneur et l'ingénieur n'ont pas inspecté le système de portions et que tous les documents concernant cette partie ont été approuvés.

SOUSSIONAAPPELACOMMUNICATION

Date limite de soumission des résumés : **avant le 15/06/2024**

Contact : Secrétariat CMMSG

Tel: 0522302791-Fax: 0522301550-Email: cmmsg@lpee.ma

Nom et Prénom (1 ^{er} Auteur): HARROUCHA RACHID
Société: Faculté des Sciences et Techniques de Fès
Tel/Gsm : 0670092255
Email: rachid.harroucha@usmba.ac.ma

THEME GENERAL: «INSTABILITE DES SOLS: Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes (à cocher):

- 1- Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2- Fondations Superficielles et Profondes
- 3- Instabilité de talus
- 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site urbain
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galeries et Tunnels
- 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

ANALYSE DE LA VULNERABILITE GEOTECHNIQUE DES MOSQUEES – CAS DE LA VILLE DE FES

ANALYSIS OF THE GEOTECHNICAL VULNERABILITY OF MOSQUES - THE CASE OF THE CITY OF FES

Rachid HARROUCHA, Abdel-Ali CHAOUNI

Université Sidi Mohammed Ben Abdellah- Faculté des Sciences et Techniques, Fès, Maroc

Université Sidi Mohammed Ben Abdellah- Faculté des Sciences et Techniques, Fès,

RÉSUMÉ – Dans de nombreuses régions du monde, les structures existantes sont exposées à divers risques naturels, tels que les séismes, les inondations, les glissements de terrain, entre autres. Les bâtiments construits dans ces zones à risque peuvent subir des dommages significatifs, menaçant ainsi la sécurité et la vie de ceux qui les fréquentent. Les mosquées sont des bâtiments d'une importance particulière pour les communautés musulmanes, car elles sont des lieux de culte et de rassemblement pour les fidèles. Cependant, il est possible que ces bâtiments soient construits dans des zones à risques naturels, ce qui pourrait exposer les fidèles à des dangers potentiels. Dans ce contexte, notre étude porte sur l'analyse de la vulnérabilité aux risques naturels des mosquées de la ville de Fès, au Maroc. L'objectif est d'évaluer la sécurité des mosquées existantes dans la ville et de proposer des mesures préventives pour minimiser les risques auxquels elles sont exposées. Cette étude est donc importante pour garantir la sécurité des fidèles et préserver ces bâtiments importants pour la communauté musulmane.

Mots-clés: Mosquées ; Vulnérabilité ; Risques ; Dommages

ABSTRACT – In many parts of the world, existing structures are exposed to various natural hazards, such as earthquakes, floods and landslides, among others. Buildings constructed in these high-risk areas can suffer significant damage, threatening the safety and lives of those who use them. Mosques are buildings of particular importance to Muslim communities, as they are places of worship and gathering places for the faithful. However, it is possible that these buildings are built in areas at risk from natural hazards, which could expose the faithful to potential dangers. In this context, our study focuses on analyzing the vulnerability to natural hazards of mosques in the city of Fez, Morocco. The aim is to assess the safety of the city's existing mosques and propose preventive measures to minimize the risks to which they are exposed. This study is therefore important to guarantee the safety of the faithful and preserve these important buildings for the Muslim community.

Keywords: Mosques; Vulnerability; Risks; Damage

LA CRISE SISMIQUE DU HAUT ATLAS MAROCAIN DECLENCHEE PAR LE SEISME MAJEUR DU 8 SEPTEMBRE 2023

THE SEISMIC CRISIS OF THE MOROCCAN HIGH ATLAS TRIGGERED BY THE MAJOR EARTHQUAKE OF SEPTEMBER 8th 2023

Nacer Jabour, Mohamed Kasmi, Lahcen Hni, Youssef Timoulali et Mohamed Menzhi

Institut National de Géophysique.

Centre National pour la Recherche Scientifique et Technique

RESUME - La crise sismique qui a été déclenchée par le séisme majeur du 8 septembre 2023, Mw=7.0, dans le Haut Atlas marocain, a donné une série de répliques sismiques dont quelques chocs sont encore ressentis. Ce séisme major est dû au mouvement inverse d'une faille cachée entre 8km et 32 km de profondeur. Le déplacement du compartiment supérieur de la faille a causé le soulèvement du massif montagneux central de 20 cm en moyenne. La distribution géographique des hypocentres sismiques montre un groupement au sud-est du choc principal, ceci est lié principalement à la direction de la rupture sismique sur le plan de faille, essentiellement plongeante vers la racine du Haut Atlas.

Mots clés : crise sismique, faille inverse, rupture sismique, soulèvement.

ABSTRACT : The seismic crisis that was triggered by the major earthquake of September 8th 2023, Mw=7, in the Moroccan High Atlas, gave a series of seismic aftershocks, among them some shocks are still felt. This major earthquake is due to the inverse movement of a blind fault between 8 and 32 km depth. The displacement of the hanging wall of the fault caused the uplift of the central mountain massif by 20 cm in an average. The geographical distribution of the seismic hypocenters shows a cluster to the south-east of the main shock, this is linked mainly to the direction of the seismic rupture on the fault, essentially plunging towards the root of the High Atlas.

Keywords: seismic crisis, inverse fault, seismic rupture, uplift.

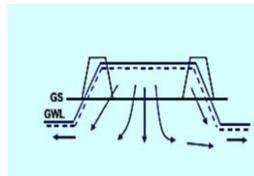
CALSSIFICATION DES SOLS PAR MESURES DE LA VS30 ET H/V-TECHNIQUES ACTIVES ET PASSIVES-CAS D'ETUDES

"l'utilisation de la vitesse des ondes de cisaillement, V_s , par les ingénieurs est devenue de plus en plus courante. Cependant, ses applications sont généralement limitées à la classification des sites (A, B, C, D, E) selon l'Eurocode et, dans certains cas, a fournir les modules dynamique des sols.

En effet, V_s est une mesure directe de la rigidité du sol et c'est le seul paramètre mesurable de manière non intrusive sur le terrain au moyen des techniques géophysiques passives ou actives tels que MASW-Cross hole-Down hole-H/V. Ces avantages font de V_s le paramètre de l'avenir dans l'ingénierie .

Ces techniques nécessitent l'intervention de professionnels géophysiciens utilisant des équipements performants pouvant assurer la fiabilité nécessaire et ce en se basant sur des codes de bonnes pratiques communément admis.

Basée sur des exemples concrets, cette présentation montre l'importance d'obtenir des mesures précises de V_s sur le terrain. Plusieurs exemples seront ainsi présentés pour montrer le potentiel significatif de la V_s et comment elle peut être utilisée pour la conception et la prise de décision".



UNIVERSITE DE LUBUMBASHI
ECOLE SUPERIEURE DES INGENIEURS INDUSTRIELS
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
BP 1825
LUBUMBASHI

« MODELISATION DU COMPORTEMENT DES MATERIAUX »

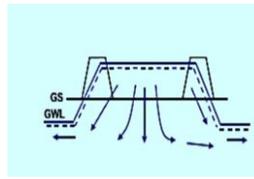
Cas des digues de rétention des résidus miniers en RDC/Lubumbashi

Par Assistant Ir KAPYA NGOY Francis
Promoteur : Pr Gustave MUKOKO KALENDA
Copromoteur : Pr Jean-Marie LUNDA ILUNGA

RESUME

L'étude de mécanisme de rupture des digues lors de la percolation est un domaine vaste et compliqué en raison de la complexité du phénomène et du nombre important des paramètres entrant en jeu. Cependant, la principale cause susceptible de conduire très rapidement au claquage hydraulique est l'érosion par surverse (overtopping) soit l'érosion de conduit (Piping flow); le risque de cette dernière peut impacter le domaine socioéconomique avec des conséquences dramatiques ;pollution de l'environnement, dommage des infrastructures, santé publique, l'inondation des zones avals, et perte en vies humaines. L'érosion interne ne mène pas directement à la destruction de la digue ; il s'initie localement, sape progressivement l'ouvrage avant de conduire brusquement au claquage hydraulique. Pour ce faire ; quantifier les différents problèmes pouvant conduire à la rupture de la digue, par l'évaluation de la résistance au cisaillement des résidus miniers et le contrôle de la percolation excessive demeurent la question cruciale à se poser pour appréhender le problème de claquage.

Dans le passé, il est arrivé que les digues cèdent en raison des contraintes trop élevées, causées par des sollicitations mécaniques sévères pouvant mener à la liquéfaction des résidus miniers. Malgré l'amélioration par certains chercheurs sur les défaillances ; les digues en générale et particulièrement les digues à résidus miniers présentent le risque de claquage hydraulique élevé lié au mauvais contrôle de la percolation des effluents lorsque l'infiltration est abondante et dommageable ainsi que les conditions météorologiques inhabituelles,...C'est alors, entre 1917 et 2002, près de 215 incidents des digues impliquant un comportement inacceptable de parcs à résidus ont été recensés à travers le monde. D'une part, plus de 20% de ceux-ci ont été la conséquence de phénomène sismique ou la liquéfaction dynamique et d'autre part la liquéfaction causée par des chargements statiques (Wise,2009 ; James,2009 ; Holtz et Kovacks,1981) ; Ainsi que d'autres dégâts entre 2000 et 2010 puis 2011 et 2023.



L'entreprise de la place à Lubumbashi est dans un environnement urbain compte tenu de la démographie très galopante. Après l'alimentation des tous venant, deux types des résidus sont produits à l'usine ; dont les résidus solides dirigés vers le Halde prévu à cet effet et les résidus liquides sous forme des pulpes sont entreposés dans les paddocks au moyen des pipes lines. Ces derniers doivent être gérer de façon responsable de manière à prévenir de défaillance qui pourrait engendrer plutard le claquage hydraulique ou le glissement de l'ouvrage. Aujourd'hui, Ruashi Mining fait face à un problème crucial lié au dysfonctionnement des équipements d'infiltrations ou drains d'évacuation, en occurrence trois ; dont deux sont obstrués par les matériaux de la digue et occasionnent une infiltration régulière du côté Nord et Est de l'ouvrage. L'unique Penstop opérationnel est devenu instable suite à la hauteur critique par rapport à la hauteur préconisée sur la superposition des rings. L'arrêt de ce dernier augmentera davantage l'instabilité du côté Nord et Est et pourrait même toucher les autres parties de la digue par une percolation excessive. la continuité de la déposition dans les paddocks, avec les phénomènes des conditions météorologiques inhabituelles caractérisées par des pluies abondantes feront en sorte qu'il ait augmentation de la ligne de saturation et ceux-ci conduiront à la vulnérabilité de l'ouvrage avec le risque des pertes en vies humaines, dommages des équipements de l'usine et matériels ainsi que le DMA.

Mots clés : comportement, résidus miniers, percolation, modélisation, digue.

Nom et prénoms : KI Bibalo Ida Josiane
Société : L2M (UIDT) / LACAPSE (UNZ) / LSTP
Tel/Gsm : 0022670442517 / 00212661183752
Email : bijosiane.ki@univ-thies.sn / lstp13.bouras@gmail.com

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes :

<input type="checkbox"/> 1- Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
<input type="checkbox"/> 2- Fondations Superficielles et Profondes
<input type="checkbox"/> 3- Instabilité de talus
<input type="checkbox"/> 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'art et Ouvrages particuliers
<input type="checkbox"/> 5- Excavation en site Urbain
<input type="checkbox"/> 6- Liquéfaction des sols
<input type="checkbox"/> 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
<input type="checkbox"/> 8- Galeries et Tunnels
<input checked="" type="checkbox"/> 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

RENFORCEMENT DU SOL DE FONDATION PAR DU GEOTEXTILE D'UN BATIMENT R+2 A SIDI MAAROUF A CASABLANCA EN 2012

STABILISATION OF THE FOUNDATION GROUND WITH GEOTEXTILE FOR A BUILDING (R+2) IN SIDI MAAROUF, CASABLANCA IN 2012

Bibalo Ida Josiane KI¹², Sibri Alphonse SANDWIDI², Adama Dione³, Mohammed BOURAS⁴, Makhaly BA¹

1 Laboratoire de Mécanique et Modélisation, Thiès, Sénégal

2 Laboratoire de Chimie Analytique, de Physique Spatiale et Énergétique, Koudougou, Burkina Faso

3 Ecole Nationale Supérieure des Mines et de la Géologie, Dakar, Sénégal

4 Laboratoire Spécial des Travaux Publics, Casablanca, Maroc

RESUME - Au Maroc précisément à Casablanca on observe une raréfaction des sols de bonnes portances. Le site du centre de santé en Rez de chaussée plus 2 étages (R+2) à SIDI MAAROUF à Casablanca après une étude géotechnique par le LPEE, nous a permis d'identifier un horizon de remblai hétérogène (déchets de matériaux de constructions, de matières organiques, micas,...) d'une profondeur allant jusqu'à plus de 2m suivant le nivellement des terrains. Il fut substitué avec du tout-venant 0/31.5 (GNA) renforcé par du géotextile sur 2m de hauteur. Le compactage se faisait tous les 25cm et espacé de géotextile tous les 50cm. Les essais de portance à la plaque ont donné en moyenne un module EV2 égal à 166,67Mpa supérieure à 100MPa et le rapport EV2/EV1 égal à 5,33.

Mots-clés: renforcement - sol - géotextile - tout-venant (GNA) - moduleEV2

ABSTRACT – In Casablanca, Morocco, there is a scarcity of soil with good bearing capacity. On the site of the ground floor plus 2 storeys (R+2) health centre at SIDI MAAROUF in Casablanca after a geotechnical survey by LPEE, we identified a heterogeneous fill horizon (waste building materials, organic matter, micas, ...) at a depth of up to more than 2m depending on the level of the land. This was replaced with 0/31.5 (GNA) rubble reinforced with geotextile over a height of 2m. It was compacted every 25cm and spaced with geotextile every 50cm. Plate bearing capacity tests gave an average EV2 modulus of 166.67 MPa higher than 100 MPa and an EV2/EV1 ratio of 5.33.

Keywords: stabilisation - soil - geotextile - all-comers (GNA) - EV2 modulus



TEXPLOR

WE DETECT.
WE PROTECT.

Présentation pour le **Colloque National
sur la Géotechnique** en octobre 2024 à
Marrakech, présentée par **Albert
Koffler, Texplor Group, Allemagne**

A satellite is shown in orbit above the Earth. The satellite has a gold-colored body and large solar panels. A network of green lines and dots is overlaid on the Earth, representing a global positioning or tracking system. The sun is visible on the right side of the image, creating a bright glow.

TEXtant[®]

**SUIVI DU MOUVEMENT AU
MILLIMÈTRE PRÈS AVEC
DES RÉSULTATS QUOTIDIENS**

Suivi précis des mouvements

LA NÉCESSITÉ DE SUIVRE LES OUVRAGES AVEC PRÉCISION

- Plus les **mouvements apparents** sont détectés **tôt**, plus la **prévention** des risques et des dommages **est efficace**.
- **Assurer la longévité, réduire les coûts de réparation**
- Seules des inspections visuelles sont possibles à ce jour
- **Pas de systèmes au millimètre près, traitement manuel** des données de mesure
- **Pas de réseaux** avec des données actualisées



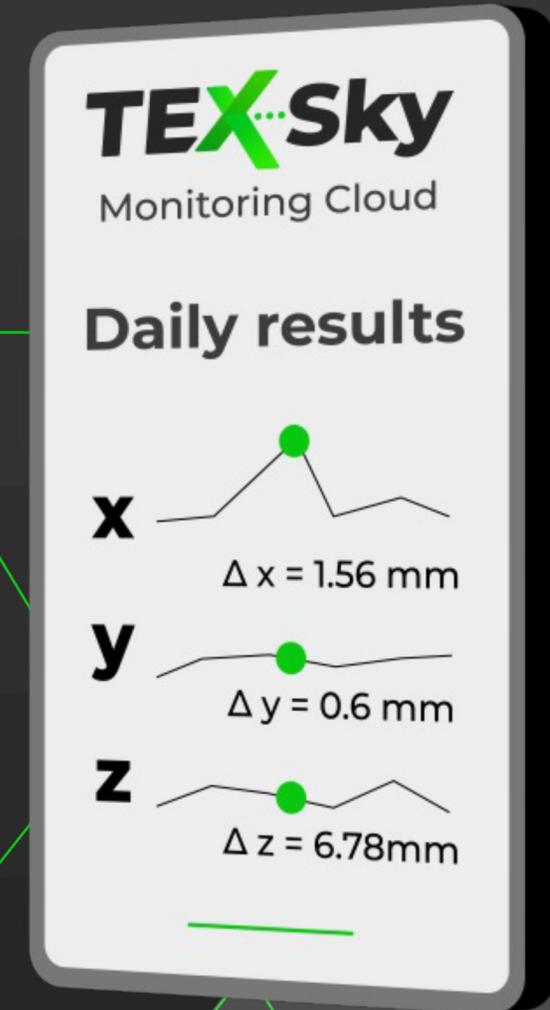
TEXtant[®]

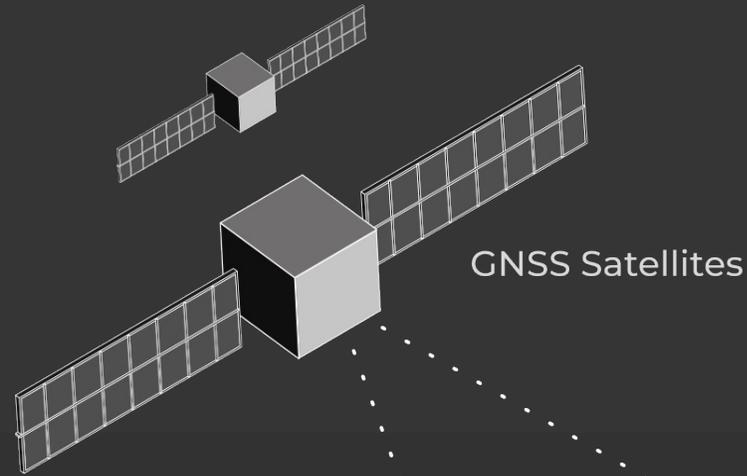
**UNE TECHNOLOGIE GNSS D'AVANT-
GARDE AVEC UNE PRÉCISION
MILLIMÉTRIQUE ET UN TRAITEMENT
AUTOMATIQUE DES DONNÉES**

Validé au GFZ, Potsdam, Allemagne

UNE NOUVELLE ÈRE DE SURVEILLANCE DES MOUVEMENTS PAR GNSS

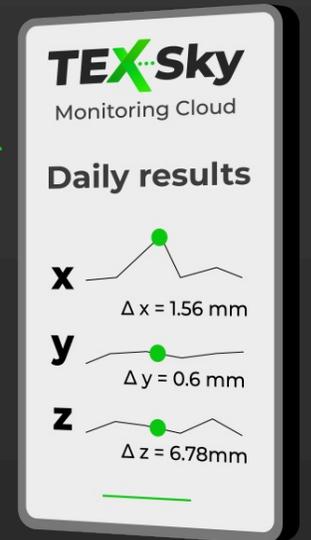
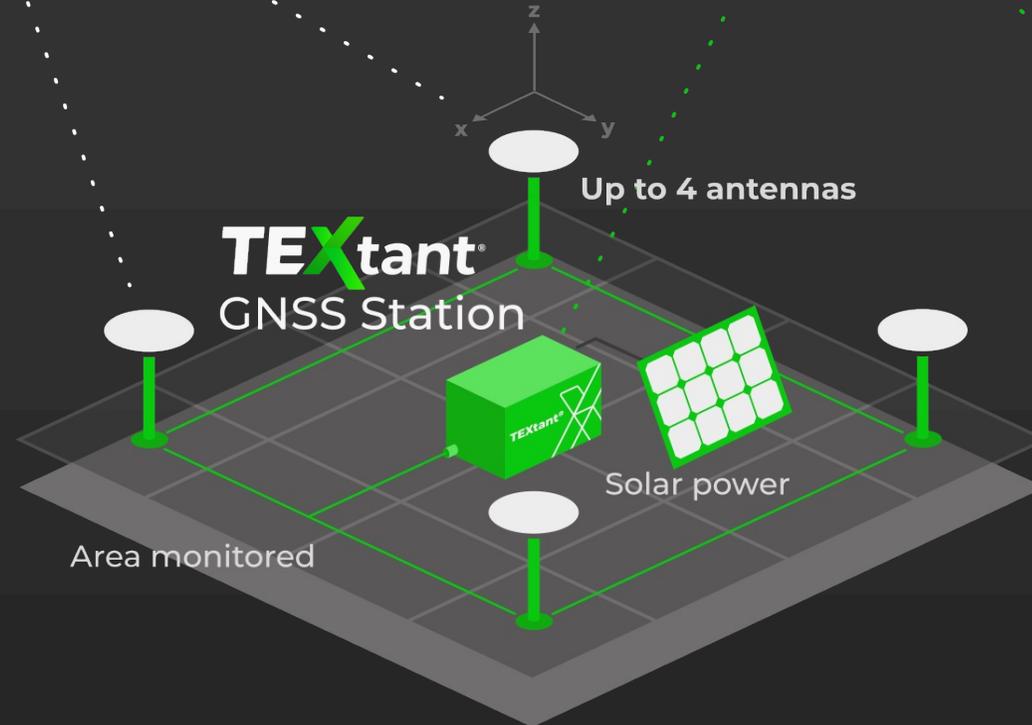
- Stations GNSS TEXtant® **autonomes**
- **Traitement automatique des données (PPP)**
- **Données traitées quotidiennement** avec une **précision millimétrique**
- **Systeme autonome** ou **réseau évolutif**
- **Jusqu'à 4 antennes** par station GNSS





SYSTÈME GNSS ENTIÈREMENT AUTOMATIQUE ET FACILE À UTILISER

VOUS VOUS CONCENTREZ
SUR LES RÉSULTATS -
Nous gérons la technologie
et l'exploitation du GNSS



TEX-SKY MONITORING CLOUD CONTRÔLE DES DONNÉES SYNCHRONISÉES DANS LE TEMPS

- Contrôle centralisé et sécurisé de **tous les résultats** et de **toutes les stations**
- Intégration de **multi-capteurs supplémentaires**
- **Corrélation** par le biais d'une **base de données synchronisée dans le temps**
- Contrôle du système **24/7** et rapports réguliers

TEX...Sky 24/7
Monitoring Cloud

RÉSULTATS ACTUALISÉS SUR TEX-SKY.COM

- Accès par nom d'utilisateur et mot de passe
- Interface facile à utiliser
- Visualisation et téléchargement des résultats quotidiens actualisés
- Cartographie mensuelle des points centraux, diagrammes et analyses complètes
- Affichage des coordonnées dans le diagramme de Gauss-Krüger

PROJECT: DOW_BASIN_CV_8020 - Basin CV 8020

Tech Support

 Technician name
Ahmed

 Technician email
ahmed.elsaid@texplor.com

 Technician phone
+4917634408549

Device Id

GNSS_3

Antenna

antenna_1

Date Range

Custom

Start Date

01.05.2

End Date

31.05.2

Interval

Monthly

SHOW RESULTS

DOWNLOAD CSV

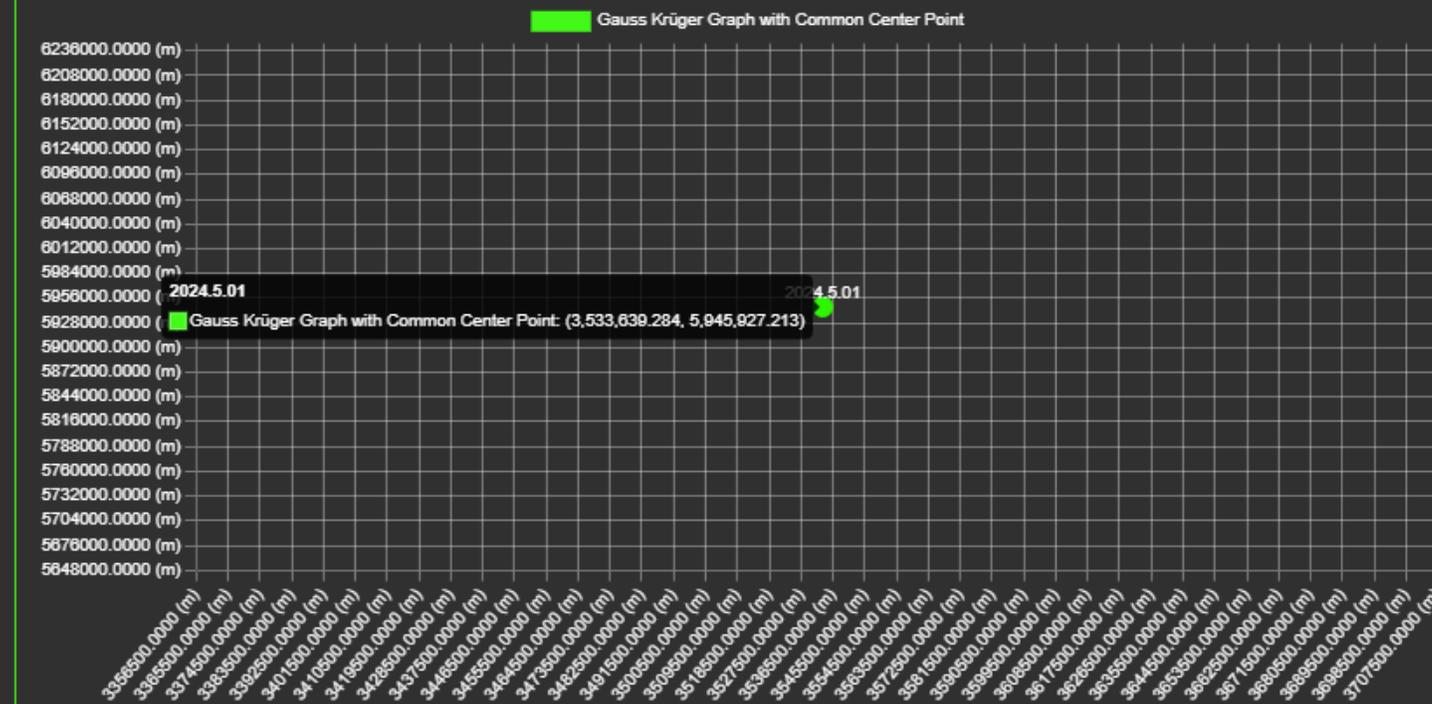
DOWNLOAD EXCEL

 TABLE

 GRAPH

 GAUSS KRÜGER GRAPH

 MAP



TECHNOLOGIE GNSS DE POINTE POUR UNE PRÉCISION MAXIMALE

- Le **GNSS** (ou Global Navigation Satellite System) fait référence aux **systèmes de navigation par satellite** avec une **couverture mondiale** qui permet un **géopositionnement autonome**.
- Les **stations GNSS TEXTant®** reçoivent des signaux de plusieurs satellites GNSS (y compris **GPS, GLONASS, Galileo** et **BeiDou**) pour calculer les **résultats X-Y-Z** avec une **précision** de l'ordre du **millimètre**.
- TEXTant® utilise le **PPP** (positionnement ponctuel précis) pour **augmenter la précision** sans avoir besoin d'une station de base à proximité.



QUALITÉ DES DONNÉES DU RÉSEAU TEXTANT® GNSS

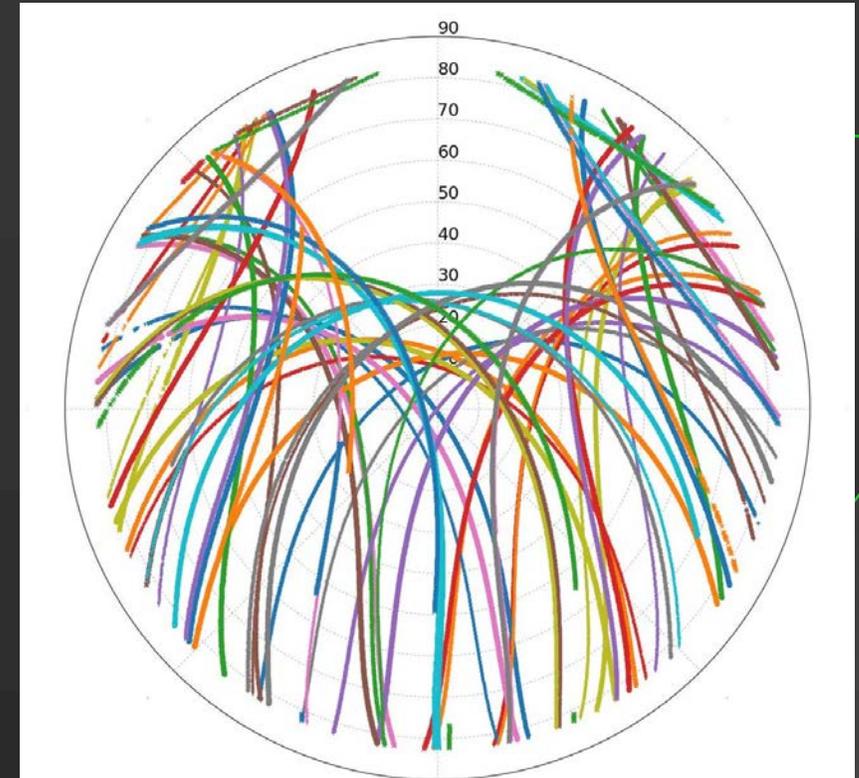
Distribution du ciel par satellite, enregistrement des données de 42 satellites toutes les secondes pendant 24 heures.

TEXTant® analyse automatiquement les données GNSS, fournit les résultats toutes les secondes avec la précision finale :

```
4526885.5894, -42446.0733, 4477989.8457, 6, 7, 0.0040, 0.0036, 0.0035,
```

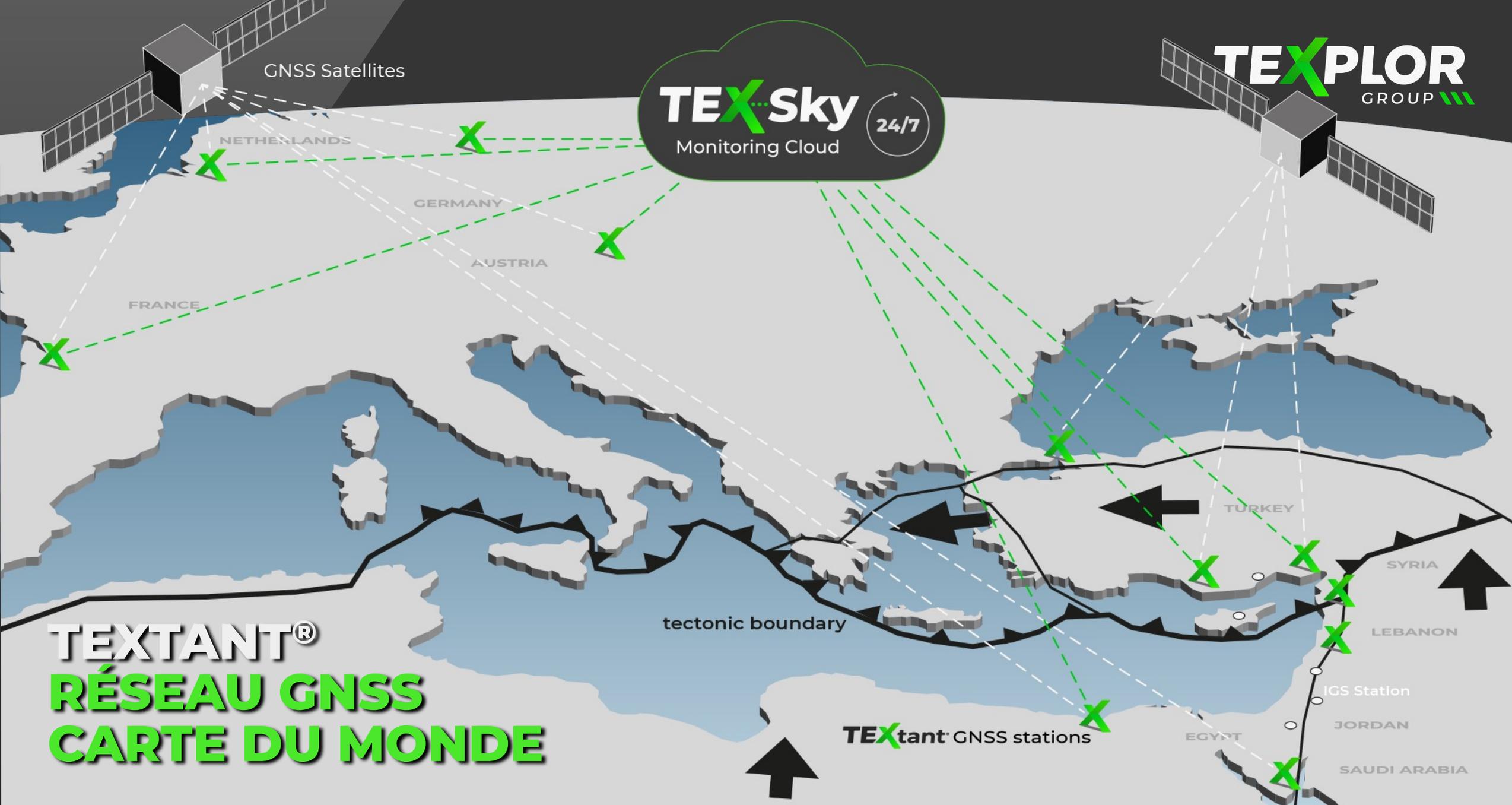
Contrôle de qualité des données TEXTant® par NRCAN Canada, avec précision finale :

- Latitude : N44° 52' 48.1727" ± 0.003 m (95%)
- Longitude : W0° 32' 13.9726" ± 0.002 m (95%)
- Hauteur ellipsoïdale : 109.497 m ± 0.007 m (95%)



• G01	+ G09	- G23	• G31	+ R07	▼ R17
+ G03	+ G10	- G24	• G32	× R08	• R18
+ G04	- G12	• G25	× R01	× R09	• R19
× G05	× G14	• G26	• R02	▼ R12	× R20
+ G06	▼ G15	• G27	• R03	▼ R13	× R21
+ G07	+ G17	• G29	• R04	▼ R14	× R22
• G08	▼ G18	× G30	• R05	▼ R15	× R24

GNSS Satellites



TEXTANT®
RÉSEAU GNSS
CARTE DU MONDE

TEXTant® GNSS stations

tectonic boundary

IGS Station

DOMAINES D'APPLICATION POUR LA SURVEILLANCE PRÉCISE DES MOUVEMENTS

➤ Infrastructure

Ponts, bâtiments,
voies ferrées, etc.



➤ Industrie

Réservoirs, centrales
électriques, mines, etc.



➤ Barrages et structures

Pentes, plates-formes de
forage, ouvrages maritimes, etc.



➤ Régions sismiques

Zones à risque telles que l'Asie
mineure, la Californie, etc.



MOUVEMENT MILLIMÉTRIQUE SURVEILLANCE DU PONT DE L'AQUITAINE EN FRANCE

Premier succès du système GNSS TEXTant® à Bordeaux
en coopération avec l'agence française Cerema.

LE PREMIER PROJET RÉUSSI AVEC L'AGENCE FRANÇAISE

Depuis **avril 2022**, surveillance **millimétrique** quotidienne, **automatique** et **autonome** des axes X-Y-Z du pont avec le système de réseau GNSS TEXtant®. **Mise au point** du système grâce à une **bonne coopération** avec le Cerema.



Fonctionnement et traitement automatiques commence après l'installation du système



L'antenne GNSS est située sur le pylône de 90 mètres de haut.

LES AVANTAGES DU RÉSEAU TEXTANT® POUR SHM

- Convergence avec le système de référence existant
- Système autonome et automatique
- Résultats quotidiens X-Y-Z et analyses

« Le système TEXTant® GNSS est une solution très intéressante car il nous permet d'avoir des mesures de mouvement au millimètre près en valeurs absolues sur une base quotidienne et il ne nécessite pas de point de référence. »

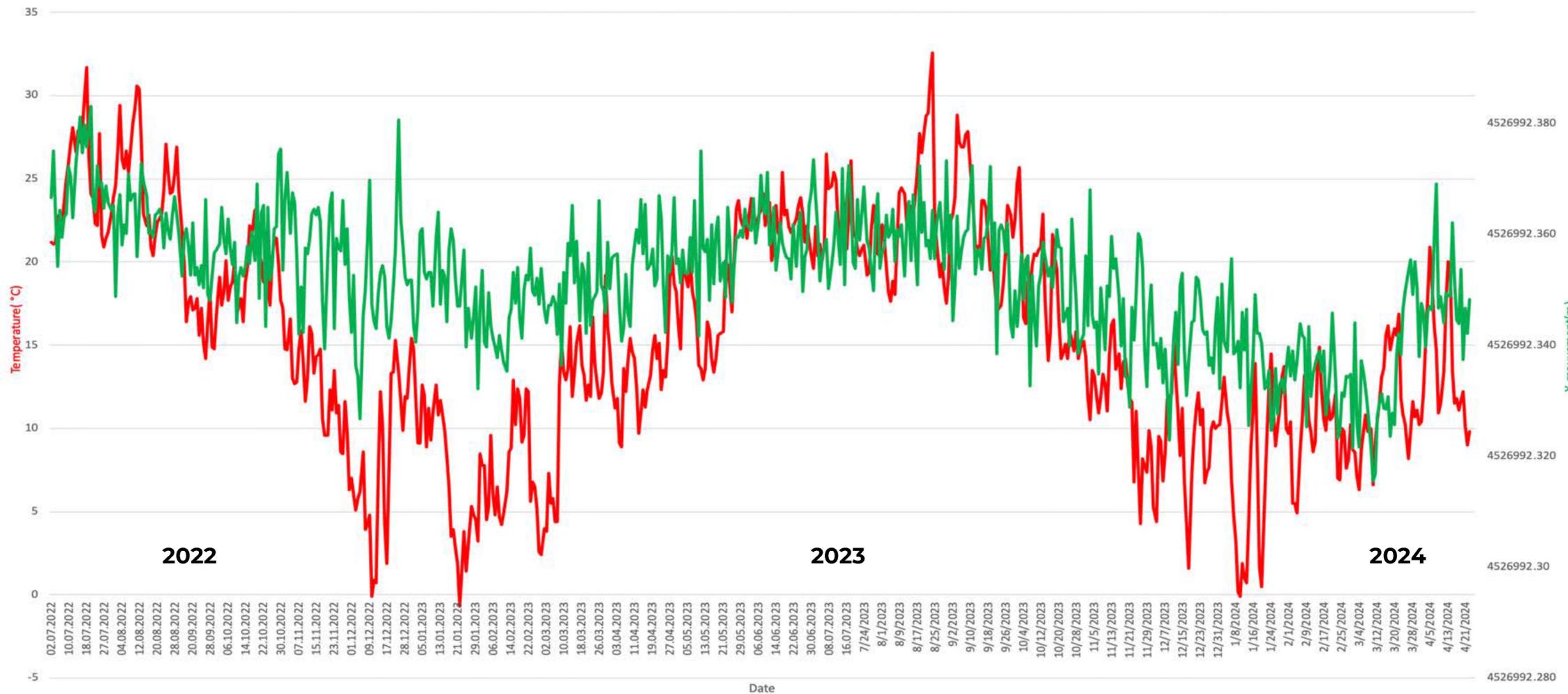
John Dumoulin, MA

Expert en instrumentation structurelle au Cerema Sud-Ouest





Corrélation entre le mouvement (X) et la température (°C)



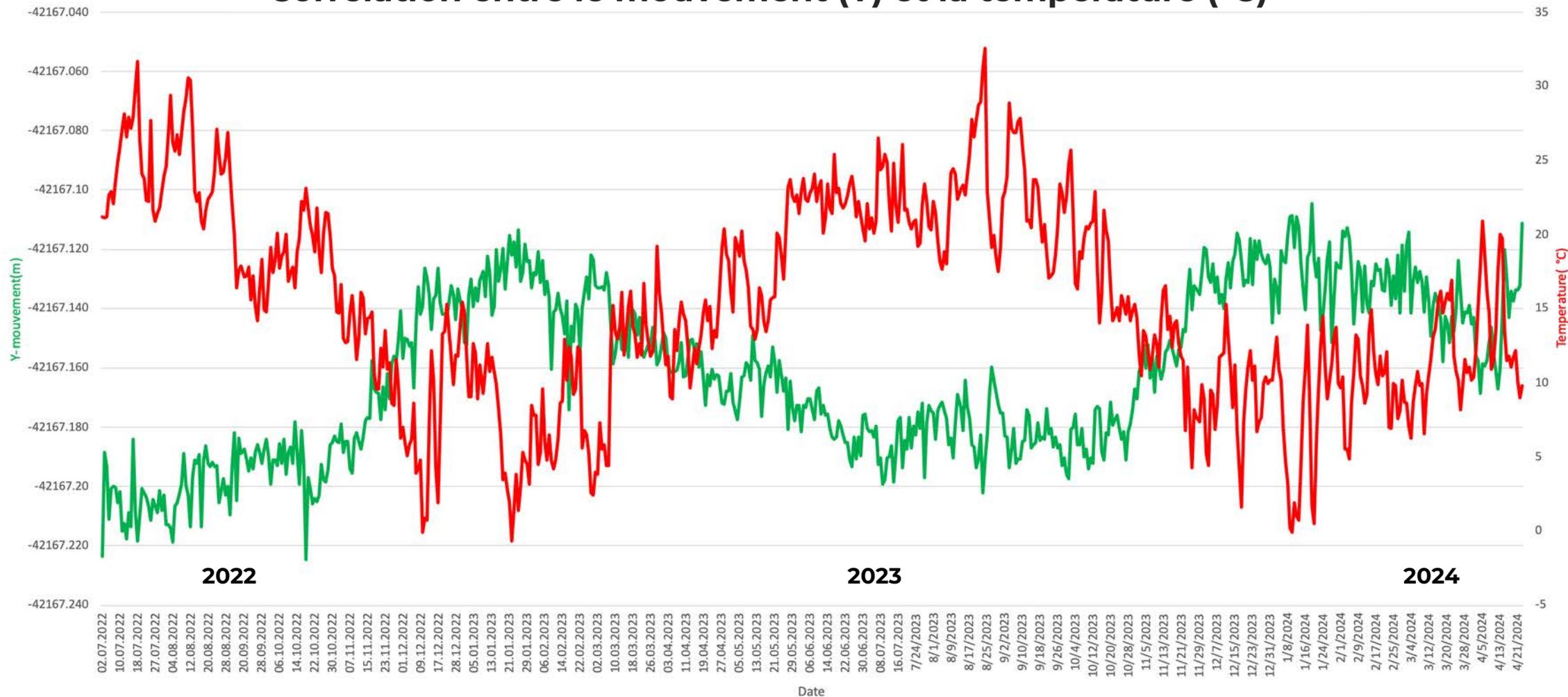
RÉSULTATS AVEC CORRÉLATION



Cerema

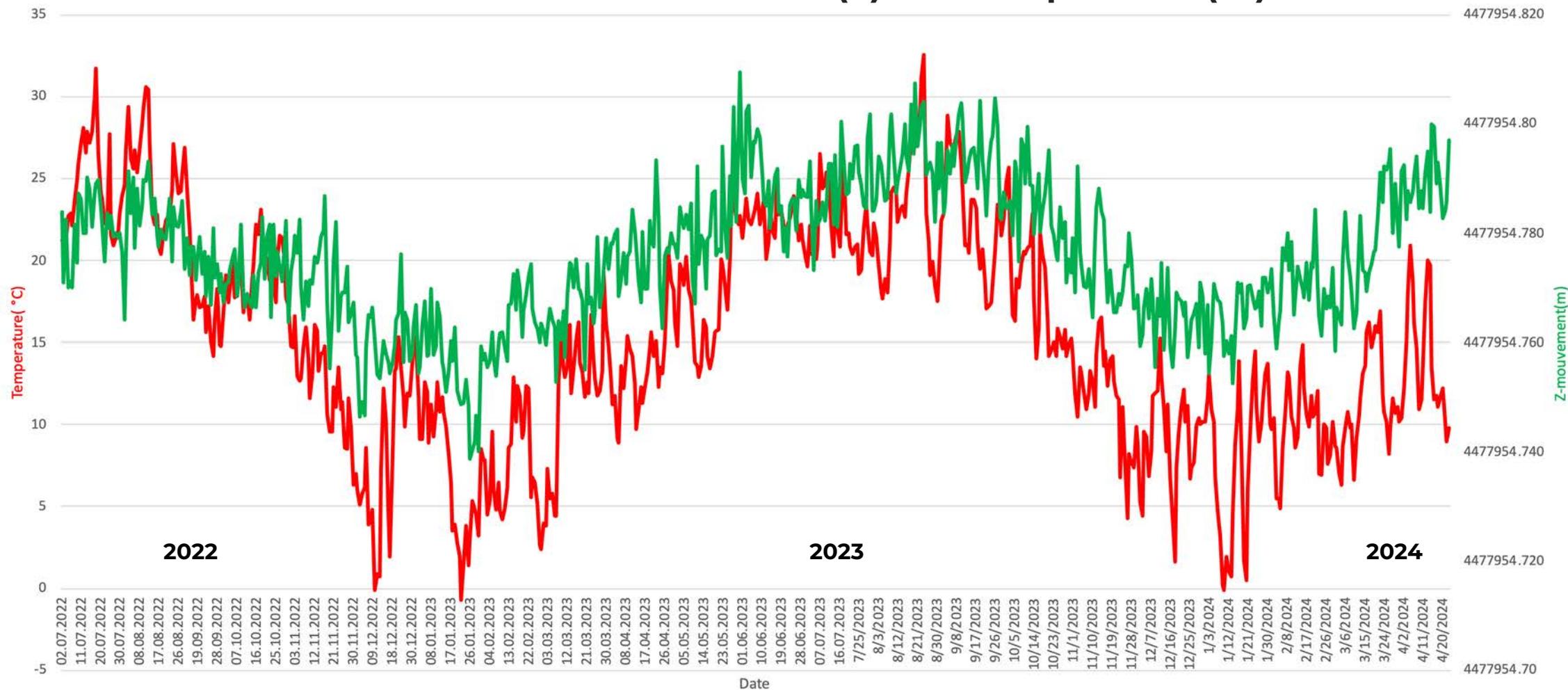
TEXPLOR
GROUP

Corrélation entre le mouvement (Y) et la température (°C)





Corrélation entre le mouvement (Z) et la température (°C)



SURVEILLANCE DES PENTES EXPOSÉES AUX GLISSEMENTS DE TERRAIN EN ALLEMAGNE

Surveillance des mouvements d'une pente au-dessus
d'une usine minière en Allemagne, avec un réseau
de deux stations GNSS TEXTant®.

SURVEILLANCE AUTOMATIQUE ET PRÉCISE GRÂCE À 6 ANTENNES

Deux stations GNSS **TEXTant**® autonomes alimentées par l'énergie solaire **avec trois antennes chacune** sur une **pente** potentiellement sujette aux glissements de terrain à Steinsberg, en **Allemagne**. Résultats quotidiens en X-Y-Z sur le **nuage sécurisé TEX-Sky**.



Une des trois antennes connectées à la station autonome **TEXTant**® GNSS



Alimentation solaire pour une utilisation 24/7 dans des endroits éloignés

MULTI-CAPTEUR MODULAIRE SHM : DE NOUVELLES POSSIBILITÉS AVEC LA SURVEILLANCE PAR BIG DATA

Des solutions de surveillance avancées avec divers multicapteurs pour prolonger la durée de vie et minimiser les temps d'arrêt.

ÉTUDES DE CAS DE DOW CHEMICAL, ALLEMAGNE

SURVEILLANCE MODULAIRE AVANCÉE DU RÉSEAU

FUITE

Contrôle de l'intégrité de tous les types de systèmes d'étanchéité grâce à la technologie MSS®

MOUVEMENT

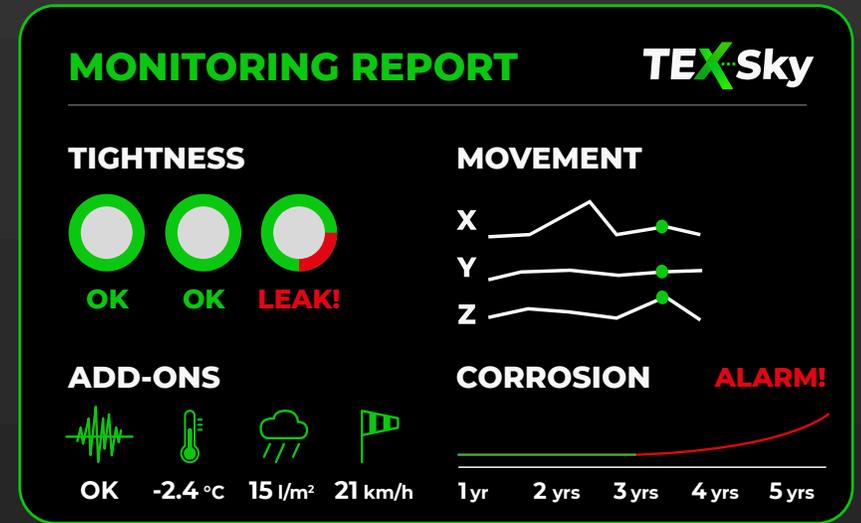
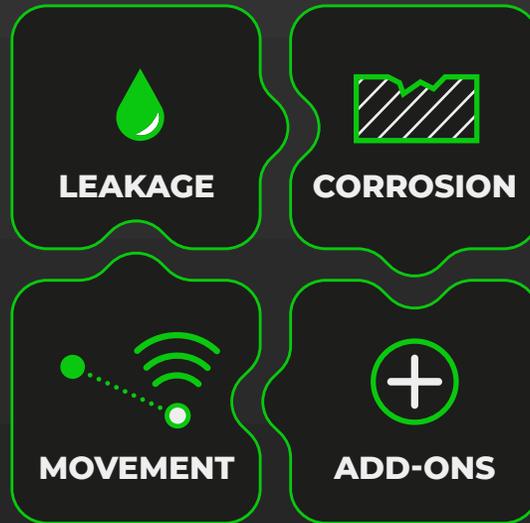
Détection des tassements et des inclinaisons avec une précision millimétrique grâce au réseau TEXTant® GNSS

CORROSION

Contrôle de la qualité du béton armé (en cours d'essai)

ADD-ONS

Intégration d'autres capteurs : Humidité / accéléromètre / vent / température / capteurs clients



DES DÉCISIONS FONDÉES SUR DES DONNÉES PERMETTENT D'OPTIMISER LA MAINTENANCE

Protection proactive de l'environnement

- Obligation de diligence grâce à une surveillance automatique 24/7
- Statut permanent de l'état de l'objet
- Détection précoce des problèmes potentiels

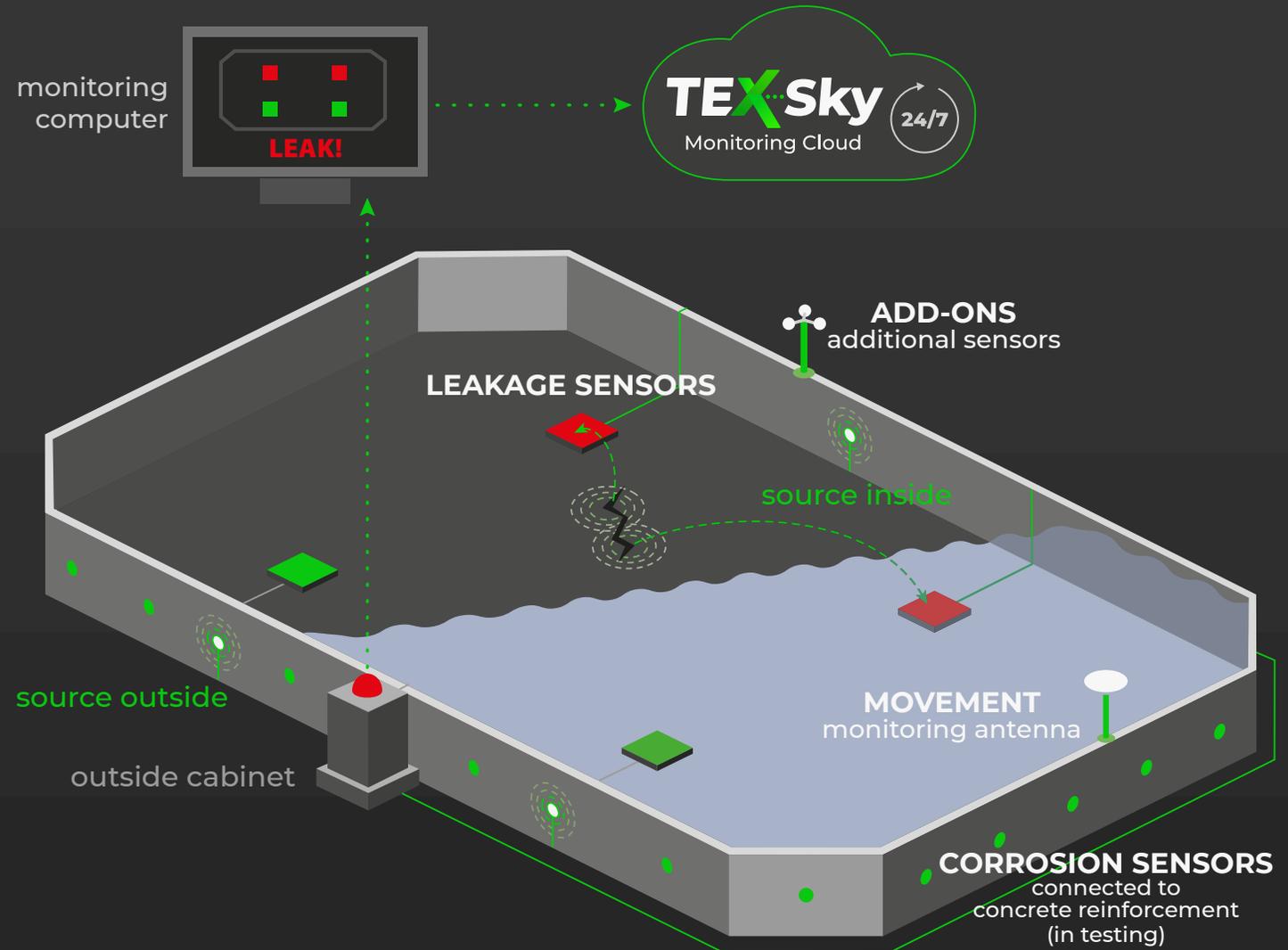
Réduction des coûts

- Optimisation des calendriers de maintenance
- Minimiser les temps d'arrêt coûteux
- Prolongation de la durée de vie



SHM MULTI- CAPTEURS POUR LE BÉTON BASSINS DE COUVERTURE

- Surveillance de l'état des structures à l'aide de différents multicapteurs fuites, mouvements, corrosion (en cours d'essai) et compléments (add-ons)
- Modernisation de l'infrastructure existante
- Résultats synchronisés dans le temps à TEX-Sky Monitoring Cloud
- Alarme en cas d'anomalies



PROJETS SHM PIONNIERS DANS LES BASSINS EN BÉTON



Le **système multi-capteurs SHM** de Texplor surveille les **fuites**, les **mouvements** et la **corrosion** (en cours de test) dans deux bassins en béton chez **Dow Chemical** à Stade, en Allemagne.



Capteur de fuite unique



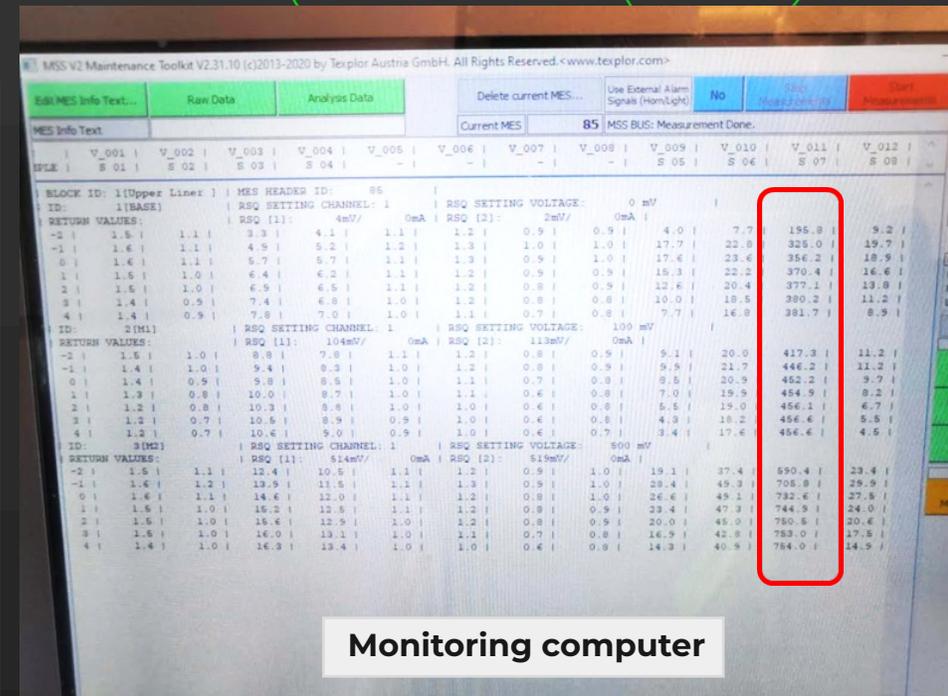
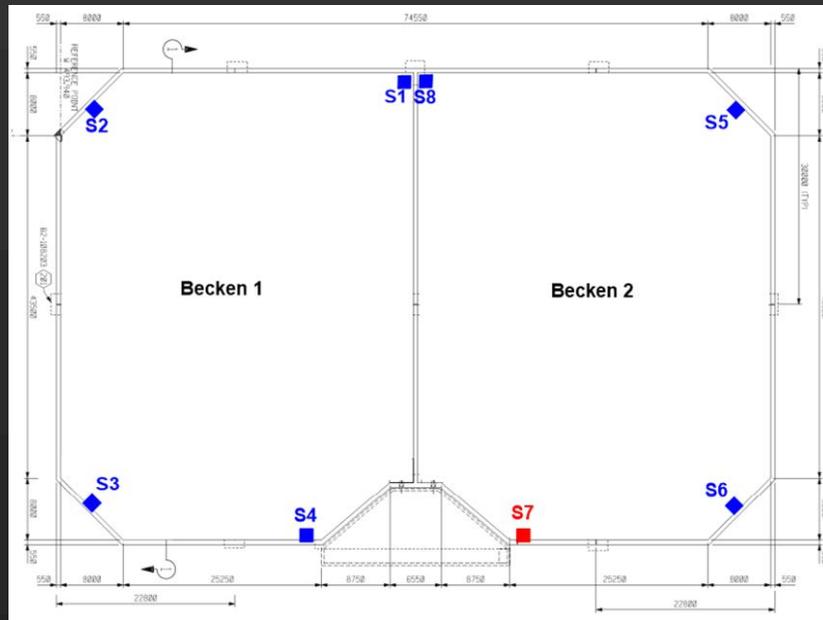
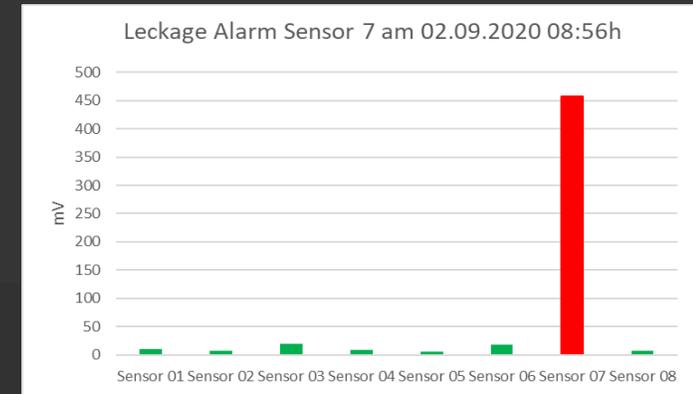
Source extérieure



Capteurs simples à l'intérieur du revêtement liquide bassin

RÉSULTATS DE LA SURVEILLANCE DES FUITES

La première fuite a déjà été détectée lors de l'installation en **2020** dans des **conditions sèches**. Le **revêtement liquide** a été **réparé** de manière **ciblée**. Depuis lors, la surveillance des fuites fonctionne en **continu 24/7** sans **aucune anomalie**.



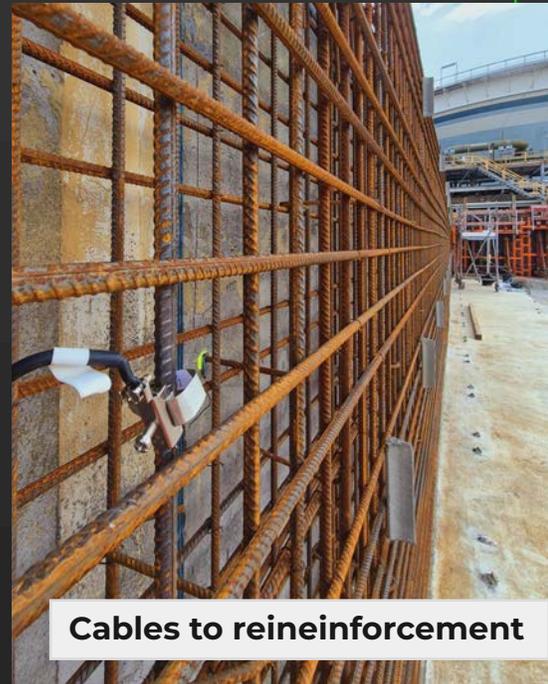
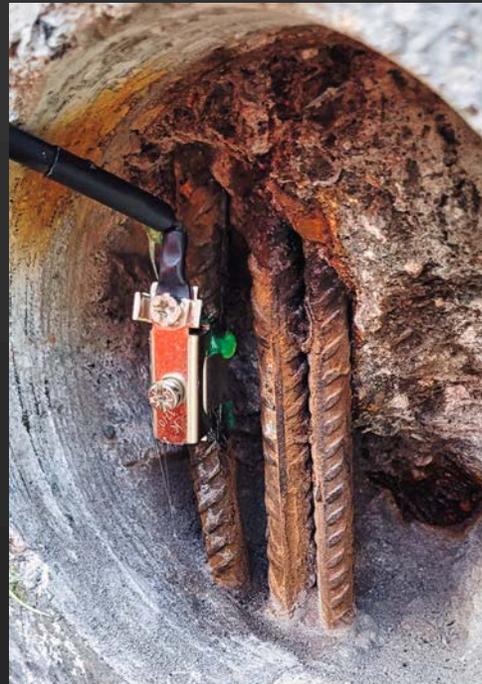
Monitoring computer

AJOUT DE MODULES POUR LA CORROSION ET LE MOUVEMENT

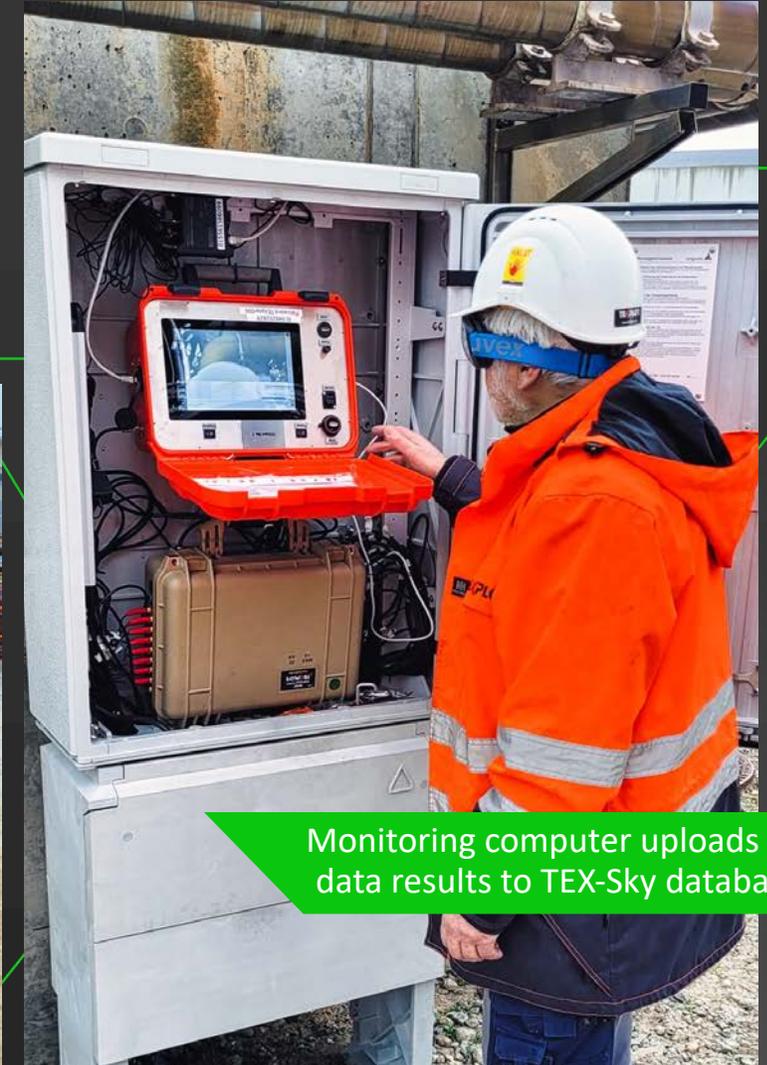
La surveillance des **mouvements** et de la **corrosion** (en cours de test) a été ajoutée à la **base de données synchronisée dans le temps** du **TEX-Sky Monitoring Cloud** en avril 2024.



GNSS antenna



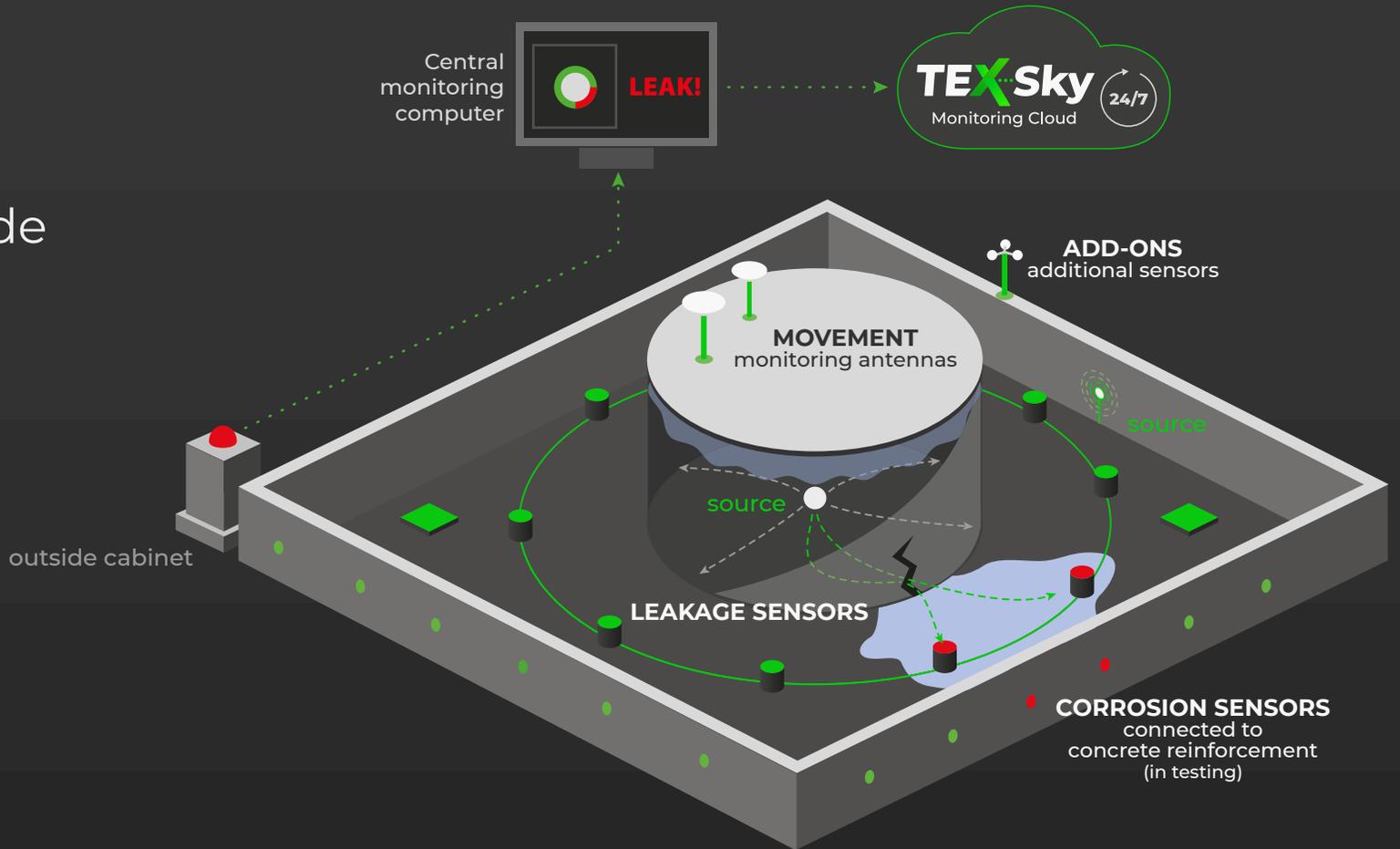
Cables to reinforcement



Monitoring computer uploads all data results to TEX-Sky database

MULTICAPTEURS SHM ET DES BASSINS DE RÉSERVOIRS

- Surveillance multicapteurs des **fuites**, des **mouvements**, de la **corrosion** et des **additifs**
- Les **rapports réglementaires** permettent des intervalles de service prolongés
- Accès du client à tous les résultats sur **TEX-Sky Monitoring Cloud**
- Premier projet chez **Dow Chemical**, Allemagne



PREMIER RÉSERVOIR AVEC PROTECTION SHM



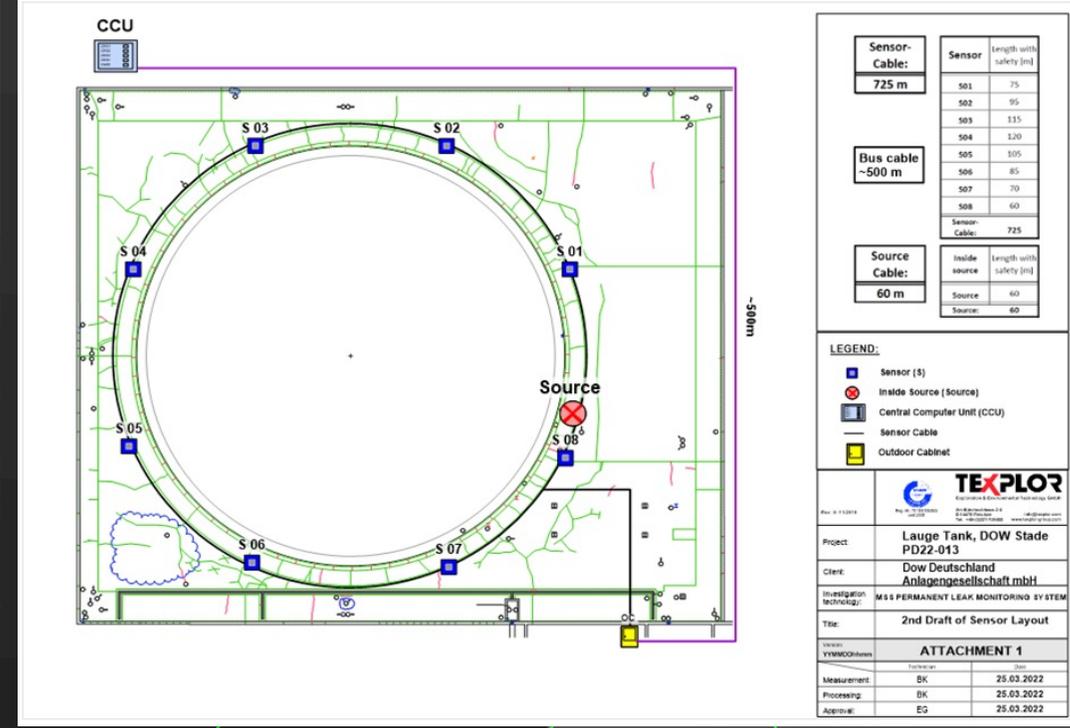
Surveillance multi-capteurs des **fuites** et des **mouvements** dans un parc de réservoirs chez **DOW Chemical**. **Contrôle du système 24/7** et **rapports de contrôle** réguliers (client et TÜV).



Capteur de surveillance des fuites dans la construction métallique



Le système SHM multicapteurs permet d'allonger les intervalles d'inspection



LE PROJET DE DONATION DU RÉSEAU GNSS DE L'ASIE MINEURE

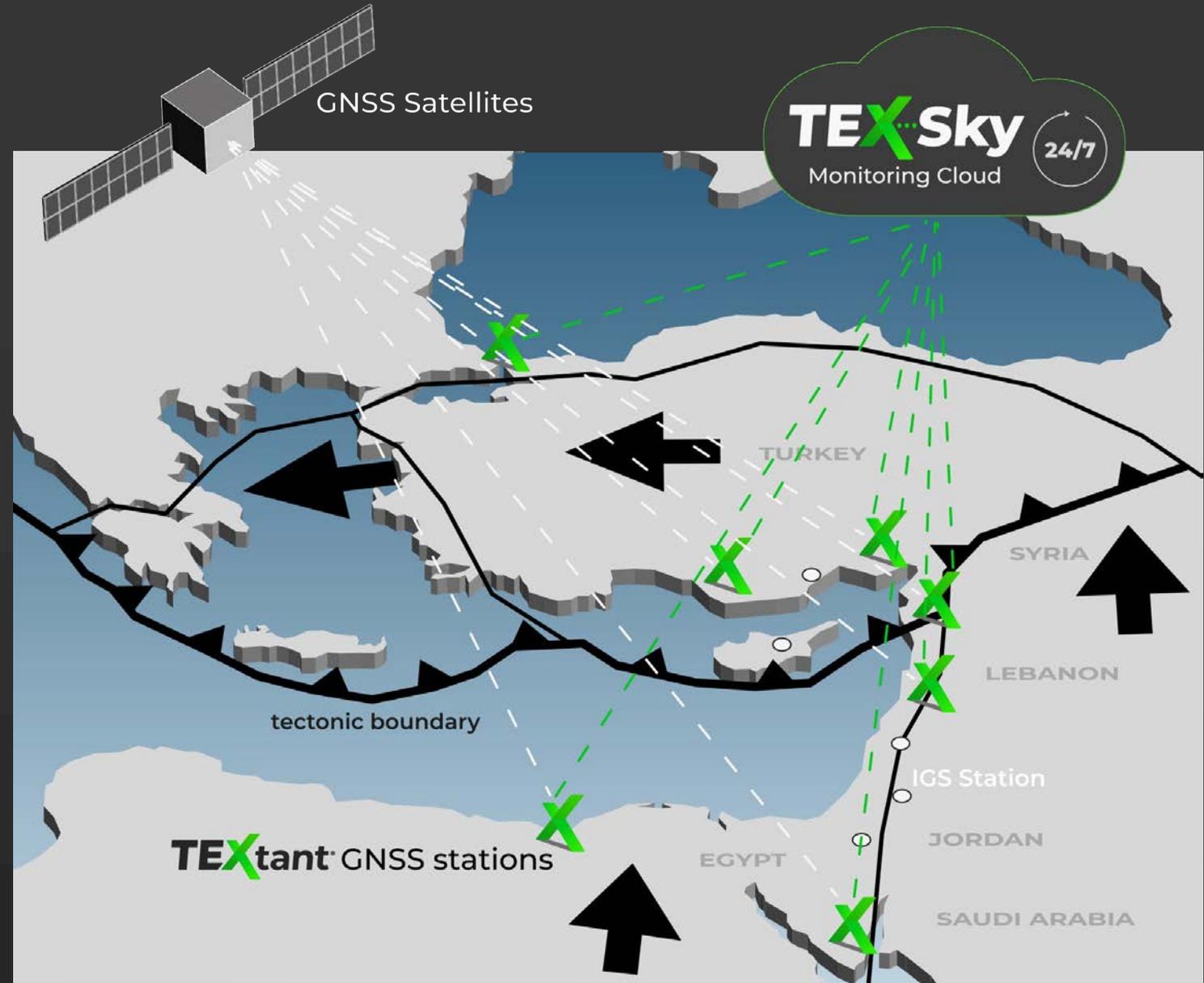
Premier réseau GNSS transfrontalier dans
6 pays de la région ASIA MINOR sujette
aux tremblements de terre.

RÉSULTATS QUOTIDIENS
À LA COMMUNAUTÉ SCIENTIFIQUE.



RÉSEAU TRANSFRONTALIER DE GNSS EN ASIE MINEURE

- **Surveillance simultanée** des plaques tectoniques affectant l'Asie mineure
- **Le réseau GNSS TEXtant®** : Adana, **Turquie** (depuis avril 2023) **Liban** et **Jordanie** (à venir), **Syrie**, **Égypte** et **Arabie Saoudite** (en cours de négociation).
- **Résultats** quotidiens et actualisés accessibles à la **communauté scientifique**



LA PREMIÈRE STATION GNSS D'ASIE MINEURE À ADANA, EN TURQUIE

Objectifs du projet de donation : Mieux comprendre la **formation des tremblements de terre** ; mieux comprendre la **dynamique des plaques tectoniques** et fournir des **données quotidiennes** à la **communauté scientifique**.



La station GNSS d'Adana fournit des données quotidiennes depuis avril 2023

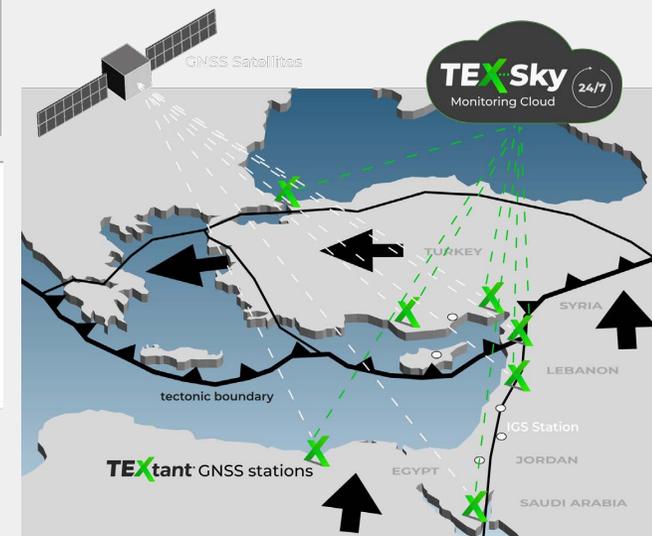
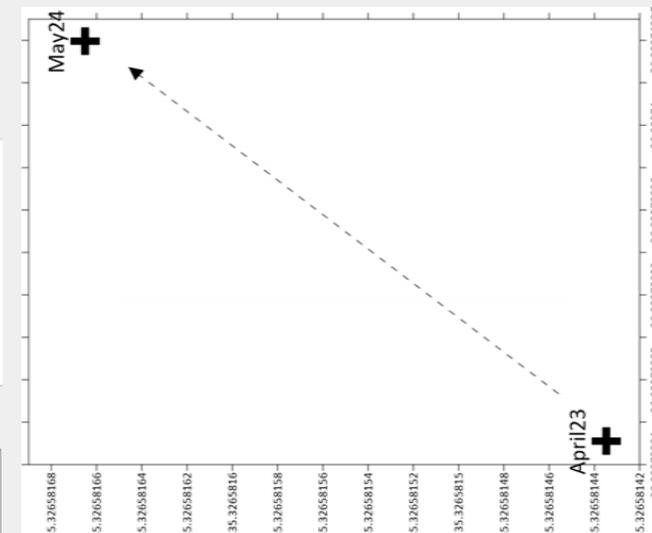
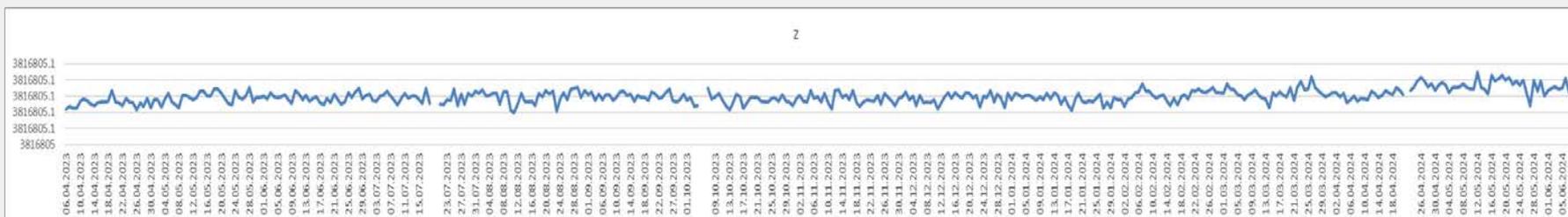
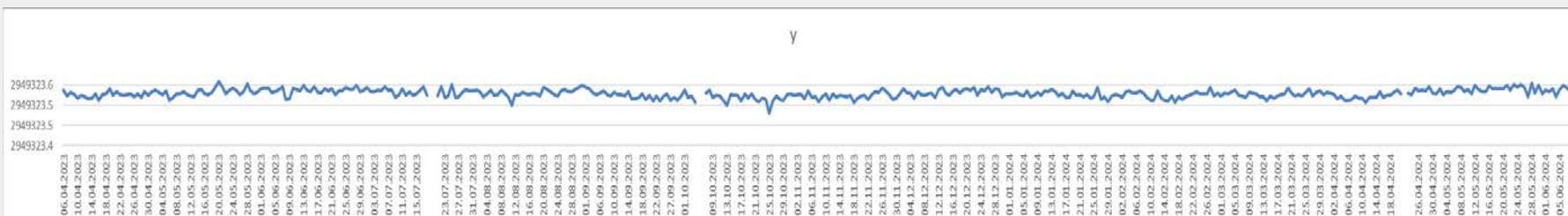
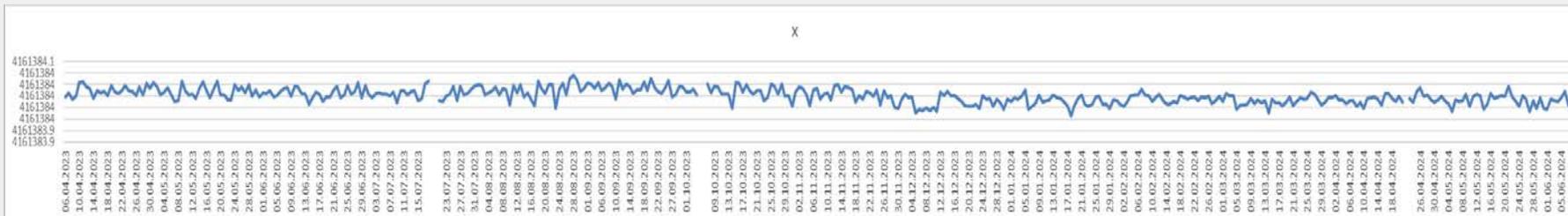


Remise de la première station GNSS TEXtant® au maire Zeydan Karalar

RÉSULTATS DE LA PLAQUE ANATOLIENNE

Coordonnées X-Y-Z d'Adana d'avril 2023 à juin 2024

Les mouvements : X:2 / Y:1 / Z:0.5 mm/mois



CALENDRIER DU PROJET DE RÉSEAU GNSS POUR L'ASIE MINEURE

1. TREMBLEMENT DE TERRE EN TURQUIE ET EN SYRIE

6 février 2023

2. DÉMARRAGE DU PROJET

Présentation et don du réseau GNSS
TEXTant® GNSS Network / Mars 2023

3. PREMIÈRE INSTALLATION

Livraison du premier système
TEXTant® à Adana, Turquie / avril 2023

4. MISE EN PLACE DU RÉSEAU

Mise en place du réseau en Égypte, en
Syrie, en Jordanie, au Liban et en
Arabie saoudite / 2024-2025

5. MISE EN PLACE TERMINÉE

8 stations GNSS sont en ligne / 2025

6. EXPANSION

Pour l'Asie mineure et d'autres zones
zones à risque dans le monde

NOUS DÉTECTONS, NOUS PROTÉGEONS. CONNECTONS-NOUS !

CONSTRUISEZ L'AVENIR AVEC DES
SOLUTIONS SHM AVANCÉES AVEC NOUS !

Nous vous remercions
de votre attention.

ALBERT KOFFLER
Représentant commercial
francophone

ah.koffler@wanadoo.fr

+33 (0)680 42 66 20

+33 (0)388 780 519

Follow us on  

[texplor.com](https://www.texplor.com)

TEXPLOR
GROUP 



RESUME :

LA DÉTECTION DE FUITE DANS LES SYSTÈMES D'ÉTANCHÉITÉ

Localiser précocement et précisément les fuites dans un système d'étanchéité et visualiser les flux d'eau souterraine pour une réparation ciblée dans les travaux publics, les travaux de génie civil et les travaux spéciaux, permet de réduire à minima les dommages, de réduire les coûts grâce à une réparation ciblée, tout en proposant des mesures non destructrices.

Prévenu en temps réel, le client peut réagir immédiatement pour mettre en œuvre les opérations de réparation.

Les fouilles profondes, les ponts et routes, les stations de métro et tunnels, les barrages et retenues diverses, les étanchéités géosynthétiques dans les bassins, les aires de stockage de déchets, sont les principaux domaines d'application.

Différents exemples illustrent la technologie utilisée ainsi que les principes de mesure dans différents projets.

DIAGNOSTIC POST-SISMIQUE DES CONSTRUCTIONS EN MATERIAUX LOCAUX : CONSTATS ET RECOMMANDATIONS

Ahmed KOUTOUS ^{(1) (*)}

⁽¹⁾ *DEPARTEMENT DU GENIE RURAL, INSTITUT AGRONOMIQUE ET VETERINAIRE HASSAN II, RABAT, MAROC.*

RÉSUMÉ – Ce document est une synthèse des résultats d'un diagnostic post-sismique des constructions impactées par le séisme du 8 septembre 2023 du Haut-Atlas. Les constructions diagnostiquées sont celles réalisées en matériaux locaux tels que la terre crue (pisé et/ou adobes) et maçonnerie de pierre naturelle. Le diagnostic réalisé vise à relever et analyser les dommages typiques de ce type constructions en vue de formuler des recommandations afin d'éviter les mauvaises pratiques constructives et encourager les pratiques de la construction parasismique adaptés aux techniques de constructions locales.

Mots clés : Aléa sismique, Construction en matériaux locaux, Maçonnerie de pierre, Pisé, Adobe.

POST-SEISMIC DIAGNOSIS OF BUILDINGS MADE OF LOCAL MATERIALS: FINDINGS AND RECOMMENDATIONS

Ahmed KOUTOUS ⁽¹⁾

⁽¹⁾ *DEPARTEMENT DU GENIE RURAL, INSTITUT AGRONOMIQUE ET VETERINAIRE HASSAN II, RABAT, MAROC.*

ABSTRACT – This paper is a summary of the results of a post-seismic diagnosis of buildings affected by the recent earthquake in the Haut-Atlas region (September 8, 2023). The buildings diagnosed are those made of local materials such as raw earth (rammed earth and adobe) and traditional stone masonry. The aim of the diagnosis is to investigate typical damages associated with this kind of construction, in order to draw up recommendations to avoid unsuitable construction practices and encourage local earthquake-resistant construction practices.

Keywords: Seismic hazard, Local construction materials, Stone masonry, Rammed earth, Adobe.

^(*) Docteur et Ingénieur d'Etat en Génie Civil
Spécialité : Construction en Matériaux Locaux
Adresse email : a.koutous@iav.ac.ma

COLLOQUE
NATIONAL
SUR
LA **GÉOTECHNIQUE**

Thème général :
| INSTABILITÉ DES SOLS
| MAÎTRISE DES OUVRAGES LIÉS AUX INSTABILITÉS

DU 17 AU 19
OCTOBRE 2024
À MARRAKECH

Nom et Prénom (1^{er} Auteur) : KOUTOUS AHMED

Société : IAV HASSAN II – RABAT

Tel/Gsm : +212 668 82 17 97

Email : a.koutous@iav.ac.ma

THEME N° 07 : Sismotectoniques et Aléas sismiques

Etat d'art sur les argiles dispersives : les méthodes d'investigation et d'identification et leurs perspectives

I.LAMSAOUGAR

LPEE

Le mode de comportement d'une argile dispersive en contact d'un milieu humide est l'objet de cet article qui décrit le phénomène de dispersion, liste les facteurs précurseurs et les éléments prédisposants à son déclenchement. Il présente aussi l'approche à suivre pour caractériser un tel sol ainsi que les différentes méthodes d'investigation et les tests à réaliser pour identifier ce type d'argile.

I. INTRODUCTION

Nombreux sont les ouvrages hydrauliques de protection ou de rétention qui sont construits en terre. Ces ouvrages demandent généralement le recours à un noyau étanche de faible perméabilité pour pallier les infiltrations d'eau et à la création de ligne de courant dans l'ouvrage conduisant soit à un ouvrage qui ne remplit pas son rôle ou qui présente des risques d'instabilité majeurs. Pour ce type de construction, le noyau est généralement constitué d'une argile qui, par sa nature et sa définition, est imperméable et étanche.

Toutefois, il existe également des argiles qui présentent des propriétés minéralogiques, chimiques et physiques qui ne permettent pas d'assurer l'étanchéité des ouvrages, voire déclencher leur ruine. Ces argiles présentent plutôt un caractère dispersif que cohérent. Elles disposent d'une structure instable qui leur procure une tendance à se désagréger et se disperser lorsqu'elles sont en contact avec l'eau.

Le phénomène de dispersion se traduit alors par une désagrégation des sols lorsqu'ils sont en contact avec de l'eau, et par le transport de leurs particules par les courants hydrauliques internes. Les sols ainsi dispersifs sont fortement érodables, facilement éffondrables en présence d'eau, ce qui conduit à des problèmes de stabilité dans les ouvrages en terres.

D'une manière générale, la dispersivité dans les sols argileux se produit au niveau microscopique et résulte de la présence des ions cationiques de sodium Na^+ interchangeable qui rendent la structure de l'argile instable et permettent aux particules de se désassocier et de se déplacer librement. De ce fait, l'érosion par dispersion des sols dépend étroitement de la minéralogie et la composition chimique de l'argile ainsi que de la présence de sels dissous dans les eaux d'interstices. Ce phénomène se manifeste lorsque les efforts de cisaillement induits par les flux hydrauliques atteignent des valeurs le permettant de neutraliser les forces d'attraction interne et par la suite la désagrégation du sol. Les mécanismes d'érosion interne sont en effet très complexes et font interagir la structure du matériau et sa minéralogie et les forces d'érosion induites par les flux liquides en surface du matériau.

Localement au Maroc, et étant donné la prépondérance des formations du trias marqué par la présence d'argile et marnes salifères et gypsifères, le risque de dispersion des sols devient un sujet alarmant pour les ingénieurs génie civil et géotechniciens lorsqu'il s'agit de projets de construction de barrage ou de digue en terre nécessitant l'emploi d'un matériau argileux issu des gisements de sols locaux.

A travers cet article, nous présenteront les différentes méthodes d'investigation et essais à réaliser pour l'identification de cette catégorie de sols.

II. MECANISMES DE DISPERSION ET EVALUATION DE RISQUE :

1. Mécanisme d'érosion par dispersion

L'érosion induite par dispersion met en jeu quatre mécanismes distincts q : l'hydratation, la désaération, le gonflement et finalement la dispersion (Holmgren et Flanagan, 1977).

- L'hydratation et la désaération : Des processus physiques qui conduisent à terme à la désintégration d'un grumeau de sol non saturé. En effet, l'intrusion de l'eau au niveau moléculaire finit par détruire la structure du sol lorsque celle-ci arrive à la surface des particules. Avec l'hydratation, il se produit la désaération du sol, qui lorsque le sol est complètement mouillé, l'eau finit par chasser toutes les bulles d'air présentes dans la structure du sol,
- Le gonflement et la désagrégation : la deuxième phase du processus d'érosion par dispersion est le gonflement. Celui-ci se manifeste lorsque la concentration ionique à l'intérieur de la matrice du sol est plus grande que la solution qui entoure le sol. Cherchant un équilibre des concentrations, l'eau s'introduit alors dans les pores, et conduit à une augmentation de la pression osmotique, soit à une dilatation de la masse du sol.
- La dispersion proprement dite : la dispersion proprement dite résulte généralement d'une concentration ionique dans la solution interstitielle du sol. Cette concentration ionique est due soit à l'existence de sels libres dans l'eau environnante ou dans la structure interne du sol en question. La dispersion se produit ainsi à la suite de relâchement des particules qui conduit progressivement à des déplacements relatifs entre les particules du sol. Au final, et selon le comportement observé, on pourra évaluer cette dispersion comme étant une défloculation ou une dissolution.

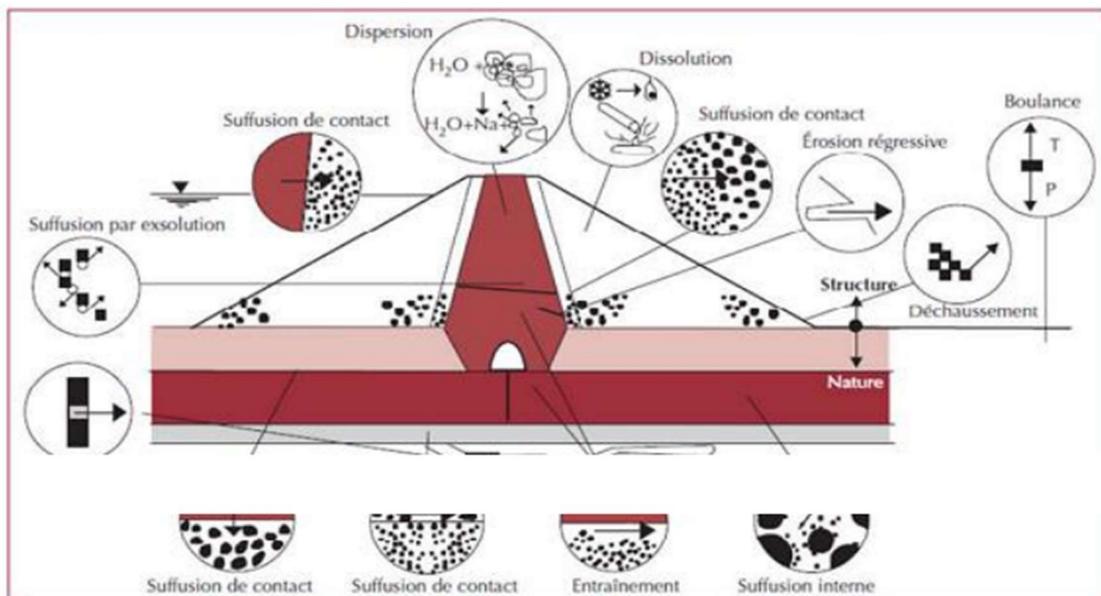


Figure 1: Schéma représentatif des divers phénomènes initiateur de l'érosion interne dans un barrage

2. Evaluation du risque de manifestation du phénomène de dispersion

S'agissant d'un terrain d'emprunt pour extraction des matériaux pour la construction des digues et/ou barrages ou bien des sols constituant la fondation d'ouvrage en terre, une première évaluation du risque de dépressivité commence par une analyse des données géologiques du site sur la base des cartes géologiques et par la suite, la détection des signes avant-coureurs de la dispersion d'un sol sur site. Le risque de dispersion est fortement lié à la présence de sels libres soit dans l'eau environnante ou des sels dans la structure interne de l'argile en question. En premier lieu, L'examen de la carte géologique d'une région ou du site du projet donne des indications sur la présence ou non de formations qui sont reconnues

pour être salifères. Dans le contexte marocain, se retrouver en face de formations d'origine triasique représente une indication quant à la présence d'évaporites (sols salifère ou gypsifère). En deuxième, les investigations géologiques sur terrain permettent de détecter des indices de dispersivité qui s'apparentent en générale à des traces de sels à la surface des argiles, à de faible glissement aux bords de chemins d'eau et cela à faible courant.

III. FACTEURS PREDISPOSANT AU DECLENCHEMENT DU PHENOMENE DE DISPERSION :

1. *Le pourcentage des fines argileuses*

La dispersion est un phénomène purement chimique et qui se produit au niveau moléculaire. De ce fait, plus le sol est argileux et présente une structure en feuillet où les liaisons entre particule sont le produit de forces électrostatiques, plus le risque de dispersion est présent induit par la présence des sels libres dans l'interface entre les particules créant des forces de répulsions électrostatiques qui peuvent dépasser les forces de cohésion. Cela peut entraîner la désagrégation du sol et la mise en suspension des particules fines d'argile. Ainsi, on ne peut parler de dispersion dans les sols pulvérulents de texture sableuse, car ce phénomène touche essentiellement les argiles et d'une manière modérée les limons.

2. *Le PH et la salinité de l'eau*

Le PH est un indicateur de mesure de l'acidité ou la basicité d'une solution. Il indique également la concentration des ions cationiques de type H⁺ ou anionique de type OH⁻ dans les solutions. Etant donné que la dispersion dépend étroitement de la présence de cations solubles de type Na⁺ dans la structure moléculaire de l'argile, la diminution de concentration des ions H⁺ synonyme à une forte concentration des ions OH⁻, ceux-ci interagissent avec les cations solubles déstabilisant ainsi les forces d'attraction interne de l'argile.

La salinité de l'eau environnante joue sur les mêmes mécanismes de déclenchement de la dispersion que le PH en réduisant les charges négatives en surface des particules d'argiles inhibant leur caractère cohérent.

Plusieurs études réalisées sur l'effet de la salinité de l'eau sur la dispersion des argiles ont montré que celle-ci augmente considérablement avec de fortes concentrations dans l'eau.

3. *La minéralogie de l'argile*

Plus notre argile dispose d'une capacité à retenir des ions interchangeables entre les couches, plus elle est susceptible à la dispersion. De ce fait, les argiles de type smectites T-O-T « montmorillonites » sont plus sujettes à la dispersion que les argiles de type Illites ou Kaolinites de structure T-O. Cette capacité d'avoir des ions interchangeables au niveau structurelle fait que l'argile est beaucoup influençable par la composition minéralogique de l'eau et des ions présents dans les solutions environnantes.

IV. IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES SOLS DISPERSIFS :

Une des difficultés majeures des sols dispersifs est la capacité à les identifier. Ces sols ne peuvent être identifiés par les essais classiques de laboratoire à savoir :

- L'analyse granulométrique du sol,
- La sédimentométrie,
- Limites d'Atterberg,
- Valeur au bleu de méthylène d'un sol etc...

Caractériser un sol dispersif revient alors à comprendre les mécanismes et les facteurs entrant en jeu dans le phénomène de dispersion, et de les qualifier par des essais spécifiques.

L'approche qu'on entreprend en général est de réaliser au départ à des essais plus ou moins qualitatifs et ensuite à des essais plus déterminants.

Parmi les essais qui donne des mesures qualitatives directes de la dispersion et par conséquent l'érodabilité des matériaux argileux, on trouve :

- Double sédimentométrie,
- Crumb test,
- Pinhole test,

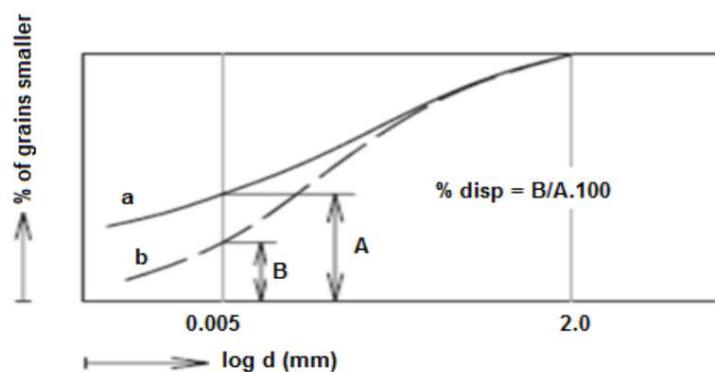
1. Double sédimentométrie

La double sédimentométrie est l'essai de laboratoire le plus utilisé pour évaluer le potentiel de dispersion des sols, elle est également connue sous le nom de Soil Conservation Service SCS test ou le pourcentage de dispersion test. Cet essai consiste en l'exécution de la sédimentométrie de deux manières différentes et de comparer au final leur résultat. La première manière d'exécution se fait selon le mode opératoire standard de l'essai, dans lequel l'échantillon de l'argile est dispersé à l'aide d'un agent chimique (Héxamétaphosphate de sodium) et par agitation mécanique. La deuxième manière de sédimentométrie est effectuée sans agent dispersant et sans agitation mécanique. A terme, la différence entre les pourcentages des particules plus petit que 0.005 mm au niveau des deux méthodes est déterminée, ce qui permet de calculer le rapport de dispersion du sol testé.

Il convient également de noter que d'après Ryker (1977) cette méthode ne peut s'appliquer que pour les sols possédants un indice de plasticité supérieur à 4% et comportants une fraction très fines (<5 µm) supérieur à 12%.

Cet essai conduit à l'obtention du rapport de dispersion qui est calculé à partir du rapport entre les pourcentages des fines inférieurs à 5 microns par les deux méthodes d'essai :

$$D = \frac{\% \text{fine} < 5 \mu\text{m} (\text{sans dispersant})}{\% \text{fine} < 5 \mu\text{m} (\text{avec dispersant})} * 100$$



Le jugement sur la dispersivité selon la norme d'essai ASTM D-4221 ne peut être porté que pour des rapports de dispersion proche des deux extrémités. En effet, seul un indice de dispersion proche de 100 % est concluant pour dire que le sol est dispersif. Les autres valeurs restent insuffisantes et ne permettent pas de dissiper le doute quant au risque de manifestation du phénomène comme il est indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1 : Jugement sur la dispersivité à partir des valeurs de l'indice de dispersion

Auteurs	Indice de dispersion ID (%)	Domaine de dispersion
ASTM D-4221	Proche de 100	Dispersion complète
	Proche de 0	Sol non dispersif
Decker et Dunnigan (1977)	< 35	Pas de problème de dispersivité
	35 - 50	La dispersivité est probable
	> 50	Il y a un problème de dispersivité
Knodel (1991)	< 30	Non dispersif
	30 - 50	Intermédiaire
	> 50	Dispersif

Pour le LPEE, on prendra comme valeur déterminante pour conclure sur la dispersivité un ID = 50%, pour les valeurs intermédiaires entre 30 et 50, on estime nécessaire de recourir à d'autres essais.

On donne ci-dessous un exemple des essais de double sédimentométrie réalisés au niveau d'un chantier de barrage.

Tableau 2 : Exemple de résultats d'essai de double sédimentométrie

Analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage					Analyse sédimentométrique avec défloculant			Analyse sédimentométrique sans défloculant			Indice de dispersion D%
<i>D_{max}</i> mm	>20 mm	>2 mm	2mm à 80 µm	<80 µm	80 à 20 µm	20 à 5 µm	< 5 µm	80 à 20 µm	20 à 2 µm	< 5 µm	
10	0	2	9	89	44	26	19	70	12	7	36.8%
12,5	0	2	8	90	48	24	18	68	16	6	33.3%
25	1	6	12	82	43	22	16	65	13	4	25%
25	1	7	12	81	46	15	20	70	2	9	45%
25	1	6	23	71	51	10	12	49	20	2	16.6%
5	0	1	19	80	49	14	17	54	24	1	6%

Ces résultats permettent de seulement conclure que trois échantillons sont non dispersifs, les autres présentent des valeurs intermédiaires ce qui nécessitent le recours à des tests complémentaires.

2. Crumb test

Le Crumb test est un essai très basique et simple d'exécution. Il permet de caractériser la dispersion d'un sol argileux au chantier comme au laboratoire. Il est aussi appelé le test d'Emerson puisqu'il a été au début développé par Emerson en 1964. Ensuite, la méthode d'essai a été simplifiée par Sherard en 1976 en réalisant des combinaisons d'eau et de sol bien spécifiés dont le résultat peut être partagé en quatre catégories. Cet essai consiste à observer le comportement de quelques grumeaux de sol (environ deux à trois grumeaux d'un diamètre entre 6 et 10 mm) qui sont préparés à partir d'échantillons représentatifs du sol à identifier qui par la suite seront mélangés avec de l'eau distillée d'un volume de 250 ml. La réaction des grumeaux de sols avec l'eau sera observée sur une durée de 5 à 10 mn (ASTM D6572, 2000).

A la fin de cette durée quatre cas de figures peuvent être observés :

- Cas 1 : Aucune réaction. La portion de sol peut s'affaisser et se déposer au fond du récipient, cependant aucun signe de défloculation du sol ou mise en suspension des particules.
- Cas 2 : Petite réaction. Mise en suspension faible des particules argileuses
- Cas 3 : Réaction moyenne avec mise en suspension claire des particules argileuses
- Cas 4 : Forte réaction. L'eau devient opaque. La miette d'argile est complètement défloculée.

ASTM D 6572-00
(Distilled water)

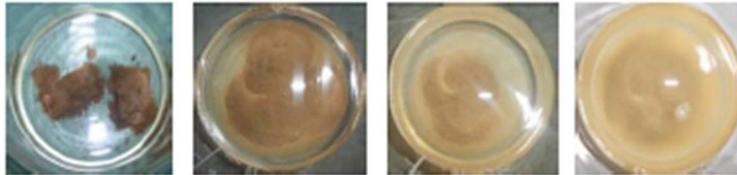


Figure 2: Quatre catégories des résultats du Crumb Test

3. PINHOLE TEST (ASTM 4647-93)

Pinhole dispersion Test or Sherard pinhole test du nom de la personne qui l'a développé en 1976, est un essai qui consiste à provoquer une circulation d'eau dans un trou de diamètre d'un 1 mm creusé dans un échantillon d'argile compacté à la densité de référence Proctor. La résistance à l'érosion interne est jugée d'une manière visuelle par la présence de turbidité dans l'eau émergente de l'autre extrémité de l'échantillon pour différents débits d'eau et en mesurant le diamètre du trou à la fin de l'essai.

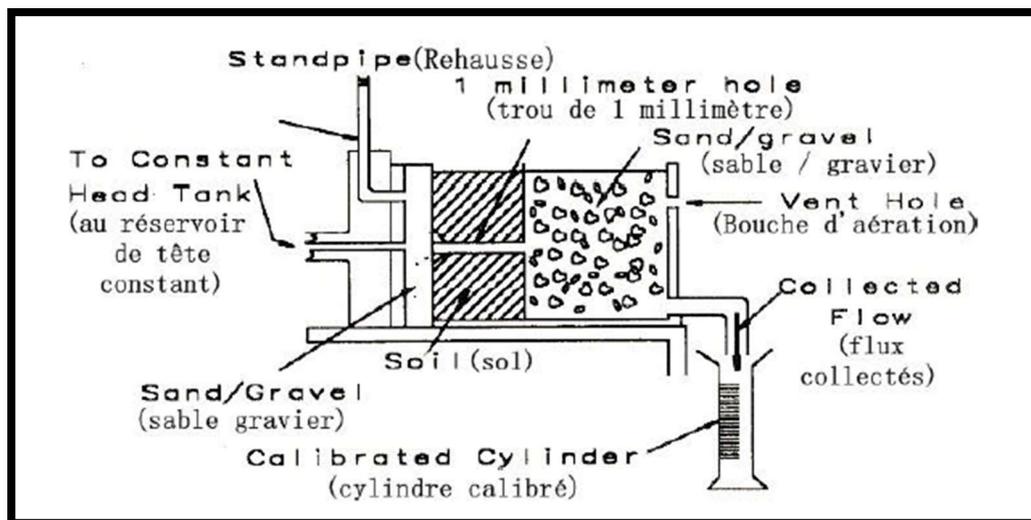
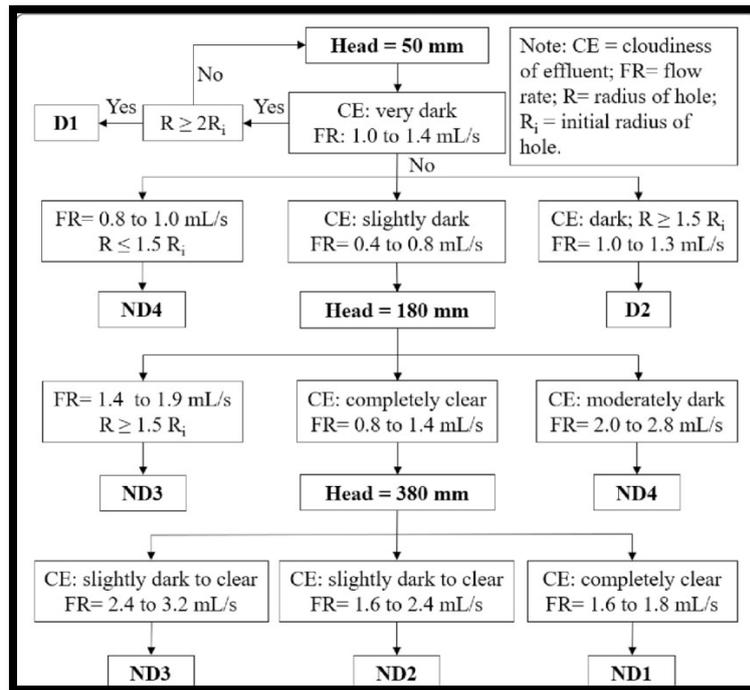


Figure 3: Détail de la cellule de Pinhole test

L'essai permet de classer la dispersivité en plusieurs catégories. Les sols dispersifs sont classés en D1 et D2 et les non dispersifs dans les catégories ND1 à ND4.

En effet, pour le jugement à partir de cet essai, on considèrera un sol comme dispersif lorsque l'eau sortante est opaque et la largeur du trou par lequel le courant d'eau passe s'agrandit rapidement avec une augmentation notable du débit d'eau (D1 et D2). Pour les moyennement dispersifs (ND3 et ND4), l'eau sera modérément opaque avec un diamètre du trou plus ou moins constant et un débit stable. Pour les non dispersifs, l'eau résurgente sera claire sans augmentation mesurable de la largeur du trou (ND1 et ND2).

Le logigramme ci-dessous, présente les étapes d'exécution de l'essai pour classer la dispersivité :



Le jugement de la dispersivité à la fin de cet essai peut être résumé dans le tableau suivant :

Classe de dispersion	Charge hydraulique (mm)	Temps d'écoulement (min)	Débit d'écoulement (ml/s)	Etat de l'eau recueillie	Diamètre finale (mm)
D1	50	5	1 - 1,4	Très sombre	≥ 2
D2	50	10	1 - 1,4	sombre	> 1,5
ND4	50	10	0,8 - 1	Modérément sombre	≤ 1,5
ND3	180	5	1,4 - 2,7	Légèrement sombre	≥ 1,5
	380	5	1,8 - 3,2		
ND2	1020	5	> 3	A peine visible	< 1,5
ND1	1020	5	≤ 3	Complètement claire	1,0

4. Les essais chimiques : Détermination des cations métalliques

Si les essais cités précédemment sont des essais purement qualitatifs et qui peuvent donner un jugement définitif lorsqu'il s'agit d'argile dispersif ou non dispersif. Ceux-ci ne peuvent trancher pour les sols qui sont caractérisés comme moyennement dispersifs. Les analyses chimiques quant à eux sont considérés comme une méthode fiable pour appréhender le degré de dispersivité d'un sol argileux.

Ces analyses sont réalisées sur un extrait de l'eau interstitielle dans laquelle il convient de déterminer les concentrations des principaux sels en solution qui sont assimilés à un ensemble d'éléments majeurs comprenant plusieurs cations et anions.

Pour déterminer les concentrations des sels solubles, on procède à :

- L'extraction par l'eau sous différents rapports sol/solution (extrait saturé, extrait aqueux 1/1, 1/5, 1/10 etc)
- La mesure de la concentration globale des sels,
- La mesure des pourcentages des différents cations métalliques présents dans l'extrait.

Les différents cations dont les concentrations sont à déterminer consistent en Ca, Mg, Na, et K. leurs concentrations individuelles sont déterminées en milliequivalents par litre ainsi que la quantité totale des sels dissous (TDS) et le pourcentage de sodium (PS) voir les équations 1 et 2. Le potentiel de dispersion est évalué selon le diagramme de Sherard dans la figure 4.

$$\text{Percent Sodium (PS)} = \frac{Na^+}{\text{Total Dissolved Salts}} \times 100 = \frac{Na^+}{Ca^{2+} + Mg^{2+} + Na^+ + K^+} \times 100 \quad \text{Eq. (1)}$$

$$\text{Sodium Absorption Ratio (SAR)} = \frac{Na^+}{[0.5 \times (Ca^{2+} + Mg^{2+})^{0.5}]} \quad \text{Eq. (2)}$$

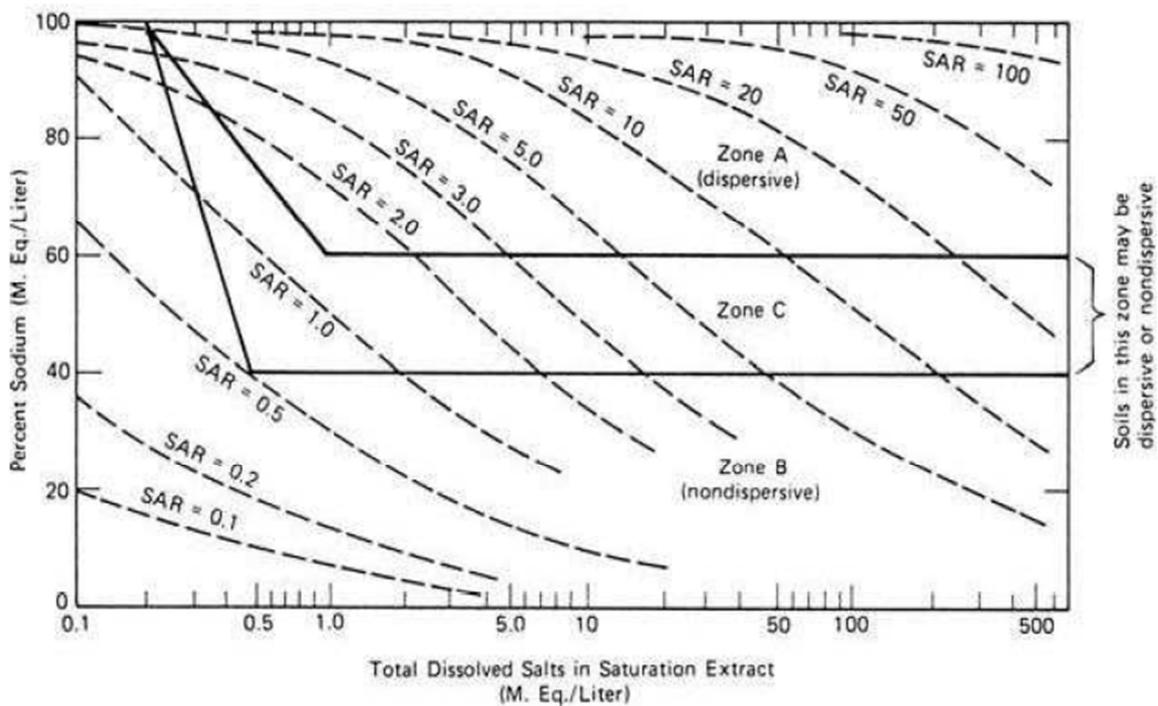


Figure 4: Détermination du potentiel de dispersivité par les analyses chimiques

A titre d'exemple, deux des échantillons qu'on a présenté précédemment comme étant moyennement dispersifs, ont fait l'objet également d'analyse chimique pour déterminer le pourcentage des cations métalliques. Les résultats de ces analyses sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3 : Exemple de résultats des analyses chimiques

Désignation de l'élément majeur		Ech N°1	Ech N°2
Cations métalliques solubles dans l'extrait de saturation	Na+(mé/l)	6,45	9,67
	K+(mé/l)	2,13	5,11
	Ca2+(mé/l)	9,18	14,82
	Mg2+(mé/l)	2,39	3,21
Somme des cations Mé/l		20.15	32.81
Pourcentage du sodium (%)		32	29.4
Zone		C	C

Il convient de noter que malgré être jugés comme moyennement dispersifs par l'essai de double-sédimentométrie, les échantillons testés en se basant sur les analyses chimiques ne présentent aucun potentiel de dispersion. Cela montre l'intérêt de compléter les essais qualitatifs en cas de jugement non clair par les analyses chimiques d'une manière systématique.

Conclusion

Etant donné la présence notable des formations triasiques dans le complexe géologique du Maroc, et qui sont marqués par des formations argileuses salifères, le risque d'enclenchement de ruine des ouvrages hydrauliques en terre induit par une érosion interne résultant par la dispersion des argiles est manifeste et ne peut être négligé d'où la nécessité de se doter des moyens pour caractériser les sols dispersifs et de connaître les principaux essais d'identification.

Le phénomène d'érosion par dispersion dépend de plusieurs paramètres : la quantité des fines argileuses et leur type, le PH de l'eau environnante, la teneur en matière organique, la concentration des cations métalliques solubles et surtout le sodium, le potentiel de gonflement. De ce fait, les essais d'identification classique restent inadaptés pour caractériser le potentiel de dispersion d'où l'intérêt de faire appel à une panoplie de tests spécifiques qui sont : la double sédimentométrie, le Crumb Test, Pinhole Test, et les analyses chimiques. Ces tests réalisés indépendamment ne permettent pas de donner un jugement définitif ou de rester du côté de la sécurité. Ces essais doivent se faire concomitamment et en combinaison d'au moins trois méthodes pour mieux appréhender la dispersivité d'une argile.

REFERENCES :

ASTM D4647

ASTM D6572

ASTM D4221

Chappell, A., & Wallis, M. (1984). "Effects of pH on Soil Dispersion: Mechanisms and Implications." Soil Science Society of America Journal, 48(3), 605-610.

La Rocade Méditerranéenne – Tétouan – Al Hoceima – Les murs en sol renforcé Terre Armée

E. Lucas, D. Brancaz

Terre Armée France, Rueil Malmaison, France

N. Tolbix

Terre Armée Maroc, Rabat, Maroc

RÉSUMÉ : Nous présentons dans cet article les ouvrages Terre Armée en remblai renforcé réalisés sur les 220 km entre Tétouan et Al Hoceima pour la modification du tracé, l'élargissement et le rescindement des virages de la chaussée existante. 27 ouvrages sur les 62 réalisés présentent des hauteurs supérieures à 15m pour atteindre au maximum 24,4m. Nous détaillons dans cet article les avantages de la solution Terre Armée : économie de projet et rapidité de réalisation, ainsi que les particularités de certains des murs de soutènement.

1 INTRODUCTION

La route nationale 16 ou communément appelée Rocade Méditerranéenne ou encore Rocade du Rif est la route qui relie toute la région du Rif de Tanger à Saïdia. Son aménagement avait pour objectif de réduire les temps de trajet par 2.

Sur le tronçon Tétouan – Ajdir (près d'Al Hoceima) de 223 kms, elle est aménagée en 2x1 voie. Terre Armée a participé aux travaux sur 140 kms entre Tamernout (à 30 kms Sud-Est de Tétouan) et Mastassa (à 65 kms à l'Ouest de Al Hoceima) avec la réalisation de 62 ouvrages en sol renforcé soit en moyenne 1 mur tous les 2.3 kms.

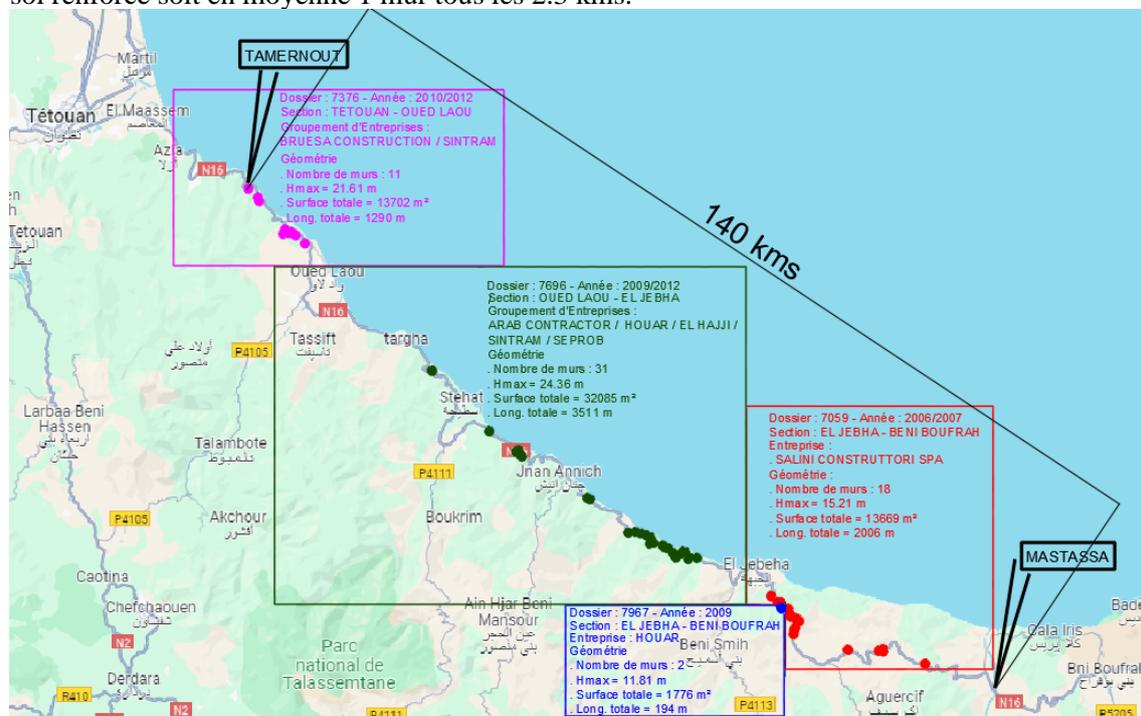


Figure 1. Géolocalisation des murs par sections.

2 QUELQUES DONNEES GEOMETRIQUES

Sur l'ensemble des 62 murs, La moyenne des hauteurs maximales est de 14.17 m. 27 murs présentent une hauteur maximale supérieure à 15 m.

Tableau 1. Données des murs

Sections	El Jebha/Beni Boufrah	El Jebha/Beni Boufrah	Tétouan/Oued Laou	Oued Laou/El Jebha
Années de réalisation	2006/2007	2009	2010/2012	2010/2013
Nombre de murs contractuels	19	2	8	19
Nombre de murs réalisés	18	2	11	31
Surface des murs (m ²)	13 669	1 776	13 702	32 085
Longueurs cumulées (m)	2 006	194	1 290	3 511
Hauteur max (m)	15.21	11.81	21.61	24.36

En synthèse :

- Nombre total de mur : 62
- Surface totale : 61 232 m²
- Longueur cumulée : 7001 m
- Hauteur maximale : 24.4 m
- Hauteur moyenne : 8.75 m

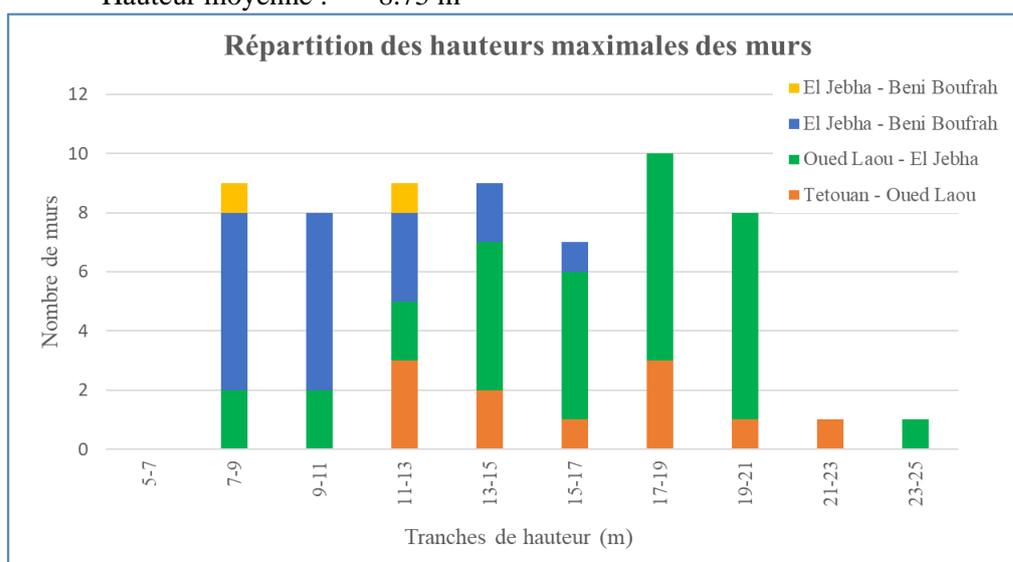


Figure 2 : Répartition des hauteurs maximales

3 LE CONTEXTE DES MURS

Le projet se situant dans une région montagneuse, la majeure partie des murs concerne le comblement de talwegs sous la chaussée et, pour une grande partie d'entre eux, ils ont été réalisés sur des pentes relativement fortes, ce qui implique d'analyser la stabilité générale des murs et de bien prendre en compte les données hydrauliques pour définir le drainage adéquat et les ouvrages hydrauliques traversants.

Un certain nombre des murs sont des ouvrages en bordure d'Oueds, ce qui suppose de connaître les données des écoulements d'eau devant les murs et de définir les protections hydrauliques nécessaires contre les affouillements.

4 LA SOLUTION TERRE ARMÉE

La solution Terre Armée consiste en un remblai technique renforcé par des armatures de type géosynthétiques. Ces renforcements de sol sont connectés à des panneaux béton de faible épaisseur.

C'est une solution écologique avec une faible émission de carbone du fait de la réduction importante de quantité de béton par rapport à une solution telle que les murs béton type cantilever.

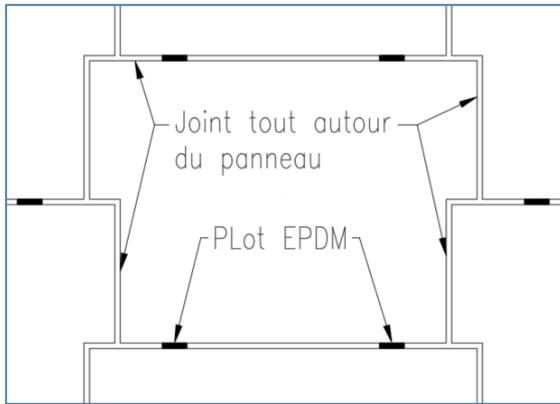


Figure 3 : Panneau de parement « Freyssisol »

Le parement se compose de panneaux en béton en forme de T de 2.00m de longueur pour une hauteur de 1.60m avec des épaisseurs de 14cm à 18cm.

Les panneaux sont séparés verticalement par des plots d'appui en EPDM. Un joint sec de 2.5cm court tout autour des panneaux pour qu'il n'y ait aucun contact béton/béton ce qui donne une très grande flexibilité aux murs.

Ce système de parement modulaire peut accepter des tassements différentiels supérieurs à 1.5% soit plus de 15 cm entre 2 points distants de 10 m.

Les armatures sont des armatures synthétiques composées de faisceaux de fibres polyester protégés dans une gaine en polyéthylène.

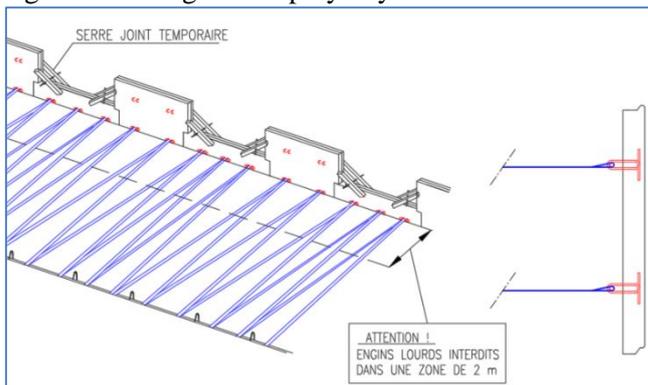


Figure 4 : Armature GeoStrap-9 avec connexions boucles et goupilles en acier galvanisé

Les deux projets sur la section El Jebha – Beni Boufrah ont été réalisés avec des armatures GeoStrap-9 (9 cm de largeur) connectées aux panneaux par un système de boucles et goupilles métalliques galvanisées.

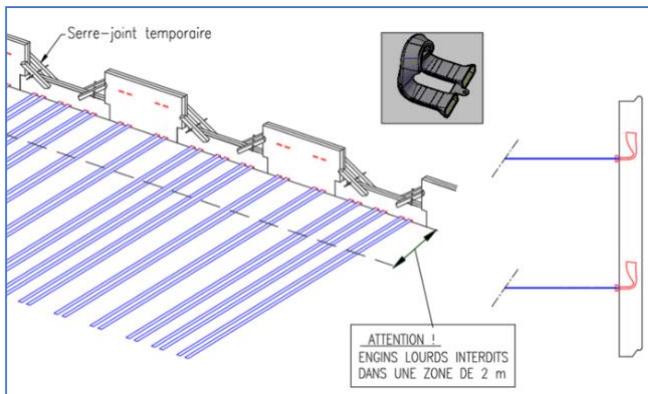
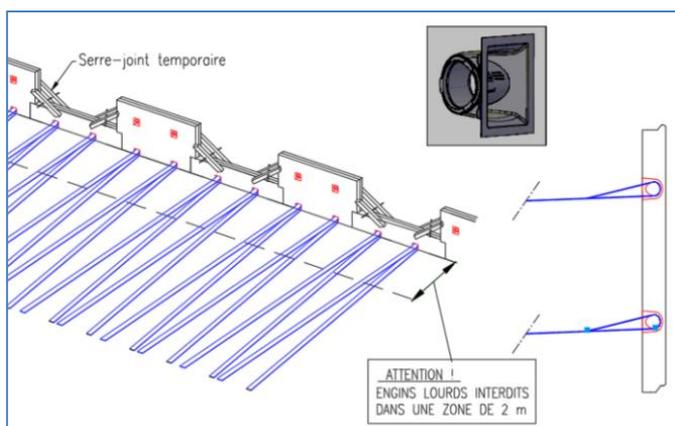


Figure 5 : Armature GeoStrap-5 avec connexions GeoMega synthétique

Les deux autres projets (Tétouan - Oued Laou et Oued Laou - El Jebha) ont été mis en œuvre avec des armatures GeoStrap-5 (5cm de largeur) connectées aux panneaux par des boîtes GeoMega synthétiques, l'ensemble armatures et connexions étant en totalité synthétique.



Depuis 2017 et pour information, le dernier développement de la connexion au parement est la boîte GeoCore/FlexiCore. Elle facilite la mise en œuvre des armatures et permet d'améliorer leur prétension.

Figure 6 : Armature GeoStrap-5 avec connexions GeoCore/FlexiCore synthétique

5 LES ETUDES

Les études des deux projets sur la section El Jebha – Beni Boufrah ont été réalisées selon l'ancienne norme NF P 94-220. La nouvelle norme NF P 94-270, mise en service progressivement après 2009, a été appliquée sur les 2 derniers projets (Tétouan - Oued Laou et Oued Laou - El Jebha).

Pour le premier projet El Jebha – Beni Boufrah réalisé avec l'Entreprise SALINI CONSTRUCTORI SPA, les études de stabilité interne, externe et générale ont été confiées à Terre Armée.

Pour les trois autres projets, le LPEE a été missionné pour fournir le niveau de fondation des murs assurant les stabilités externe et générale, la stabilité interne restant à la charge de Terre Armée.

Tableau 2 : répartition des études

Sections	Nb murs	Stab. Interne	Stab. Externe	Stab. Générale	Norme	Armatures	Connexions
El Jebha - Beni Boufrah	18	TA*	TA*	TA*	94-220	GeoStrap-9	BG**
El Jebha - Beni Boufrah	2	TA*	LPEE	LPEE	94-220	GeoStrap-9	BG**
Tétouan - Oued Laou	11	TA*	LPEE	LPEE	94-270	GeoStrap-5	GM***
Oued Laou - El Jebha	31	TA*	LPEE	LPEE	94-270	GeoStrap-5	GM***

* Terre Armée

** Boucles et goupilles métalliques galvanisées

*** Boîtes GeoMega synthétiques

Tous les murs ont fait l'objet au minimum d'un sondage pressiométrique, ce qui nous a permis, sans avoir la mission des études de stabilité externe pour trois des quatre projets, de vérifier en interne la portance des sols de fondation. Donnant suite à notre analyse, les niveaux de fondation de deux murs de la section Oued Laou – El Jebha ont dû être approfondis.

6 LES OUVRAGES HYDRAULIQUES

Sur une grande majorité des murs, des OH traversants ont été réalisés, voir le tableau 3 qui donne la synthèse des OH.

Pour le premier projet avec l'Entreprise SALINI (section : El Jebha - Beni Boufrah), une grande partie des OH était composée de buses Ø1000. Il a été constaté que les sections hydrauliques de ces buses s'avéraient être trop faibles et que ces dernières se colmataient assez facilement.

Pour les autres projets, hormis pour un mur, seuls des dalots ont été réalisés permettant d'avoir une plus grande section hydraulique.

Tableau 3 : Nature des OH

Section : El Jebha - Beni Boufrah	Nb OH
Buse Ø1000	10
Dalot 2.0mx2.0m	2
Dalot double 2 fois 1.0mx1.0m	1
Total :	13/18 murs

Section : El Jebha - Beni Boufrah	Nb OH
Total :	0/2 murs

Section : Tétouan - Oued Laou	Nb OH
Buse Ø1000	1
Dalot 2.0mx1.5m	5
Dalot 2.0mx2.0m	2
Dalot 2.5mx2.5m	1
Dalot double 2 fois 2.5mx2.5m	1
Dalot double 2 fois 2.0mx2.0m	1
Total :	11/11 murs

Section : Oued Laou - El Jebha	Nb OH
Dalot 2.0mx1.5m	12
Dalot 2.0mx2.0m	11
Dalot 2.5mx2.5m	3
Dalot 3.0mx3.0m	3
Dalot double 2 fois 1.5mx1.5m	1
Total :	30/32 murs

Des consignes ont été définies pour les protections hydrauliques en amont et en aval des OH.

Un enrochement simple était prévu en amont des OH sur la hauteur de la bêche amont, ce qui se traduit par la création d'une « piscine » au niveau des enrochements avec des infiltrations dans le massif Terre Armée. De même il était nécessaire de trouver une solution pour réduire les apports en matériaux charriés par l'eau constatés sur site.

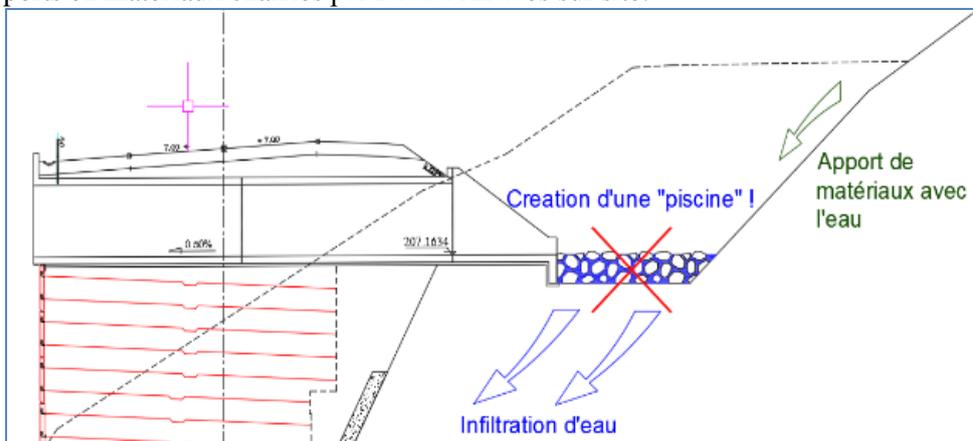
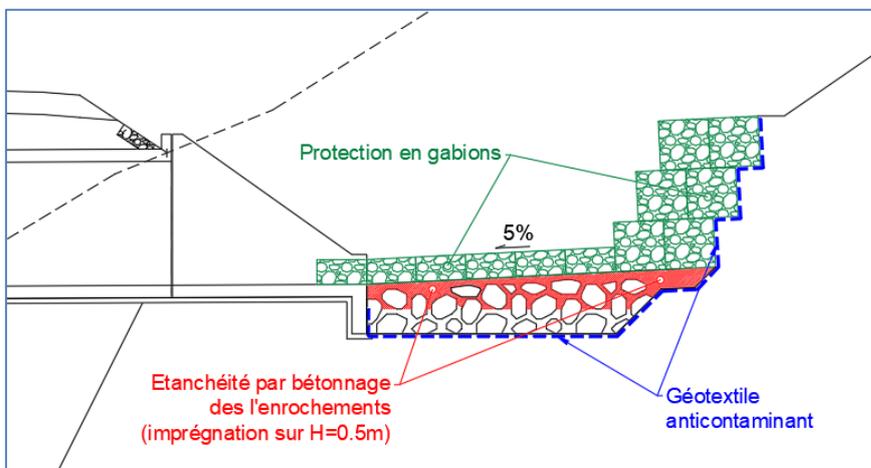


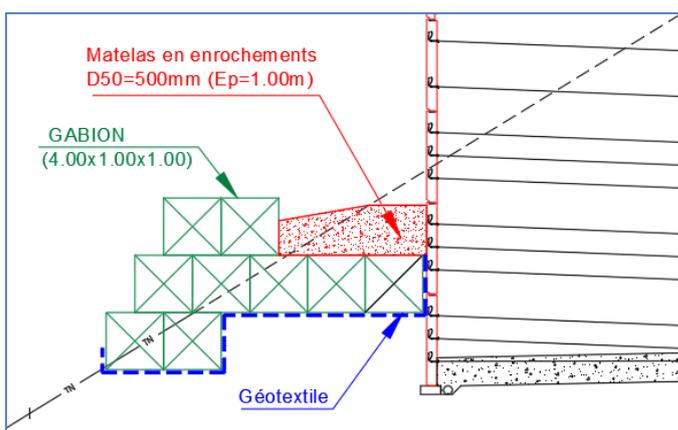
Figure 7 : Collecte des eaux en amont des OH (configuration initiale)

Pour réduire les infiltrations d'eau et bloquer l'apport de matériaux, nous avons proposé de bétonner les enrochements avec une imprégnation d'au moins 50 cm et de mettre une protection en gabions.



Figures 8 : Protection hydraulique en amont des OH

Une protection a aussi été prévue en aval des OH. Cette protection consiste à mettre en œuvre des gabions sur un géotextile de protection avec, en partie supérieure, un matelas en enrochements.



Figures 9 : Protection hydraulique en aval des OH

Attention toutefois à la hauteur de chute d'eau qui peut endommager assez rapidement la protection et nuire à la stabilité du mur.

7 LE DRAINAGE DES MURS

L'eau est un risque majeur pour les ouvrages sur pente, il est donc très important de drainer correctement les ouvrages.

Un drainage systématique a été réalisé sur l'ensemble des murs (cf. figure 10), composé d'un masque drainant de 50cm d'épaisseur disposé à la base des murs et remontant sur les 2/3 des terrassements arrière, le tout relié à un drain disposé à l'arrière de la semelle de fondation du parement.

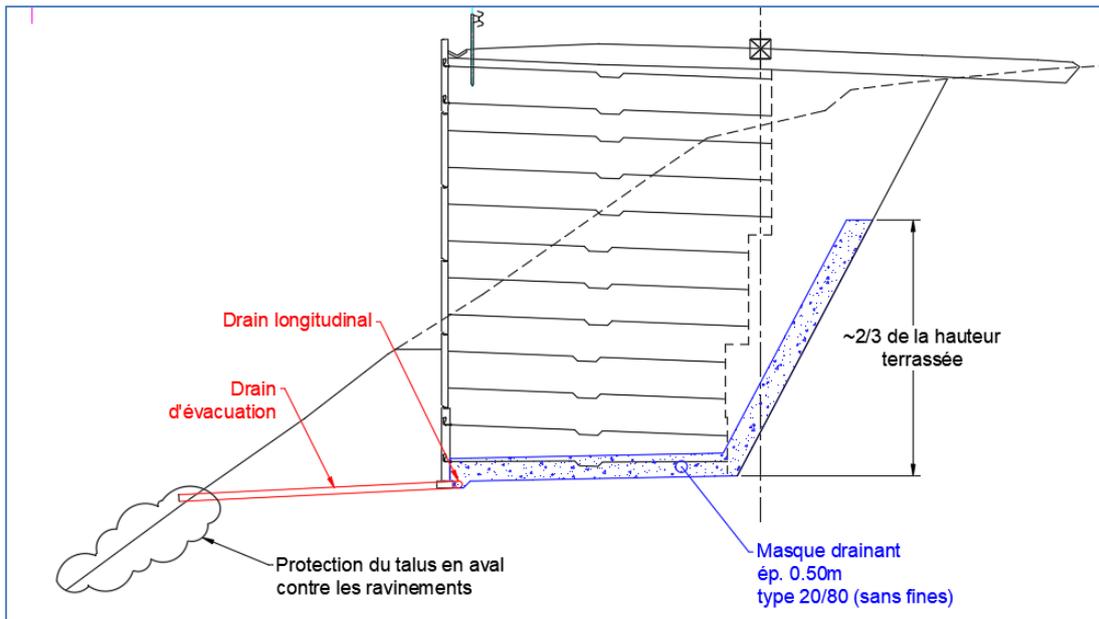


Figure 10 : Drainage de base systématique

Lors des terrassements et dans le cas de venues d'eau ou la détection d'une forte humidité, nous avons recommandé de réaliser des éperons drainants à l'arrière du mur (cf. figure 11).

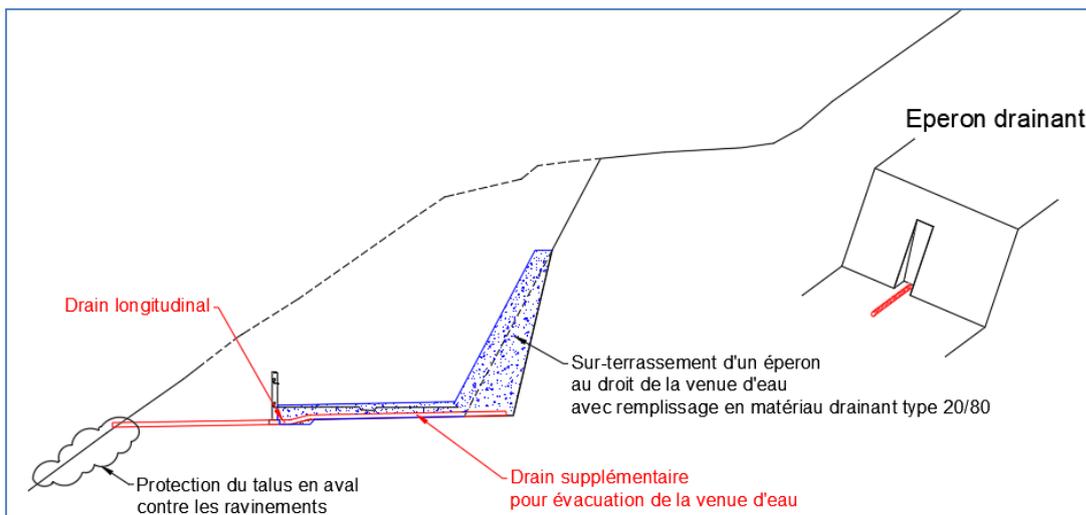


Figure 11 : Drainage localisé au droit de venues d'eau ou de zones à forte humidité

8 LES OUVRAGES EN BORDURE D'OUEDS

Pour le projet de la section Oued Laou - El Jebha, pour laquelle nous avons réalisé 32 murs, deux murs sont bordés par des Oueds. Ces deux murs venant en continuité d'ouvrages d'art pour lesquels une étude hydraulique avait été faite, le groupement d'entreprises nous a demandé un avis technique proposant des solutions de protection contre les affouillements devant ces deux murs.

Notre étude a conduit à proposer une solution sécuritaire avec une garde sur la hauteur d'eau maxi par rapport à la crue centenaire (mini +1.50m) et une section hydraulique admissible égale au minimum à 2 fois celle de la crue centenaire.

La solution finale pour les deux murs a consisté à mettre en place devant le mur un ensemble composé d'un enrochement bétonné et d'un enrochement libre avec une blocométrie 25 à 50 kg avec localement un enrochement sur la berge tel que décrit sur les figures 12 et 13.

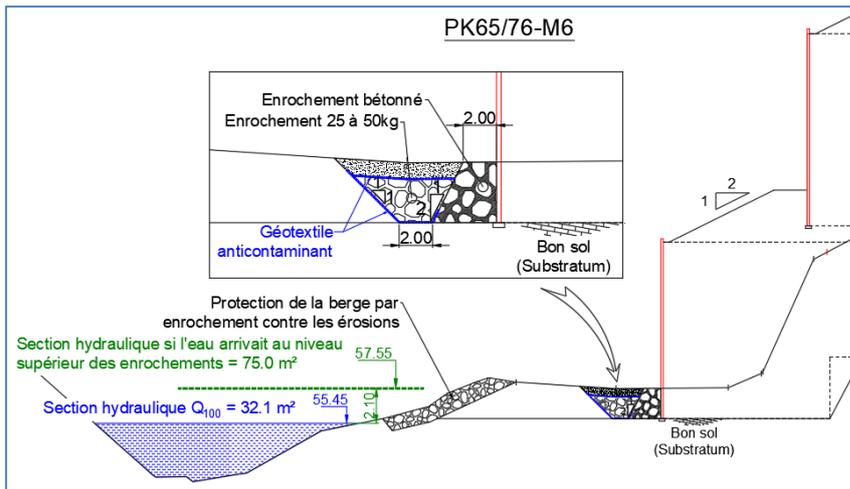


Figure 12 : Aménagement hydraulique devant le mur 12

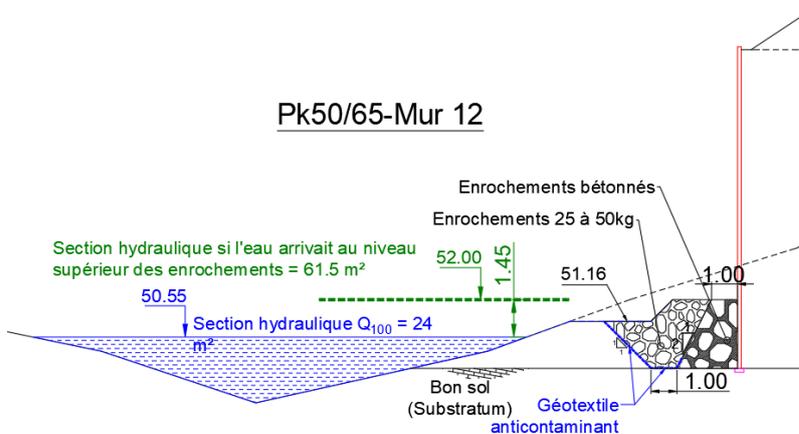


Figure 13 : Aménagement hydraulique devant le mur 13

9 LES AVANTAGES DE LA TERRE ARMEE

Les principaux avantages de la solution Terre Armée sont bien connus :

- Rapidité d'exécution : la fabrication des panneaux s'effectue en temps masqué sur les plannings et le montage s'effectue avec une cadence comprise entre 40 et 120 m² par jour et par équipe de montage (variation en fonction de la géométrie du mur). Un mur de 1000 m² peut être construit en moins de 2 semaines avec une équipe de montage,
- Solution économique tant sur le produit que sur l'économie apportée par la rapidité de montage et ceci d'autant plus avec les murs de grande hauteur. En règle générale, la solution Terre Armée est compétitive dès 5 à 6 m de hauteur,
- Solution écologique avec une faible émission de carbone du fait de la réduction importante de quantité de béton par rapport à une solution telle que les murs béton cantilever.

Dans le tableau 2 en page 2, il est à remarquer que pour les sections Tétouan/Oued Laou et Oued Laou/El Jebha, aux 27 murs contractuels se sont ajoutés 15 murs (+55% par rapport aux contrats signés). Avec la collaboration active de Terre Armée, les groupements d'Entreprises ainsi que l'Administration des Routes de ces deux lots ont analysé les avantages de la Terre Armée dans les contextes économique et de rapidité d'exécution, ce qui a permis de varier 15 murs supplémentaires en Terre Armée. Nous avons pu notamment démontrer que la solution Terre Armée présentait l'avantage de réduire fortement les volumes de déblais/remblais qui étaient économiquement et logistiquement deux facteurs très importants pour ces projets en site montagneux.

10 LES MURS DANS LES ZONES INSTABLES OU COMPRESSIBLES

10.1 Murs en zones instables

Le tracé de la Rocade Méditerranéenne a recoupé des zones d'instabilité de pente. Les reconnaissances de sol, essentiellement pressiométriques, ont permis de reconnaître la profondeur des niveaux stables (en règle générale le substratum). La solution retenue a consisté à descendre le niveau de fondation des murs au bon sol et à terrasser en aval des murs une partie des matériaux instables pour assurer la stabilité d'ensemble. Le cas de la figure 14 montre que le niveau de la chaussée future est identique à celui de la chaussée actuelle alors que la base du mur est descendue de presque 15m par rapport au TN pour atteindre les bons sols stables (substratum).

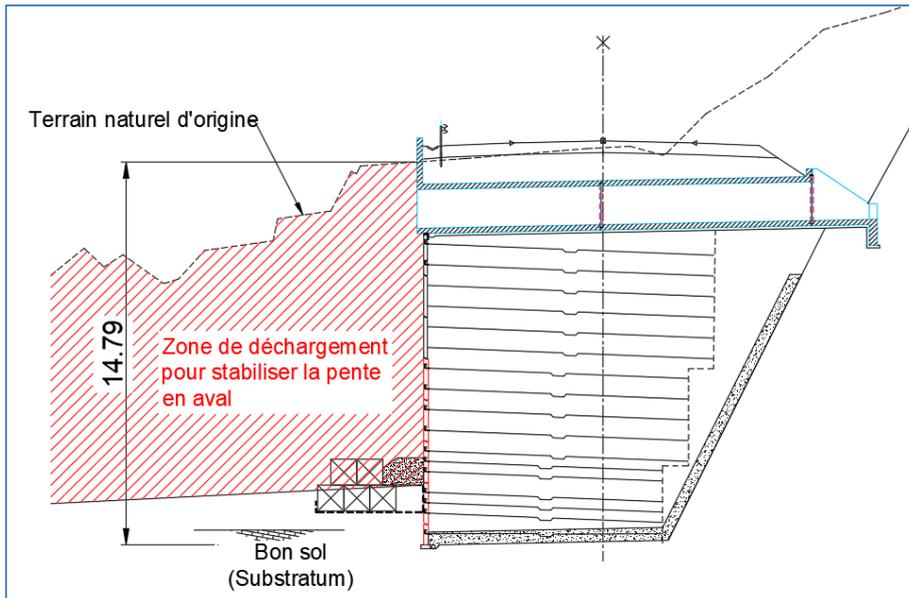


Figure 14 : Mur en zone instable

10.2 Murs sur sol compressible

Les murs sur sol compressible sont peu nombreux. Ils correspondent généralement à des murs très souvent en fond de vallée sur l'ancien lit d'un Oued.

La figure 15 présente l'un des cas traités avec la canalisation de l'eau et une protection de type perré de la partie en aval du mur.

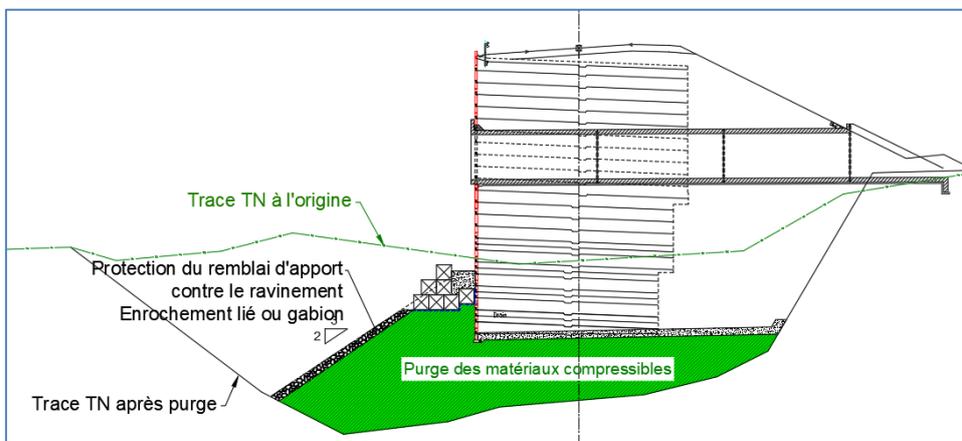


Figure 15 : Purge sous un mur



12 SYNTHÈSE

Le système Terre Armée s'inscrit très bien dans les projets de tracés routiers en zones montagneuses.

Les projets sont possibles même si la hauteur des murs est très grande. On peut citer par exemple le projet de Tindharia en Inde où l'un des murs a atteint 102.5 m (record mondial).

Les quatre projets présentés représentent des quantités importantes de murs en sol renforcé : 62 murs sur 140 kms pour une surface de 61 200m² de parement sur une linéaire cumulé de 7 kms de murs avec en moyenne un mur tous 2.3 kms.

La hauteur des murs est non conventionnelle avec 50% des murs présentant une hauteur maximale de plus de 13.5m et avec un mur atteignant une hauteur de 24.4m.

Notre implication auprès des entreprises et de l'Administration des Routes a permis d'accroître le nombre de murs contractés de 30% sur l'ensemble des quatre projets et +55% sur les sections Tétouan/Oued Laou et Oued Laou/El Jebha, permettant d'optimiser les coûts et les délais de réalisation des ouvrages concernés

Ce que l'on doit retenir :

- L'eau est un facteur à considérer impérativement pour les projets sur pente, c'est un facteur majeur d'instabilité. Le drainage et les aménagements en amont et en aval des murs doivent être étudiés,
- Les campagnes de reconnaissance géotechniques sont indispensables, afin de connaître la profondeur des sols de fondation des murs et de s'assurer qu'il n'y ait pas de risque d'instabilité d'ensemble,
- Les études doivent définir les conditions de stabilité externe et générale des ouvrages,

13 RÉFÉRENCES

Norme NFP 94-220, 1998, Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples.

Norme NFP 94-270, 2009 & 2020, Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué

Intitulé : séisme d'Al Haouz du 08-09-2023 : retour d'expériences et les défis relevés pour la reconstruction ou la consolidation des constructions et des zones sinistrées.

Résumé :

Le séisme d'Al Haouz a engendré des dégâts matériels et humains lourds ; ce qui a nécessité la mobilisation des experts de LPEE en Géologie Géotechnique Structure et interactions sol-structure depuis la veille de la catastrophe à ce jour.

En effet ; en tant que problème national le LPEE a été sollicité pour contribuer à assurer les supports techniques et scientifiques auprès de Gouvernement Marocain afin de garantir au mieux la sécurité et la durabilité de la reconstruction poste sismique.

Les problèmes auxquels on est confronté est que les défis qui ont été relevés et les impasses étaient multiples et que l'on peut chronologiquement synthétiser comme suit :

- 1- Les routes sont en zones de montagnes difficilement accessibles dont les glissements ont été déclencher par le séisme induisant des ruptures fréquentes ; on est sollicité pour apporter l'expertise optimisation et assistance en temps réels des équipes des directions de l'Equipement des cinq provinces pour assurer dans des déblais record le désenclavement des zones sinistrés et le passage des ambulances et les ravitaillements.
- 2- Classifications des bâtis impacté par le séisme des équipements publics et des établissements scolaires en vue d'une exploitation sécuritaire.
- 3- Etudes pathologique et d'interactions sol-structure des constructions des équipements publics et des établissements scolaires impactés en vue d'une reconstruction ou d'un confortement.
- 4- Etudes géotechniques avec les paramètres dynamiques et statiques du sol pour permettre la reconstruction ou le confortement poste sismiques des bâtis impactés par le séisme.
- 5- Etudes de stabilité de 3000 douars affecté par le séisme

Ce qui a nécessité l'élaboration de plusieurs guides et la formation d'un personnel chacun dans le domaine de sa compétence permettant de contenir rapidement la problématique dans les cinq provines impacté (AL Haouz (environ 50% des dégâts) et le reste repartie dans l'ordre Taroudant puis Chichaoua puis Ouarzazat puis Azilal).

Après avoir donné un aperçu sur les divers missions l'exposé abordera le 5eme thème qui porte sur la stabilité des douars. Cette mission et dans le cadre de la reconstruction ou le confortement des bâtisses affectées par le séisme, et suite aux études des cartes d'aléas réalisées par un comité d'experts et des bureaux d'études pour le compte du Ministère de l'Aménagement du territoire , le LPEE a été missionné pour réaliser l'étude de stabilité des douars à aléas de glissement moyen et fort et des douars non couverts par les cartes d'aléas.

Ainsi seront abordés les aspects suivants :

- Approche des expertises pour contournement des impasses liés aux difficultés des expertises et aux délais des études.
- Mixage entre les analyses globaux et les études ponctuelles pour mieux approcher la réalité.
- Amendement des cartes d'aléas et reprise de terrain pour un meilleure ajustement.
- Elaboration des cartes de constructibilités pour orienter l'occupation du terrain.
- Elaboration des modelés du terrain paramétrie qui transcrit aux mieux la réalité afin de débloquer les bureaux d'études et la maitrises d'œuvre.
- Conclusions

Etabli par : Hammou ou Raho MANSOURI : Ingénieur Expert en Géotechnique et Interaction sol-structure

EXPERTISE GEOTECHNIQUE D'UN BATIMENT SINISTRE PAR UN FONTIS

A.S. MBOPDA KAMDEM¹, F. SIKALI², N.E. SIKALI³

^{1,2,3}Soil And Water Investigation S.A, Yaoundé, Centre, Cameroun

Résumé

Au fil des années, plusieurs facteurs ont évolué défavorablement dans la réalisation des projets d'aménagement de sites ou de construction d'ouvrages : les terrains encore disponibles sont souvent de qualité géotechnique médiocre (les « bons » sols deviennent rares), les projets de plus en plus complexes et l'environnement et/ou le voisinage est de plus en plus sensible à toute perturbation. Au Cameroun, pour répondre à ceci, on a : la réglementation plus développée et plus astreignante, les exigences de qualité, de conformité et de respect de délais et de budgets, les impératifs de sécurité et d'environnement, la préoccupation de critères sociétaux et de développement durables. Pourtant, les difficultés dans la construction se multiplient : de l'ouvrage accompli sans désordre à l'ouvrage sinistré ; non pas seulement parce que les techniques et les matériaux de construction ne sont pas parfaitement maîtrisés, mais en grande partie à cause de la non maîtrise de tous les incertitudes et risques géotechniques liés aux sols supports des ouvrages construits. Cette communication est un exemple concret et réel d'un cas d'expertise géotechnique sur un bâtiment sinistré par un **fontis**, où le rôle de l'Ingénieur-expert Géotechnicien est prépondérant : définir les bases et axes de l'expertise géotechnique, savoir analyser, interpréter et conclure pour contribuer à l'éclairage des acteurs de la construction de l'ouvrage. Ce cas traité ici constitue un retour d'expérience précieux et renseignements à retenir pour les Ingénieurs-experts Géotechniciens comme pour tous les acteurs de la construction et démontre que le respect scrupuleux de démarche qualité, c'est-à-dire le respect de l'enchaînement des missions d'ingénieries géotechniques qui sert de base à l'assurance et le contrôle qualité de nos ouvrages de Génie Civil, permet d'éliminer au maximum les incertitudes et risques géotechniques liés aux sols supports des ouvrages construits, garantissant ainsi l'assurance qualité et sécurité de ceux-ci.

Mots clés : Incertitudes et risques géotechniques, expertise géotechnique, bâtiment sinistré, fontis, Assurance et contrôle qualité.

Abstract

Over the years, a number of factors have had an adverse effect on site development and construction projects: the land still available is often of poor geotechnical quality ('good' soils are becoming rare), projects are becoming increasingly complex and the environment and/or neighborhood is becoming more sensitive to any disturbance. Cameroon's response to this situation is based on: more developed and more stringent regulations; demands for quality, compliance and adherence to deadlines and budgets; safety and environmental imperatives; and concern for societal criteria and sustainable development. And yet, the difficulties in construction are multiplying: from works that have been completed without a hitch to those that have been

damaged; not only because the construction techniques and materials are not perfectly mastered, but largely because of the lack of mastery of all the uncertainties and geotechnical risks associated with the soils that support the built works. This paper is a concrete and real example of a case of geotechnical expertise on a building damaged by a sinkhole, where the role of the geotechnical expert engineer is paramount: to define the bases and axes of the geotechnical expertise, to know how to analyze, interpret and conclude to contribute to the enlightenment of the building construction actors. This case study provides valuable feedback and useful information for geotechnical engineers and all those involved in the construction process, and demonstrates that scrupulous compliance with the quality approach, i.e. compliance with the sequence of geotechnical engineering assignments that serves as the basis for quality assurance and control of our civil engineering works, enables us to eliminate as far as possible the uncertainties and geotechnical risks associated with the soils supporting the built works, thereby guaranteeing their quality and safety.

Key words: Uncertainties and geotechnical risks, geotechnical expertise, damaged buildings, sinkholes, quality assurance and control.

I. INTRODUCTION

La forte urbanisation de nos villes amène les promoteurs immobiliers à construire sur des sites jadis occupés par des bâtisses moins importantes et après démolition de celles ou en faisant des reprises en sous-œuvre. Sur ces sites, on note généralement la présence des fosses septiques et des puisards qui sont toujours bouchés pour les nouveaux travaux, aussi, on a parfois des galeries créées par des animaux (termitières, fourmilières, galerie de rats, ...) et de nombreuses cavités souterraines, pour la plupart abandonnées depuis très longtemps et pour certaines même totalement oubliées par la population. Ces vides souterrains, notamment lorsqu'ils se trouvent à des profondeurs peu importantes (de l'ordre de quelques dizaines de mètres) peuvent donner naissance à des instabilités susceptibles de porter atteinte à la sécurité des personnes et des biens (bâti, infrastructures, activités) présents dans l'emprise de ces anciens travaux.

Parmi les instabilités susceptibles de se développer à l'aplomb d'anciennes cavités, le phénomène dit de « fontis » est, dans certains cas, le plus fréquent. Il est à l'origine de l'effondrement des nombres structures au Cameroun au droit de cavités souterraines abandonnées ou méconnues. Pour s'affranchir de tels risques, il est essentiel que les décideurs en charge de l'aménagement du territoire puissent mettre un accent sur la démarche qualité en imposant le respect de l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechniques qui sert de base à l'assurance et le contrôle qualité de nos ouvrages de Génie Civil et permet d'éliminer au maximum les incertitudes et risques géotechniques liés aux sols supports des ouvrages construits, garantissant ainsi l'assurance qualité et sécurité de ceux-ci. Cette démarche doit s'appuyer sur des Ingénieurs-experts Géotechniciens bénéficiant d'outils permettant de diagnostiquer de manière fiable le risque de développement d'instabilités en surface.

Cette communication est un exemple concret et réel d'un cas d'expertise géotechnique sur un bâtiment construit au droit d'une ancienne fosse et qui a été sinistré par un fontis.

Après une brève description du phénomène de fontis, l'article présente la démarche de l'expertise géotechnique simplifiée d'un bâtiment sinistré par le phénomène de fontis, où le rôle du laboratoire géotechnique Soil and Water Investigation S.A. sollicité en tant qu'Ingénieur-expert Géotechnicien est prépondérant : définir les bases et axes de l'expertise géotechnique, savoir analyser, interpréter, proposer des solutions, conclure et faire des projections pour contribuer à l'éclairage des acteurs de la construction de l'ouvrage. Ce cas traité ici constitue un retour d'expérience précieux et renseignements à retenir pour les Ingénieurs-experts Géotechniciens comme pour tous les acteurs de la construction.

II. LE PHENOMENE DE FONTIS

Un fontis est un effondrement du sol en surface, causé par la déliquescence souterraine progressive des terrains porteurs. Dans une cavité enfouie, naturelle ou anthropique (c'est-à-dire creusée par l'homme : fosse septique, puisard, carrière, mine, tunnel, etc.), la pression des terrains de recouvrement et/ou la circulation de fluides peuvent provoquer la détérioration du ciel (c'est-à-dire du plafond) et éventuellement des piliers de soutènement, ce qui peut occasionner à terme l'effondrement en surface. On dit alors que le fontis vient au jour. Ce phénomène est aggravé par les infiltrations d'eau (pluie, canalisations percées...) qui accélèrent le procédé de formation. Avec la rupture du toit de la cavité, la remontée de la voûte se propage et on assiste à la formation d'une cloche de fontis. Si le vide est suffisamment proche de la surface, celle-ci peut atteindre le jour et provoquer un effondrement localisé des terrains.

La remontée de la cloche peut s'étaler sur une période très longue. Cependant, une fois que celle-ci atteint les terrains "mobilisables" (terrains proches de la surface), l'effondrement se propage brutalement vers la surface en formant un cône d'effondrement dont l'angle dépend de la stabilité de ces terrains.

Ce phénomène se manifeste en surface brusquement et ne donne pas de signes avant-coureurs perceptibles. Les dimensions d'un fontis peuvent varier fortement (diamètres allant du mètre à

plusieurs dizaines de mètres) et dépendent de la configuration du vide présent.

Le cas de fontis traité dans cet article, est une instabilité initiée par la chute de toit d'une ancienne fosse remblayée.

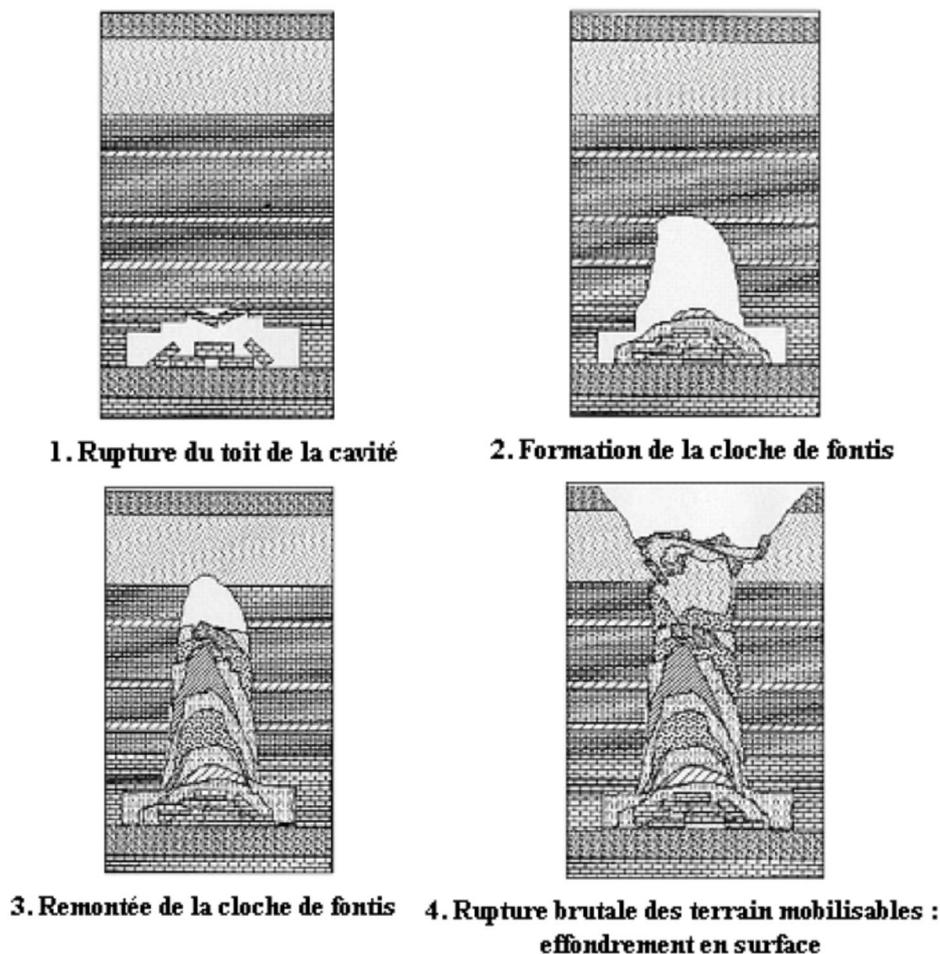


Figure 1 : Processus de formation d'un fontis

III.CONTEXTE DE L'EXPERTISE GEOTECHNIQUE

Le présent article traite d'un cas d'expertise géotechnique « courante » (différente de l'expertise « judiciaire ») de deux bâtiments (plain-pied en bois et R+1 en béton armé et aggloméré de maçonnerie). Le Maître d'ouvrage, après avoir constaté des désordres sur le bâtiment R+1 (apparition des fissures sur certains poteaux, poutres, murs et carreaux des planchers bas et haut, ainsi que l'affaissement d'une partie du plancher du RDC), a sollicité l'expertise du laboratoire géotechnique Soil and Water Investigation S.A. comme expert géotechnicien en vue d'en déterminer la cause et d'y apporter des solutions.

Les bâtiments sont situés au lieu-dit "Hippodrome" dans la ville de Yaoundé. Le premier bâtiment de plain-pied est en bois et repose sur une fondation en béton armé avec vide sanitaire. Il s'agit en fait de demi-poteaux de hauteur comprise entre 30 cm et 80 cm reposant sur des semelles ancrées dans le sol. Sur ces amorces de poteaux, des longrines en bois ont permis de constituer un plancher en bois sur lequel repose le bâtiment en bois traité.

Le deuxième bâtiment de type R+1 en béton armé est situé à l'arrière du bâtiment de plain-pied en bois. Il repose aussi sur une fondation en béton armé avec vide sanitaire. Ses deux planchers (bas et haut) sont en bois et recouverts de carreaux. Les poteaux sont en béton armé. Les poutres sont constituées en partie de béton armé et de bois. La cour autour des bâtiments est revêtue d'un

dallage en béton armé.

La topographie du site montre que le projet est réalisé sur un terrain en pente, ayant fait l'objet de déblais et de remblais.

Sous le plancher bas des bâtiments (vide sanitaire), on note la présence de plusieurs déchets et des tas de terre excavés, avec le passage des réseaux divers (électricité, climatisation, eaux usés, eaux pluviales, ...).

Les étapes de l'expertise « courante » ont été les suivantes :

- a. Consultation par les demandeurs des bureaux d'études géotechniques et choix d'un Ingénieur géotechnicien,
- b. Visite et examens contradictoires des lieux en présence des parties : constats des fissures et prises de photos numériques annexées aux notes aux parties et au rapport d'expertise,
- c. Définition par l'expert géotechnicien d'un programme d'investigations géotechniques appropriées : essais mécaniques appropriés, identifications des sols et reconnaissances des fondations existantes,
- d. Analyse par l'expert des données géotechniques obtenues, associées au projet d'exécution jusqu'au contrôle des réseaux de distribution et d'évacuation des eaux,
- e. Conclusions de l'expert sur les causes possibles et les remèdes envisageables.



Figure 2 : Apparition des fissures sur les éléments de structure du bâtiment



Figure 3 : affaissement du plancher bas RDC

IV. CONSISTANCE DES INVESTIGATIONS SUR SITE

Le programme d'investigations géotechniques défini devra permettre à l'expert géotechnicien de vérifier le niveau atteint par les fissures, la capacité portante du sol (Contrainte admissible) et le niveau d'ancrage des fondations du bâtiment existant et aussi de vérifier les résistances à la compression du béton des éléments de structure (semelles, poteaux, escalier, et poutres).

La campagne de reconnaissance simplifiée réalisée dans la cadre du sinistre présenté ici comprend :

- 02 points de suivi de fissuration au fissuromètre (jauge à fissures) de type jauge G1, de marque « Saugnac » ;
- 04 sondages au pénétromètre dynamique type B, identifiés SPD1 à SPD4, suivant la norme NF P 94-115 ;
- 02 puits manuels au droit des semelles, identifiés PM1 et PM2, suivant la norme XP P 94-202 ;
- 126 essais non destructifs au scléromètre nommés ES1 à ES126 suivant la norme NF EN 12504-2.

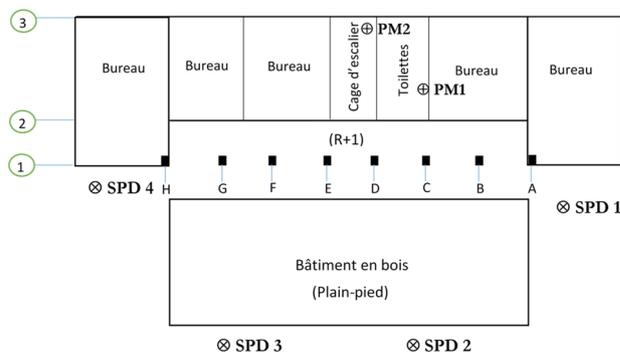


Figure 4 : Plan d'implantation des sondages

V. ANALYSE DES RESULTATS OBTENUS

5.1 Résultats des mesures des fissures

Dès la première réunion d'expertise, deux jauges à fissures ont été posé sur les fissures apparentes pour appréhender le comportement de la construction pendant les opérations d'expertise. Dans ce cas précis de sinistre traité ici, les deux jauges, de type « Saignac » notées G1.1 1 SWI et G1.1 2 SWI, posées après la première visite et constats des lieux, ont été suivies pendant deux semaines, donnant les résultats suivants (Tableau 1).

N° jauge	Partie ouvrage	Localisation	Type de fissure	Date de début de mesure	Ecart. initial (mm)	Ecart. à une sem. (mm)	Ecart. à deux sem. (mm)
G1.1 1 SWI	Poutre	Intérieur	Bords parallèles	18/10/21	2,8	2,9	2,9
G1.1 2 SWI	Mur	Intérieur	Bords parallèles	18/10/21	1,9	2,0	2,2

Tableau 1 : Résultats des du suivi des fissures



Figure 5 : Suivi des fissures avec les jauges de type G1

5.2 Données hydrogéologique

Les différents sondages réalisés ont pour but de repérer également des éventuelles venues d'eau dans le sol au droit des fondations.

Aucune venue d'eau n'a été mise en évidence dans l'ensemble des points de sondages.

N° de sondage	Date	Prof. du forage/terrain naturel (m)	Prof. du niveau d'eau/terrain naturel (m)
SPD 1	21-22 Octobre 2021	10,00	Néant
SPD 2		10,40	
SPD 3		10,20	
SPD 4		10,00	
PM 1		3,00	
PM 2		3,00	

Tableau 2 : Données hydrogéologiques

5.3 Résultats des sondages au pénétromètre dynamique

L'objectif de ces sondages est de vérifier la capacité portante des fondations existantes en déterminant les contraintes admissibles des sols de fondations.

Les sondages au pénétromètre dynamique montrent que le site présente des résistances moyennes à fortes, avec un refus avant 11,00 m de profondeur.

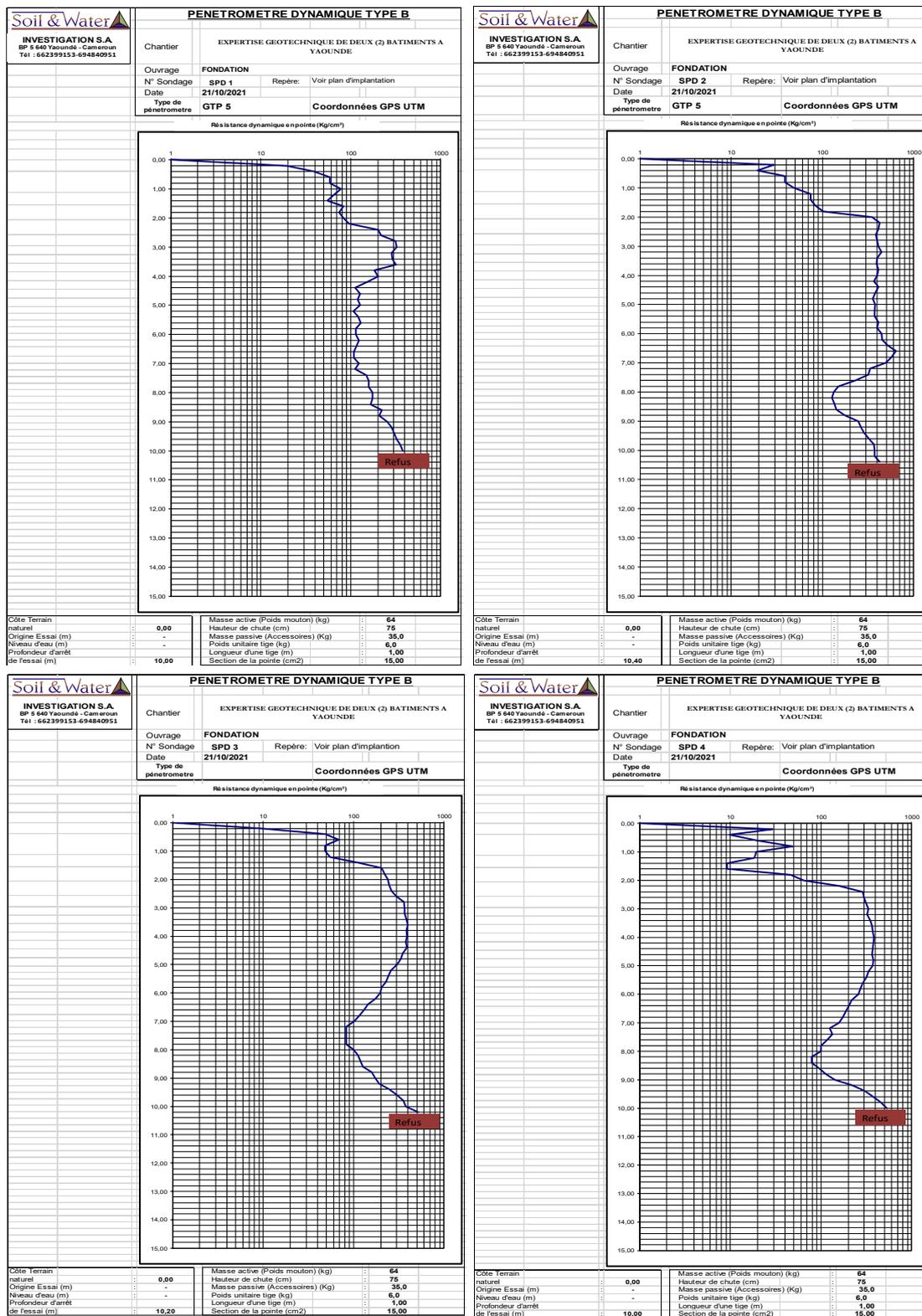


Figure 6 : Diagrammes des sondages au pénétromètre dynamique

PROFONDEUR $D_F(m)$	SPD 1	SPD 2	SPD 3	SPD 4
	σ_{adm} (bars)	σ_{adm} (bars)	σ_{adm} (bars)	σ_{adm} (bars)
0,50	1,95	1,34	2,19	0,85
1,00	3,41	1,71	2,93	1,22
1,50	3,23	3,81	> 5,0	0,58
2,00	3,92	> 5,0	> 5,0	2,77
2,50	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
3,00	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
3,50	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
4,00	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
4,50	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
5,00	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
5,00	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
6,00	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
6,50	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
7,00	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
8,00	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
9,00	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
10,00	> 5,0	> 5,0	> 5,0	> 5,0
11,00	-	-	-	-

Tableau 3 : Contraintes admissibles du sol en fonction des profondeurs



Figure 7 : Exécution des sondages au pénétromètre dynamique

5.4 Résultats des sondages par puits manuels

L'objectif de ces sondages est de reconnaître les sols superficiels au droit des fondations et vérifier si possible les profondeurs d'ancrage de celles-ci ainsi que leurs dimensions.

Les sondages par puits manuels ont donné les résultats suivants :

Sur le plan géologique, La coupe lithologique des deux sondages est la suivante :

- Un dallage de 0,00 à 0,20 m ;
- Une argile rougeâtre de 0,20 m à 1,00 m
- Une cuirasse latéritique rougeâtre jusqu'à l'arrêt des sondages à 3,00 m.

La présence d'une cuirasse latéritique justifie les refus précoces des sondages au pénétromètre dynamique.

Sur le plan de la structure, on a :

- Semelle S₁/PM1 (Zone 2C) et Semelle S₅/PM2 (Zone 3D) : Semelle isolée sous poteau (20×30) ancrée à 2,00 m de profondeur par rapport au terrain naturel, reposant sur une cuirasse latéritique rougeâtre, de section : 0,70 m × 0,70 m, et de hauteur 0,30 m.



Figure 8 : Exécution des sondages par puits manuels

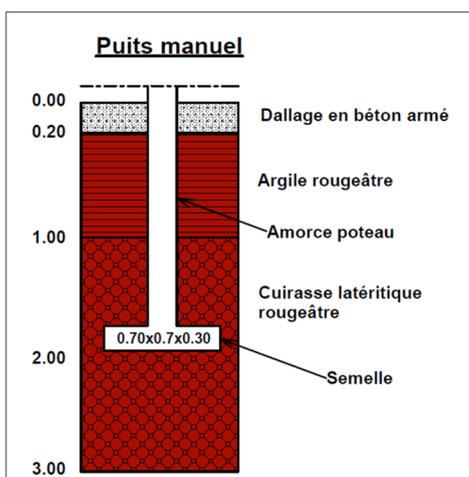


Figure 9 : Coupe lithologique des puits manuels

5.5 Résultats des essais au scléromètre

L'objectif de ces essais au scléromètre est de vérifier les résistances à la compression du béton des éléments de structure (semelles, poteaux, escalier, et poutres).

Pour les valeurs des résistances obtenues sur les éléments de structure existante (semelles, poteaux, escalier, et poutres) auscultés, on observe que 85,7% des résultats obtenus sur le béton sont compris entre 25 MPa et 33 MPa ; avec 10,3% des résultats égal à 24 MPa et 3,9% des résultats inférieur à 24 MPa.

PARTIES D'OUVRAGES	ANGLE	SECTION (cm ²)	Nombre de mesures	LECTURES (scléromètre)			Rc Moy (MPa)	Age du béton (ans)	Rc (MPa) recommandée à 28 j d'âge pour un dosage de 350 kg/m ³
				MAX	MIN	MOY			
BATIMENT R+1									
Semelle S1	Semelle	0°	70x70	03	30	28	29,0	23,0	≥ 10 ≥ 25,0
Semelle S5	Semelle	0°	70x70	03	30	30	30,0	24,0	
Poteaux	A	0°	30x20	04	32	30	31,0	26,0	
	B	0°	30x20	02	36	34	35,0	33,0	
	C	0°	30x20	04	36	32	34,0	32,0	
	D	0°	30x20	04	34	32	33,0	29,0	
	E	0°	30x20	04	34	32	33,0	29,0	
	F	0°	30x20	03	36	30	33,0	29,0	
	G	0°	30x20	03	32	30	31	25,0	
	H	0°	30x20	02	32	32	32,0	28,0	
Poutres	File 1	0°	30x30	04	34	30	32,0	28,0	
	File 2	0°	30x30	04	32	30	31,0	25,0	
	File 3	0°	30x30	03	30	30	30,0	24,0	
	File A	0°	30x20	02	26	26	26,0	18,0	
	File B	0°	30x20	03	36	32	34,0	32,0	
	File C	0°	30x20	03	34	32	33,0	29,0	
	File D	0°	30x20	02	34	30	32,0	28,0	
	File E	0°	30x20	02	36	32	34,0	32,0	
	File F	0°	30x20	04	34	30	32,0	28,0	
	File G	0°	30x20	03	32	28	30,0	24,0	
File H	0°	30x20	02	30	30	30,0	24,0		
Escalier	Palier 2	0°	-	04	30	28	29,0	23,0	
ETAGE									
Poteaux	A	0°	20x20	04	34	30	32,0	28,0	≥ 10 ≥ 25,0
	B	0°	20x20	03	36	32	34,0	32,0	
PARTIES D'OUVRAGES	ANGLE	SECTION (cm ²)	Nombre de mesures	LECTURES (scléromètre)			Rc Moy (MPa)	Age du béton (ans)	Rc (MPa) recommandée à 28 j d'âge pour un dosage de 350 kg/m ³
				MAX	MIN	MOY			
Poteaux	C	0°	20x20	03	36	32	34,0	32,0	≥ 10 ≥ 25,0
	D	0°	20x20	03	36	34	35,0	33,0	
	E	0°	20x20	03	38	30	34,0	32,0	
	F	0°	20x20	03	34	28	31,0	25,0	
	G	0°	20x20	03	38	28	33,0	29,0	
	H	0°	20x20	03	33	26	30,0	24,0	
Poutres	File 1	0°	30x20	04	30	28	29,0	23,0	
	File 2	0°	30x20	04	32	30	31,0	25,0	
	File 3	0°	30x20	03	32	28	30,0	24,0	
	File A	0°	30x20	03	32	28	30,0	24,0	
	File C	90°	30x20	03	36	30	33,0	24,0	
	File D	90°	30x20	04	40	30	35,0	25,0	
	File E	90°	30x20	02	36	30	33,0	24,0	
	File H	0°	30x20	4	34	32	33,0	29,0	
BATIMENT PLAIN-PIED EN BOIS									
Poteaux de fondation	6 poteaux	0°	20x20	12	34	28	31	25,0	

Tableau 4 : Résistances à la compression du béton des éléments de structure au scléromètre



Figure 10 : réalisation des essais sclérométriques

VI. SYNTHÈSE DES DONNÉES EN GUISE DE CONCLUSIONS SUR LE SINISTRE

Le suivi des jauges à fissures pendant deux semaines a montré une très faible évolution des fissures, permettant de conclure que la cause du sinistre est toujours présente ou alors que ses effets sont évolutifs.

Au vu des résultats d'essais pénétrométriques et des puits manuels réalisés au droit des semelles du bâtiment existant, les fondations du bâtiment sont les suivantes : fondation superficielle type semelles isolées de dimensions ($l= 0,70$ m ; $L= 0,70$ m ; $h= 0,30$) et ancrée dans la cuirasse latérique à 2,00 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel (cote origine du sondage). A cette profondeur, la contrainte admissible du sol est de $2,50$ Kg/cm².

Les valeurs des résistances à la compression du béton au scléromètre obtenues sur les éléments de structure existante (semelles, poteaux, escalier, et poutres) auscultés, montrent que 85,7% des résultats obtenus sur le béton sont compris entre 25 MPa et 33 MPa ; avec 10,3% des résultats égal à 24 MPa et 3,9% des résultats inférieurs à 24 MPa, mais supérieurs à 20 MPa.

Tous ces résultats permettent de conclure que le sinistre du bâtiment ne vient pas d'un déficit de portance du sol support des fondations ni d'un défaut de résistance de la structure de celui-ci. Aucun Travail à proximité entraînant des vibrations violentes : travaux de démolition, travaux de terrassements au BRH « Brise Roche Hydraulique », extraction de gros blocs par percussion au godet de la pelle, dynamitage à l'explosif n'a été effectué dans la période avant l'apparition des fissures. Donc la cause du sinistre est ailleurs.

VII. CAUSE DU SINISTRE

Le bâtiment étant construit avec un vide sanitaire, celui-ci a permis d'inspecter en dessous du plancher bas. Il a été constaté sous le bâtiment, l'existence d'un puisard remblayé dont la dalle en béton armé qui la recouvrait s'est effondrée, entraînant un éboulement des terres sur une profondeur d'environ 2,00 m. L'effondrement de ce puisard a été causé probablement par les différentes eaux qui s'écoulent sous le vide sanitaire (eaux de ruissellement, eaux usées provenant d'un drain) et s'infiltrèrent dans le sol (« Facteur déclenchant et aggravant »).

Cet affaissement se présente en forme d'entonnoir avec un diamètre d'environ 5,00 m : c'est un **fontis**.

Cet effondrement de sol a causé l'affouillement de certaines semelles, notamment les semelles S1 à S5, avec les semelles S3 et S5 qui se trouvent entièrement affouillées et suspendues dans le vide. Toutes ces semelles n'ayant plus d'assise stable sont probablement à l'origine des désordres observés dans le bâtiment (fissures, affaissement du plancher du Rez de chaussée) ; et l'évolution de ce phénomène de fontis, peut entraîner l'effondrement de tout le bâtiment.



Figure 11 : Effondrement du sol de fondation (fontis)

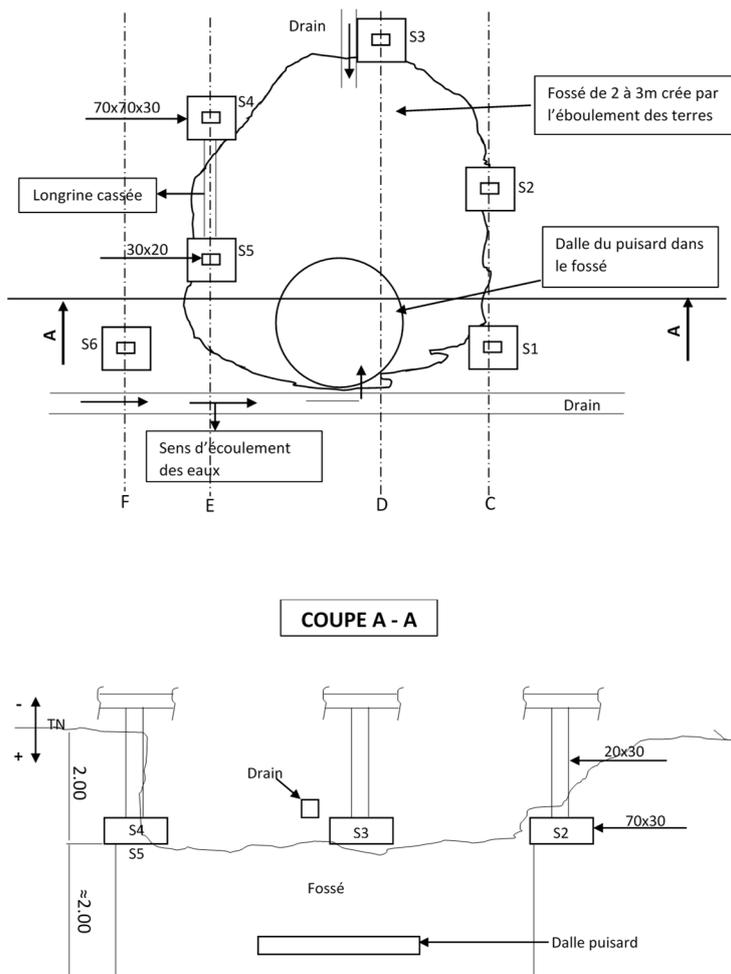


Figure 12 : Schémas de la zone d'apparition du fontis

VIII. SOLUTIONS

Les solutions suivantes ont été recommandées :

Pour le bâtiment de plain-pied en bois :

Le bâtiment pourra être conservé avec la réparation de quelques longrines en bois endommagés par les eaux d'écoulement ; la résistance moyenne en compression des éléments en béton armé de sa fondation étant acceptable.

Pour le bâtiment R+1 :

- Mettre en place un étaieement de la zone endommagée par le fontis ;
- Purger la fosse et excaver toutes les terres dans la zone d'effondrement ;
- Comblér le cratère d'effondrement par un bouchon en béton cyclopéen (enrochements percolés au béton) ;
- Reconstituer l'assise du dallage du bâtiment à l'aide d'un béton autoplaçant ;
- Canaliser les eaux de ruissèlement et celles provenant du drain loin des fondations ;
- Réparation des éléments de structure sinistrés.

Ou

Pour l'ensemble des deux bâtiments :

- Démolir les bâtiments et les reconstruire en traitant la zone d'effondrement ; puis fonder les nouvelles structures sur la cuirasse latéritique repérée à 2,00 m de profondeur au taux de travail de $2,50\text{kg/cm}^2$, avec la construction des poutres de redressement.

Le respect de l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechniques qui sert de base à l'assurance et le contrôle qualité de nos ouvrages de Génie Civil, permet de repérer assez tôt les risques de fontis. Repérés avant la construction par inspection visuelle, ou par instrumentation géotechnique conventionnelle, ou même par technique instrumentale innovante tel que l'écoute acoustique, les fontis peuvent être consolidés et leur développement maîtrisé par différentes méthodes géotechniques, par exemple, le renforcement du ciel par voûtes et piliers maçonnés réduisant les contraintes, ou la construction des fondations avec des « poutres de redressement » encore appelées « pontage rigidifié » ou « semelles anti fontis ». Cette dernière solution est très efficace d'autant plus que le bâtiment sinistré a tenu après le sinistre grâce aux longrines qui relient tous les poteaux de la fondation.

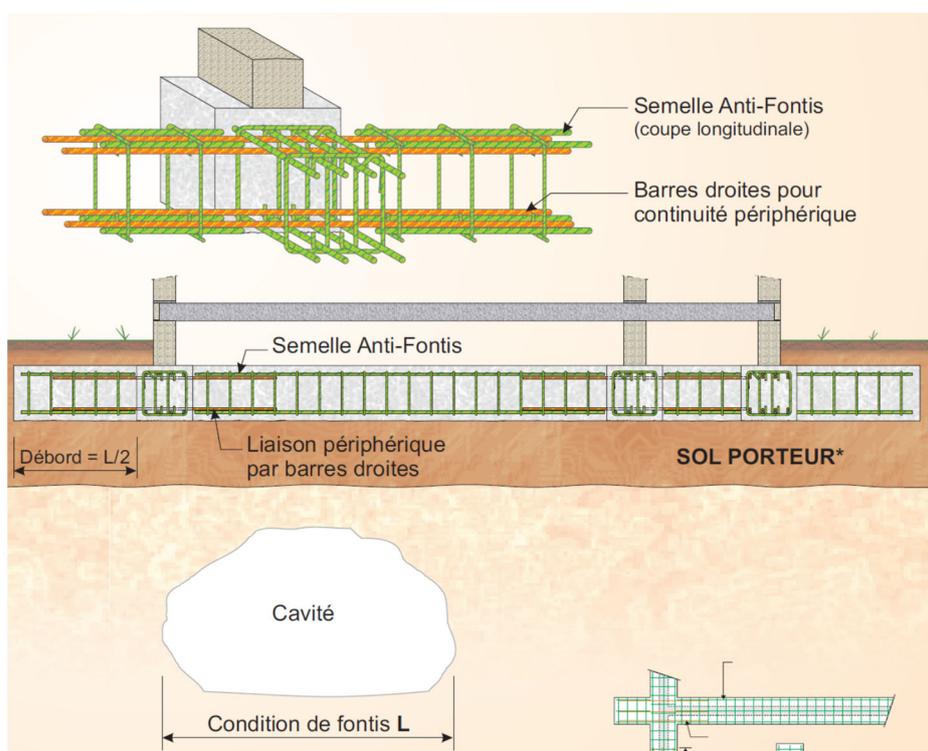


Figure 13 : Disposition constructive anti-Fontis

IX. CONCLUSIONS

Sur plusieurs sites de construction, on note généralement la présence des fosses septiques et des puisards qui sont toujours bouchés pour les nouveaux travaux, aussi, on a parfois des galeries créées par des animaux (termitières, fourmilières, galerie de rats, ...) et de nombreuses cavités souterraines. Ces vides souterrains, notamment lorsqu'ils se trouvent à des profondeurs peu importantes (quelques dizaines de mètres) peuvent donner naissance à des instabilités susceptibles de porter atteinte à la sécurité des personnes et des biens présents dans leur emprise. Parmi les instabilités susceptibles de se développer à l'aplomb d'anciennes cavités, le phénomène dit de « fontis » est le plus fréquent et est à l'origine de l'effondrement des nombres structures. Le Fontis cause tant de dommages à cause de l'absence de démarche qualité dans nos projets de construction, notamment le non-respect de l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechniques qui sert de base à l'assurance et le contrôle qualité de nos ouvrages de Génie Civil.

L'expertise géotechnique sur le bâtiment construit au droit d'une ancienne fosse remblayée et qui a été sinistré par un fontis a permis de conclure que le sinistre du bâtiment ne vient pas d'un déficit de portance du sol support des fondations ni d'un défaut de résistance de la structure de celui-ci ; aucun travail à proximité entraînant des vibrations violentes n'a été effectué dans la période avant l'apparition des fissures. Le sinistre a été causé par un fontis, phénomène très négligé dans nos projets de construction. Ceci montre comme dans la plupart des projets dans notre pays, que les difficultés dans la construction, de l'ouvrage accompli sans désordre à l'ouvrage sinistré, subviennent non pas seulement parce que les techniques et les matériaux de construction ne sont pas parfaitement maîtrisés, mais en grande partie à cause de l'absence de démarche qualité, qui permettrait la maîtrise de tous les incertitudes et risques géotechniques liés aux sols supports des ouvrages construits. Le respect de l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechniques notamment la norme NF P 94-500 de novembre 2013 qui sert de base à l'assurance et le contrôle qualité de nos ouvrages de Génie Civil, permet de repérer assez tôt les risques de fontis. Repérés avant la construction, les fontis peuvent être consolidés et leur développement maîtrisé par différentes méthodes géotechniques.

Il est essentiel que les décideurs en charge de l'aménagement du territoire puissent mettre un accent sur la démarche qualité qui sert de base à l'assurance et le contrôle qualité de nos ouvrages de Génie Civil. Cette démarche doit s'appuyer sur des Ingénieurs-experts Géotechniciens bénéficiant d'outils permettant de diagnostiquer de manière fiable le risque de développement d'instabilités en surface.

Ce cas traité ici constitue un retour d'expérience précieux et renseignements à retenir pour les Ingénieurs-experts Géotechniciens comme pour tous les acteurs de la construction et démontre que le respect scrupuleux de l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechniques permet d'éliminer au maximum les incertitudes et risques géotechniques liés aux sols supports des ouvrages construits, garantissant ainsi l'assurance qualité et sécurité de ceux-ci.

X. PERSPECTIVES

Il est essentiel que les maîtres d'ouvrages publics et privés en charge de l'aménagement du territoire puissent mettre un accent sur la démarche qualité en imposant le respect de l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechniques qui sert de base à l'assurance et le contrôle qualité de nos ouvrages de Génie Civil et permet d'éliminer au maximum les incertitudes et risques géotechniques liés aux sols supports des ouvrages construits, afin de garantir ainsi l'assurance qualité et sécurité de ces ouvrages. En dehors du phénomène de fontis, cette démarche permettra d'éliminer plusieurs risques géotechniques négligés ou méconnus qui menacent nos ouvrages de génie civil, tel que les phénomènes : de gonflement/retrait, de Karst, de liquéfaction, ...

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] AFNOR. 2005. *Eurocode 7 : Calcul géotechnique Partie 1 : Calcul géotechnique - NF EN 1997-1*. Paris.
- [2] AFNOR. 2007. *Eurocode 7 : Calcul géotechnique Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais - NF EN 1997-2*. Paris.
- [3] AFNOR. 30 Novembre 2013. *Missions d'ingénierie géotechnique – classifications et spécifications - NF P 94-500*. Paris.
- [4] Dhoub, A. 03 au 05 novembre 2022. *Expertise géotechnique et Rôle de l'Ingénieur-Expert*. Tunisie Hammamet. INVACO'2022.
- [5] Dhoub, A. Octobre 2010. *L'expertise géotechnique et la norme NF P94-500 : Cas de sinistres sur construction*. Paris. Revue Expert n°92 : 25-30.
- [6] Dhoub, A. Septembre 2016. *Géotechnique appliquée aux projets de construction*. Paris. Presses des Ponts et Chaussées. 1041 pages.
- [7] Dhoub, A. Juin 2021, *Géotechnique appliquée aux projets de construction*. Paris.

Presses des Ponts et Chaussées. Edition complétée. 1104 pages.

[8] D.T.U. 13-12. Septembre 1992. *Fondations superficielles pour les bâtiments.*, Paris.
Référence AFNOR P94-11-212.

[9] SOIL AND WATER INVESTIGATION S.A. Octobre 2021. *Expertise géotechnique de deux bâtiments (plain-pied et R+1), dans la ville de Yaoundé.* Yaoundé. Rapport N°5288/LAB/SWI/21.

SUBSEA OUTFALLS BY MICROTUNNELING

Thibaut Moulet, Dept of Geotechnical and Structural Engineering, BEFES, France
Pierre Muré, Head of BEFES, France



SUMMARY

The deployment of subsea outfalls plays a pivotal role in the laying of underground energy and utility networks [electricity, oil, gas, renewable energies, water, etc.] as well as for water intakes to supply water for desalination plant. This paper discusses the application of microtunneling, a trenchless construction method, in the development of these crucial infrastructures. Microtunneling offers significant environmental, technical, and economic benefits, making it a superior choice for modern utility infrastructure projects. The successful implementation of microtunneling techniques for subsea outfalls demands an advanced engineering background. The objective of this article is to present the design challenges highlighting key parameters which leads the project to successful implementation.



RÉSUMÉ

Le déploiement d'émissaires sous-marins joue un rôle essentiel dans la mise en place de réseaux souterrains d'énergie et de services publics [électricité, pétrole, gaz, énergies renouvelables, eau, etc.] ainsi que pour les prises d'eau d'usines de dessalement. Cet article traite de l'application du microtunnelage, une méthode de construction sans tranchée, dans le développement de ces infrastructures cruciales. Le microtunnelage offre des avantages environnementaux, techniques et économiques significatifs, ce qui en fait un choix de premier ordre pour les projets d'infrastructures de services publics modernes. La mise en œuvre réussie des techniques de microtunnelage pour les émissaires sous-marins exige des connaissances techniques approfondies. L'objectif de cet article est de présenter les défis de la conception en soulignant les paramètres clés qui conduisent le projet à une mise en œuvre réussie.

INTRODUCTION

Microtunneling is a sophisticated trenchless construction technique used primarily for laying pipes underground without extensive surface excavation. This method is particularly valued for its precision in maintaining line and grade, even under challenging conditions. It involves the use of remote-controlled, laser-guided boring machines which make it possible to install pipelines beneath busy urban areas, rivers, and environmentally sensitive regions with minimal disruption. Microtunneling is ideal for installing water, sewer, and utility lines, and is increasingly chosen for its effectiveness in reducing environmental impact, enhancing safety for construction teams, and lowering overall project costs due to reduced surface restoration needs.

In addition to its onshore applications, the microtunneling technique is increasingly used for submarine outfalls, for various connection projects such as water intakes to supply water to desalination plant, Oil & Gaz pipeline for offshore platforms connection, electrical interconnexion, etc. but design challenges for a microtunnel sea outfall extend beyond considering classic microtunnel stability because the consideration of tide levels, bathymetric data and notions of offshore MTBM recovery or microtunnel stability during pipeline winching phases complicate the usual microtunnel design.

Let's start by understanding the criteria that guide the choice of the trenchless excavation. Nowadays, two trenchless shore crossings methods being used with an increased frequency are horizontal directional drilling [HDI] and microtunneling [pipe jacking with MTBM]. The analysis criteria for subsea outfalls are mainly the following :

- **Ground**
 - Microtunneling allows a range of ground conditions
 - HDD is sensitive to gravel content and poorly graded sand in slaty environment
- **Metocean condition**
 - Microtunneling technique is sensitive only when recovering the MTBM offshore
 - HDD technique is highly sensitive to metocean condition
- **Diameter of pipes**
 - Driven by landfall length and drilling depth for microtunneling
 - Risks increases with diameter for HDD
- **Drilling fluid released offshore**
 - Not expected for microtunneling
 - Expected for HDD technique

GENERALITIES ON MICROTUNNELING

Launching shaft : A shaft is built on the land side. Due to project-specific conditions, the shaft design may vary considering the technical parameters [size of the MTBM machine, size of the pipe, max thrust force], the geotechnical parameters [mechanical characteristics of soil around the shaft] and hydrogeological parameters [ground water that influences the civil works design]. The correct pipe jacking direction at the start of tunneling is achieved by positioning guide rails in the shaft.

Microtunnel : High performance hydraulic jacks are used to press the jacking pipes through the ground. At the same time, a boring machine [MTBM] located at the start of the tunnel excavates and removes the soil. The MTBM is operated from a control panel in a container located aboveground close to the shaft. During the construction phase, the necessary thrust force increases constantly due to dynamic friction on the growing length of the pipeline. Intermediary jacking stations and automatic bentonite lubrication system are installed to reduce the tunnelling forces and to better distribute them. This may also results in a reduction of the forces of the hydraulic main jacking stations acting on the thrust wall. The seaside end of the microtunnel is closed with a bulkhead equipped with a valve.



Figure 1 : Subsea outfalls

In current projects, the MTBM is recovered via an exit shaft, but the particularity of a subsea outfalls project is that the MTBM is to be recovered under the seabed.

Subsea recovery of the MTBM : For the MTBM recovery, a pit must be excavated from the seabed. A floating crane is positioned at the place from where the MTBM is to be recovered. Then, the floating crane lifts the MTBM onto a boat and the machine is brought to land by a barge.

In the context of microtunneling, particularly when dealing with shafts constructed using secant piles [or D-walls], it is essential to understand the specific structural behaviors and limitations. Secant pile walls [or D-walls] are often used to form temporary or permanent shafts by overlapping cast-in-place concrete piles to create a continuous wall. While these are effective for providing earth retention and water tightness, the structural characteristics, especially under internal pressures or loads [thrust forces exerted by the thrust cylinders], are different from those of a monolithically cast circular concrete shaft.

Cylindrical rigidity should not be considered in the thrust area. Depending on the expected internal pressures, the design of the secant pile shaft might need modifications, such as increasing the overlap between piles, using more robust or densely packed reinforcement in the 'hard' piles, or adjusting the concrete mix for greater strength and durability.

- **Thrust wall** : In microtunneling operations, the thrust wall plays a critical and strategic role in the launching process of the microtunnel boring machine (MTBM). This wall is specifically designed to withstand and transfer the considerable thrust forces generated during the microtunneling process.

key checks include verification of concrete punching under thrust cylinders, the equivalent stiffness [wall + soil] to be considered at the rear of the wall, which has an impact on the wall's internal strength, and the diffusion of thrust forces on the rear wall of the shaft.

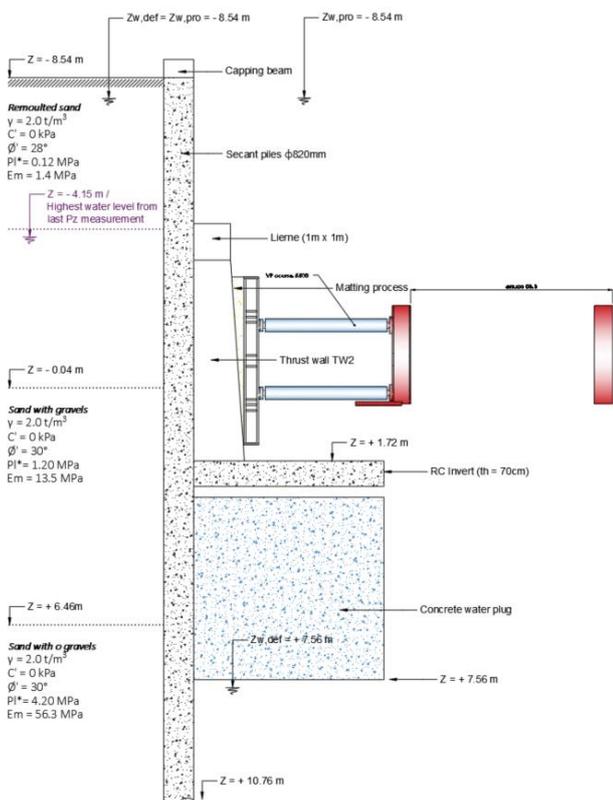


Figure 4 : Calculation cross-section

2. Depth

- **Soil Conditions**: The depth of the shaft must reach a stable stratum that can support the tunneling activities without the risk of collapse or excessive water ingress.
- **Tunnel Alignment**: The depth is also influenced by the alignment and grade of the planned tunnel. It must allow the MTBM to start at the correct angle and depth to follow the designed tunnel path.

3. Hydraulic calculations

- **Water levels**: When designing and constructing shafts, managing water levels accurately is crucial for ensuring the stability of the shaft invert under pressure. The invert, or the lowest part of the shaft where the microtunnel boring machine (MTBM) is launched, is particularly susceptible to hydrostatic pressures and groundwater conditions.

Creating a concrete water plug beneath a shaft is a technique often used in underground construction, especially in microtunneling projects, to prevent water ingress and to stabilize the shaft. Another essential assessment involves verifying the hydraulic sheet, which includes examining Renard and Boullance phenomena.

- **Renard phenomenon**: In accordance with standard NF P 94-282 chapter §15.3, the stability of the bottom of the excavation with respect to the "solid foxing" phenomenon (ELU type GEO) is verified according to the following condition:

$$q_{dst};d \leq q_{stb}$$

- $q_{dst};d$: design value of destabilizing stress
- q_{stb} : design value of stabilizing stress
- $q_{stb};k = Nq \cdot \sigma'v2 ; k + c'k \cdot (Nq-1) / \tan\phi'k$
- $q_{dst} = \gamma zw1 + (\gamma - (1-i1) \cdot \gamma w) \cdot (z - zw1)$

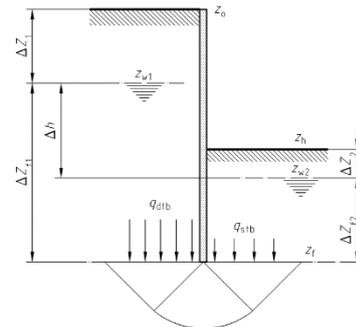


Figure 5 : Renard phenomenon

- **Boullance phenomenon**: In accordance with standard NF P 94-282 chapter §13.3, the resistance of the bottom of the excavation to the "boullance" phenomenon (ELU type HYD) is verified according to the following condition:

$$S_{dst};d \leq G'_{stb};d$$

- $S_{dst};d$: design value of destabilizing flow force
- $G'_{stb};d$: design value of stabilizing permanent vertical actions (projecting weight)

MICROTUNNELING PARAMETERS

In conclusion, the pre-design phase in offshore microtunneling is of paramount importance. It not only sets the foundation for the technical aspects of a project but also ensures compliance, feasibility, and stakeholder alignment. This phase ultimately influences the overall success, safety, and environmental sustainability of the project, highlighting its significance in the complex world of offshore construction.

Jacking pipes design

- **Structural Integrity:** The pipes used in microtunneling must withstand not only the external earth pressures and the internal pressures from the slurry but also the significant jacking forces applied during installation. The design must ensure that the pipes are robust enough to resist crushing, buckling, and deformation throughout the installation process.

While the design calculation phases typically focus on scenarios with low ground cover and low water levels - conditions under which maximum tensile forces and moments due to pipe ovalization are determined - it's crucial for underwater outfall projects to also manage other calculation phases, such as:

- Pipes behaving as cantilevers during the underwater dragging of the MTBM through a recovery pit
- Pipes experiencing vertical forces (uplift) during the winching of equipment into the microtunnel

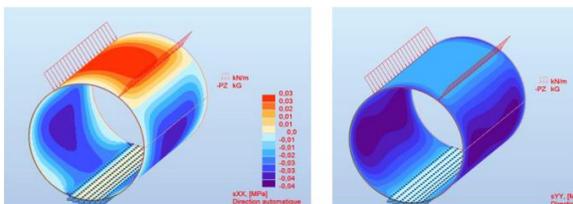


Figure 6 : Jacking pipes static analysis

- **Material Selection:** Common materials include reinforced concrete and steel, chosen based on durability, strength, and compatibility with the ground conditions and the conveyed fluid or utility.
- **Last offshore pipes stability:** It's crucial to remember that the uncertainty involved in underwater dredging requires verification of the microtunnel's stability. Winching operations can create stress at the microtunnel's head, which must be considered when pre-designing the jacking pipes. Additionally, a number of pipes will need to be clamped to prevent the microtunnel from lifting.

In our last subsea outfalls projects, last offshore pipes are mechanically connected to each other via welded steel plates.

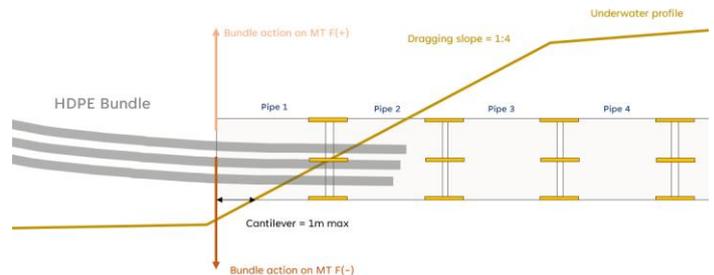


Figure 7 : Offshore mechanical connections

Our approach consists to assimilate the microtunnel to a pile with an inertia equivalent to a hollow tube. The bending of the microtunnel is calculated according to the Winkler's theory of elastically supported beams in homogeneous linear elastic soil.

The critical length L_0 is calculated as follow :

$$L_0 = (4 \cdot E \cdot I / K_h)^{1/4}$$

- B : width or diameter of the foundation element
- E : Young's modulus of the material constituting the foundation element
- K_h : horizontal reaction coefficient of the soil
- I : inertia modulus of the foundation element

The horizontal reaction coefficients k_h of the different soil layers will be calculated using the following "Schmitt" formula, as set out in appendix F3 of standard NF P 94-262 :

$$k_h = 2 \cdot \frac{(E_m / \alpha)^{4/3}}{(E \cdot I / B_0)^{1/3}}$$

- E_m : pressuremeter modulus
- α : rheological coefficient of the soil
- EI : product of inertia of the wall element of length B_0
- B_0 : reference length taken equal to 1 m

Assuming that microtunnel bending length is equal to $3 L_0$; we can deduce the max length on which it is necessary to connect pipes to ensure microtunnel stability during the pull in phase.

Connection plate are calculated considering the max moment that is, under the effect of horizontal force H and a bending moment M_0 applied at the head of the pile :

$$M_{max} = 0,32 \times H \times L_0 + M_0$$

The force H to be considered will be derived from the dynamic study of winching in the microtunnel.

Conducting pressiometric tests offshore is challenging due to the complexities of setting up and executing the test in marine environments. The equipment required for pressiometric testing is more difficult to deploy and manage underwater, especially considering the conditions like currents, seabed instability, and access constraints. As a result, Cone Penetration Tests (CPT) are more commonly used offshore because they are easier to carry out. CPT tests offer reliable data and can be performed with less logistical complexity, making them a more practical choice in offshore geotechnical investigations.

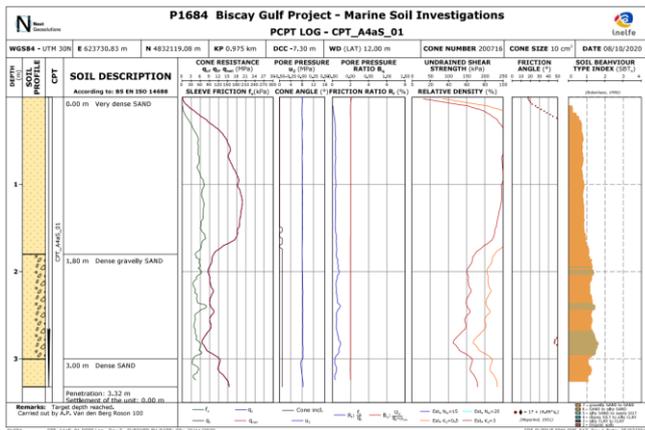


Figure 8 : Offshore cone penetration tests

Based on Cassan's table (1988) in a sand layer : $1,0 < E_m / q_c < 1,5$. This parameter is particularly important for calculating the stiffness of the ground under the microtunnel.

Intermediary Jacking Station spacing determination

The objective of intermediary jacking stations in microtunneling is to reduce the frictional resistance that builds up as the tunnel boring machine (TBM) advances and the jacking pipes are pushed through the tunnel. As the length of the microtunnel increases, the force required to push the pipes also increases due to friction between the pipes and the tunnel walls. Intermediary jacking stations are strategically placed along the tunnel to distribute the jacking forces, helping to relieve the load on the main jacking station. This allows the TBM to advance over longer distances without exceeding the maximum allowable jacking force on the pipes, preventing pipe damage and ensuring smoother, more efficient tunneling operations.

The objective is then to calculate the max length of microtunneling considering as the max admissible thrust the min between :

- The Jacking frame thrust capacity
- The IJS thrust capacity
- The civil works thrust capacity
- The jacking pipe thrust capacity

Terzaghi's theory is used to estimate the necessary thrust force for jacking activities. The maximum thrust force expected while excavating is:

$$P_{tot} \text{ (necessary thrust)} = \max (F_D + R_p ; F_D + F_{sup})$$

- R_p : resistance at the head. $R_p = r_p * \pi * D_e^2 / 4$
 - r_p value based on FSTT recommendations
 - D_e : excavation diameter (m)
- F_D : Dynamic friction of the soil

$$\text{For frictional ground, } F_D = \int n \cdot \mu \cdot dl = n * \mu_D * L$$

To determine the frictional forces based on Terzaghi's theory, it is assumed that the ground above the MT sags with respect to two vertical planes spaced by a width b . This effect will be significant in the case of deep sinking and conversely in the opposite case.

- L = jacking length (m)
- μ_D : soil/pipe friction coefficient depending on lubrication mode and experiences
- n : normal load depending on the vertical load, as a function of the vertical load σ_{ev} which is calculated considering three potentials scenarios :

$$\sigma_{ev} = Y * h \text{ if } h < b \mid \text{no arch effect [noted AE below]}$$

$$\sigma_{ev} = Y * h * k \text{ if } (b < h < 2.5 * b) \mid \text{partial AE}$$

$$\sigma_{ev} = b (Y - 2c / b) / (2 * k' * \tan(\phi)) \text{ if } (2.5 * b < h) \mid \text{AE}$$

To be noted that h and b that is compared above are the ground cover h [in meter] and the width of influenced land $b = D_e (1 + 2 * \tan(\pi/4 - \phi/2))$

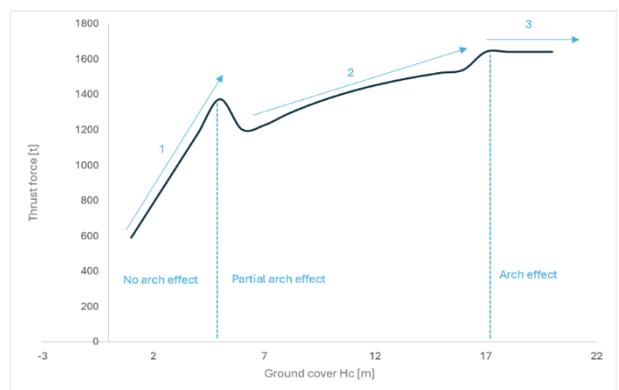


Figure 9 : Thrust forces calculation

- 1 : The thrust force depends directly on the ground cover
- 2 : The necessary thrust force depends on the ground cover considering a reduced coefficient k
- 3 : The necessary thrust force is not a function of the ground pressure

Slurry pressure control window

The front pressure is the pressure of the drilling fluid in the cutting chamber. The front pressure is measured with a dedicated manometer installed in the cutting chamber and the measured value can be read in the control cabin. The management of the front pressure depends on the chosen operating mode, that is either soil balance or mud balance.

1. **In soil balance mode**, ground support is provided by the cutting wheel and the excavation cuttings retained in the cutting chamber. A decrease in P_{front} can occur when the permeability of the ground is increasing, resulting in some drilling fluid being lost. In such case, the viscosity of the drilling fluid is increased by adding bentonite

The MTBM operator should be focus on the slurry flow adequacy to avoid over-excavation.

2. **In mud balance mode**, ground support is provided by the bentonite-based drilling fluid.

To mitigate ground disturbance in the excavation / jacking phase, the MTBM pilot verifies that the front pressure P_{front} is maintained within a theoretical range [P_{min} ; P_{max}] determined as follows :

$$P_{min} = \sigma'_a(z) = \mu * K_a * (\sigma'_v(z) + q) + u$$

- $\sigma'_a(z)$: active ground pressure reduced by the Piaskowski coefficient
- $\sigma'_v(z)$: vertical effective stress
- μ : Piaskowski coefficient
- K_a : active pressure coefficient
- u : hydrostatic pressure
- q : overload considering at the ground

$$P_{max} = \sigma'_v(z) / FS$$

- $\sigma'_v(z)$: vertical effective stress
- FS : security coefficient, taken equal to 1,1

In the below example for offshore drive, P_{min} and P_{max} have been defined relative to the hydrostatic pressure P_0 in order that the drilling parameters can be **adapted to P_0 variations caused by the tides.**

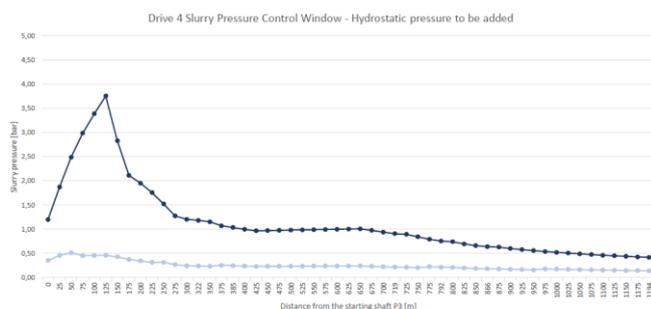


Figure 10 : Slurry pressure control window

Ground impact | Normal case

The diameter of the micro-tunnel is less than the excavated diameter. In the construction phase, the annular gap around the micro-tunnel is injected with bentonite gel that both :

- Supports the surrounding ground by forming a filter cake and applying a support pressure
- Reduces skin friction between the micro-tunnel and the surrounding ground

In the service phase, the bentonite suspension will eventually segregate, resulting in a volume loss of up to X % [calculated considering the annular void dimensions]. In most of subsea projects, no provision is made for grout injections to compensate this volume loss because no structures are along the micro-tunnels routes. By means of a soil plaxis model, we determine the ground and deep settlement :

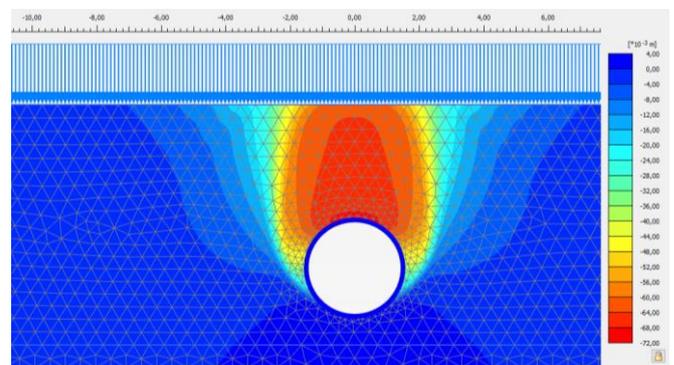


Figure 11 : PLAXIS settlements

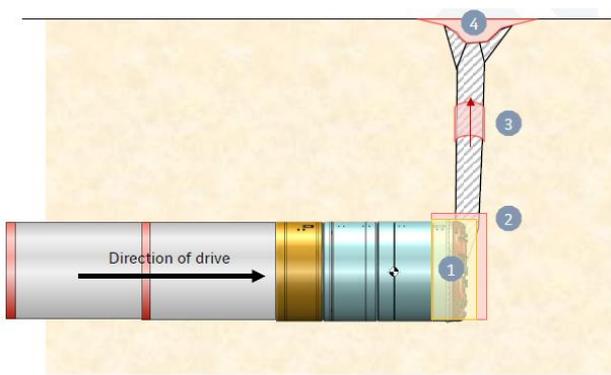
Ground impact | Accidental cases

Two accidental cases can occur during the excavation / jacking phase, namely sinkholes and blow-outs.

Sinkholes occur when excavation is excessive relative to the advance rate:

- A primary cavity is created above the cutting wheel
- This primary cavity is filled by the sand above falling, resulting in a secondary shallower cavity. For the same reasons, subsequent shallower cavities are created whilst deeper cavities are filled. This repeating process stops when the induced subsequent cavity finally reaches ground level.
- A sinkhole appears at ground level

Because of the sand characteristics, the sinkholes appear virtually immediately after the triggering event (over-excavation) and right above the primary cavity. In other words, sinkholes stabilize once the MTBM is passed.



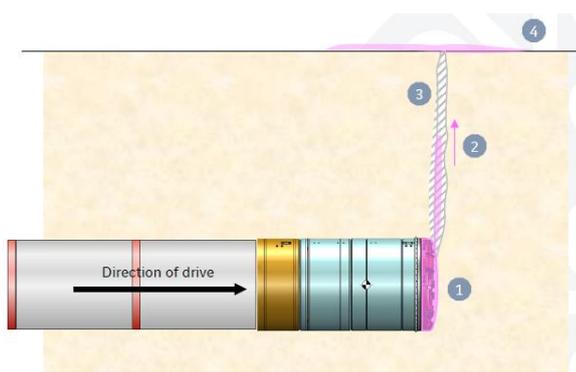
N°	Description
1	Volume of soil to be excavated relative to the advance rate
2	Excessive excavation relative to the advance rate
3	Induced cavities progressing upwards
4	Resulting sinkhole

Figure 12 : Sinkholes phenomena

Blow-outs occur when the soil above the micro-tunnel cannot withstand the front pressure applied by the drilling fluid, in other words when $P_{front} \gg P_{max}$:

- A chimney is created from the cutting chamber
- This chimney is filling up with drilling fluid and is progressing upwards as the soil above is failing
- The chimney eventually reaches ground level resulting in a spill of drilling fluid

Blow-outs occur only in mud balance mode, because the filter cake produced by the bentonite suspension prevents any drilling fluid in excess from permeating the surrounding ground. Because of the sand characteristics, the chimney opened by the drilling fluid close up as soon as the P_{front} is reduced and the blow-outs stabilize once the MTBM is passed.



N°	Description
1	Excessive pressure building up in the cutting chamber
2	Drilling fluid progressing upwards in the chimney
3	Chimney formed by soil failure
4	Spill of drilling fluid

Figure 13 : Blow-outs phenomena

In the below example for offshore drive, P_{min} and P_{max} have been defined relative to the hydrostatic pressure P_0 in order that the drilling parameters can be **adapted to P_0 variations caused by the tides**. In fact, The standards require that max water levels be considered when calculating min pressures, and min water levels when calculating max pressures. This approach is valid in cases where the water table is subject to reasonable variations, but this is not the case for tidal levels and so for subsea outfalls.

The recommendations observed on site are to be close to P_{min} in order to avoid blow-outs phenomenon that can lead to loss of drilling fluid, which can be damaging offshore.

Known causes

Drawing from our on-site experiences, the known causes of these phenomena are :

- **Sinkholes**
 - Process : Bentonite suspension fails to support the front in mud balance mode because formulation or products are not suitable for ground conditions
 - Human : Pilot is using unsuitable drilling parameters because he did not understand the instructions received from Site manager
 - Mechanical : Sudden and unexpected stop of slurry IN because of a pump failure
 - Geology : Sudden and unexpected stop of MTBM, resulting in advance = 0 because of a ground obstacle
- **Blow-outs**
 - Human : Pilot is using unsuitable drilling parameters because he did not understand the instructions received from Site manager
 - Mechanical : Sudden and unexpected stop of slurry OUT, resulting in a surge in P_{front} because of a slurry OUT failure pump
 - Geology : Weak point in the ground above or ahead because of ground weakened by a previous sinkhole or blow-out event

CONCLUSION

In conclusion, the design of subsea outfalls using the microtunneling technique is crucial to ensuring the long-term functionality and stability of the outfall system. The unique challenges posed by underwater environments, such as high pressure, soil variability, and the need for precision, demand careful planning and robust design solutions. Microtunneling allows for minimal environmental disruption and greater control during installation, but it requires detailed consideration of factors such as pipe strength, stability under varying conditions, and jacking force management. A well-designed microtunneling system can greatly enhance the reliability and efficiency of subsea outfalls, ensuring they meet operational demands while minimizing maintenance and repair needs over time.

REFERENCES

- [1] *EN 1992 - Eurocode 2 : Design of Concrete Structures*
- [2] *EN 1993 - Eurocode 3 : Design of Steel Structures*
- [3] *EN 1997 - Eurocode 7 : Geotechnical Design*
- [4] *EN 1916 - Concrete Pipes and Fittings, Unreinforced, Steel Fiber and Reinforced*
- [5] *ASCE Manual of Practice No. 106: Microtunneling*
- [6] *Pipe Jacking Association (PJA) - Guidelines and Best Practices*
- [7] *AFTES - Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain*
- [8] *FSTT - French Society for Trenchless Technology*

Nom et Prénom (1^{er} auteur)	Mridakh ahmed hamza
Affiliation	Ecole Nationale supérieure des Mine de Rabat (ENSMR)
TEL	0658444367
Email	ahmedhamzam@gmail.com

Le thème choisi

1- Sols Gonflants, Affaissables et cavités dans le sous-sol.

ETUDE DE LA COMPRESSIBILITÉ ET LA PERMÉABILITÉ DES DÉPÔTS FLUVIAUX DE LA VALLÉE DE BOUREGREG A PARTIR DES CPTU

COMPRESSIBILITY AND PERMEABILITY OF BOUREGREG VALLEY FLUVIAL DEPOSITS FROM CPTU TEST

Ahmed Hamza Mridakh¹, Houssine Ejjaouani², Hassan Labied²,

1 Département Mines, École Nationale supérieure des Mines de Rabat, Maroc

2 Laboratoire Public D'Essais et D'Etudes, Casablanca, Maroc

RÉSUMÉ- les paramètres de la compressibilité et de la perméabilité sont essentiels pour le calcul fiable des déformations des sols sous les infrastructures. Cependant, il est parfois difficile de sélectionner les paramètres représentatifs des sols organiques mous et des sols intermédiaires, qui sont principalement localisés dans les dépôts fluviaux de la vallée de Bouregreg. Cette étude, a comme objectif l'utilisation des piezocones (CPTU) pour estimer les paramètres du sol en exploitant une grande base de données des piezocones et des essais aux laboratoires. Ces derniers ont été collectés lors de la phase d'investigation du sous sol de la deuxième rocade Rabat-Salé au niveau de la vallée de Bouregreg. Comme résultat, de nombreuses corrélations sont développées entre la résistance à la pointe et les coefficients de consolidation. En outre, une approche appropriée est utilisée pour déterminer la perméabilité à base des mesures des CPTU. Ensuite, le processus de sélection des paramètres est validé à travers la modélisation numérique du sous-sol amélioré par drains verticaux préfabriqués d'un tronçon du remblai routier.

Mots-clés : piézocônes, compressibilité, perméabilité, dépôt fluviaux, modélisation numérique.

ABSTRACT- compressibility and permeability parameters are crucial for reliable assessment of soft soil deformations under civil infrastructures. However, it is sometimes a challenge to select representative parameters for organic soft soils and intermediate soils, which are predominantly found in Bouregreg Valley fluvial deposits. In this study, the focus is mainly on examining the potential use of the piezocone test (CPTU) for estimating soil parameters, based on an extensive data-base of CPTU measurements and laboratory tests; which were collected from Rabat-Sale Road embankment at Bouregreg Valley. As a result, numerous correlations are developed between cone tip resistance and compression coefficients. In addition, a suitable approach is used from literature to rapidly determine the permeability based on CPTU data. The proposed framework is validated through numerical modeling of a road embankment section constructed on improved sub-soils with prefabricated vertical drains.

Keywords: Piezocones, Compressibility, permeability, fluvial deposits, numerical modeling.

Nom et Prénom (1^{er} auteur)	Mridakh ahmed hamza
Affiliation	Ecole Nationale supérieure des Mine de Rabat (ENSMR)
TEL	0658444367
Email	ahmedhamzam@gmail.com

Le thème choisi

1- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil.

DÉCARBONISATION PAR GÉOSYNTHÉTIQUES DES STRUCTURES ROUTIÈRES

DECARBONIZATION BY GEOSYNTHETICS OF ROAD STRUCTURES

Ahmed Hamza Mridakh¹, Houssine Ejjaouani²,

1 Département Mines, École Nationale supérieure des Mines de Rabat, Maroc

2 Laboratoire Public D'Essais et D'Etudes, Casablanca, Maroc

RÉSUMÉ- Le développement du réseau routier a connu un développement considérable durant les deux dernières décennies au Maroc, atteignant un linéaire de 45 240 km de route revêtu. Par ailleurs, les géosynthétiques ont présenté une alternative pour l'augmenter la durabilité des routes et de faire face aux problèmes des sollicitations lié au sous-sol et au roulement. Considérant l'ampleur du développement routier Marocain, les géosynthétiques sont utilisés dans une fraction du tracé du réseau routier. Par conséquent, l'opportunité de construire par géosynthétiques d'une manière durable et avec un bilan Carbon significativement réduit est très prometteur. Cependant, les méthodes d'évaluation du bilan Carbon par projet et par produits géosynthétiques n'est pas encore clair. Pour cela l'état de l'art du bilan Carbon dans les routes est l'objectif de ce travail, moyennant des exemples regroupés de la littérature pour l'Object d'un benchmarking.

Mots-clés : Géosynthétiques, Bilan Carbon, Décarbonisation, Routes.

ABSTRACT- The development of the road network has experienced considerable development over the last two decades in Morocco, reaching a length of 45,240 km of paved road. Furthermore, geosynthetics presented an alternative to increase the durability of roads and to deal with the problems of challenges linked to subsoil and traffic. Considering the scale of Moroccan road development, geosynthetics are used in a fraction of the road network. Therefore, the opportunity to build with geosynthetics in a sustainable manner and with a significantly reduced carbon footprint is very promising. However, the methods for evaluating the sustainability benefits by project and by geosynthetic product are not yet clear. For this, the state of the art of Carbon assessment in roads is the objective of this work, using examples grouped from the literature for the purpose of benchmarking.

Keywords: Geosynthetics, sustainability, decarbonization, roads.

The seismicity of the Moroccan atlantic margin and the western high atlas: the contribution of geophysics

Abdelaziz MRIDEKH¹, Mohamed Hafid¹

1 Ibn Tofail University, Faculty of Science, Kénitra, Morocco. mridekh.abdelaziz@uit.ac.ma

The Essaouira-Agadir basins constitute the offshore extension of the Western High Atlas. In this key area of Morocco's western margin, modeling of the main lineaments and basin dynamics to which they give rise allows the reevaluation of the seismic activity during the last century.

Dense seismic grid with more than 1000 Km of seismic lines and the results of five oil wells have been used in this work. The division of the sections into seismostratigraphic units has permitted to emphasize the syn-genetic and structural events of the offshore of Agadir-Essaouira basin. Within these different components of the area, normal, reverse faults and fold related fold structures are present, and salt is mobilized in several patterns. Seismotectonic analysis has demonstrated an atypical margin where atlasic and atlantic structures coexisted during four phases, rifting, drifting, inversion and tectogenesis

The geographical distribution of seismic activity shows that there are no seismic foci on either side of the Haha plateau. Southwards, seismic foci are distributed along the branches of the southern Atlasic fault (El Kléa, Biougra) and offshore Agadir at the tectonic junction of the Tildi and El Kasba faults, on the Massa front and in the Cap-Rhir area. Meanwhile, in the Essaouira basin, seismic foci are distributed alongside the components of the Hadid Kourati fault and the arc of the Cap-Tafelney chain, the offshore component of the Western High Atlas.

These new data open new perspectives for understanding the seismic activity of this atypical margin.

Protection fiable des digues par des géosynthétiques

Dipl. Ing. Omar Naciri

NAUE GmbH & Co. KG, Allemagne

RÉSUMÉ

Après les catastrophes causées par les risques naturels, crues et inondations dans de nombreux de pays, de nouvelles structures de digues fiables et stables ainsi que d'importants travaux de réhabilitation ont été réalisés à l'aide de solutions et produits géosynthétiques pour assurer la performance et la sécurité de ces ouvrages. L'utilisation de solutions géosynthétiques pour différentes fonctions de filtration, drainage, stabilisation, renforcement et étanchéité dans la structure de la construction des digues sont des alternatives bien établies dans les recommandations actuelles. En outre, l'efficacité des mesures de stabilisation avec des géosynthétiques intégrés dans la digue a été étudiée et une stabilité élevée de ces techniques de construction en cas de débordement a été documentée. L'érosion du talus de la digue intérieure et les défaillances inattendues de digues peuvent être évitées ou retardées. Le risque de rupture de digues par formation d'une rupture est minimisé, car le corps de la digue ne peut pas être érodé. L'approche visant à améliorer considérablement la sécurité des digues en intégrant différents géosynthétiques dans le corps de la digue pourrait réduire considérablement le danger et l'étendue des dommages potentiels causés par les risques naturels, dont les crues et les inondations représentent des risques majeurs qui affectent chaque année des millions de personnes et causent des dommages économiques et sociaux considérables.

Géosynthétique en base de remblais sur inclusions rigides : derniers développements

A. Nancey

Solmax France SAS, Bezons, France

S.J.M van Eekelen

Deltares, Delft, The Netherlands

RESUME : L'amélioration par géosynthétiques du transfert des charges du remblai vers les inclusions rigides a fait la preuve de son efficacité. Cependant, pour affiner les méthodes de dimensionnement, des programmes de recherche ont été entrepris pour prendre en compte des conditions plus complexes ou pour se rapprocher au plus près du comportement réel de la plateforme. Ces recherches ont porté en particulier sur l'étude des mécanismes de transfert de charge avec la présence de renforcement géosynthétiques et diverses configurations d'ouvrages. Une expérimentation en site réel aux Pays-Bas ainsi que des essais de laboratoires ont permis d'étendre la validité de la méthode « arche concentrique » aux géotextiles tissés de fortes résistances et d'étudier l'influence d'une immersion de la plateforme sur le transfert de charge.

1 INTRODUCTION

La directive de conception CUR226 (2016) pour les remblais sur pieux et renforcés par des géosynthétiques est calculée avec le Modèle des Arches Concentriques (CA model) de Van Eekelen et al. (2013) and Van Eekelen (2015). Ce modèle a été validé avec plus de 100 mesures prises sur le terrain et dans des expérimentations (van Eekelen et al., 2015), pour des remblais qui ont été renforcés par au moins une couche de géogrille. De plus, tous les remblais étaient non saturés et installés au-dessus de la nappe phréatique.

L'utilisation validée du CUR226 n'est possible que pour les géométries, les conditions et les matériaux qui correspondent à la situation où les mesures pour la validation ont été prises. Ainsi, l'ensemble du remblai doit être positionné au-dessus de la nappe phréatique et qu'au moins une couche du renfort doit être une géogrille. Si ces exigences ne sont pas satisfaites, les mesures devraient prouver que le modèle CA donne de bons résultats dans ces conditions.

À cette fin, des mesures sur le terrain ont été effectuées dans un remblai sur pieux partiellement immergé, renforcé uniquement par des géotextiles, sans géogrille. Les déformations mesurées avec les variations de la nappe phréatique et de la température de l'air sont comparées aux résultats des calculs avec le modèle CA de CUR226.

Pour mieux comprendre l'effet de la nappe phréatique sur le comportement du remblai renforcé, des essais en laboratoire ont également été entrepris. Cette communication fait la synthèse entre les mesures effectuées sur chantier réel par Van Eekelen (2022 & 2023) et en laboratoire Van Eekelen (2024a & b).

2 UN REMBLAI RENFORCE PAR GEOTEXTILES SUR INCLUSIONS ET PARTIELLEMENT IMMERGE

2.1 Description du remblai

Van Eekelen et al. (2022) ont décrit le remblai sur inclusions qui a été construit pour relier une zone industrielle et la route régionale N210 aux Pays-Bas. Des têtes de pieux (0.75 m x 0.75 m), avec des bords lisses et arrondis, ont été installés sur des pieux en béton préfabriqués disposés selon un maillage de 2,28 m x 2,28 m. Le renforcement à la base du remblai est constitué de deux couches de géotextile tissé (MIRAFI Geolon® PET 400/50). La couche inférieure a été installée perpendiculairement à l'axe de la route, la deuxième couche a été installée parallèlement à l'axe de la route. La figure 1 illustre la disposition des inclusions et du dispositif d'instrumentation. Les capteurs de contrainte E1 à E4 mesurent la déformation du géotextile. Les transducteurs de pression interstitielle PPT1 et PPT6 mesurent la variation de la nappe phréatique et PPT7 mesure le niveau d'eau dans le fossé adjacent. De plus, la température de l'air sur le site d'essai a été mesurée toutes les heures.

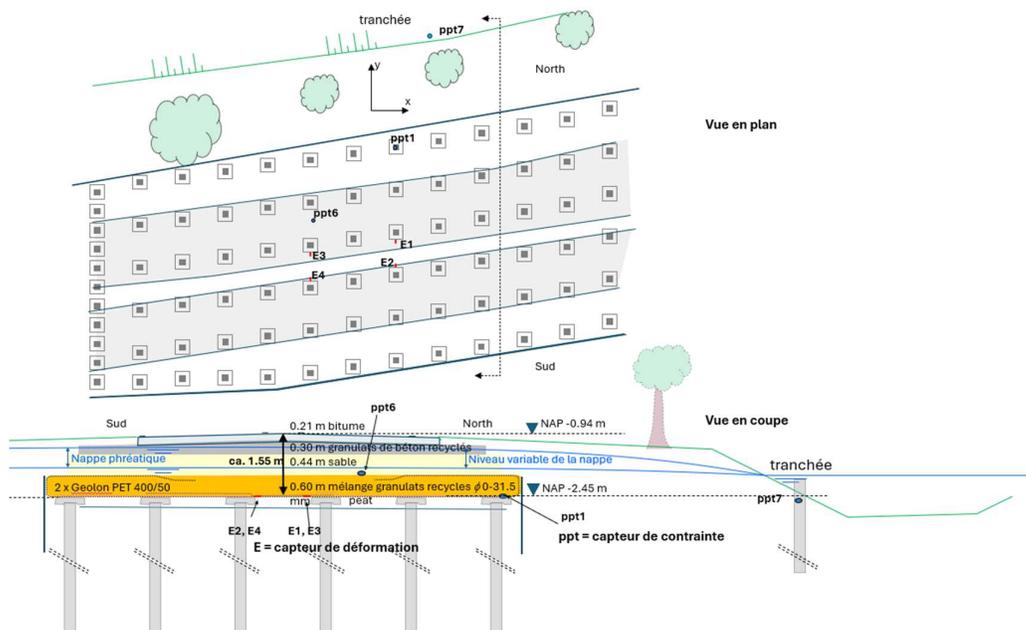


Figure 1. Vue en coupe et en plan du remblai renforcé par géotextiles et instrumentation.

2.2 Mesures

2.2.1 Pressions interstitielles et nappe phréatique

La figure 2 montre les pressions interstitielles mesurées, traduites en hauteur de nappe phréatique (m NAP), où NAP est le niveau de référence aux Pays-Bas. Comme l'indique la figure 1, le PPT1 se trouve au sommet d'une tête de pieu, et le PPT6 se trouve environ 0,65 m plus haut. Par conséquent, le capteur PPT1 se trouve en permanence sous la nappe phréatique. Par contre, le capteur PPT6 peut se retrouver au-dessus de la nappe lorsqu'elle est basse. On note que PPT1 et PPT6 correspondent, dès lors que la nappe est au-dessus de PPT6. En revanche, lorsque la nappe est basse, PPT6 se retrouve dans un sol non saturé, ce qui rend ses mesures aléatoires en raison de la présence de bulles d'air. Cependant, on peut penser que ppt1 donne continuellement des résultats fiables, traduisant l'effet d'une nappe phréatique basse durant l'été très sec de 2022, suivie d'une période pluvieuse en septembre 2022. Le capteur PPT7, installé dans le fossé en février 2020, a donné des résultats fiables jusqu'en juin 2021 et entre novembre 2021 et mars 2022.

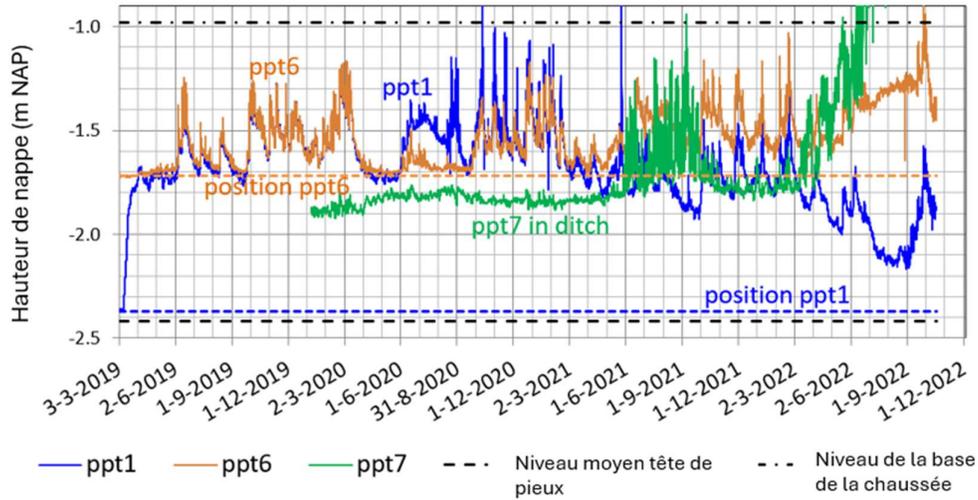


Figure 2. Pressions interstitielles mesurées, traduites en hauteur de nappe (ppt1, ppt6) et pour le fossé (ppt7).

2.2.2 Correspondance entre les déformations du géotextile et le niveau de la nappe phréatique

La figure 3a compare les déformations du géotextile mesurées avec le niveau de la nappe phréatique mesuré. Les jauges E1 et E2, qui sont situées du côté EST, donnent des valeurs plus élevées que les deux autres jauges de déformation, E3 et E4 situées côté NORD. Cette différence pourrait provenir d'un espacement différent des inclusions. Toutes les déformations mesurées montrent un effet saisonnier. Les déformations sont plus élevées en été qu'en hiver et montrent un accroissement entre deux étés successifs. Les déformations mesurées ne sont pas clairement corrélées avec la nappe phréatique. La figure 3b montre une corrélation claire entre le cycle saisonnier des déformations des géotextiles et la température diurne moyenne. La déformation du géotextile est plus élevée en été, mais ne peut être expliquée sur la base de ces seules mesures.

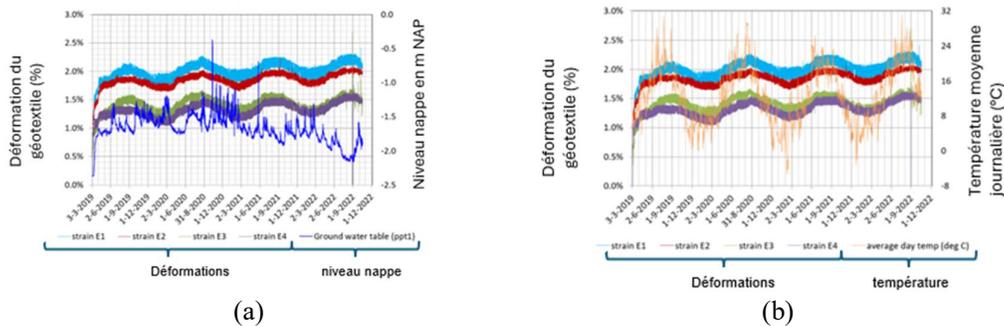


Figure 3. Comparaison des déformations avec le niveau de la nappe (a) et la température journalière (b).

2.3 Calculs avec le modèle arches concentriques

Les déformations géotextiles ont été calculées à l'aide du modèle CA (van Eekelen, 2015, CUR226, 2016). Aucun facteur partiel n'a été utilisé. Le Tableau 1 donne les paramètres d'entrée utilisés, en considérant l'effet du fluage en fonction du temps sur la raideur du géotextile pour une période de plus de 10 ans. Afin de pouvoir comparer les mesures avec les calculs, une valeur moyenne de l'angle de frottement pour les deux couches de sol est considérée dans le modèle. Dans les calculs présentés, des valeurs de 34° et 38° pour l'angle de frottement moyen pondéré et un poids volumique de 19 kN/m³ ont été retenues.

Tableau 1 Paramètres utilisés pour les calculs avec le Modèle des Arcs Concentriques (van Eekelen et al., 2013, 2015).

Date	28 févr. 2019	1 mars 2019	5 mars 2019	12 mars 2019	24 avr 2019	29 févr. 2020	25 août 2030
Hauteur du remblai (m)	0.00	0.30	0.60	1.00	1.51	1.51	1.51
Raideur en traction du géotextile (kN/m)	3200	3200	3200	2961	2722	2544	2426

La réaction du sol support n'a pas été prise en compte. Pour la charge de trafic, deux valeurs ont été considérées : $p = 0$ kPa et 11,5 kPa (25 % de la charge nominale). Compte tenu de la faible épaisseur de remblai, un facteur de réduction $\kappa = 1,58$ a été pris en compte dans le calcul du transfert de charge, comme prescrit par le tableau 2.3 de l'ICR226. κ a une valeur supérieure à 1 si la charge du trafic est supérieure au poids du remblai. Le cas avec $\kappa=1$ sans réduction du transfert de charge a également été étudié.

2.4 Comparaison des mesures et des résultats de calcul

La figure 3 compare les déformations géotextiles mesurées et calculées. Les déformations calculées sont des valeurs maximales au bord des têtes d'inclusions. Pour valider l'utilisation du code de dimensionnement CUR226, les déformations calculées doivent être supérieures ou égales aux valeurs mesurées. La figure montre que les plus petites déformations calculées concordent raisonnablement avec les valeurs moyennes de E1 - E4. Tous les autres calculs donnent des valeurs supérieures aux valeurs mesurées.

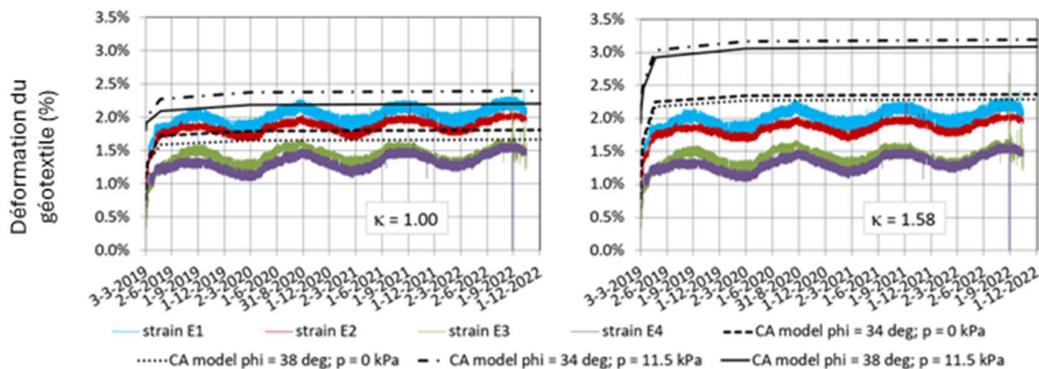


Figure 3 Comparaison entre les valeurs calculées avec le modèle CA et les mesure des déformations du géotextile.

3 EXPERIMENTATION 3D : INFLUENCE DE LA NAPPE PHREATIQUE SUR LA DISTRIBUTION DES CHARGES

A la suite des observations réalisées sur le remblai, ne montrant pas de corrélation significative entre le niveau de la nappe et la déformation des géotextiles, une étude expérimentale en laboratoire a été entreprise pour étudier plus précisément l'influence de la nappe sur le report de charge dans le remblai, les déformations du géotextile et le tassement.

3.1 Dispositif expérimental

La figure 4 montre la configuration du dispositif expérimental (van Eekelen et al., 2012a, 2024). Une plaque d'acier supporte un coussin en mousse, qui est scellé et trempé. Un robinet permet de drainer le coussin en mousse. Quatre pieux en PVC de 0,1 m de diamètre traversent la plaque d'acier.

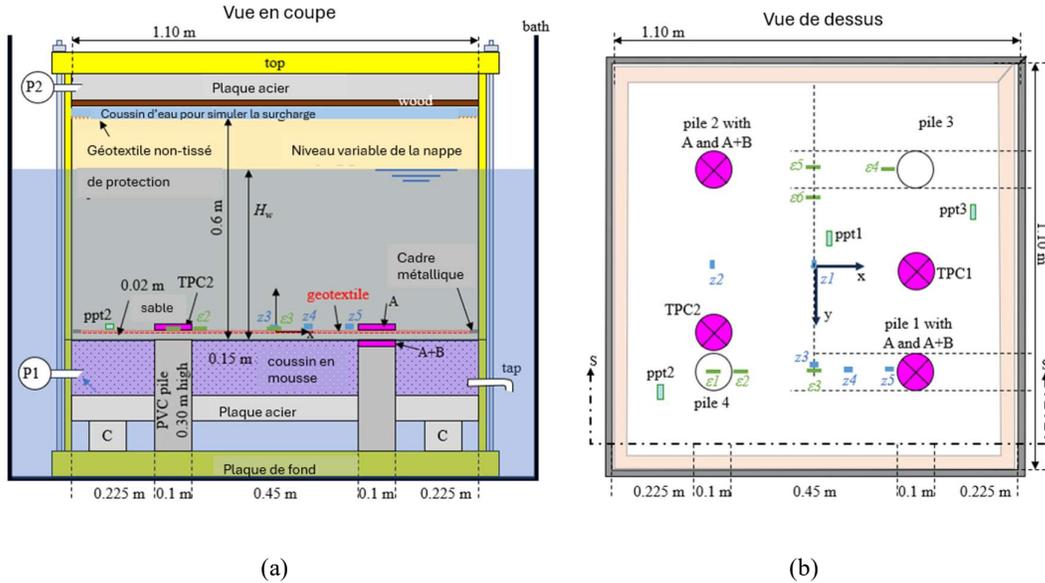


Figure 4. Dispositif expérimental en coupe (a) et vue de dessus (b)

Deux couches de géotextile tissé Geolon 100-50 ont été placées perpendiculairement et directement l'une sur l'autre, et fixées à un cadre en acier rigide. Les géotextiles combinés avaient une résistance à la traction de $100+50 = 150 \text{ kN/m}$ et une raideur en traction à 2% de déformation de $J2\% = 1200 \text{ kN/m}$ et 1013 kN/m , respectivement pour 10 et 1000 heures de charge dans chaque direction.

Une charge supplémentaire uniformément répartie a été appliquée sur la surface du remblai, à l'aide d'un coussin d'eau. Une feuille de caoutchouc graissée avec de la vaseline a minimisé le frottement entre les parois et le sol. La répartition de la charge dans le remblai a été mesurée à l'aide de cellules de pression totale, la déflexion du géotextile à l'aide d'un système de niveau d'eau. Les déformations du géotextile ont été mesurées à l'aide de câbles.

Deux types de granulats issus de déchets de démolition ont été utilisés : l'un contenant des particules fines ($d/D = 0/31,5 \text{ mm}$) et l'autre sans ($d/D = 4/31,5 \text{ mm}$), où d et D sont les tailles inférieure et supérieure des matériaux passants selon la norme EN13242, (2015). Les valeurs de ϕ ont été obtenues à partir de quatre essais triaxiaux à grande échelle drainés avec un diamètre d'échantillon de 0,40 m.

Après l'installation de l'armature, des capteurs et du remblai, la boîte a été fermée et placée dans un réservoir d'eau. Ensuite, le support du sous-sol a été retiré en aspirant l'eau contenue dans le coussin en mousse.

Par la suite, le réservoir a été rempli. Le niveau d'eau dans le remblai suivait facilement celui du réservoir. Ensuite, (dans les tests 1 et 2), le niveau d'eau a été abaissé à nouveau. Après cela, la charge supplémentaire a été augmentée par étapes. Après chaque étape de chargement, un cycle d'élévation- baisse du niveau d'eau a été appliqué à nouveau. Dans l'essai 3, le niveau d'eau a été maintenue constant.

3.2 Interprétation des mesures

Afin de pouvoir être comparé aux modèles de calculs, les mesures sont interprétées en considérant que la charge verticale est répartie entre les pieux, le géotextile et le sol support (Van Eekelen 2024). La partie A (kN/pieu) est directement transférée sur les pieux. La charge résiduelle, 'B+C' (kN/pieu) est reprise par le sol support entre les pieux et par le géotextile. Pour cette expérimentation, la réaction du sol support $C=0$, puisque le coussin a été dégonflé.

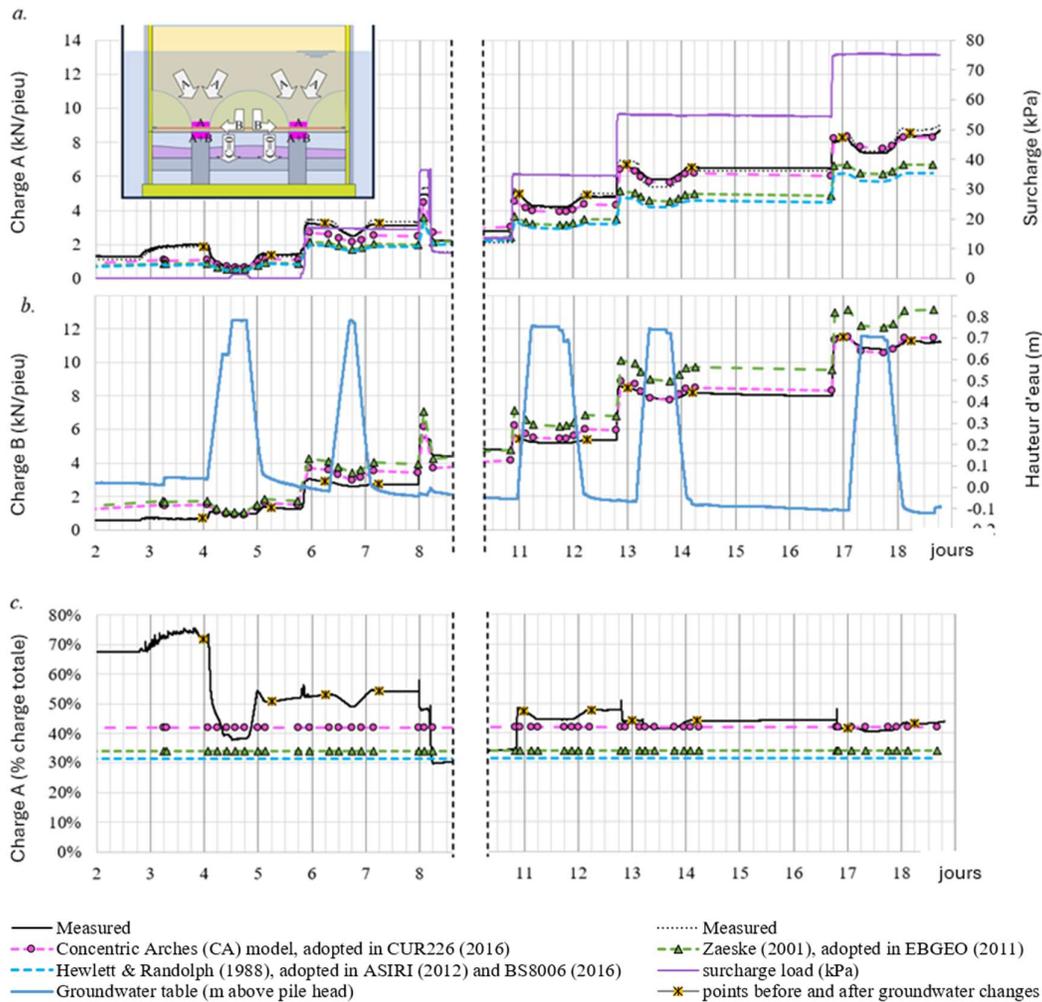


Figure 5. Comparaison de la distribution de charge mesurée et calculée pour le Test 2. (a.) part A. (b.) part B. (c.) A en % de la charge totale.

3.3 Impact du niveau d'eau sur la redistribution des efforts dans le remblai

La Figure 5 compare la distribution de charge dans le test 2 avec les calculs réalisés suivant plusieurs méthodes. La valeur mesurée B est calculée à partir des valeurs moyennes de A+B et de A. Entre les jours 8 et 11, en raison de fuites sur le coussin permettant l'augmentation de la charge, les mesures n'ont donc pas été prises en compte. De ces comparaisons, on peut en déduire les observations suivantes :

- L'élévation du niveau de la nappe phréatique entraîne une diminution limitée de la charge A transmise directement aux inclusions et B, celle reportée sur le géotextile.

- Une partie importante de cette diminution est attribuée aux forces de soulèvement du principe d'Archimède. C'est ce que démontrent les calculs du modèle CA, qui correspondent étroitement aux mesures.
- La contrainte sur les pieux en pourcentage de la charge totale présente une légère diminution de la charge A due au niveau d'eau élevé. De toute évidence, la charge transmise directement vers les pieux se réduit dans une certaine mesure.
- La charge A remonte presque immédiatement lorsque la nappe phréatique diminue. L'amplitude des variations de sol (A) est inférieure à 3,5 % avec les cycles d'abaissement et de remontée de la nappe. La seule exception est le premier cycle qui réduit la charge directe sur les pieux de 26 %. À ce stade, la voûte n'avait pas encore trouvé son équilibre.
- Le modèle AC est le modèle qui correspond le mieux aux mesures.

3.4 Impact du niveau d'eau sur la déformation des géotextiles

Des câbles constitués d'un fil d'acier torsadé coulissant dans une gaine a été dénudé sur 10 mm et fixé au géotextile. Un capteur de déplacement a enregistré la différence entre le déplacement du fil d'acier torsadé et la gaine. Ce système ne fournit qu'un résultat qualitatif : de nombreuses valeurs mesurées sont irréalistes. Néanmoins, les mesures dans le tableau 2 correspondent aux attentes : les déformations les plus élevées ont été mesurées dans les bandes entre pieux adjacents. Plus on se rapproche du bord du pieu, plus la déformation est importante. Au centre de la maille des déformations beaucoup plus faibles sont observées, généralement autour de zéro.

Les déformations du géotextile ne montrent pas de réponse significative aux changements du niveau des eaux souterraines. Cela correspond aux résultats de van Eekelen et al., 2022 & 2023, qui n'ont pas non plus trouvé de corrélation convaincante le niveau de la nappe phréatique et la déformation du géotextile dans les mesures sur le terrain.

Tableau 2. Comparaison des valeurs mesurées et calculées pour les tests 1, 2 et 3.

	Test 1	Test 2	Test 3	Test 1	Test 2	Test 3	Test 1	Test 2	Test 3	Test 1	Test 2	Test 3
durée (jours)	7.00	7.90	10.83	8.50	6.80	11.75	N/A	16.00	17.75	10.18	13.42	19.00
Niveau d'eau (m au-dessus du pieu)	0.00	0.00	0.00	0.65	0.60	0.55	N/A	0.00	0.00	0.65	0.60	0.60
Surcharge (kPa)	17.0	16.7	17.7	17.1	16.8	17.2	N/A	54.5	56.7	54.5	55.0	56.6
A (kN/pile) Mesurée	4.9	3.2	4.6	3.7	2.5	3.7	N/A	6.4	9.1	7.7	5.6	8.5
Modèle AC	2.7	2.5	2.7	2.4	2.2	2.2	N/A	6.1	6.6	7.0	5.7	6.1
Déflexion du GTX Mesurée ⁽¹⁾	-43	-40	-37	-51	-38	-37	N/A	-55	-51	-67	-53	-52
Modèle AC	-44	-44	-44	-42	-42	-41	N/A	-60	-60	-61	-58	-58
Déformation du GTX Mesurée ⁽²⁾	-	2.6%	1.6%	-	2.4%	1.6%	N/A	5.9%	3.0%	-	5.6%	3.1%
Modèle AC	2.1%	2.1%	2.1%	1.9%	1.9%	1.8%		4.1%	4.1%	4.2%	3.9%	3.9%

(1) Test 1: z4, Tests 2 and 3: Moyenne de z1, z2, z3. ⁽²⁾ valeurs aberrantes exclues (déformation négative ou > 10%)

3.5 Impacts du niveau d'eau sur le tassement

Le tableau 2 compare la déflexion mesurée et calculée du GR au point médian entre deux pieux. Les calculs ont été effectués pour les emplacements z2 et z3, situés au milieu de deux pieux adjacents. Le modèle AC correspond bien à la déflexion mesurée. Certains capteurs de tassement montrent un soulèvement dû à la montée de la nappe, en particulier le capteur z2. Les calculs montrent également cet effet, bien que dans une moindre mesure.

4 CONCLUSION

Les déformations du géotextile, la variation de la nappe phréatique et la température de l'air ont été mesurées dans un remblai sur pieux renforcé de géotextiles qui a été partiellement submergé.

La comparaison des mesures effectuées sur le chantier avec le résultat des calculs menés suivant le modèle « Arche Concentriques » montre que les déformations calculées surestiment les valeurs mesurées et que par conséquent que la méthode CUR226 :2016 est applicable à un renforcement constitué de deux géotextiles tissés tels que ceux utilisés sur le chantier instrumenté. Les déformations du géotextile mesurées ne montrent aucune corrélation avec le niveau de la nappe phréatique pour l'ouvrage instrumenté. Cependant, les déformations mesurées ont un cycle saisonnier fort qui correspond assez bien au cycle saisonnier de la température moyenne journalière de l'air.

Des expériences 3D en laboratoire ont été menées pour étudier l'impact du niveau de la nappe phréatique dans un remblai sur pieux et renforcé par géotextiles. Les conclusions suivantes ont été tirées :

- Un niveau de nappe élevé réduit la charge du remblai, en raison de la poussée d'Archimède, et entraîne également une légère réduction du report de charge vers les pieux
- Ce report de charge revient à son niveau initial dès que la nappe baisse sous le niveau de la base du remblai.
- Le modèle « Arches concentriques » est celui qui se rapproche le plus des mesures.

L'expérience présentée n'a pas révélé de réponse significative de la déformation du géotextile aux changements du niveau de la nappe phréatique. Ceci est conforme aux résultats de van Eekelen et al., 2023 et présentés dans cette publication et qui montrent une corrélation entre la température de l'air et la déformation du renforcement GR, et non entre la nappe phréatique et la déformation du géosynthétique.

5 REFERENCES

- ASIRI (2013). Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusions ground improvements (French version is of 2012).
- BS8006-1 (2010). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. British Standards Institution, UK.
- CUR226 (2016). See Van Eekelen and Brugman (2016).
- Hewlett, W.J. and Randolph, M.F. (1988). Analysis of piled embankments. *Ground Eng.* 21(3): 12-18.
- EBGEO (2011). Recommendations for Design and Analysis for Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements (German version is of 2010).
- van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A. van Tol, A.F., (2013). An analytical model for arching in piled embankments. *Geotextiles and Geomembranes* 39: 78-102.
- van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A. and Van Tol, A.F. (2015). Validation of analytical models for the design
- van Eekelen, S.J.M. (2015). Basal Reinforced Piled Embankments. PhD thesis, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands. Downloadable at <http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid%3A492dc4f3-9345-439e-9268-7c27c57e110b/>
- van Eekelen, S.J.M. and Brugman, M.H.A., Eds. (2016). Design Guideline Basal Reinforced Piled Embankments (CUR226). CRC Press, Delft, Netherlands.
- van Eekelen, S.J.M., Zwaan, R.A., Nancey, A., Hazenkamp, M., Jung, Y.H. (2022). Field measurements in a partly submerged woven geotextile-reinforced pile-supported embankment. In: Proceedings of 7th EuroGeo Conference, IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 1260 (2022) 012046, IOP Publishing, doi:10.1088/1757-899X/1260/1/012046.
- van Eekelen, S.J.M., Zwaan, R.A., Nancey, A., Hazenkamp, M., Jung, Y.H. (2023). Four years field measurements in a partly submerged woven geotextile-reinforced pile-supported embankments. *Geosynthetics: Leading the Way to a Resilient Planet*, 1072-1077.
- van Eekelen S.J.M., Wittekoek B., Zwaan R.A., Bezuijen A., Nancey A 2024a. Groundwater in geosynthetics-reinforced pile-supported embankments, 3D Experiments. In Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024, Lisbon, Portugal.
- van Eekelen S.J.M., Wittekoek B., Zwaan R.A., Bezuijen A., Nancey A 2024b, 3D Experiments in bath: groundwater in geosynthetic-reinforced pile-supported embankments. In: Proceedings ECPMG 2024, Delft, Netherlands.

CARACTERISATION DES BETONS PLASTIQUES UTILISES DANS LES PAROIS MOULEES DES BARRAGES.

CHARACTERIZATION OF PLASTIC CONCRETES USED IN MOLDED WALLS OF DAMS

Hicham NASSER¹, Mohammed DKHISSI², Abdelhak SABIHI¹, Nazha SADIQI²

¹ Laboratoire Public d'Essais et Etudes, Casablanca, Maroc

² Direction des Aménagements Hydrauliques, Rabat, Maroc

RESUME : Les bétons plastiques sont des bétons autoplaçants faiblement dosés en ciment. Au Maroc, leur utilisation est limitée au traitement d'étanchéité des barrages. Bien que ces bétons offrent des avantages technico-économiques et environnementaux très intéressants, l'étude de leurs comportements rhéologiques, mécaniques et de durabilité demeure peu avancée. Le présent article étudie la caractérisation des bétons plastiques utilisés dans les barrages souples. L'étude comporte l'identification des constituants, l'évaluation de la déformabilité par les essais triaxiaux ainsi que la mesure de la perméabilité à charge constante. Les essais de rhéologie et d'érodabilité au sens du Pinhol test modifié sont également expérimentés. Une présentation et interprétation des résultats obtenus ainsi que les recommandations relatives aux caractéristiques des bétons plastiques sont dévoilés.

Mots clés : Béton plastique, rhéologie, déformabilité, perméabilité, érodabilité.

1. Introduction :

Le béton plastique est généralement utilisé dans les parois moulées souples destinées pour le traitement des fondations de sols pour les barrages en remblais. La technique des parois moulées souples présente une solution technique optimale et assure le contrôle des infiltrations dans fondations alluvionnaires.

Selon le bulletin 150 du CIGB, le béton plastique utilisé dans les parois moulées plastique devra vérifier les critères suivants :

- Un comportement rhéologique permettant la mise en place sous l'effet de son propre poids.
- Une perméabilité inférieure à 10^{-7} m/s pour permettre le contrôle des infiltrations
- Une résistance à l'érosion pour garantir la pérennité de la paroi.
- Une déformabilité comparable à celle du terrain encaissant : le béton plastique devra être doté d'un module de déformation compatible avec celui des alluvions.

La particularité du béton plastique c'est le faible module de déformation exigé qui est de l'ordre de 200 à 1000 MPa soit une résistance à la compression du béton plastique de l'ordre de 1 MPa et un rapport E/C très élevé (>1,5) et un faible dosage en ciment ce qui compromet les caractéristiques de rhéologie, perméabilité et résistance à l'érosion.

Le présent article présente les résultats des essais réalisés sur le béton plastique de la paroi moulée du barrage Rhiss pour une meilleure caractérisation du béton plastique ; Les essais réalisés lors de cette étude sont :

- Identification des constituants du béton plastique
- Rhéologie du béton plastique.
- Essais triaxiaux pour l'évaluation de la déformabilité
- Essais de mesure de la perméabilité et l'érodabilité.

2. Contexte du projet barrage Rhiss:

Barrage Rhiss est un barrage en alluvions à masque amont en béton d'une hauteur de 80 m sur fondation.

La fondation en fond de vallée est composée d'alluvions de taille moyenne à matrice dominante de nature sablo-graveleuse ne présentant pas de niveaux francs fins de limon ou d'argile intercalés. Ce remplissage alluvial présente une épaisseur de l'ordre de 24 à 36 m en partie centrale de la vallée qui se réduit aux pieds des rives à 8 et 16 m. Le substratum rocheux traversé sous ce remplissage est composé en général de schistes silto-gréseux grisâtres à lamines silteuses et de schistes fins noirâtres.

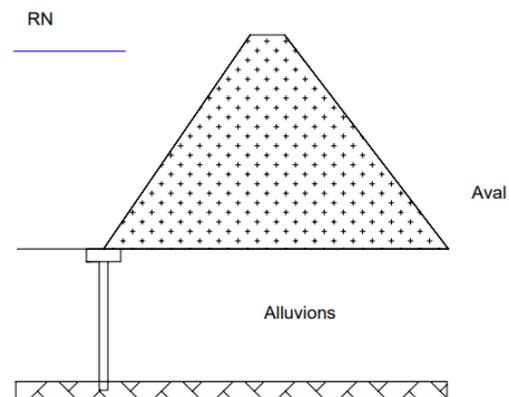


Figure 1 : (a) vue panoramique barrage Rhiss (b) coupe amont aval illustrant la disposition de la paroi moulée dans un barrage en alluvions à masque amont

Les tableaux regroupent l'ensemble des caractéristiques géotechniques des alluvions :

Tableau 1 : Caractéristiques des alluvions de la fondation

Détermination	Essai triaxial		Granulométrie		
	C'	ϕ'	<80 μ m	<5 mm	Dmax
Valeur moyenne	0	32	5	44	80

Tableau 2 : Caractéristiques des alluvions de la fondation

Détermination	Densité Proctor géant t/m ³	Densité relative %	Perméabilité en m/s	Dureté LA %	Module de Young en MPa
Valeur moyenne	2.20	40	10 ⁻⁵	28	40

La figure 2 (b) représente la déformation de la paroi moulée en béton plastique dans les fondations alluvionnaires dans le cas des barrages en remblais à masque amont en béton :

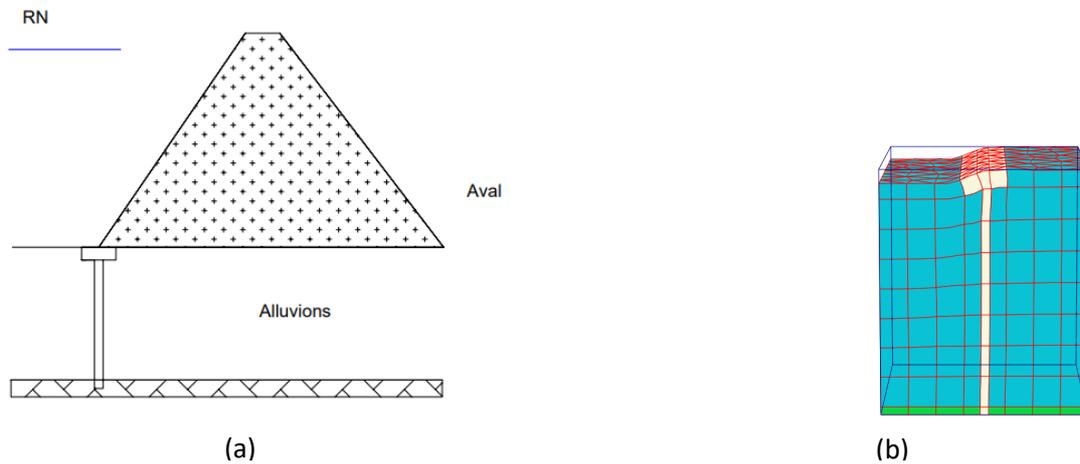


Figure 2 : (a) disposition de la paroi moulée dans un barrage en alluvions à masque amont
(b) : déformation de la paroi moulée dans un barrage en alluvions à masque amont

Les déformations du béton plastique sont généralement supérieures à 1%. Ce qui justifie l'importance de la déformabilité de la paroi moulée souple.

3. Etude de formulation du béton plastique et méthodologie des essais :

Le présent travail consiste dans un premier temps à l'identification des constituants et l'étude de formulation du béton plastique dix formules ont été étudiée en faisant varier le dosage en ciment de 130 à 170 kg et le dosage en bentonite de 18 à 26 kg.

Le tableau ci-après récapitule les compositions des formules testées :

Désignation	Tableau 3 Composition des formules testées									
	F8	F3	F1	F4	F5	F6	F2	F7	F9	F10
Compositions testées en Kg/m ³										
Gravillons 4/16 mm (G)	635	622	614	615	586	581	610	593	582	569
Sable grossier	187	184	181	182	181	179	180	175	172	168
Sable fin	750	735	726	726	723	718	721	701	688	672
Ciment (C)	130	130	150	150	150	150	170	170	170	170
Bentonite (B)	18	20	19	22	24	26	20	22	24	26
Eau totale Et	390	415	410	415	426	430	420	425	430	432

Dans un deuxième temps et après analyse des essais de formulation, la formule F3 dosée à 130 kg de ciment a été sélectionnée pour la réalisation des essais approfondis à savoir :

- Module d'élasticité à l'extensomètre : (Mode opératoire LPEE) l'essai consiste à mesurer la déformation verticale de l'éprouvette lors d'un chargement de compression. Le module calculé est le module sécant qui est le rapport entre la contrainte de rupture et la déformation à la rupture.



Figure 3 : extensomètre pour la mesure de la déformation verticale

- Essais triaxiaux et module de déformation confiné : (NF P 94-074) permettant d'une part de déterminer l'angle de frottement et la cohésion du béton plastique et d'autre part le module de déformation.



Figure 4 : Matériels pour les essais triaxiaux LPEE

En effet le comportement du béton est considéré élastique et isotrope d'où la loi de HOOK

:

$$\bar{\sigma} = \lambda \text{tr}(\bar{\epsilon}) \bar{I} + 2 \mu \bar{\epsilon} ; \text{ Avec } \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \text{ et } \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$\bar{\sigma}$: tenseur des contraintes

$\bar{\epsilon}$: tenseur de déformation

λ et μ : les coefficients de Lamé

E : module de Young

v : Coefficient de Poisson

Alors pour le cas :

- d'un tenseur uniaxial (σ_1) le module de déformation peut être approché par la formule

$$E1 = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1}$$

- d'un tenseur (σ_1 et σ_3) le module de déformation peut être approché par la formule

$$E1 = \frac{(\sigma_1 - 2\nu\sigma_3)}{\varepsilon_1}$$

- Essais de perméabilité à charge constante : (Mode opératoire LPEE) l'essai consiste à mesurer la perméabilité sur cylindre à charge constante. La formule utilisée pour le calcul de la perméabilité découle de la loi de Darcy :

$$K = V * \frac{h}{H}$$

avec : K : coefficient de perméabilité en m/s ; V : vitesse de l'écoulement ; h : hauteur de l'éprouvette et H : charge d'eau appliquée en m.

- Essai d'érodabilité Pin hol test modifié : Cet essai a pour but de statuer sur l'érodabilité du béton plastique, l'essai a été conduit selon un mode opératoire modifié et expérimental en utilisant le passage d'eau à travers un trou (10 mm de diamètre), obtenu au préalable à l'aide d'un outil, dans un échantillon du mortier, ayant 90 mm d'épaisseur. (Mode opératoire LPEE).

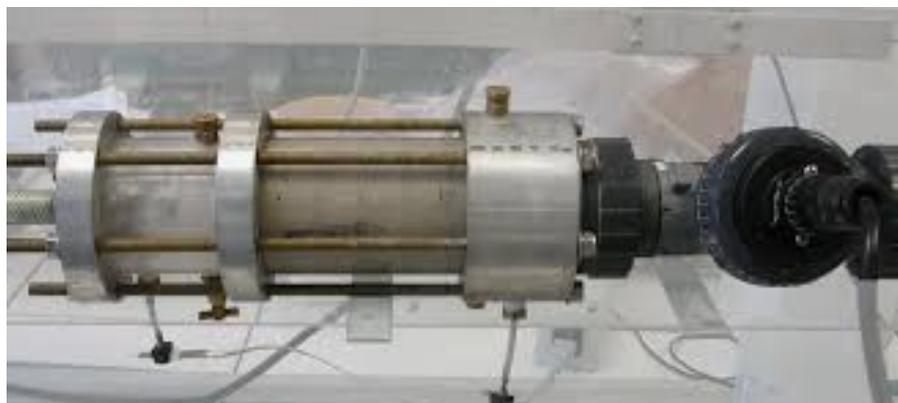


Figure 5 : Essai Pinhole test

Il est à rappeler que la loi d'érosion dans un conduit lit les deux quantités physiques suivantes :

- La contrainte tangentielle τ : Elle représente la contrainte de cisaillement appliquée sur la surface du trou par le fluide en écoulement.
- Le taux d'érosion par unité de surface et de temps ($\dot{\epsilon}$) : Il représente la masse de sol érodé par unité de surface et de temps.

$$\dot{\epsilon} = Ker (\tau - \tau_c)$$

avec τ : contrainte de cisaillement et τ_c : contrainte de cisaillement critique

Si on suppose un écoulement dans le trou quasi stationnaire, un simple bilan des forces effectué sur un volume du fluide permet d'exprimer la contrainte de cisaillement τ :

$$\tau = \frac{R}{2} \cdot \frac{\Delta P}{L}$$

Avec R : rayon du trou, L : longueur du trou et ΔP : gradient de pression.

Aussi par définition, le taux d'érosion $\dot{\epsilon}$ est égal à la masse de sol érodée par unité de surface et de temps.

$$\dot{\epsilon} = \frac{\text{variation de la masse de solide}}{\text{unité de temps} \times \text{unité de surface}} = \frac{dM}{dt \times ds} = \rho_s \frac{dR}{dt}$$

ou ρ_s est la masse volumique sèche du sol.

4. Constituants du béton plastique et résultats de l'étude de formulation :

4-1. Constituants :

Les constituants utilisés pour la fabrication du béton plastique sont :

- Le Sable 0/4 et le gravillon 4/ 16 mm sont obtenus par concassage, criblage et lavage des alluvions naturelles.
- Le Ciment CPZ B 45 de Lafarge Holcim Fés : c'est un ciment pouzzolanique composé de moins de 65 % de clinker et environ 30 % de pouzzolanes naturelles.

Les résultats des essais de détermination des caractéristiques physicochimiques et mécaniques du ciment sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4 : caractéristiques du ciment

Détermination	% clinker	% pouzzolanes	sulfates	chlorures	teneur en alcalins actifs Na ₂ O _{équi actifs}
Valeur moyenne	65	30	2.5	0.08	0.8

Détermination	chaleur d'hydrations Q41 h	Surface spécifique de blaine cm ² /g	Résistance à la compression à 2 jours	Résistance à la compression à 7 jours	Résistance à la compression à 28 jours
Valeur moyenne	220	4200			

- La bentonite Berkent CGB activée au carbonate de sodium. Les caractéristiques obtenues sur le coulis mère est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Caractéristique de la bentonite

Rapport B/E %	Décantation	Viscosité en s	Limites d'Atterberg		
			Limite de liquidité WL %	Limite de plasticité WP%	Indice de plasticité IP %
7.5%	0 %	50 s	429	42	388

4-2. Etude de formulation :

- Rhéologie des bétons plastiques :

Le rapport E/C de l'ordre de 2 très élevé par rapport aux bétons classiques, le mélange ciment plus eau avec un tel rapport est instable et hétérogène (cohésion nulle de la pâte). Ainsi pour améliorer la cohésion de la pâte et avoir un mélange homogène il était important d'introduire la bentonite sous forme de coulis (bentonite plus eau bien hydratée).

Il est à noter qu'en plus du faible rapport G/S, le volume du coulis mère (bentonite + eau bien hydratée) par mètre cube représente à peu près le un quart du volume du mélange ce qui confère au béton une bonne cohésion et une résistance aux phénomènes de ségrégation et de ressuage.

Les photos suivantes illustrent l'aspect du béton :



Figure 6 : Photos illustrant la répartition des grains

Mesure du slump test

- Résistances mécaniques à la compression :

Les résistances à la compression à 28 jours des différentes formules ont varié de 0,6 à 0,9 MPa et les résistances à la compression à 90 jours varient de 0.9 à 1.7 MPa.

Les résultats des essais mécaniques montrent que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation du dosage en ciment ou avec la diminution du rapport E/C et B/C.

Les graphiques suivants présentent l'évolution de la résistance à la compression à 90 jours en fonction du dosage en ciment et des rapports E/(C+B) et B/(C+B) :

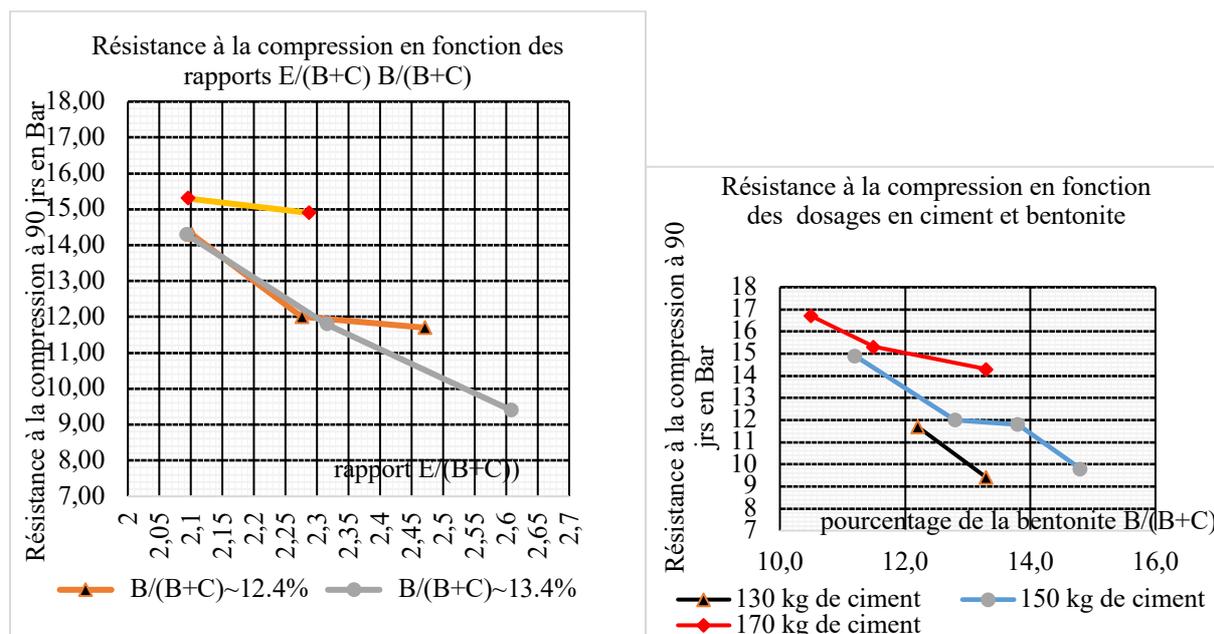


Figure 7 : Evolution de la résistance du béton en fonction du dosage en ciment , bentonite et rapport E/C

5. Résultats et discussions :

5-1. Module d'élasticité à l'extensomètre à 90jrs :

Les résultats des essais de mesure du module d'élasticité obtenu à 90 jours avec la méthode de mesure de déformation à l'extensomètre sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Module d'élasticité mesuré à l'extensomètre (compression directe)

Bilan statistique	Résistance à la compression 90jrs en MPa	Module d'élasticité en MPa à 90jrs
Nombre	8	8
Min	0,9	399
Moyenne	1,0	627
Max	1,3	844
Ecartype	0,14	172
Coefficient de variation %	12.5	28

Les modules obtenus varient entre 400 à 850 MPa avec une moyenne de 630 MPa et un écart-type et coefficient de variation relativement élevés comparés aux résistances à la compression. Cette dispersion est peut être liée à la méthode de mesure.

5-2. Essais triaxiaux :

Des essais triaxiaux (non consolidé non drainé UU, consolidé non drainé CU+u et consolidé drainé CD) ont été réalisés suivant le mode opératoire de la NF P 94-074 sur des éprouvettes de $\Phi 100 \times H200$ mm du béton plastique.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 7 : résultats essai triaxial

Essai non consolidé non drainé UU		Essai consolidé non drainé Avec mesure de la pression interstitielle CU+u		Essai consolidé drainé CD	
Cu en KPa	Φ_u en °	C'en KPa	Φ' en °	C'en KPa	Φ' en °
657	0	149	32	187	34

La cohésion C_u est de l'ordre de 0.6 MPa valeur reflétant l'effet de l'ajout du ciment et la bentonite aux alluvions et indique une résistance à la compression de l'ordre de 1.3 MPa.

L'angle de frottement Φ' est de 34° très comparable avec celui des alluvions de la fondation. Par ailleurs la cohésion obtenue est de l'ordre de 187 KPa est du fort probablement à l'hydratation du ciment et à la bentonite.

5-3. Module confiné et déformation de rupture:

Les résultats de mesure du Module confiné 0 à 0.5% , contrainte et déformation de rupture obtenus à partir des courbes contrainte déviatorique et déformation pour l'ensemble des essais consolidé non drainé et drainé réalisés sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 8 : Module confiné (essai triaxial) et déformation à la rupture

Détermination	Contrainte de confinement		Module de déformation confiné E de 0 à 0.5%		
	initiale	Rupture	Déviatorique	Corrigé *	
	σ_3 en KPa	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ KPa	ef en %	$E = (\sigma_1 - \sigma_3) / \epsilon$ MPa	$E = (\sigma_1 - 2\nu \sigma_3) / \epsilon$ MPa*
Consolidé drainé	300	1460	6.5	104	134
	400	1710	7	126	166
	300	1120	12	70	100

Consolidé non drainé	400	1260	12	84	124
Consolidé non drainé	700	2002	9	139	222
	900	3244	10	240	335
	1100	4591	12	340	448
Consolidé non drainé	700	2016	10	130	206
	900	3205	11	204	249
	1100	3748	12	316	416

*Les triaxiaux peuvent être interprétés sur la base de la formule $E = (\sigma_1 - 2\nu\sigma_3)/\epsilon_1$ et ϵ_1 la déformation axiale et cela dans le cas des petites déformations ($<0,5\%$) et pour une loi de comportement élastique et isotrope ($\epsilon_{ij} = ((1+\nu)/E)\sigma_{ij} - (\nu/E)\sigma_{kk}\delta_{ij}$) implique $\epsilon_1 = (\sigma_1 - 2\nu\sigma_3)/E$.

Le module drainé varie de 130 à 170 MPa et les déformations à la rupture de 6 à 7% pour des contraintes de confinement de 0.3 et 0.4 MPa. des valeurs comparables à ceux des alluvions de la fondation.

Le module non drainé varie de 100 à 450 MPa et les déformations de 9 à 12 % pour des contraintes de confinement de 0.3 à 1.1 MPa.

Le graphique ci- après illustre l'évolution des modules déviatorique et corrigé drainé et non drainé en fonction des contraintes de confinement appliquées initialement lors des essais consolidés drainé CD et consolidé non drainé CUu

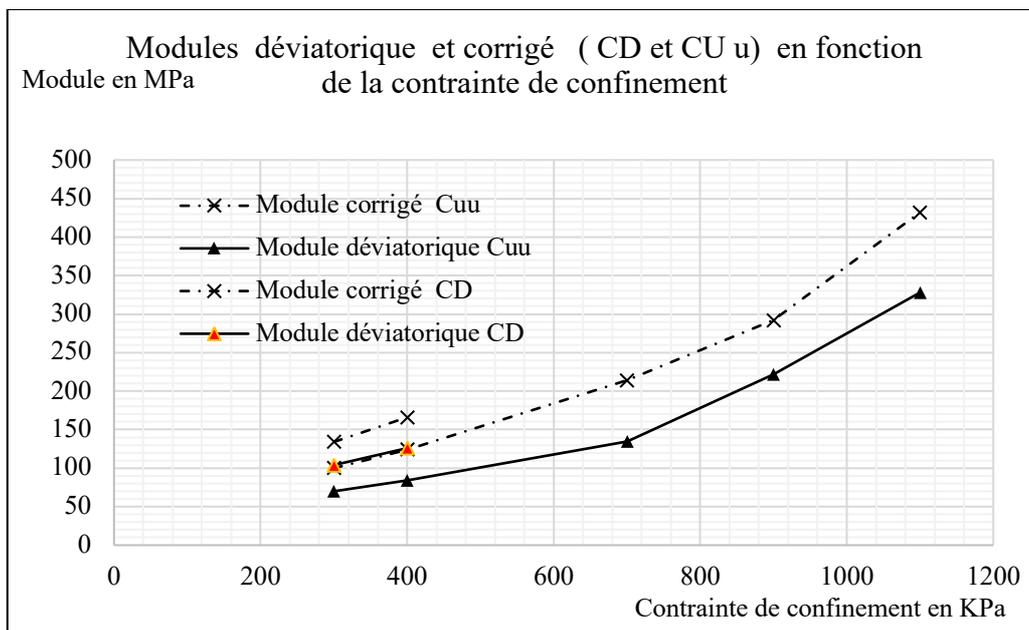


Figure 8 : Evolution des modules confinés en fonction de la contrainte de confinement

Il est clair que les modules ainsi que les déformations à la rupture augmentent avec l'augmentation de la contrainte de confinement, ce qui confirme l'augmentation de la ductilité du béton en fonction de la profondeur de la paroi.

Aussi le module drainé est généralement supérieur au module non drainé pour la même contrainte de confinement. En effet, lorsque le béton est drainé l'augmentation de la contrainte

conduit à une diminution de l'indice de vide et par conséquent une amélioration du module et de la perméabilité.

5-4. Essai de perméabilité :

Des essais de mesure de la perméabilité sur éprouvette $\Phi 150^* H 300\text{mm}$ sous des pressions allant de 1 à 7 Bars, le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus :

Tableau 9 : Essai de mesure de la perméabilité sur des éprouvettes du béton plastique

Partie d'ouvrage et âge du béton	Pressions de l'essai en bars	Pression 1 Bar	Pression 2Bars	Pression 3 Bars	Pression 4 Bars*
Panneau S3 (294 jrs)	Perméabilité en m/s	7.8×10^{-9}	7.8×10^{-9}	9.2×10^{-9}	9.9×10^{-9}
	Perméabilité moyenne en m/s	8.7×10^{-9}			
Panneau S8 (265 jrs)	Perméabilité en m/s	1.1×10^{-8}	9.6×10^{-9}	1.2×10^{-8}	1.1×10^{-8}
	Perméabilité moyenne en m/s	1.1×10^{-8}			

Le graphique ci-après représente l'évolution de la perméabilité des deux essais avec les pressions appliquées :

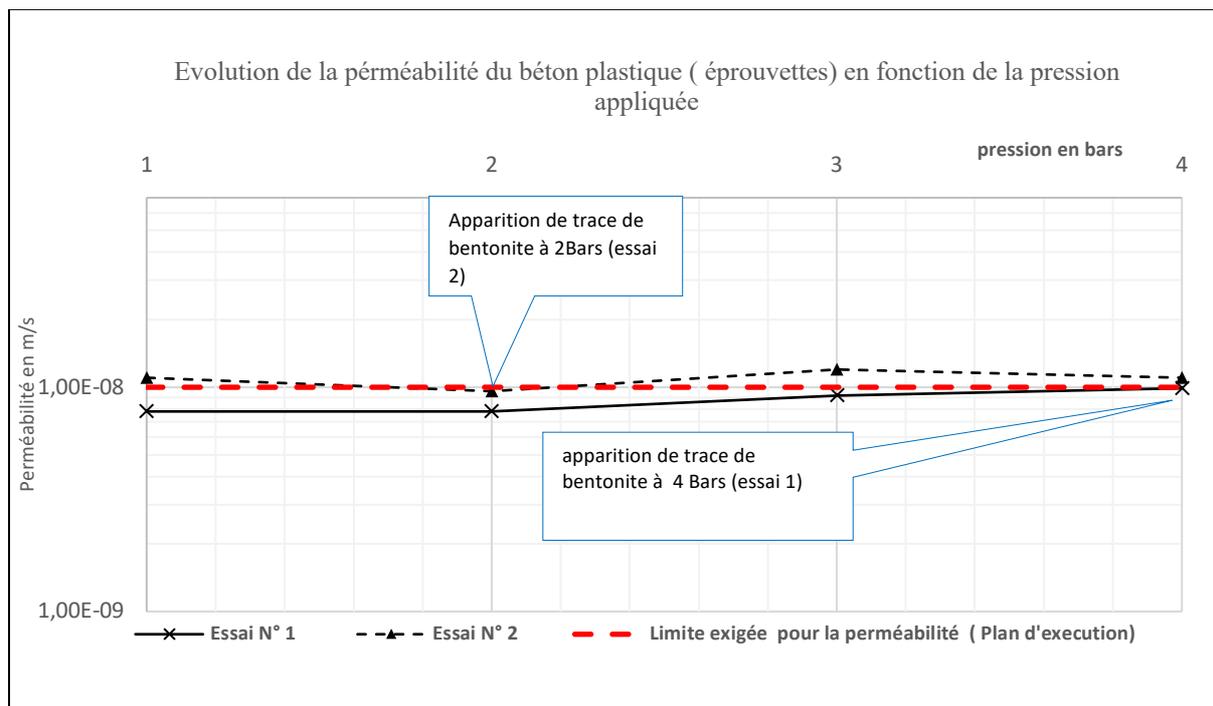


Figure 9 : Evolution de la perméabilité avec la pression appliquée

La perméabilité sur éprouvette pour des pressions allant de 1 à 7 bars est comprise dans l'intervalle $5 \cdot 10^{-9}$ et 10^{-8} m/s des valeurs inférieures à 10^{-7} m/s.

Lors de la réalisation des essais nous avons constaté l'apparition des traces vraisemblablement de bentonite dans l'eau de sortie ces traces ont disparus avec l'augmentation de la pression et la valeur de perméabilité a demeuré constante.

5-5. Essai pinhole test:

L'essai PINHOLE TEST a été réalisé sur le béton plastique écrêté à 5 mm (mortier). Cet essai a pour but de statuer sur la dispersivité du béton plastique, l'essai a été conduit selon un mode opératoire modifié et expérimental en utilisant le passage d'eau à travers un trou (10 mm de diamètre), obtenu au préalable à l'aide d'un outil, dans un échantillon du mortier, ayant 90 mm d'épaisseur.

Deux essais de ce type ont été réalisés, dans le tableau suivant nous avons regroupé l'essentiel de résultat ainsi obtenus :

Tableau 10 : Essai Pinhol test sur béton écrêté

Echantillons	Age	Classe
Échantillon 1	7 jours	ND2
Échantillon 2	28 jours	ND1

Il est à noter que

La classe ND1 non dispersif (l'eau qui traverse l'échantillon reste très claire et il n'y a aucune érosion des parois du trou après essai)

La classe ND2 peu dispersif (l'eau qui traverse l'échantillon est légèrement trouble et il y a une légère érosion des parois du trou après essai).



Figure 10 : Photos d'éprouvettes soumises à l'essai Pinhole test

Les résultats obtenus montrent que la résistance à l'érosion augmente avec l'augmentation de la résistance du béton.

Le béton plastique peut être qualifié de ND au sens du Pinhol Test, Cependant, l'érodabilité dépend essentiellement du gradient hydraulique (vitesse) et la résistance à la compression du béton.

6. Conclusion :

Les résultats obtenus sur le béton plastique du barrage Rhiss montrent qu'on peut réconcilier entre les paramètres exigés sur le béton plastique notamment entre la déformabilité et les autres caractéristiques rhéologiques, de perméabilité et résistance à l'érosion :

- Rhéologie du béton : Pour avoir un béton auto-plaçant, il est généralement recommandé un dosage minimal des éléments fins qui est supérieur à 400 kg / m³. Pour le cas du béton plastique faiblement dosé en élément fins on a mis en évidence le rôle de la bentonite hydratée introduite sous forme liquide et qui permet d'améliorer la cohésion de la pâte (Ciment + bentonite + eau) et par conséquent conférer au béton un comportement autoplaçant.
- Déformabilité : Les essais triaxiaux consolidés et isotropiquement drainés réalisés ont montré des modules de déformation compatibles avec ceux de la fondation alluvionnaire. Du même les déformations à la rupture obtenues sont supérieures à 1%. Par ailleurs, il a été montré que les modules ainsi que la déformation à la rupture augmentent avec l'augmentation de la contrainte de confinement.
- Perméabilité : Les valeurs de perméabilité obtenues sur les éprouvettes du béton sont inférieures à 10⁻⁸m/s. Par ailleurs, et en tenant compte de l'effet du confinement la valeur de la perméabilité peut être amélioré avec le confinement.
- Résistance à l'érosion : l'essai Pinhole test modifié réalisé sur le béton plastique ainsi que les essais de perméabilité montrent que le béton plastique est non érodable pour des faibles gradients et que la résistance à l'érosion augmente avec la résistance à la compression. Ce qui confirme que l'érodabilité est étroitement liée aux gradients hydrauliques (vitesse) et la résistance à la compression du béton.

7. Références bibliographiques :

Rapport spécifique du LPEE (2021), Résultats des essais sur le béton plastique du barrage Rhiss.
Bulletin 150 du CIGB (2018) , Murs et Parafouilles.

NF P 94-074 (1994) Essais à l'appareil triaxial de révolution

PHILIPPONNAT (1979), Fondations et ouvrages en terre

Tuan Long Pham (2008) , Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide , thèse de doctorat à ENPC

SOUSSION A APPEL A COMMUNICATION

Date limite de soumission des résumés : **avant le 15/06/2024**

Contact : Secrétariat CMMSG

Tel : 05 22 30 27 91 - Fax : 0522 30 15 50 - Email : cmmsg@lpee.ma

Nom et Prénom (1 ^{er} Auteur) : Nejjar Khadija
Société : Setec Maroc
Tel/Gsm : +212 5 37 77 78 20
Email : khadija.nejjar@setec.com

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes (à cocher) :

- 1-Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2-Fondations Superficielles et Profondes
- 3- Instabilité de talus
- 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site urbain
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galeries et Tunnels
- 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil



Appel à communications

- Envoi des résumés : **avant le 15 juin 2024**
- Notifications d'acceptation des résumés : **le 30 juin 2024**
- Réception des Articles : **10 Septembre 2024**
- Réception des Slides : **30 Septembre 2024**

Organisateurs

Partenaire officiel

Contact Secrétariat CMMSG :

ANALYSE DES MESURES DE SOULEVEMENTS D'UN DEBLAI DE 26M DE PROFONDEUR D'UNE LIGNE FERROVIAIRE DE GRANDE VITESSE

ANALYSIS OF HEAVE MEASUREMENTS OF A 26M DEEP EXCAVATION FOR A HIGH-SPEED RAILWAY LINE

Khadija NEJJAR1
1 Setec Maroc, Rabat, Maroc

RÉSUMÉ – La maîtrise et la prédiction des tassements des ouvrages en remblais sur sol compressibles sont largement documentés dans la littérature. En revanche, peu nombreux sont les retours d'expérience instrumentés traitant de la problématique inverse à savoir, les soulèvements des ouvrages en déblais de grande profondeur, en particulier pour les ouvrages linéaires sensible à ces formes d'instabilité avec le temps tel que les lignes ferroviaires de grande vitesse. La ligne britannique de grande vitesse (HS2) en cours de construction entre Londres et Birmingham comprend plusieurs déblais de plus de 20m de profondeur dans des sols argileux de grandes épaisseurs. Le présent article présente une analyse des mesures d'instrumentation d'un déblai de 26m de profondeur atteignant plus de 100mm de soulèvement. La prédiction du soulèvement maximal a été basée sur la méthode de Asaoka considérant la théorie de consolidation primaire de Terzaghi appliquée à un problème inverse de déchargement (dissipation de surpressions négatives). Le coefficient C_v trouvé suggère une consolidation plus rapide en déchargement lié à un module plus élevé.

Mots-clés : Soulèvement, Déblai profond, Consolidation primaire, ligne grand vitesse.

ABSTRACT – The control and prediction of settlement for embankment on compressible soils are well documented in the literature. However, there are fewer instrumented case studies addressing the opposite issue, namely the heave of deep excavation, particularly for linear assets sensitive to such forms of instability over time, such as high-speed railway lines. The British high-speed railway line (HS2) currently under construction between London and Birmingham includes several excavations exceeding 20 meters depth in thick clay formation. This paper presents an analysis of heave measurements from a 26-meter deep excavation that experienced more than 100mm. The prediction of maximum heave was based on the Asaoka method, considering Terzaghi's primary consolidation theory applied to a reverse unloading problem (dissipation of negative excess pore pressure). The C_v coefficient found suggests faster consolidation during unloading due to a higher modulus.

Keywords : Heave, Deep excavation, Primary consolidation, High speed railway

SOUSSION A APPEL A COMMUNICATION

Date limite de soumission des résumés : **avant le 15/07/2024**

Contact : Secrétariat CMMSG

Tel : 05 22 30 27 91 - Fax : 0522 30 15 50 - Email : cmmsg@lpee.ma

Nom et Prénom (1 ^{er} Auteur) : OUZZAHRA ANAS
Établissement : ECOLE HASSANIA DES TRAVAUX PUBLICS
Tel/Gsm : 0643002642
Email : anasouzzahra7@gmail.com

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes :

- 1-Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2-Fondations Superficielles et Profondes
- 3- Instabilité de talus
- 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site urbain
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galeries et Tunnels
- 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

ANALYSE DU COMPORTEMENT A LA RUPTURE D'UNE FONDATION DE PIEU SOUS CHARGES AXIALES

ANALYSIS OF THE FAILURE BEHAVIOR OF A PILE FOUNDATION UNDER AXIAL LOADS

Anas OUZZAHRA 1, Mohammed BENNIS 2, Mahmoud ELGONNOUNI 3
1, 2,3 *École Hassania des Travaux Publics (EHTP), Casablanca, Maroc*

RÉSUMÉ – Ce présent travail consiste à comparer trois lois de comportements d'un sable lâche : Mohr-Coloumb, Hardening soil et Drucker Prager dans un contexte de fondation profonde composée d'un pieu foré en béton armé, soumis au chargement axial. Une modélisation bidimensionnelle axisymétrique en éléments finis a été effectuée à l'aide des logiciels Plaxis et Abaqus. Puis, nous avons obtenu les courbes de chargement-déplacement du pieu pour chaque modèle de comportement. L'analyse et l'interprétation de ces courbes nous ont permis par la suite de déterminer la capacité portante de notre fondation en exploitant des méthodes semi-empiriques et analytiques utilisées dans la littérature (Bogumił Wrana, 2015 ; Mostafa Abdelfadil Youssef et al., 2021). Nous avons retenu les méthodes de Brinch Hansen, Mazurkiewicz et DeBeer qui ont abouti à des valeurs de capacités portantes relativement proches.
Mots-clés : Pieu isolé, Hardening soil model, Drucker Prager, Capacité portante, Eléments finis.

ABSTRACT – This work involves comparing three behavior models of loose sand: Mohr-Coulomb, Hardening Soil, and Drucker-Prager in the context of a deep foundation composed of a bored reinforced concrete pile, subjected to axial loading. To this end, a two-dimensional axisymmetric finite element modeling was performed using Plaxis and Abaqus software. Then, we obtained the load-displacement curves of the pile for each behavior model. The analysis and interpretation of these curves allowed us to determine the bearing capacity of our foundation by utilizing semi-empirical and analytical methods from the literature (Bogumił Wrana, 2015; Mostafa Abdelfadil Youssef et al., 2021). We adopted the methods of Brinch Hansen, Mazurkiewicz, and DeBeer, which resulted in very close bearing capacity values.

Keywords: Isolated pile, Hardening Soil Model, Drucker-Prager, Bearing Capacity, Finite Elements.

- ***Impact environnemental de l'utilisation de géomembranes hautes performances sur la durée de vie des décharges : Etude comparative de deux décharges sous climat méditerranéen.***

***Abstract:**

Cette étude analyse comment la mise en œuvre de géomembranes haute performance dans l'imperméabilisation des décharges de déchets ultimes non dangereux peut réduire leur impact environnemental. En comparant la durabilité et l'efficacité de ces géomembranes aux normes de confinement des lixiviats, l'impact environnemental et social de chaque alternative est quantifié financièrement pour améliorer la gestion des décharges. Des géomembranes de différentes performances et durées estimées ont été évaluées en termes de capacité de confinement. Pour représenter les valeurs monétaires associées au lixiviat, deux décharges situées dans le sud de l'Espagne, sous le climat méditerranéen, ont été prises comme référence. Cette approche innovante transforme l'impact environnemental en chiffres économiques, soulignant l'importance d'adopter des solutions technologiques avancées, démontrant comment les investissements dans les technologies environnementales peuvent apporter des avantages économiques significatifs et contribuer à la durabilité à long terme.

Résilience des constructions en matériaux locaux vis-à-vis de l'aléa sismique

Pr Mustapha RGUIG, EHTP

Peu après l'indépendance du Maroc vis-à-vis du protectorat français en 1960, la ville d'Agadir a été violemment secouée par un séisme de magnitude 5.7 sur l'échelle de Richter, provoquant des dévastations considérables et entraînant la perte de plus de 12 000 vies. Une partie des constructions effondrées étaient en matériaux locaux, notamment le pisé et l'adobe. Le Maroc a adopté alors les 'Règles d'Agadir' visant à renforcer les bâtiments en béton armé vis-à-vis des séismes mais les constructions en terre ont été omises.

Le premier règlement parasismique des constructions en terre, RPCT, a été adopté en 2011, profitant de l'expérience d'autres pays pionniers dans ce domaine. Toutefois, cette première version est sujette à des améliorations, tant sur la partie calcul et dimensionnement que sur les dispositions réglementaires.

Dans ce papier, nous visons à présenter une revue des dispositions particulières visant à renforcer les zones faibles des constructions en pisé vis-à-vis du chargement sismique. Les recommandations proposées se basent sur les observations faites in situ après le séisme du Haut Atlas Occidental (Al Haouz) du 8 septembre 2023, ainsi que sur des considérations mécaniques des structures. L'objectif principal est de contribuer techniquement à la reconstruction de la zone touchée par le séisme, vue que les constructions en terre y sont très répandues.

Un autre objectif est de préparer le terrain pour une révision du règlement RPCT.

Instrumentation and monitoring of certain rock excavations on the Marrakech - Agadir highway: smart geotechnical system

Mustapha RHAROUSS

Société Nationale des Autoroutes du Maroc, Rabat

Abderrahman Adallal

Société Nationale des Autoroutes du Maroc, Rabat

ABSTRACT: This article presents an intelligent geotechnical system that has been installed on the following three (03) high rock excavations on the Marrakech - Agadir highway: • Excavation D323 : PK323,480 – 323,920 • Excavation D324 : PK324,570 -324,910 • Excavation D350 : PK349 – 351. The instrumentation installed to track and monitor these unstable excavations consists of: - Extensometers installed on the main cracks and fractures visible on the surface of the excavations; - GPS sensors installed on the slopes of the excavations; - Data acquisition central with GSM and weather station to measure rainfall. Then, some monitoring results from sites instrumented by this system will be presented using a web interface.

1 PRESENTATION OF THE SITES

1.1 Location of the excavations studied

The study focuses on three high rock excavations on the Marrakech - Agadir highway:

- Excavation D323 : PK323,480 – 323,920
- Excavation D324 : PK324,570 -324,910
- Excavation D350 : PK349 – 351.



Figure 1. Extract from the Morocco's national highway company website.

1.2 Brief description of the excavation D323

The D323 excavation extends over 440m and has a maximum height of 120m. When it was built, a major landslide affected the entire excavation, causing major damage. The landslide was stabilised by reducing the slope of the earthworks and by building a large masonry rockfill at the foot. Monitoring focuses on the analysis of residual movements in the area of the earthworks. The materials in movement are limestone and marl-limestone sandstones with passages of dolomite and sand.



Figure 2. Excavation D323.

1.3 Brief description of the excavation D324

The D324 excavation extends over 240m and has a maximum height of 24m. During construction, a landslide occurred in the excavation, necessitating major works at the foot of the embankment: a screen of piles combined with active anchors. Monitoring focuses on the analysis of residual movements on the slope.

The materials affected by the movements are limestone and marl-limestone.



Figure 3. Excavation D324.

1.4 Brief description of the excavation D350

The D350 excavation is around 2 km long, reaching a maximum height of almost 120 m. Since its construction, it has been affected by several ground movements involving various failure mechanisms. The study consisted in assessing the geometry and the state of destructuring of the D350 excavation. The instabilities present on the D350 were classified into three sectors: the North Zone, the Intermediate Zone and the South Zone. Numerous geotechnical surveys have been carried out on this embankment. Two reconnaissance galleries, 100m and 130m long, were dug in the North Zone. The materials in movement consist mainly of alternating layers of fine sandstone and reddish clay.



Figure 4. Excavation D350.

2 INSTRUMENTATION OF ROCK EXCAVATIONS D323, D324 AND D350

The instrumentation implemented consists of:

- Extensometer-type measuring devices installed on the main cracks and fractures visible on the surface of cuttings D323 and D350,
- GPS-type displacement measuring devices installed on the slopes of excavations D323, D324 and D350,
- A weather station installed on excavation D350,
- A photogrammetric survey of all excavations D323, D324 and D350.

The equipment are installed following geological observations of the slopes.

The instrumentation involves monitoring all the excavations. The main function is to monitor the evolution of the rock masses being instrumented.

Measuring devices : FUNCTIONAL CHART

For each site, the measurement system must contain the following elements:

- measurement modules (to be installed on the site after the geological observations) ;
- a power supply module (batteries, solar panels, etc.);
- a data acquisition unit;
- a communications module (GSM access, remote parameter setting, data transfer);

More generally for the 3 sites:

- A secure server for recording all the data;
- A web platform for consulting all the data.

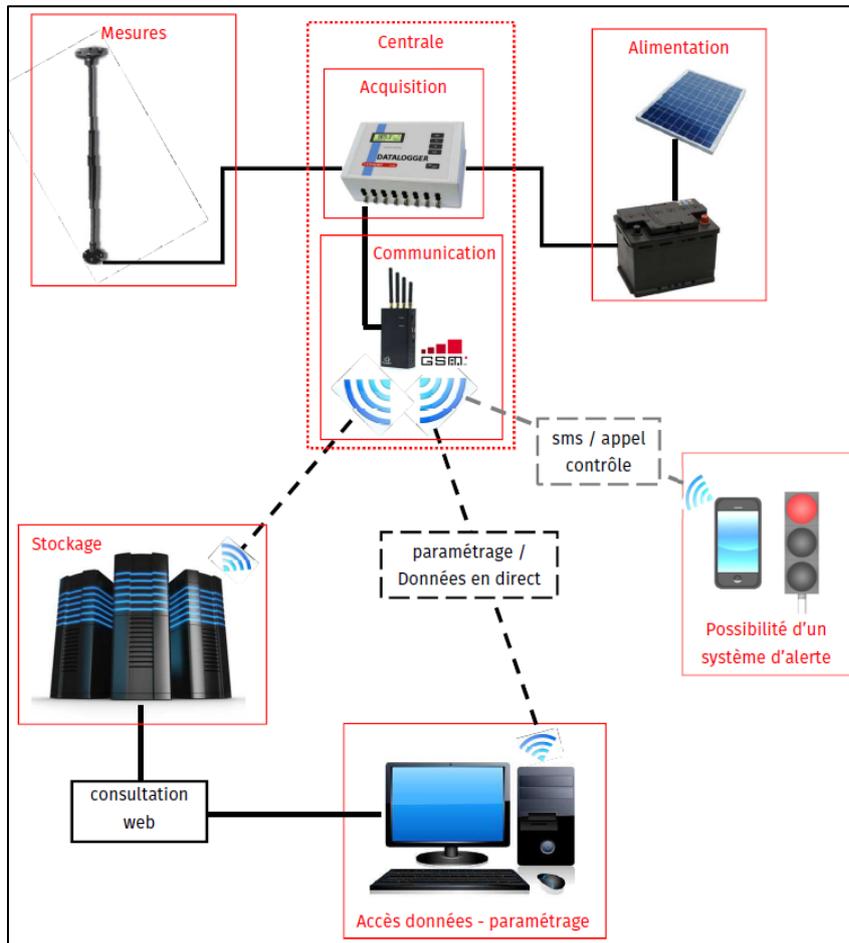


Figure 4. Schematic diagram of how rock mass instrumentation works

Detailed instrumentation for the 3 sites is provided in the table below:

Table 1. The detail of instrumentation implemented.

Excavation	Instrumentation
D323	3 extensometers placed on the main fractures 7 GPS sensors distributed over the slope and 2 fixed references 1 data acquisition centre with GSM 1 camera
D324	4 GPS sensors to be distributed over the slope and 2 fixed references 1 data acquisition centre with GSM 1 camera
D350	7 extensometers to be placed on the main fractures 14 GPS sensors to be distributed over the slope and 2 fixed references 1 weather station 1 data acquisition unit with GSM 1 camera

MEASUREMENT SYSTEMS :

Displacement sensors must be robust. In addition, they must be protected against falling rocks by suitable protection if necessary, and against lightning.

Type: extensometer

Type: GPS sensor ;

Weather station on D350: temperature sensor, precipitation sensor, wind sensor.

A surveillance camera at each central acquisition unit on the 3 instrumented sites.

DATA ACQUISITION AND TRANSMISSION CENTRE

For each site, the data acquisition, management and alert centre is installed.

WEB PLATFORM:

The platform will have to automatically collect the data recorded by the 3 power stations, then store it on a secure server, process it and publish it on a web interface and a mobile interface. The link must be secure and encrypted. The platform will have to be user-friendly and allow access to all the instrumented masses and present the entire system clearly (instrumented mass, location of sensors, etc.).

2.1 Instrumentation D323

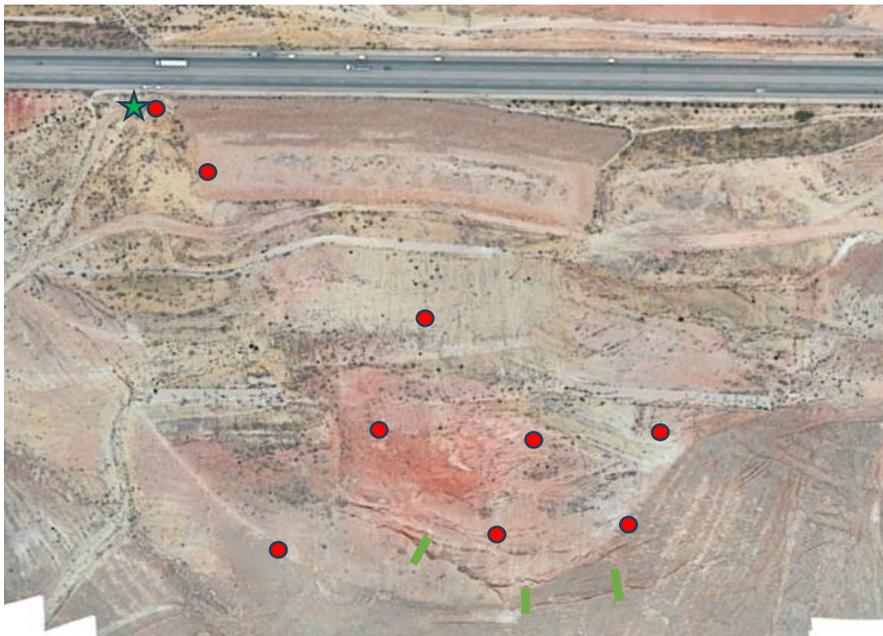


Figure 5. Instrumentation implemented on D323.

-  Management and communication system
-  GPS sensor
-  Extensometer sensor



Photo 1. Examples of GPS sensor structures with autonomous solar panel power supply



Photo 2. Protective shelters for the installation of management and data acquisition modules



Photo 3. Cable extensometers for crack gap measurement

2.2 Instrumentation D324



Figure 6. Instrumentation implemented on D324.

2.3 Instrumentation D350

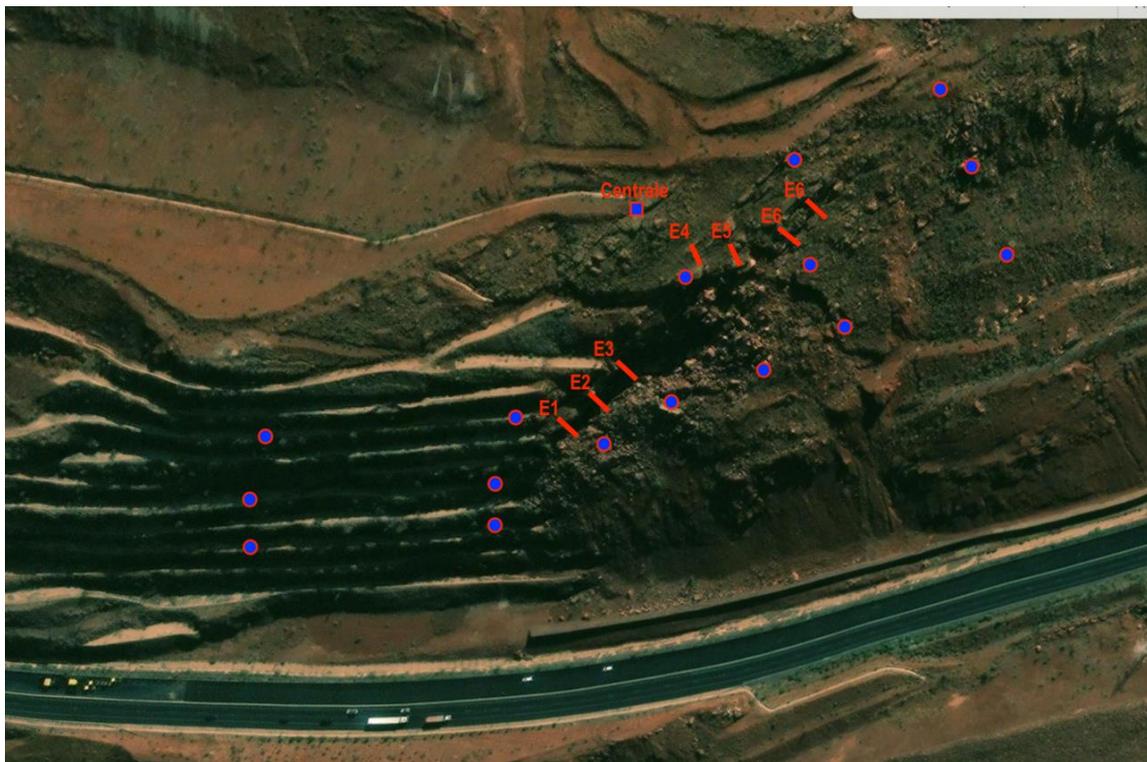


Figure 7. Instrumentation implemented on D350.

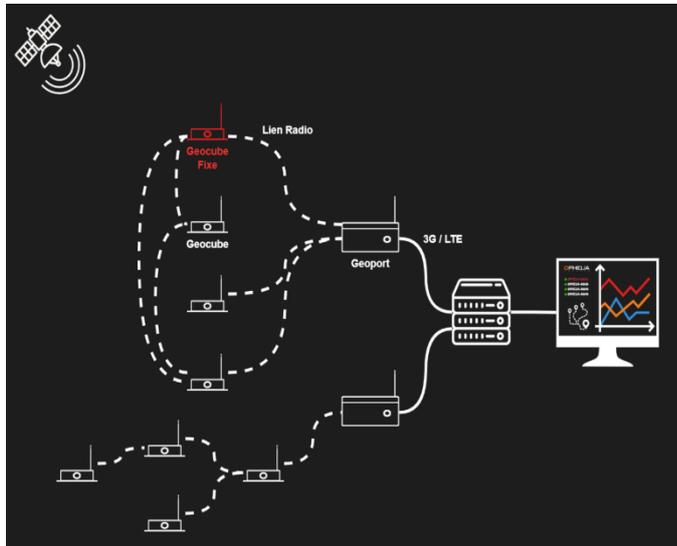
-  Management and communication system
-  GPS sensor
-  Extensometer sensor

2.3.1 GPS SENSOR TRACKING

GNSS information is collected via the GEOCUBE sensor mesh network and transferred to the GEOPORT.

The GEOPORT sends the data via a 3G/LTE link to a server that calculates precise positions.

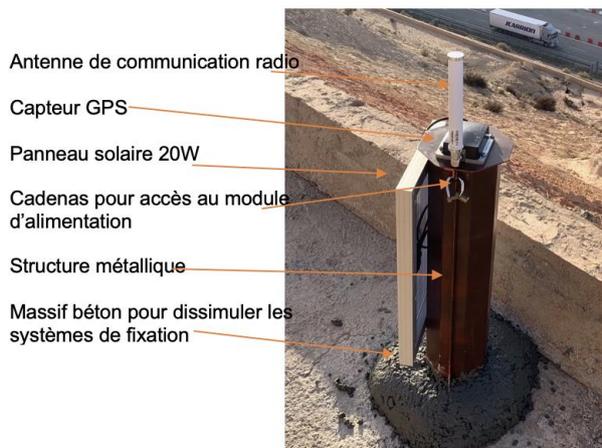
The complete data is available to end users via a dedicated WEB interface.



GEOCUBE



GEOPORT



The positioning sensors are millimetre-scale real-time motion sensors based on GNSS technology. Thanks to its mastery of GNSS technologies and algorithms, the Geocube is uniquely accurate.

The GEOCUBE measurement sensors are installed on the points to be monitored.

The fixed GEOCUBE sensor is placed outside the study area (Reference).

2.3.2 EXTENSOMETER SENSOR MONITORING



Cable extensometer for measuring crack extension.



Photo 4. Fixed part on rock and mobile part on anchor bar

The acquisition unit is an LNS model unit.

It is a multi-protocol acquisition station for storing, memorising and transmitting information (values, status, thresholds, alarms).

It is housed in a cabinet containing :

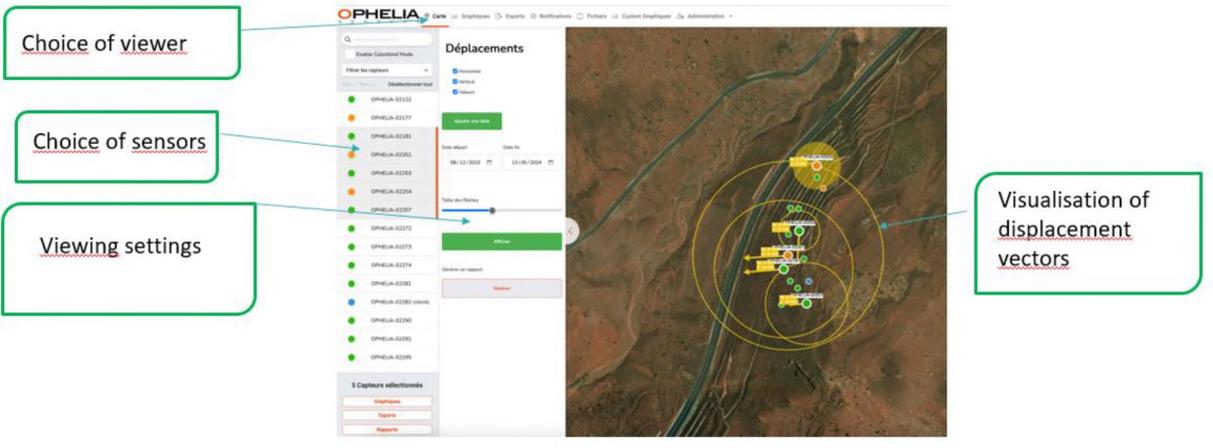
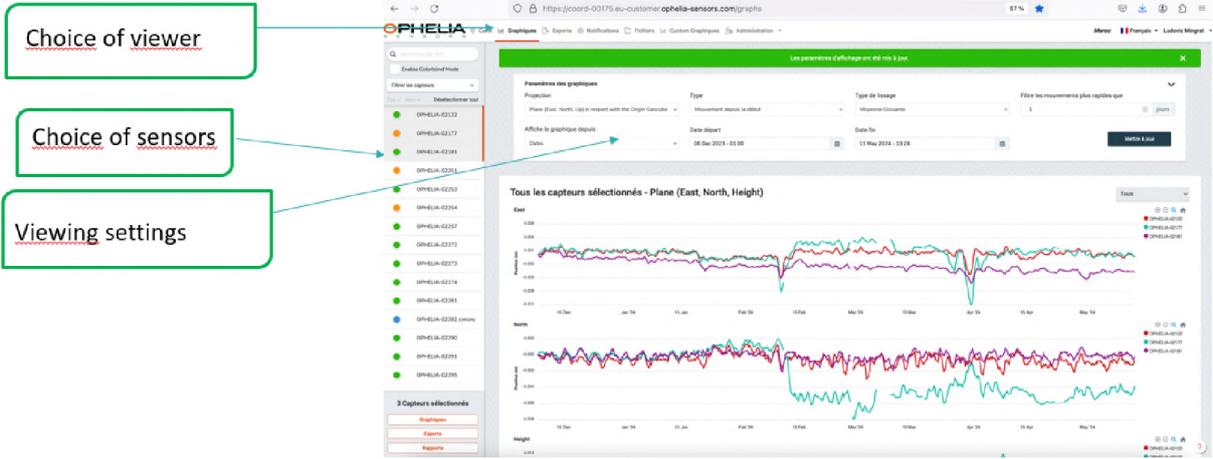
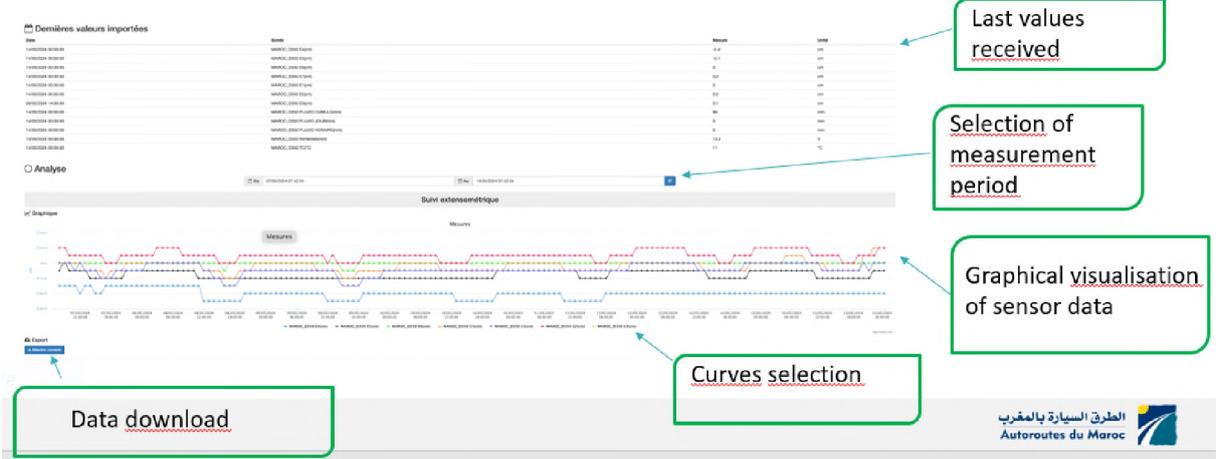
- The LNS acquisition unit.
- The lightning protectors needed to protect the control unit,
- A solar regulator and a lithium battery for autonomous operation;
- A GSM/GPRS/4G modem combined with a GSM antenna for sending data, SMS and email messages when thresholds are exceeded, and remote programming changes.



3 SMART GEOTECHNICAL SYSTEM

The smart geotechnical system includes all the geological and meteorological monitoring devices on each site, including the web platform.

SMART GEOTECHNICAL SYSTEM Web viewing interface



Excavation à l'explosif en milieu sensible et contraignant (Cas du barrage SMBA et pont Mohammed VI)

Said RIHI

Expert en Géologie de l'ingénieur

Chef de service Géologie-géotechnique

NOVEC. Rabat-Salé Maroc

RÉSUMÉ : La maîtrise des tirs contrôlés lors de l'excavation à l'explosif en milieu sensible et contraignant permet de réaliser des nouveaux ouvrages sans provoquer de dommages aux ouvrages névralgiques existants et en exploitation. NOVEC a préconisé cette technique, utilisée avec succès sur certains chantiers sensibles, notamment lors de la surélévation du barrage SMBA et au voisinage du pont Mohammed VI dans le massif rocheux qui abrite la galerie AEP alimentant la région Rabat-Casa, où nombreux tirs ont été réalisés à proximité immédiate d'ouvrages existants en béton ou sous le barrage en exploitation, sans leur causer de dommages.

1 INTRODUCTION

Les chantiers des grandes infrastructures tels que les barrages à galeries et carrières y associés, ainsi que les déblais autoroutiers font souvent appel à l'emploi d'explosif pour la fragmentation des massifs rocheux, aussi bien pour les terrassements que pour l'extraction des matériaux. Or l'utilisation de l'énergie d'explosif induit des vibrations dans le sol, qui se propagent sous forme d'ébranlements parfois néfastes, susceptibles de causer des dommages aux structures avoisinantes.

Pour la réussite de tout projet en milieu sensible et contraignant, à emploi d'explosif, les entreprises et la maîtrise d'œuvre, se confrontent à l'optimisation de l'excavation et de l'extraction afin de respecter les cahiers de charges et les textes réglementaires.

Cette optimisation se base essentiellement sur la maîtrise de la technique des tirs contrôlés afin de réussir la réalisation des nouveaux ouvrages sans provoquer de dommages aux ouvrages névralgiques existants, en construction ou en exploitation.

Les exemples d'études choisis intéressent une même région et sont :

- Le barrage Sidi Mohammed Ben Abdellah (SMBA) lors de sa surélévation en 2003-2006 ;
- L'approche du pont Mohammed VI du côté Rabat-Al Menzeh lors du terrassement du déblai n°15 en 2015.

2 CAS DU BARRAGE SIDI MOHAMMED BEN ABDELLAH (SMBA)

2.1 Description du Contexte

Le barrage SMBA, opérationnel depuis 1975, a été conçu pour être surélevé sans impacter son exploitation pendant l'exécution des travaux de la surélévation, vu son alimentation en eau potable et industrielle (EPI) de toute la zone côtière entre Salé et Casablanca ainsi que les villes de Rommani et Ben Sliman, en plus de la gestion convenable des crues en minimisant leur impact sur la vallée de Bouregreg entre Rabat et Salé.

La surélévation du barrage SMBA comprenait :

- L'excavation des ouvrages souterrains tels que la galerie AEP (670ml) et la vidange de fond additionnelles (220ml).
- Le creusement des puits de la chambre des vannes de la VDF et le puits de la cheminée d'équilibre de la galerie AEP.
- La transformation de l'Evacuateur de Crue par démolition à l'explosif, du pont existant et des bajoyers en parties.

En plus, une autre contrainte est ajoutée et qui est liée à l'exploitation de la carrière calcaire proche du barrage qui se trouve en proximité de :

- ✓ La galerie AEP existante qui alimente toute la zone côtière du Salé à Casablanca ;
- ✓ Le gazoduc de la SAMIR reliant les deux raffineries du Maroc Mohammedia et Sidi Kacem.

La figure suivante donne la vue en plan du barrage et ses ouvrages annexes ainsi que la coupe type de la surélévation de la digue du barrage par épaulement à partir de l'aval d'un volume de 600 000m³ d'enrochements.

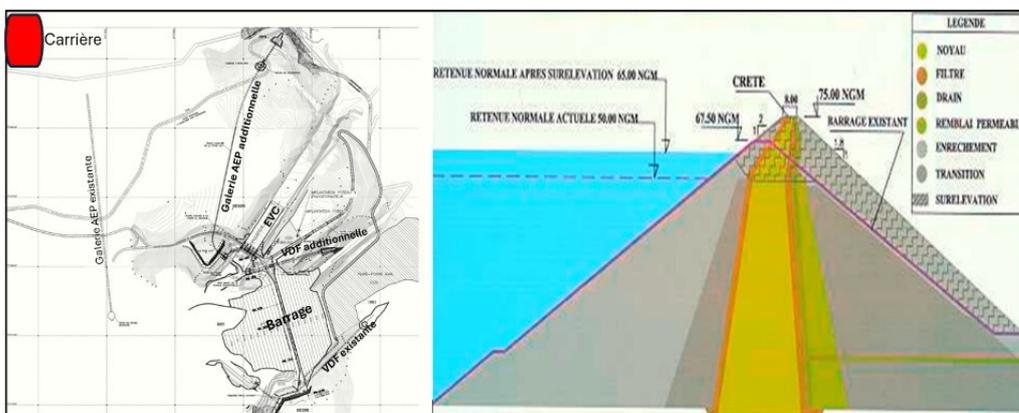


Figure 1. Vue en plan et profil type

Le tableau ci-dessous récapitule les principales caractéristiques du barrage avant et après la surélévation.

Caractéristiques	Avant surélévation	Après surélévation
Hauteur maximale sur fondation	98.5 m (67.5 NGM)	106 m (75 NGM)
Volume du barrage	2.5 Mm ³	3.1 Mm ³
Altitude de la retenue normale	50 NGM	65 NGM
Capacité de la retenue normale	480 Mm ³	1025 Mm ³
Évacuateur de Crue	Seuil libre à 50 NGM	Seuil à 65 NGM et 4 vannes à 50 NGM
Débit évacué à la crue 1/100	5000 m ³ /s	2300m ³ /s(seuil) 2560m ³ /s (vannes)
Galerie VDF existante	150 m ³ /s à 50 NGM	180 m ³ /s à 65 NGM
Galerie VDF additionnelle		220 ml pour évacuer 350 m ³ /s
Galerie AEP	Existante 2805ml 10m ³ /s	additionnelle 670ml (10m ³ /s)

Tableau 1. Caractéristiques de la surélévation du barrage SMBA

2.2 *Emploi d'explosifs par tirs contrôlés*

2.2.1 *Tirs traditionnels et respect de contraintes de vibration*

La particularité du chantier de la surélévation du barrage SMBA réside dans la réalisation des excavations à l'air libre et en souterrain de nouveaux ouvrages tout près d'un barrage à retenue pleine en exploitation et à ouvrages annexes opérationnels et par des tirs à l'explosif. De ce fait, il a fallu réaliser ces travaux avec la réduction de vibration particulière au seuil maximal contractuel de 20mm/s au niveau des ouvrages en béton sous la supervision de NOVEC, chargé des études d'exécution de la surélévation du barrage.

Les principaux critères contractuels de vibrations à ne pas dépasser au niveau des ouvrages existants ou zones injectées sont :

- "V" (vitesse maximale d'oscillation en fondation) : 20 mm/s
- "a" (accélération maximale) : 0,65 g

Le respect de ces critères a nécessité la détermination de la loi d'amortissement de l'onde vibratoire¹, qui est fonction de la distance par rapport au tir et la charge instantanée² d'explosif utilisé:

$$V = K \left(\frac{D}{\sqrt{Q}} \right)^{-\alpha}$$

Avec :

V : vitesse particulière (en mm/s), K : Coefficient représentatif de la qualité d'un tir, D : Distance par rapport au tir (en m),
Q : Charge instantanée d'explosif (en Kg) et α : facteur de régression de l'onde vibratoire de l'état du matériau

La détermination des coefficients K et α a été basée sur des essais de tir en débutant par des charges instantanées faibles pour atteindre l'optimum, tout en exploitant les premiers tirs réalisés au niveau de la carrière et au droit de la tête aval de la galerie AEP afin d'orienter le chantier de minage.

¹ : Loi de Pierre Chapot (1936-2012)

² : Quantité totale d'explosif amorcée par un seul numéro détonateur à un temps t_x

2.2.2 Produits et matériels utilisés

Les produits explosifs utilisés sont :

- Détonateurs de type microretards de 25ms (n° 0 à 20) des détonateurs de type retards 500ms (n° 0 à 7).
- Cordeaux détonants de 12g/ml et de 40g/ml ;
- Cartouches d'explosif en gel (100g, 200g, 250g, 500g et 1kg)
- Explosif en granulés livré en sac de 25kg.

Le matériel d'enregistrement de vibration utilisé :

- Deux sismographes enregistreurs de vibration Minimate InstanTel.

2.3 Essais de tirs à l'explosif en différents environnements géologiques

2.3.1 Tirs dans le massif rocheux calcaire

Les passages du gazoduc et de la galerie AEP à proximité de la carrière calcaire obligent à adopter un mode contrôlé de tirs qui se base sur la détermination de la charge instantanée et les paramètres de perforation (espacement, diamètre et profondeur des trous) moyennant des tirs d'essai suivis de tir d'exploitation.

Au démarrage, l'Entrepreneur a procédé à la réalisation de trois (3) tirs d'essais au niveau de la carrière :

- Le premier et le troisième tir ont été fait dans le but de l'évaluation des charges d'explosifs instantanées avec mesure de la vibration à une distance sécuritaire de 100m. Ces tirs ont été réalisés avec des charges instantanées de 32kg et 44kg et ont abouti à une vitesse d'oscillation résultante respective de 11.9 et 16.6 mm/s, enregistrée à une distance de 100m du front.
- Le deuxième tir a été réalisé en présence des représentants du Service des Mines et il avait pour objectif la vérification de la vibration enregistrée en surface au niveau des passages des ouvrages d'adduction (galerie AEP et conduite SAMIR). Le résultat obtenu a montré que la vibration est non mesurable ou < 5mm/s (seuil minimal d'enregistrement = 5mm/s). Ces ouvrages sont situés à 300m environ du front.

Par analogie, les conduites passant près de la carrière ont été considérées comme les ouvrages existants du projet où la vitesse particulière à ne pas dépasser est de 20mm/s (CPS -pièce 2B - article 10.1.2.4). Par conséquent, la charge instantanée maximale fixée au niveau de la carrière est voisine de 44kg.

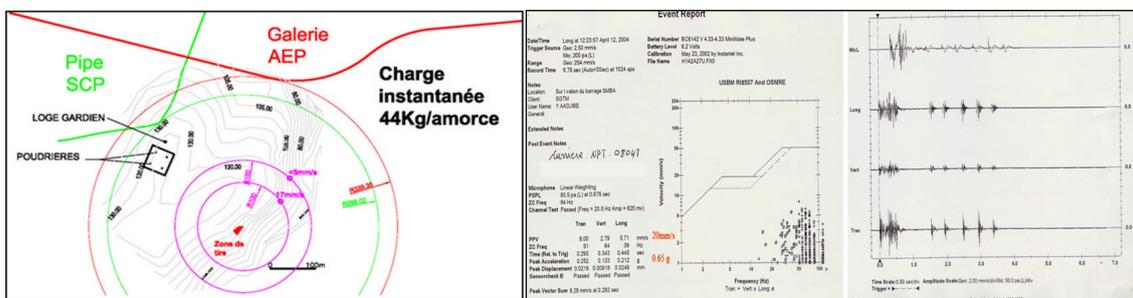


Figure 2. Vue en plan de la zone de la carrière et contraintes - Imprimé du Rapport d'enregistrement

2.3.2 Tirs dans le massif schisto-quartzitique

La charge instantanée déterminée pour la carrière calcaire ne serait pas forcément celle à adopter pour les tirs près du barrage à fondation en massif rocheux de nature schisto-quartzitique. De ce fait, les premiers tirs au niveau de la tête aval de la galerie AEP additionnelle, ont été exploités comme tirs expérimentaux, vu l'éloignement de cet ouvrage du barrage (500m environ).

La charge instantanée utilisée par combinaison du cordeau et de l'explosif en gel est de l'ordre de 12kg. Dans le but de mieux maîtriser les vibrations qui seront dus au pré-découpage, l'enregistrement de la vitesse particulière a été effectué respectivement à 50m et à 80m sur l'axe de la galerie AEP Additionnelle. La vibration obtenue est de 20.9 mm/s à 50m et de 12.5 mm/s à 80 m. Ensuite, les résultats des premières volées d'excavation en souterrain ont été exploités pour mieux cerner la loi d'amortissement et la charge instantanée à appliquer où les premiers tirs ont commencé avec des charges instantanées de 2 à 4 kg pour atteindre 9kg d'explosifs max. Ces résultats ont été exploités pour guider l'élaboration des plans de tirs des différents ouvrages au voisinage et sous le barrage.

A raison de deux enregistrements par tir, chaque enregistrement a été exploité pour la détermination de la charge instantanée à appliquer et l'adaptation des plans de tir, notamment près des bétons anciens ou récents. Par la suite, les tirs ont été succédés avec veille et vigilance en tenant compte du milieu géologique par analyse des paramètres de chaque tir. En effet l'analyse croisée des différents paramètres issus des rapports des enregistrements des tirs telles que les vitesses particulières (Verticale, Transversale et Longitudinale) et les plages des fréquences mesurées, en fonction du contexte géologique (lithologie et structure en plissements et discontinuités) a permis de déduire l'influence que peut avoir le terrain (altération et fracturation) sur la propagation des vibrations et par la suite la variation de la loi d'amortissement d'une zone à l'autre, afin de contrôler les niveaux vibratoires enregistrés et d'établir les évaluations attendues.

Ainsi, à l'approche de l'achèvement des travaux, les tirs réalisés ont atteint 890 tirs dont leurs paramètres relatifs à la loi d'amortissement de l'onde vibratoire, obtenus pour chaque zone de tir guidés par le respect du seuil de l'onde vibratoire (20mm/s) sont les suivants ainsi que la répartition des tirs par ouvrage :

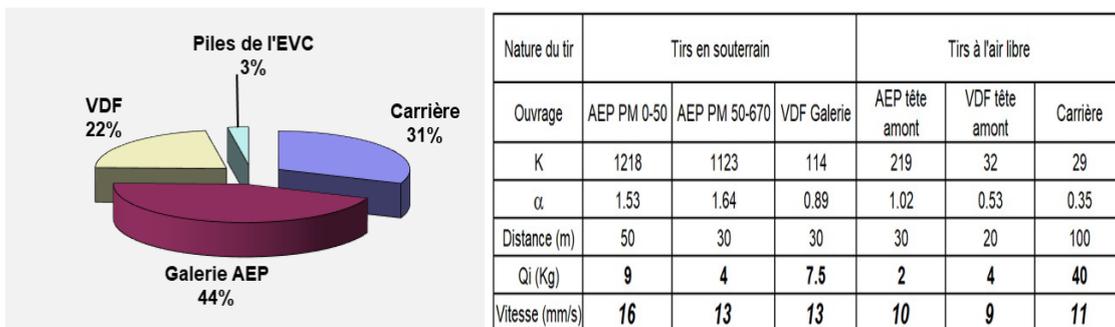


Figure 3. Répartition des tirs par ouvrages exécuté et caractéristiques des lois d'amortissement

Les différentes lois d'amortissement obtenues pour les différentes zones du projet sont données ci-dessous sous forme de graphiques et tableau récapitulatif :

3 CAS DU REMBLAI 15 PRES DU PONT MOHAMMED VI

3.1 Description du Contexte

Dans le cadre d'une assistance Technique, le MO des Autoroutes a invité NOVEC pour assister au tir d'essai à l'explosif en présence de la commission préfectorale des explosifs à usage civil. Ce tir d'essai a intéressé le tronçon de l'autoroute de contournement de Rabat près du pont à hauban (pont Mohammed VI), du côté de Rabat au PK29, correspondant au déblai n°15, situé, à quelques centaines de mètres du barrage Sidi Mohammed Ben Abdellah (SMBA), dans le massif rocheux abritant à la fois la galerie AEP et le pipeline de la SAMIR.

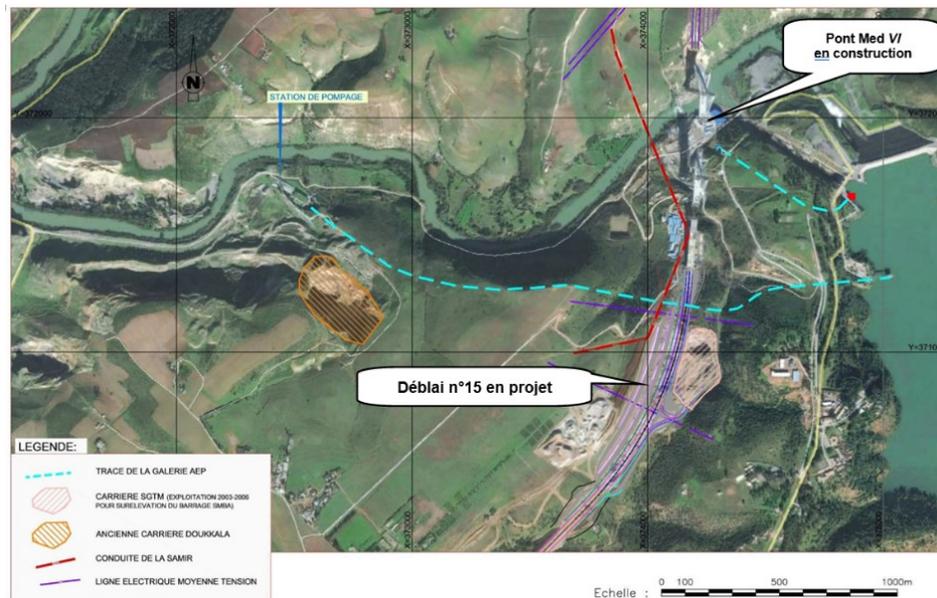


Figure 4. Vue satellitaire avec positionnement des ouvrages

Comme il s'agit de tirs à l'explosif en milieu contraignant, le Maître d'Ouvrage de l'autoroute a fait intervenir NOVEC depuis la phase d'avant-projet en 2011, afin de se prononcer sur le seuil de vibrations particulières à ne pas dépasser au droit des ouvrages sensibles, notamment la galerie AEP et qui a été fixé à 20mm/s.

A l'exécution du projet, l'exploitant de la galerie AEP a fait participer ses experts aussi, et le seuil de la vitesse particulière qui a été exigé de leur part est de 12mm/s, tout en mettant des réserves à propos de l'influence du terrain sur la propagation des vibrations.

Afin de lever ses réserves, le MO autoroutier a chargé NOVEC de réaliser une nouvelle expertise répondant au besoin de l'exploitant de l'AEP en matière de géologie-géotechnique par l'examen de l'influence de la propagation des vibrations dans le massif rocheux vers l'ouvrage souterrain qui est la galerie AEP. Cette expertise a été menée par l'auteur de l'article ayant suivi dans la région, et pour le compte de la Direction de l'Hydraulique, le dépouillement des tirs contrôlés (1000 tirs environs) réalisés en quasi-totalité dans :

- La carrière ayant servi au rehaussement du barrage, traversée par l'autoroute à cet endroit, objet de litige,
- La galerie de Vidange de demi-fond (220ml) passant de quelques mètres sous le barrage et à côté des bétons de l'Evacuateur des Crues (EVC).
- La nouvelle galerie AEP additionnelle (670ml) située au Nord immédiat de la galerie AEP en question.

Comme le cadre réglementaire des tirs à l'explosif dans ce milieu contraignant est maîtrisé par la commission préfectorale, l'expertise de NOVEC s'est limitée :

- ⇒ Au rappel de l'approche de la maîtrise de technicité des tirs dans les milieux contraignants,
- ⇒ Au traitement des résultats du tir d'essai pour dresser les abaques des seuils de vibration comme feuille de route,
- ⇒ A l'examen de l'aspect géologique et géotechnique du milieu naturel afin de vérifier l'influence du terrain sur la propagation des vibrations,

3.2 Approche de la maîtrise des tirs contrôlés

L'expérience des tirs contrôlés acquise dans la région lors de la surélévation du barrage SMBA (Cas discuté ci-dessus) a montré qu'il est possible de réaliser des tirs, même à proximité des ouvrages existants en béton sans leur causer de dommages.

C'est le cas lors de l'exploitation de la carrière et de la réalisation de la galerie AEP additionnelle ainsi que la vidange de demi-fond (ϕ 7 à 9m). Ces deux derniers ouvrages ont été excavés à l'explosif à proximité immédiate des bétons de l'évacuateur de crue et du noyau du barrage avec des tirs contrôlés (seuil de 20mm/s) sous le barrage et près des bétons de l'EVC, sans négliger le déroulement de ces travaux à quelques mètres d'une retenue quasi-pleine, bloquée en amont provisoirement par un batardeau en boudins remplis de sable (voir photo ci-dessous).



Figure 5. Barrage SMBA en surélévation – Démolition EVC et creusement galerie à l'explosif

Il convient de rappeler que l'expertise menée par NOVEC en 2011 [Réf.1], a recommandé :

- ⇒ La réalisation des excavations pour l'autoroute, en partant du PK28.000 vers le PK29.000 par des tirs contrôlés, avec des charges instantanées partant de 10kg pour les tirs d'abattage et 5 Kg pour les tirs de pré-découpage utilisant le cordeau détonant.
- ⇒ L'établissement de la loi d'amortissement moyennant des géophones étalonnés afin de se prémunir contre tout dépassement de la vitesse particulière de 20mm/s en tout point des ouvrages sensibles, notamment les galeries AEP.

La même expertise a précisé que la diffusion des vibrations dues aux tirs se fait dans les 3 directions et que le confinement du terrain autour d'un tunnel lui confère une résistance accrue aux vibrations de ce type. C'est la raison pour laquelle les tunnels sont des structures qui résistent bien aux tremblements de terre.

3.3 Traitement des résultats du plan du tir

Le tracé de l'Autoroute de contournement de Rabat passe, au PK 28+960, au-dessus de la galerie AEP réalisée début des années 70. L'axe de cet ouvrage souterrain, ($L= 2605$ m, ϕ 2.6m) se situe à la cote 21 NGM environ sous la ligne rouge de l'autoroute calée à 91 NGM.

Pour des ouvrages de ce type, leur protection contre les désordres générés par les tirs à l'explosif est acquise dès lors que la vitesse particulière dans les 3 directions ne dépasse pas 20 mm/s. C'est ce critère qui avait été retenu lors des travaux de surélévation visés ci-dessus, que ce soit pour la galerie AEP existante ou le barrage et ses ouvrages annexes.

3.4 Tir d'essai par rapport aux recommandations en vigueur

A titre indicatif :

- L'AFTES (Associations françaises des travaux en souterrain) a publié depuis avril 1974, dans son ouvrage, Tunnels et Ouvrages souterrains n°2, les dégâts observés sur diverses structures soumises à des vibrations des tirs à l'explosif, pour des vitesses allant de 5 mm/s à 2500m/s avec constats d'apparition de fissures à partir de 50mm/s.
- La réglementation française (depuis le circulaire de 23 juillet 1986) limite la vitesse particulière dans chacune des 3 directions à 9mm/s pour les bâtiments très sensibles et à 15mm/s pour les constructions résistantes. Pour les structures massives en béton armé, des vitesses allant jusqu'à 30mm/s sont acceptées.
- Les recommandations de l'US Army Corps of Engineer, basées sur les critères établis par l'US office of surface Mining (USBM), tolèrent un seuil de 50mm/s pour les ouvrages correctement réalisés.

Ainsi, lors du tir d'essai, quatre points de contrôle ont été ciblés par l'installation des sismographes et les vibrations enregistrées en présence de la commission préfectorale des explosifs à usage civil ont été projetées sur le graphique de la norme allemande DN4150 (norme européenne la plus draconienne comparée la NF E 90-020 et les recommandations du Groupement français de l'énergie explosive GFEE). La projection de ces enregistrements a reflété une situation des vibrations en bas de la plage des constructions sensibles avec des vitesses particulières très faible et une fréquence supérieure à 20 Hz.

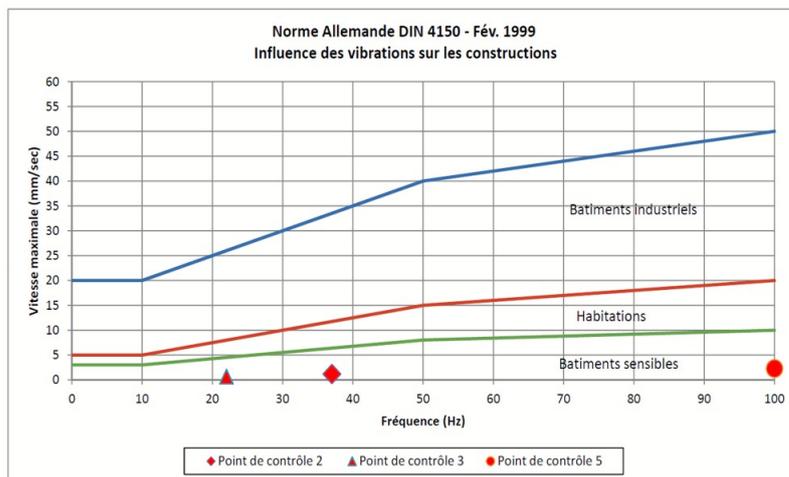


Figure 6. Projection des enregistrements sur le graphique de la norme allemande DN4150

3.5 Loi d'amortissement

Les résultats des enregistrements du tir d'essai ont été exploités pour dresser la loi d'amortissement (ou loi Chapot voir § 2.2.1 ci-avant) ce qui a abouti aux coefficients suivants :

($K=183.93$ et $\alpha=1.122$).

L'exploitation de cette loi sur la base des positions des points de contrôle par rapport au point du tir a permis de déterminer les distances en plan et les distances directes (3D) entre chaque point et le tir.

PK 28+880 - Tir d'essai X=374213 ; Y=371091 ; Z=105 NGM)

Sismographe	Date	Vitesse particulière	Distance D	Q Charge instantanée	D/Q ^{1/2}	Log V	Log (D/Q ^{1/2})	X Geophone	Y Geophone	Z Geophone	Distance Horiz	Δz
P4	27/02/2015	0.50 mm/s	187.53 m	2.50 Kg	118.60	-0.30	2.07	374033.65	371144.29	117.65	187.10	12.65
P5	27/02/2015	0.68 mm/s	216.06 m	2.50 Kg	136.65	-0.17	2.14	374000.11	371063.16	129.18	214.70	24.18
P2	27/02/2015	1.20 mm/s	115.61 m	2.50 Kg	73.12	0.08	1.86	374168.48	371197.23	95.1	115.18	-9.90
P3	27/02/2015	2.30 mm/s	168.07 m	2.50 Kg	106.30	0.36	2.03	374062.07	371164.57	112.4	167.91	7.40
Tir d'essai / l'axe de la galerie AEP			113.67 m	2.50 Kg	71.89		1.86	374155	371141	21	76.58	-84.00

Comme la galerie est située à la cote 21NGM, la distance exacte de son toit par rapport au point du tir est de 114m environ avec une différence de dénivelée de 84m. et afin de mieux examiner la géométrie dans l'espace entre les tirs à réaliser et la position de la galerie, le profil suivant a été dressé, montrant la situation de la galerie par rapport à la ligne rouge- de l'autoroute où la distance minimale séparant le tir le plus bas du toit de la galerie reste supérieure à 70m.

A travers ces données, la vitesse particulière qui devrait être enregistrée dans la galerie, située à cette distance par rapport au point de tir le plus proche, serait inférieure à 3mm/s avec une charge instantanée de 2,5Kg. Des simulations ont été faites pour différentes charges instantanées pour les seuils de vibration de 12 mm/s et 20mm/s.

Avec les critères annoncés, l'atteinte de la vitesse particulière de 12mm/s (seuil à ne pas dépasser exigé par l'exploitant de l'AEP) nécessiterait une charge instantanée voisine de 40 Kg en proportions équivalentes de type d'explosif utilisé lors du tir d'essai comme le montre le graphique suivant :

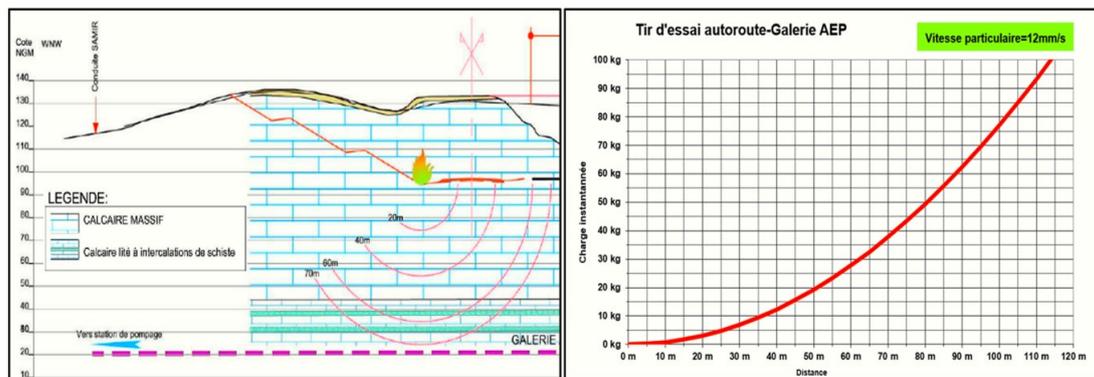


Figure 7. Situation de la ligne rouge-par rapport - Simulation de la vibration particulière

Ainsi la charge instantanée qui résulte de cette approche, est en concordance avec ce qui a été obtenu par les différents intervenants lors de l'ouverture de la carrière du barrage en 2003 dans ce même milieu contraignant. Toutefois, le démarrage de l'exploitation de la carrière a débuté par une approche conservatrice en réduisant la charge instantanée théorique de 3 fois. Puis en l'adaptant au fur et à mesure de l'avancement du front d'attaque vers la galerie AEP. Ainsi, la charge Q_i maximale tolérée était de 44Kg, mais limitée à 22 kg à l'approche de la galerie.

De ce qui précède, les résultats ont été basés sur des enregistrements de vibrations, issus de tir d'essai, tenant compte de l'état du sol près de la surface alors que la propagation des vibrations en profondeur peut être influencée par l'état du massif rocheux comprenant la galerie AEP.

Cependant, les conditions du milieu naturel ont été examinées dans le cadre de cette expertise, afin de confirmer ou infirmer la présence de facteurs susceptibles d'amplifier ou d'atténuer la propagation de vibrations résultantes des terrassements à l'explosif du déblai 15 de l'autoroute passant au-dessus de la galerie AEP.

3.6 Impact du contexte géologique sur la propagation de la vibration

En absence de relevé géologique de la galerie en souterrain, la reconstitution du profil à partir des affleurements de surface montrent que les terrains traversés par cet ouvrage se composent de schistes quartzeux en amont, de calcaire lité sur la majorité du linéaire et enfin du calcaire massif vers l'aval. Ce massif rocheux métamorphique, et fortement plissé et faillé est attribué au Paléozoïque de la période Siluriano-dévonienne (440-360 Millions d'années) [Réf.2].

Les rochers sont les schistes quartzeux et les calcaires massifs et lités. La direction des couches est généralement E-W, alors que le pendage est globalement moyen à fort par endroit.

Les calcaires lités situés sous le calcaire massif se compose d'une alternance de bancs centimétriques à décimétriques de calcaire noir intercalés par des lits de pélite schisteuse à feuilletage décomprimé d'épaisseur centimétrique. Cette formation est le siège de la galerie AEP dans la zone d'expertise.

Le relevé structural effectué dans le cadre de cette expertise (voir § fracturation ci-après) a mis en évidence l'existence de six familles de discontinuités tectoniques qui affectent le massif rocheux abritant la galerie AEP. Leurs azimuts et pendages par rapport à l'axe de la galerie sous la ligne rouge de l'autoroute sont récapitulés sur la rosette suivante :

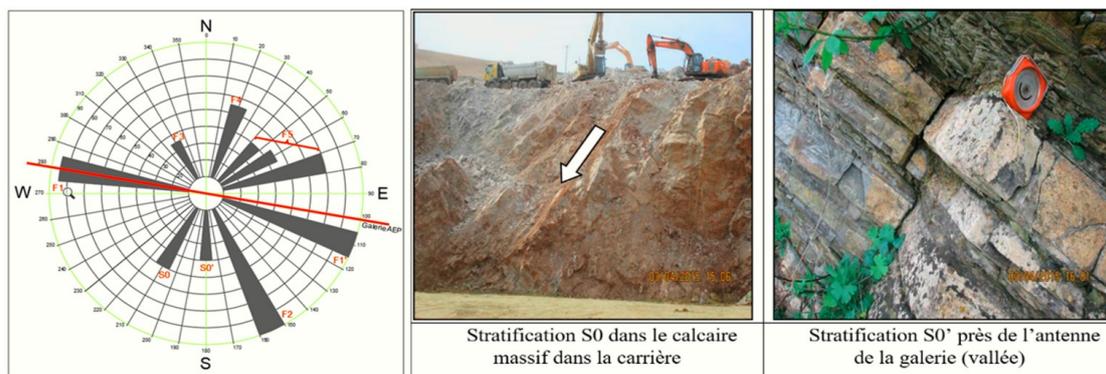


Figure 8. Rosette des discontinuités relevées et exemples de leurs illustrations

Il en résulte que le massif reflète deux types de discontinuités qui sont la stratification et la fracturation.

- **Stratification** : La structure des couches montre une stratification à plongement de 40° à 50° vers le S-SW (azimut 210°). Cette stratification représente la discontinuité la plus dominante, notamment avec la série des calcaires lités dont l'épaisseur des bancs dépasse rarement les 15cm, soit plusieurs discontinuités par mètre.

- **Fracturation** : Les talus rocheux au droit des fouilles de l'autoroute, de la carrière ainsi que le long de l'accès longeant la vallée de l'oued depuis le pont en construction jusqu'à la station de pompage en aval, ont fait l'objet de relevé structural afin de déceler toutes les familles de fractures affectant la continuité du milieu rocheux ce qui a abouti à la distinction de six (06) familles de fractures.

Ainsi, le massif rocheux abritant la galerie sous l'axe autoroutier est couches décimétriques à centimétriques, composées de calcaire dur et du schiste feuilleté tendre. A cette succession de discontinuités sédimentaires, s'ajoutent plusieurs familles de discontinuités tectoniques multidirectionnelles rendant le milieu discontinu par leurs ouvertures et remplissages observés, en dépôt bréchique et/ou argileux tendre.

Comme le tir provoque des vibrations aériennes et des vibrations solidiennes qui se propagent dans le sol. La propagation des ondes vibratoires sous forme de déplacement particulière dans le milieu rocheux dépend étroitement de la continuité de ce dernier. Or les massifs rocheux lorsqu'ils sont affectés par des discontinuités tectoniques en plus de la stratification, se considèrent comme des milieux discontinus où la propagation des ondes vibratoires subit une atténuation de l'amplitude du déplacement particulière, d'une manière significative à la traversée des discontinuités. [Réf. 3].

Les caractéristiques géomécaniques des familles de discontinuités affectant le massif rocheux qui abrite la galerie AEP ne peuvent que confirmer cette atténuation en profondeur, des ondes vibratoires issues des tirs à l'explosif du déblai autoroutier D15 lorsqu'on associe l'effet du pendage et d'ondulation des discontinuités, à la dimension des ouvertures et à la nature du remplissage. En effet les seules familles de fractures qui peuvent transmettre la vibration en profondeur sont celles découpant le massif calcaire et qui possèdent un pendage fort sub-vertical à condition que le remplissage des fissures disparaît en profondeur et l'ouverture devient micro-métrique. Or, d'après la structure des horizons lithologiques, le calcaire massif surmonte le calcaire lité dont la stratification de 40° et les interbanes schisteux centimétriques perturbent d'une manière évidente, toute éventuelle propagation d'onde vibratoire.

Le récapitulatif des caractéristiques géomécaniques des familles de discontinuités est donné ci-dessous, avec une qualification des familles de fractures par rapport à l'atténuation des vibrations en profondeur symbolisée comme suit : (+ : faible / ++ : moyenne/ +++ : Forte).

Discontinuités	Azimut	Pendage	Ouverture	Remplissage	Espacement	Ondulation	Atténuation de la propagation des ondes vibratoires
S0	210°	50°	Non	Non	>1m		+++
S0'	180°	40°	Non	Non	0.1 à 0.2m		+++
F1	280°	85°	Oui	Brèche+Argile rouge	4m	oui	++
F1'	110°	90°	Oui	Brèche+Argile rouge	4m	oui	++
F2	155°	90°	Oui	Brèche+Calcite	>4m		++
F3	330°	35°	oui	Brèche+Argile rouge	2 à 4m		+++
F4	020°	55°	Oui en zigzag	Non	0.6 à 1m		+++
F5	040°-075°	40°-70°	Non	Argile rouge	5m	oui	+++

Tableau 2. Caractéristiques des discontinuités affectant le massif rocheux abritant la galerie.

4 CONCLUSIONS

Les terrassements et excavations par la méthode traditionnelle à l'explosif en milieux sensible et contraignant impose le recours à la technique des tirs contrôlés. L'expertise de NOVEC a permis d'accompagner des Maîtres d'Ouvrages pour réaliser de nouveaux édifices sans provoquer des dommages aux ouvrages névralgiques existants et en exploitation.

La surélévation du barrage SMBA a été un défi pour réaliser des ouvrages souterrains additionnels traversant la fondation du barrage et perçant son voile d'étanchéité sans faire apparaître des fuites, ni désordres.

Les terrassements à l'explosif du déblai n°15 de l'autoroute de contournement de Rabat près du pont à hauban (pont Mohammed VI), ont respecté des exigences imposant des tirs contrôlés à charges instantanées, ne pouvant en aucun cas engendrer des vibrations dépassant les seuils admissibles pour la galerie AEP souterraine revêtue et en charge, située en milieu confiné à une profondeur verticale de moins de 80m, par rapport à la ligne rouge de l'autoroute.

De plus, l'examen des caractéristiques géomécaniques des discontinuités affectant le massif rocheux abritant la galerie est en faveur de l'atténuation de la propagation des vibrations solidiennes engendrées par les tirs à l'explosif en surface.

Toutefois, en cas de non-possibilité sur chantier, du suivi en temps réel et veille rigoureuse sur le respect des seuils de la vitesse de vibration, l'exigence des tirs séquentiels ou électroniques par des spécialistes reste fondamentale.

Liste des références

- [Réf.1] : Note d'expertise pour l'utilisation des explosifs Document-juillet 2011 NOVEC n°7058-N272-11a.
- [Réf.2] : Surélévation du barrage SMBA-Mission 1-Tome 2-Oct.1984 –TAMS New York/Hidrotecnica Rabat
- [Réf.3] : Journées Nationales de Géotechnique et de géologie de l'Ingénieur/ 4-6 juillet 2012/ Bordeaux-France

Application de la méthode d'injection (GIN) des massifs rocheux aux sols résiduels tropicaux (Cas du barrage de la COMOË au Burkina Faso)

Said RIHI

Expert en Géologie de l'Ingénieur

Chef de service Géologie-géotechnique

NOVEC. Rabat-Salé Maroc

RÉSUMÉ : L'injection de coulis par Tubes à Manchettes (TAM), a été considérée inadaptée et dangereuse à la fondation en sol résiduel du barrage COMOË au Burkina Faso, pourtant elle a été réalisée par NOVEC selon la méthode GIN, réservée au massif rocheux fissuré, afin de maîtriser le risque d'hydro-fracturation et réduire le gaspillage du coulis. Le nombre GIN (Grouting Intensity Number) choisi était faible, limité à 100 MPa.litre/m, avec un volume V_{max} de 300l/m et une pression P_{max} variant de 0 à 2MPa. Cette méthode GIN, s'est avérée adaptée à l'injection d'argile silteuse, sans constat d'hydro-fracturation en rive gauche traitée. Le nombre GIN a été augmenté lors de l'injection en TAM en rive droite (GIN=300 MPa.l/m et V_{max} =1000 l/m. Ces paramètres se sont avérés bien adaptés à cette fondation. Un retraitement local de la rive gauche en utilisant les paramètres réhaussés a ensuite été effectué.

1 AVANT-PROPOS

Le barrage de la Comoé est construit en 1991, en amont de la ville Banfora, au Burkina Faso, sur le fleuve Comoé qui traverse la Côte d'Ivoire pour rejoindre l'océan Atlantique. En raison de sa situation, ce barrage est classé à haut risque, car dès sa mise en eau il a présenté des fuites en pied aval du barrage, où leur débit, a augmenté très rapidement sans se stabiliser. Depuis 2005, des signes d'aggravation de la situation sont apparus avec la poursuite du développement des affaissements en aval du barrage et apparition de dépression sur le parement amont à 3m sous le niveau de la retenue normale et où l'ampleur de la plupart des dépressions a augmenté rapidement pendant les années humides.

La situation a donc été considérée comme critique, mettant en péril la sécurité du barrage. Il a alors été décidé en 2010 de mener les investigations nécessaires à partir de 2011 pour obtenir une vue réaliste des principales voies d'écoulement et réaliser des solutions de réhabilitation, achevées en 2018.



Figure 1 Localisation du barrage et de la retenue (Vue satellite) →, pied aval de la rive gauche à infiltration avec affaissement local (au milieu). Partie du flux d'infiltration (à droite).

2 CARACTERISTIQUES DU BARRAGE ET DE SA FONDATION A CANALICULES

Le barrage de la Comoé est une digue en remblai homogène de 800 000 m³ en sols latéritiques, s'étalant sur une longueur de 1 170m, à hauteur maximale de 31m sur fondation en sol latéritique aussi (24m sur TN). L'Evacuateur de crue, situé en rive gauche, est en seuil rectiligne de 115 mètres de long, et la vidange de fond, situé en partie centrale, a une capacité de 70m³/s. Le stockage de 38 Mm³ est destinée à l'irrigation de la canne à sucre et à l'AEP de Banfora.

Le barrage est fondé sur un sol latéritique où la couche supérieure de la fondation est constituée de la cuirasse", matériau cimenté très dur d'épaisseur variable généralement de 1 à 2,5m. Elle recouvre la carapace latéritique constituée d'un sol argileux mou à ferme de 4 à 9 m d'épaisseur avec des canalicules et conduits, dont certains atteignent plusieurs centimètres de diamètre et sont de grande étendue. Le substratum est constitué de dolérite, saine et étanche en profondeur, et de matériaux argileux altérés à très altérés en surface (9 à 17m). Il n'est souvent pas facile de différencier la carapace latéritique de la dolérite fortement altérée, ce qui est assez fréquent dans le profil des sols résiduels tropicaux.

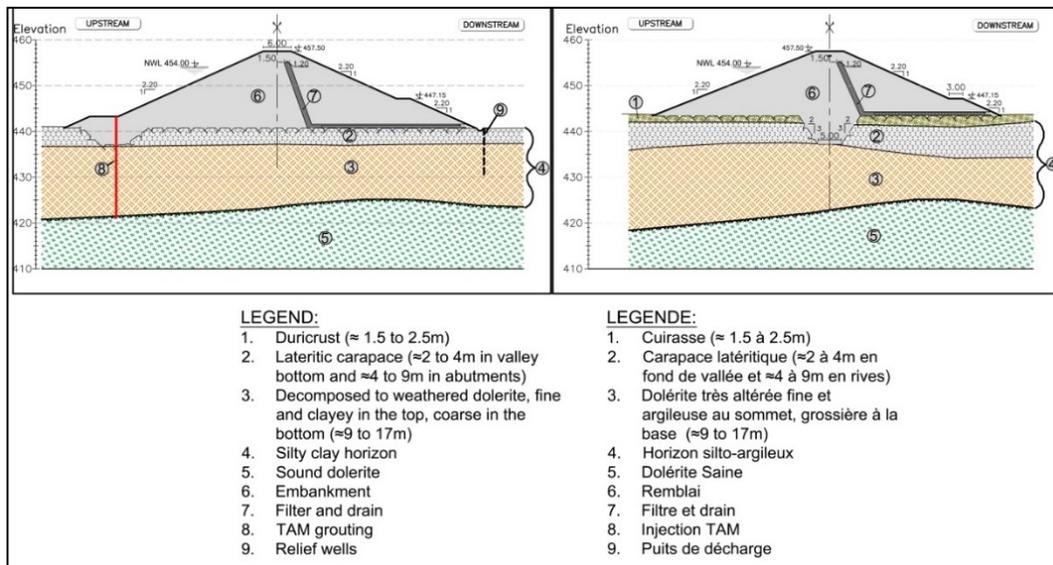


Figure 2. Profil type du barrage et de la fondation : en rives (à droite) / fond de vallée (à gauche)

3 INVESTIGATIONS ET SOLUTIONS DE REHABILITATION

Il a été constaté depuis 2010 que le corps du barrage était sain. Les infiltrations affectaient principalement la fondation dans les rives, notamment la carapace latéritique et, dans une moindre mesure, le substratum rocheux très altéré.

Les solutions devaient porter principalement sur :

- ✓ Le traitement des principales voies d'écoulement depuis la crête du barrage pour être en continuité de la tranchée de coupure dans les rives
- ✓ La consolidation des zones lâches dans la fondation, visant à prévenir tout affaissement dans le barrage lui-même.

Quelle que soit la solution finale, une bonne connaissance des caractéristiques de la fondation était nécessaire. A cette fin, le programme d'investigations suivant a été réalisé :

- Forages carottés avec récupération partielle ou totale et suivi des paramètres de perforation réalisés depuis la crête et le pied aval.
- Sondages CPTU depuis la crête et l'aval.
- Etudes géophysiques par méthodes électriques (réalisée par Fugro en utilisant la méthode de polarisation spontanée) soit par mesure du champ magnétique (méthode brevetée Willowstick).
- Injection de traceurs (fluorescéine, Rhodamine, saumure), mesures de température à différentes profondeurs dans le réservoir et en aval, mesures de conductivité électrique.
- Essais en laboratoire.

Le modèle géologique synthétique dégagé est donné ci-dessous, révélant un fond de vallée intact et des rives à cheminements d'infiltrations amont-aval :

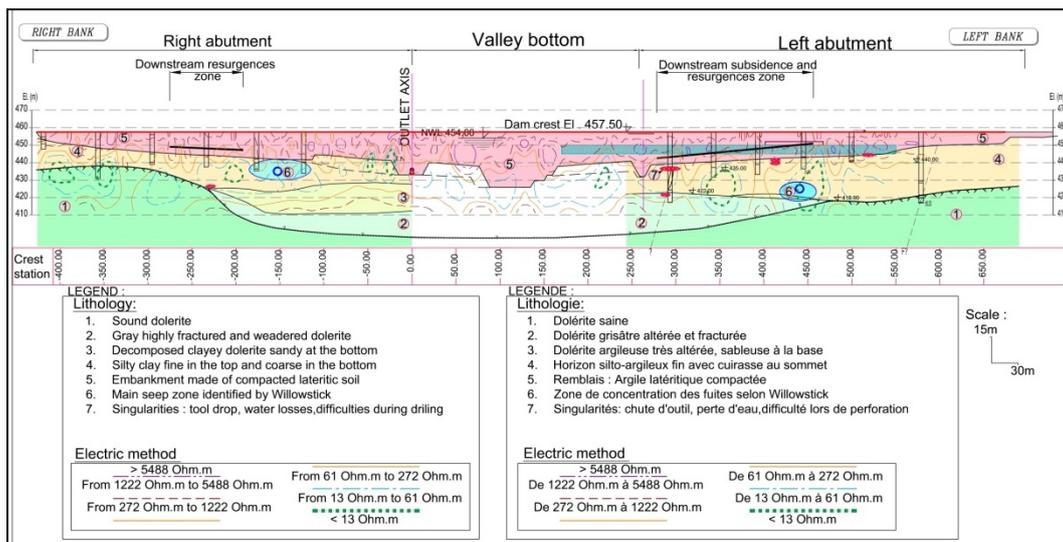


Figure 3. Profil longitudinal du barrage et de sa fondation : Modèle géologique et reconnaissances

Ainsi, les solutions de réhabilitation se sont concentrées sur les objectifs suivants :

- ✓ L'arrêt de l'érosion causant l'affaissement en aval.
- ✓ L'élimination de tout risque d'affaissement affectant le barrage en remblai, là où il peut être le plus critique.
- ✓ La réduction significative des taux de fuite.

La solution adoptée finalement a été tripartite comme suit :

- ⇒ Le fonçage des palplanches à travers le remblai et la fondation jusqu'à une profondeur maximale projetée de 40m. (au lieu de paroi moulée à risque d'effondrement de sa tranchée).
- ⇒ L'injection en tubes à manchettes (TAM) pour sceller les joints des palplanches et, autant que possible, améliorer l'étanchéité de la fondation en profondeur et latéralement au-delà des limites du rideau en palplanches.
- ⇒ Densification de la fondation par des coulis de compactage ciblant les horizons argilo-silteux très meubles de la fondation du barrage.

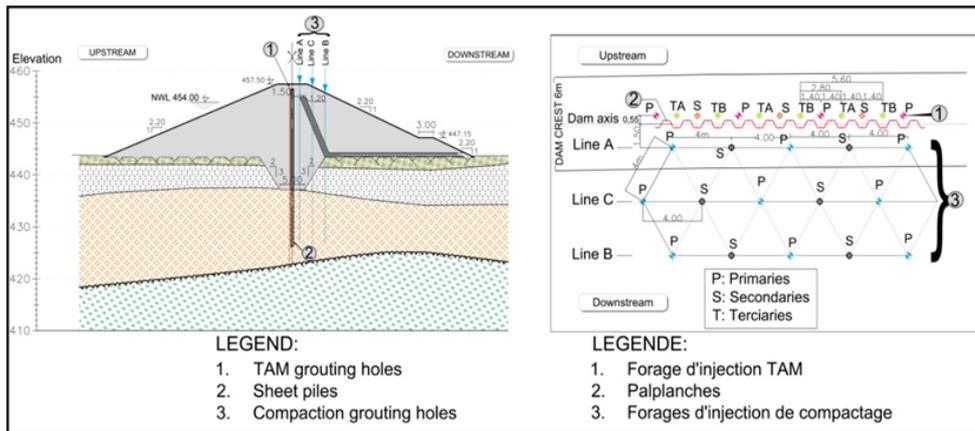


Figure 4. Définition des travaux de réhabilitation

La figure 4 représente la position de chaque élément des travaux de réparation. La coupure en palplanches sur l'axe du barrage ainsi que les trous d'injection en TAM, situés en amont, étaient suffisamment éloignés du filtre de la cheminée pour ne pas avoir d'impact sur son intégrité. Les trous d'injection de compactage peuvent traverser le filtre mais sous protection systématique du tubage. Chaque trou a été rempli sous très faible pression lors de la pose du tubage.

La durabilité des palplanches est jugée satisfaisante car ils sont totalement enterrés, n'ayant aucun contact avec l'air. Pour sa part, l'injection de compactage est effectuée après l'achèvement de l'enfoncement des palplanches et de l'injection du TAM, afin de minimiser le lessivage du mortier.

4 INJECTION EN TUBES A MANCHETTES SELON LA METHODE GIN

A l'issue des différentes investigations qui ont confirmé le caractère mou et lâche de la fondation sous la digue, écartant ainsi toute réhabilitation par injection classique (obturation impossible des tranches pour injection), il a été fait recours à l'injection par méthode des tubes à manchette (TAM) [Réf.1] mais avec application de la méthode d'injection GIN.

Cette méthode consiste en :

- ✓ La perforation de forages à travers le remblai du noyau moyennant un tubage et pénétrant jusqu'au substratum (1m min) ;
- ✓ Equipement de forages par tubes à manchettes ;
- ✓ Scellement des tubes à manchettes par un coulis bentonitique (coulis de gaine) et attente jusqu'à son durcissement ;

- ✓ Injection des terrains sous remblai (dolérite latérisée à l'état du sol argilo-silteux) par tranches ascendantes de 1m de hauteur, isolées par double obturateur. L'injection se fait par un coulis à base de ciment selon l'un des critères d'arrêt suivants :
 - Atteinte du volume V_{max} fixé ;
 - Atteinte de la pression maximale d'injection après claquage de la manchette ;
 - Atteinte d'une valeur du produit de la pression P x le volume V (PV);
 - Résurgence du coulis ou soulèvement observé.

L'injection de coulis, à l'aide de Tubes à Manchettes (TAM), est considérée comme inadaptée au matériau argileux limoneux où elle est susceptible de générer une fracturation hydraulique inutile et potentiellement dangereuse, principalement sub-v verticale dans le sens amont-aval. De plus, à la sortie de la manchette, il n'est pas possible de contrôler la pression d'injection appliquée au contact du sol. Cependant, comme l'argile limoneuse est cohésive et contient des passages vides, l'injection de TAM peut être d'une certaine manière pertinente pour le traitement de la fondation visant à remplir les vides.

4.1 Description de la méthode d'injection GIN

Lors d'une injection classique d'une fondation, les deux critères d'arrêt sont le refus d'absorption à un volume maximal (V_{max}) ou à une pression maximale (P_{max}) à atteindre. Sauf que cette approche peut se traduire par un gaspillage de coulis en dehors de la zone à injecter ou un dégât parfois irréparable (hydro-fracturation...).

Giovanni Lombardi et Don Deere ont introduit un troisième critère d'arrêt qui est le produit de la pression d'injection P (en bars) et le volume d'injection (en l/ml de forage), désigné GIN (Grouting Intensity Number) [Réf.2] où le traitement est poursuivi en temps réel (sur écran) jusqu'au moment où l'injection est arrêtée à l'atteinte de :

- ✓ P_{max} , (droite A-B)
- ✓ V_{max} (droite C-G)
- ✓ ou la valeur PxV (courbe B-C)

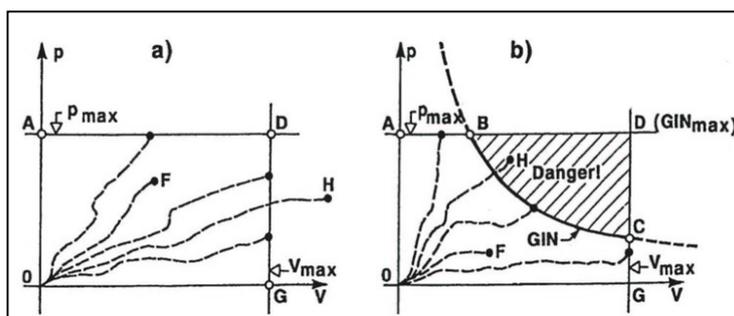


Figure 5. Introduction de la courbe GIN visant l'économie et la sécurité

4.2 Description de la technique TAM

En massif rocheux, les tranches de forage pour injection sont isolées par gonflement d'obturateurs, chose impossible en sol ou en terrain alluvionnaire, d'où le recours à la technique des tubes à manchettes qui consiste en la perforation de forage, l'équiper en tube à manchettes,

scellé au coulis bentonitique (appelé coulis de gaine) à la paroi de forage. Le tube à manchette est un tube perforé par 3 ou 4 trous tous les 33cm. Une manchette de 10cm en caoutchouc rigide enveloppe les trous. Lors de l'injection, la tranche à injecter est isolée par double obturateur à l'intérieur du tube à manchette.

Sous la pression d'injection d'un coulis dense (appelé coulis d'injection) entre deux obturateurs, la manchette se dilate sous une pression capable de fissurer le coulis de gaine et faire passer le coulis d'injection dans le sol à traiter. Le dispositif est illustré ci-dessous :

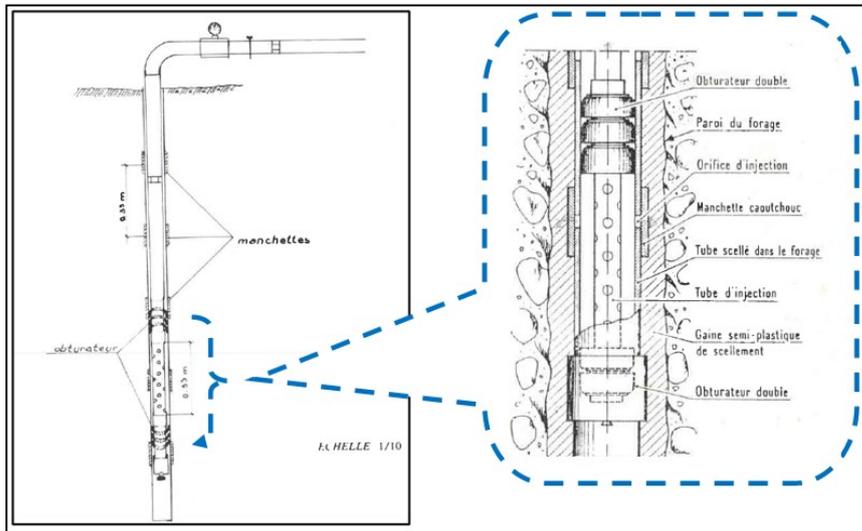


Figure 6. Tube à manchettes en forages

L'avantage de l'injection en TAM est que la manchette joue le rôle de clapet anti-retour et permet d'injecter par quantités précises et par tranches très réduites. Une fois l'injection d'une tranche terminée (1 à 5m), les manchettes se referment et à la fin du traitement, le nettoyage du 'forage' est alors possible sans que le coulis injecté se retourne au tube à manchettes. Ce dernier peut être conservé intact pour une injection (s) ultérieure (s) sans recours à une nouvelle perforation.

4.3 Traitement de la fondation des rives du barrage

4.3.1 Traitement de la 1ère phase en rive gauche

Au début, il a été procédé à la définition de zones à traiter par injection selon un ordre de priorité, notamment en rive gauche, où deux plots d'essais ont été définis, juste après la mise au point des coulis.

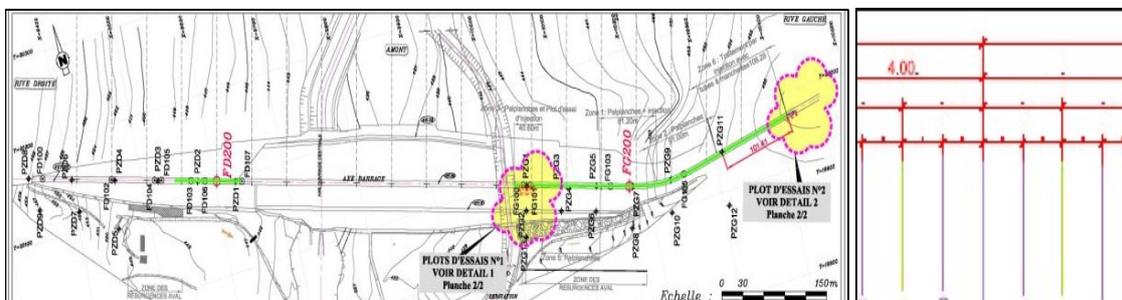


Figure 7. Illustration de la définition des plots d'essais

La perforation des forages a été faite en destructif moyennant un outil de type "trilame". L'arrêt de la perforation se fait après pénétration dans le substratum dur (terrain résistant à

l'outil de perforation et passage au carottage ou à la couronne pleine). L'équipement de forages se fait en tubes à manchettes de 50mm de diamètre puis remplissage de l'espace annulaire par du coulis de gaine à base de bentonite.

Malgré le comportement rhéologique de la fondation qualifiée de sol induré (dolérite latérisée à l'état du sol argilo-silteux), la méthode d'injection GIN (Grout Intensity Number) a été appliquée afin de maîtriser le rayon d'action du coulis lors du processus d'injection et éviter son "gaspillage" plus loin du forage, notamment lors des claquages. Pour cela, la méthode GIN choisie pour le démarrage avait pour produit $PV = 1000 \text{ bar.l/m}$ et $V_{\text{max}} = 300 \text{ l/m}$ et les paliers des pressions d'injections testées lors d'injection du plot d'essai sont donnés par le tableau ci-dessous :

Profondeur (en m)	0-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-20	20-25	25-45m
Pression max (en bars)	0	4	6	8	10	12	15	20 bars

Figure 8 : Illustration de l'évolution de la pression d'injection avec la profondeur

Les formules des coulis choisies au démarrage sont données dans le tableau ci-dessous :

Formules des Coulis utilisés	E/C	B/C (en %)	A/C (en %)
Coulis d'injection	0.75	0.70	0.5-0.9
Coulis de gaine	3	10	0.5

(Avec C : Ciment / B : Bentonite/ A : Adjuvant)

Les données d'injection du plot d'essai n°2, traité jusqu'au stade des tertiaires (maille de 2m) ont été synthétisées et leur dépouillement est donné comme suit :

Malgré l'application des pressions relativement élevées, mentionnées ci-avant, la consommation moyenne du coulis est restée relativement modérée (33Kg/ml). En plus, le dépouillement des fiches d'enregistrement a permis de déceler un nombre très réduit des claquages avec maintien de pression constante (5 tranches sur 149 dont 3 à GIN et 2 à V_{max})

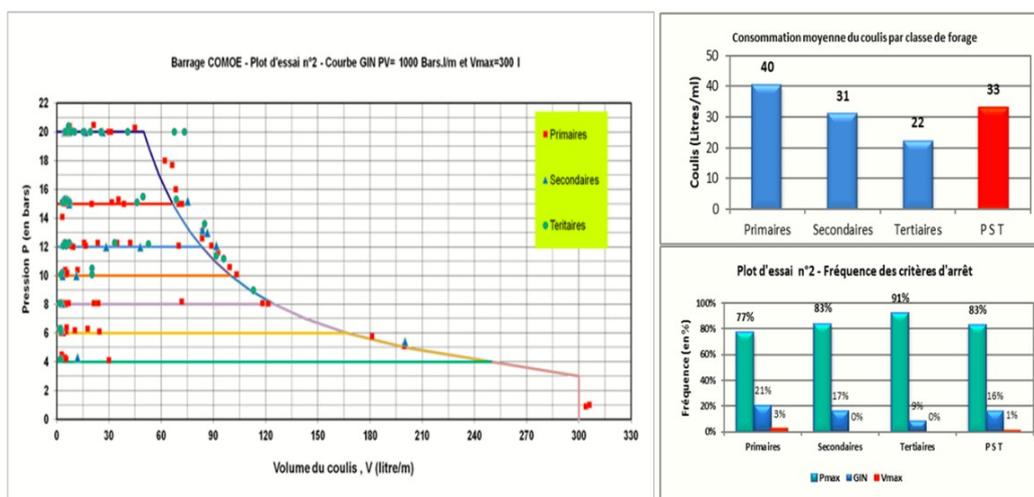


Figure 9. La courbe GIN et histogramme des consommations moyennes et des fréquences des critères d'injection

En plus, dès le démarrage des plots, il a été constaté que le volume théorique du remplissage de l'espace annulaire des forages par le coulis de gaine qui avoisine les 300 litres/forage a été largement dépassé de 2.5 à plus de 4 fois. Ce qui est considéré comme une injection gravitaire préalable aux injections par tubes à manchettes et qui montre un serrage progressif aussi entre les différents stades de remplissage des forages comme illustré par le graphique suivant qui donne les consommations moyennes en litres de coulis de gaine par type de forage :

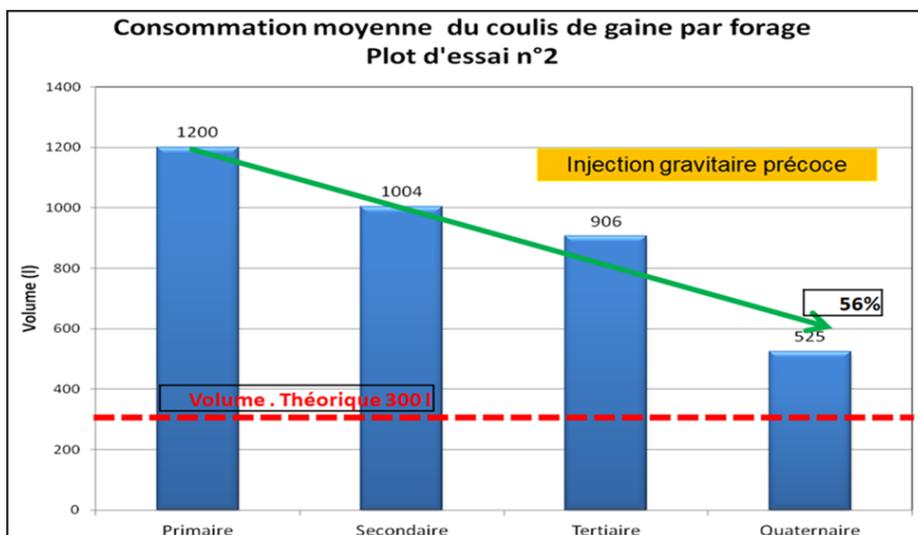


Figure 10. Plot d'essai n°2 – consommation du coulis de gaine par type de forage

Les modalités d'injection testées en plots d'essai ont été appliquées pour le traitement de la rive gauche découpée en six zones (1, 2, 3, 5, 6 et 7) jusqu'au PST. L'analyse globale des résultats des consommations moyennes par classes de forages a reflété une augmentation progressive de la consommation moyenne en passant des primaires aux tertiaires au lieu de serrage habituel. Ce dépassement a été chiffré à 42% de plus, au stade des tertiaires, ce qui a été considéré comme un pseudo-traitement "économique" mais nécessitant un complément.

4.3.2 Traitement en rive droite avec adaptation de modalités

Le traitement effectué en rive gauche à aspect généralement 'mou' a imposé l'utilisation lors de l'injection en TAM de critères d'arrêt GIN à $PV = 1000 \text{ bars} \times l/ml$ avec un volume V_{max} limité à 300l/ml, afin de minimiser le gaspillage du coulis et sa migration loin de l'axe du barrage.

Au démarrage des travaux d'injection en rive droite, une revue en hausse des critères d'injection (V_{max} et GIN) tout en gardant les mêmes paliers de pression testés. Les critères revus sont comme suit :

- ⇒ Le volume V_{max} a passé de 300 litres/ml à 1000 litres/ml.
- ⇒ La valeur GIN a passé de 1000 bars*litre/ml à 3000 bars*litres/ml.

Le but de ces changements est d'éviter la réalisation des quaternaires ou la réinjection éventuelle en cas du constat des consommations élevées sous des pressions modérées. Ainsi, ces changements ont été testés et les travaux d'injection ont été poursuivis avec ces nouveaux critères, tout en veillant sur le suivi des fuites résiduelles et le niveau de la piézométrie.

Il convient de noter que le traitement de la rive droite a été découpé en 3 zones distinctes désignées 8, 4 et 9 :

4.3.3 Rive gauche -Réinjection par TAM

Après “consolidation et étanchement ” du terrain avec le premier traitement effectué, et suite aux constats des consommations élevées sous des pressions modérées, notamment dans les zones 3 et 5, en plus de la persistance des fuites résiduelles, non négligeables et une piézométrie relativement importante, notamment en partie basse de la rive gauche, il a été décidé de réinjecter la fondation de cette rive gauche en ciblant les tranches arrêtés auparavant à GIN, mais avec application des critères d’injection utilisés pour le traitement de la rive droite qui sont :

- ⇒ Un volume Vmax de 1000 litres/ml.
- ⇒ Une valeur GIN de 3000 bars*litres/ml.

En appliquant ces critères d’injection tout en conservant les mêmes paliers de pression pour une rive qualifiée de “fondation molle”, il a fallu analyser les premiers résultats de la réinjection, de point de vue claquage. Ainsi, les graphiques d’enregistrements des paramètres d’injection ont été analysés afin de déterminer la fréquence des claquages survenus ce qui a permis de :

- ⇒ Conclure que les claquages survenus sont peu fréquents et ne traduisent pas de consommations excessives ;
- ⇒ Recommander de poursuivre la réinjection par les critères d’injection Vmax de 1000 l/ml et PV de 3000 bars x l/ml car le terrain a été relativement amélioré par les injections en TAM effectué.

Il convient de rappeler que l’injection initiale en rive gauche a concerné 8386 dont 4086 tranches ont été arrêtés à GIN, soit 49%. A l’achèvement des travaux de la réinjection, les tranches traitées sont en nombre de 3274 tranches, soit 80% des tranches arrêtées auparavant à GIN (tous les forages confondus).

Pour mieux apprécier les résultats, une analyse comparative a été effectuée entre l’injection initiale et la réinjection, objet des graphiques suivants :

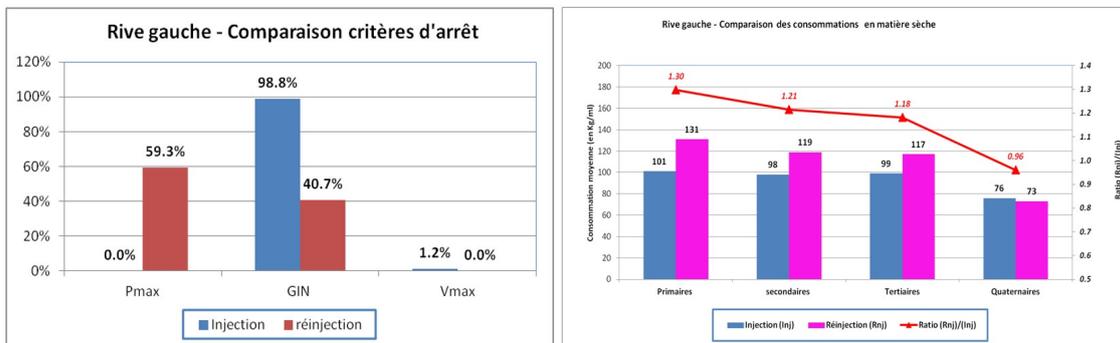


Figure 11. Rive gauche - Comparaison des critères d’arrêt d’injection et des consommations et ratios

Ce graphique montre que la réinjection de 59% des tranches injectées auparavant à GIN et à Vmax a atteint Pmax malgré l’augmentation de la valeur GIN à 3000 bars.l/ml. Ce dernier a impacté légèrement les consommations moyennes en hausse sous les mêmes paliers de pression (ratios de 1.3 à 1.18 pour les PST) à l’exception des forages quaternaires d’encadrement des fortes consommations tertiaires qui ont connu une légère baisse (0.96) malgré les critères d’arrêts relativement élevés, ce qui témoigne de l’efficacité du traitement par l’encadrement aux Quaternaires.

4.4 Synthèse des résultats des injections en TAM des deux rives

Les résultats obtenus sont synthétisés comme suit :

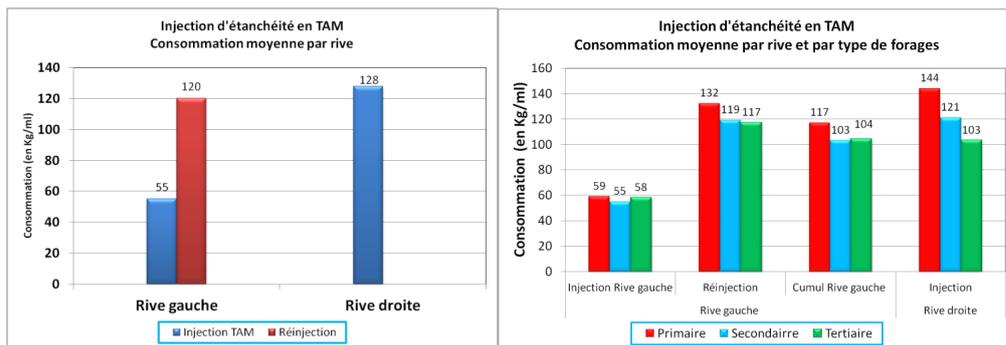


Figure 12. Fondation entière - synthèse des injections par rive

On retient que :

- ⇒ La consommation moyenne a doublé en rive gauche entre la phase injection (55 Kg/ml) et la phase réinjection (120 Kg/ml) suite à la revue en hausse des critères d'injection pour être quasi-équivalente à celle enregistrée en rive droite (128 Kg/ml);
- ⇒ L'absence de serrage durant le traitement de la première phase en rive gauche témoigne de la circulation du coulis dans le sens amont-aval, mais l'application de la méthode GIN avec un PV modéré (1000 Bars.L/ml) a maintenu la circulation du coulis lors de l'injection des tertiaires à une moyenne équivalente à celle des primaires 58 à 59 Kg/ml) ;
- ⇒ La réinjection en rive gauche a permis alors de constater un serrage progressif entre les différentes phases PST, suite à l'amélioration des caractéristiques de la fondation par l'effet de l'injection optimisée de la première phase ;
- ⇒ Le serrage était plus net en rive droite, ce qui traduit une fondation moins tendre qu'en rive gauche.

Afin de mieux visualiser la concentration des consommations enregistrées, un traitement en imagerie représentative des différents champs de consommations de coulis des deux rives traitées a été élaboré en combinant les consommations du coulis de gaine et du coulis sous pression, puis projetés sur le modèle géologique avec investigations comme suit :

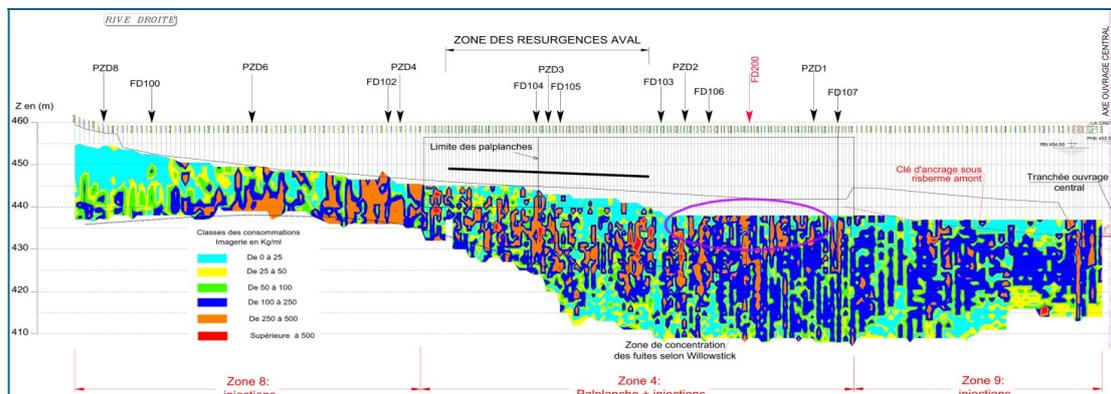


Figure 13. Rive droite – injection par TAM (PV=3000 bars.l/ml)

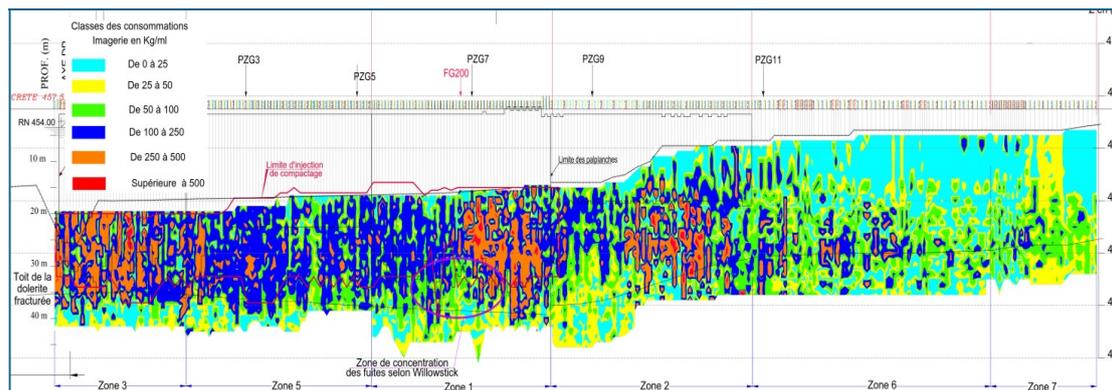


Figure 14. Rive gauche – Cumul traitement par TAM

Le grand nombre de forages d'injection réalisés (>28km, espacement de 2 et 2.8m) a été considéré comme une investigation directe systématique de la fondation, permettant de localiser très précisément les zones de faiblesse (colorées en rouge sur la figure 8). Elles sont en concordance avec l'anomalie de cheminement détectée et en continuité avec les zones de résurgence en aval, des deux côtés.

5 APPORT DES INJECTIONS EN TAM PAR LA METHODE GIN A UNE FONDATION EN SOL LATÉRIQUE

Les principales conclusions tirées de la combinaison du traitement par TAM sous GIN sont les suivantes :

- Bien que la fondation du barrage Comoé ne corresponde pas à un milieu rocheux fissuré, la méthode GIN, même considérée comme inadaptée à ce type de sol, s'est avérée adaptée à l'injection d'argile silteuse latéritique tout en réduisant le gaspillage du coulis loin du plan du traitement (axe du barrage) et maîtriser l'hydro-fracturation.
- En ce qui concerne la très faible occurrence d'hydro-fracturation dans le premier traitement de la rive gauche, le nombre GIN a été augmenté lors de l'injection en TAM en rive droite à 300 MPa.l/m et V_{max} à 1000 l/m. Ces paramètres se sont avérés bien adaptés à cette fondation et un retraitement local de la rive gauche en utilisant ces paramètres a ensuite été effectué.
- Aucune résurgence significative de coulis n'a été observée y compris dans le chenal de dérivation, à l'exception d'une seule résurgence qui a eu lieu en crête où le coulis a remonté le long d'une palplanche.
- La matière sèche globale (ciment et bentonite) consommée par le terrain de la fondation des rives sous la digue du barrage a atteint 1 540 tonnes environ. Cette matière a trouvé sans doute des interstices ou des défauts pour s'installer en améliorant les caractéristiques de la fondation des deux rives.
- L'absorption de 1540 tonnes de matière sèche par la superficie verticale traitée de 23300m² et correspondant à au moins un compartiment du terrain 11660m³ (considération d'une circulation dans le sens amont-aval d'au moins 0.5m) a abouti à une consommation surfacique de 66 Kg/m², soit une consommation spécifique de 132Kg/m³ du terrain, ce qui est équivalent à une amélioration en densification minimale de l'ordre de 8% puisque la densité sèche de "l'arène" (horizon silto-argileux) n'est excédée pas 1.6t/m³.
- Cette densification a contribué sans doute à la réduction significative des fuites à l'aval du barrage.

Liste des références

- [Réf.1] : H. Cambefort- Débit et pression d'injection avec le tube à Manchette - Sols et Fondations 214 - n°500 -Janvier 1992 ;
- [Réf.2] : Lombardi, G. et Deere, D. (1993). "Grouting Design and Using the GIN Principle". Water Power & Dam Construction, numéro de juin 1993, pp. 15-22.

SOUMISSION A APPEL A COMMUNICATION
-COLLOQUE NATIONAL SUR LA GEOTECHNIQUE-

Nom et prénom 1^{er} auteur : SADIQI Nazha
Société : Direction des Aménagements Hydrauliques –Ministère de l'Equipement et de l'Eau
Tel/GSM : 06 66 01 50 28
Email : sadiqi@water.gov.ma

THEME GENERAL : « INSTABILITÉ DES SOLS : Maitrise des ouvrages liés aux instabilités »

SOUS THÈMES

3- Instabilité des talus

4- Fondations des barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers

RETOUR D'EXPERIENCE MAROCAINE DANS LES MATERIAUX POUR DIGUE DE BARRAGES A MASQUE AMONT EN BETON

MOROCCAN EXPERIENCE IN MATERIALS FOR CONCRETE FACE EMBANKMENT DAM

Nazha SADIQI¹, Mohammed DKHISSI¹, Abdelhak SABIHI², Hicham NASSER²,

¹ *Direction des Aménagements Hydrauliques, Rabat, Maroc*

² *Laboratoire Public d'Essais et Etudes, Casablanca, Maroc*

RESUME : Le Maroc dispose d'un patrimoine important de grands barrages à masque amont en béton dont huit sont en cours d'exécution. Le barrage à masque amont est une variante des barrages souples dont la stabilité est assurée par des remblais constituant le corps de l'ouvrage et l'étanchéité est garantie par un masque amont souvent en dalle de béton. Le masque s'appuie sur un matériau d'assise désigné couramment la zone 2B et qui assure également la transition entre la dalle et le remblai de la digue. Le présent article est une évaluation de l'expérience marocaine en termes de conception, pratiques de mise en place et contrôle des matériaux qui doivent présenter des caractéristiques géotechniques spécifiques. La caractérisation de ces matériaux est évaluée par la présentation et l'interprétation de résultats d'essais granulométriques, de plasticité, sensibilité à l'eau, cohésion, déformabilité, perméabilité et densité...

Mots clés : barrages à masque amont, cohésion, perméabilité, matériau d'assise sous le masque amont, essai château de sable.

ABSTRACT: Morocco has a significant number of large concrete-face embankment dams, with eight currently under construction. The concrete-face dam is a variant of embankment dams, where stability is ensured by embankments constituting the body of the structure, and watertight barrier is guaranteed by a concrete face often made of concrete slabs. This slab poured on underlying support zones commonly referred to as zone 2B, which serves as the transition between the slab and the embankment of the dam. This article presents an evaluation of the Moroccan experience in terms of design, construction practices, and quality control, which must exhibit specific geotechnical characteristics. The characterization of these materials is assessed through the presentation and interpretation of results from tests including grain size analysis, plasticity, water sensitivity, cohesion, deformability, permeability, and density.

Key words : concrete face dams, cohesion, permeability, underlying support material, sand castle test.

Thèmes : Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol

Étude de l'aléa retrait gonflement et les mouvements de versant dans le contexte urbain : le cas de Taounate ville, Maroc

SAHRANE Reda¹, EI KHARIM Younes¹, AHNICH Mohammed², OBDA Oussama¹, BOUNAB Ali¹ et OBDA Ilias

¹Geology Department, Faculty of Sciences, Abdelmalk Essaadi University, 93000, Tetouan, Morocco

²GEOTECHMED Sarl, Lotissement Prévention N°256, 7426, Tetouan, Morocco

RÉSUMÉ – Dans la ville de Taounate, la croissance urbaine s'est accélérée en raison de l'augmentation de la population et de l'exode rural, menant à un développement rapide de quartiers périurbains dans des zones potentiellement instables. Pour étudier cette problématique, une approche multidisciplinaire a été adoptée, combinant la géotechnique (avec 80 échantillons), la géophysique (tomographie électrique), la classification de la pathologie (dégâts), l'inventaire des glissements de terrain (LIM) et des analyses statistiques. Les résultats montrent que la ville de Taounate est soumise à un double risque naturel : le retrait-gonflement des sols marneux et les mouvements de terrain. Les analyses géotechniques ont révélé que les formations marneuses de la région sont très sensibles à l'eau, avec une faible cohésion et un potentiel de gonflement d'argile très élevé. Ces caractéristiques rendent les sols argileux extrêmement vulnérables, causant des dommages aux bâtiments, ce qui est confirmé par l'évaluation des pathologies des constructions. De plus, LIM a montré une densité moyenne d'environ 18,28 mouvements/km² dans le territoire urbain de Taounate

Mots-clés : Retrait-gonflement, glissements de terrain, géotechnique, géophysique et pathologie

Study of Shrink-Swell Hazard and Slope Movements in an Urban Context: The Case of Taounate City, Morocco

ABSTRACT – In the city of Taounate, urban growth has accelerated due to population increase and rural exodus, leading to rapid development of peri-urban neighborhoods in potentially unstable areas. To study this issue, a multidisciplinary approach was adopted, combining geotechnics (with 80 samples), geophysics (electrical tomography), pathology classification (damage), landslide inventory, and statistical analyses. The results show that the city of Taounate is subject to a double natural risk: shrink-swell of marl soils and landslides. Geotechnical analyses revealed that the marl formations in the region are highly water-sensitive, with low cohesion and a very high clay swelling potential. These characteristics make the clay soils extremely vulnerable, causing damage to buildings, which is confirmed by the evaluation of construction pathologies. Furthermore, the landslide inventory showed an average density of about 18.28 movements per km² in the urban area of Taounate.

Keywords : Shrink-Swell, Landslides, Geotechnics, Geophysics, and Pathology

SOUSSION A APPEL A COMMUNICATION

Date limite de soumission des résumés : **avant le 15/06/2024**

Contact : Secrétariat CMMSG

Tel : 05 22 30 27 91 - Fax : 0522 30 15 50 - Email : cmmsg@lpee.ma

Nom et Prénom (Auteur) : Younes Salami
Société : École Nationale d'Architecture de Fès (ENA)
Tel/Gsm : 0679554584
Email : younes.salami@enafes.ma

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes (à cocher) :

- 1-Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2-Fondations Superficielles et Profondes
- 3-Instabilité de talus
- 4-Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages Particuliers
- 5-Excavation en site urbain
- 6-Liquéfaction des sols
- 7-Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8-Galeries et Tunnels
- 9-Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

Organisateurs

Partenaire officiel

Contact Secrétariat CMMSG :

METHODE UNIFIEE POUR MESURER LA RUPTURE DES PARTICULES A PARTIR DE LA COURBE GRANULOMETRIQUE

UNIFIED METHOD FOR MEASURING PARTICLE BREAKAGE FROM THE PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

Younes Salami 1,3, Jean-Marie Konrad 2, Reda Jaafri 3

1 Ecole Nationale d'Architecture de Fès, Parc Fès-Shore, route de Sidi Hrazem, Fès, Maroc

2 Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval, Québec, Canada

3 Laboratoire LaGCHEC, Ecole Hassania des Travaux Publics, BP 8108, Oasis, Casablanca, Maroc

RÉSUMÉ – Cette étude récemment publiée (Salami et al., 2024) propose un nouveau paramètre de rupture basé sur la forme de la courbe granulométrique des sols granulaires. En utilisant la pente de la droite de tendance de la courbe granulométrique en échelle logarithmique, ce paramètre se montre représentatif pour les matériaux granulaires bien et uniformément gradués. Il permet de relier les résultats expérimentaux aux paramètres de rupture existants (Hardin, Marsal et Einav) et facilite l'exploitation des données expérimentales. Bien que ce paramètre ne soit pas adapté aux sols à gradation discontinue, il apporte une nouvelle perspective dans la quantification de la rupture des particules, essentielle pour l'ingénierie des matériaux granulaires. L'objectif principal est de permettre l'utilisation des résultats expérimentaux rapportés dans la littérature à travers les différents paramètres de rupture disponibles ou les courbes granulométriques.

Mots-clés : Sol granulaire ; courbe granulométrique ; fragmentation des particules ; rupture des grains.

ABSTRACT – This recently published study (Salami et al., 2024) proposes a new breakage parameter based on the shape of the particle size distribution (PSD) curve of granular soils. By using the slope of the trend line of the PSD curve on a logarithmic scale, this parameter proves representative for well-graded and uniformly graded granular materials. It links experimental results to existing breakage parameters (Hardin, Marsal, and Einav) and facilitates the use of experimental data. Although this parameter is not suitable for gap-graded soils, it provides a new perspective on quantifying particle breakage, essential for granular material engineering. The main goal is to enable the use of experimental results reported in the literature through various available breakage parameters or PSD curves.

Keywords : Granular soil; particle size distribution; particle breakage; grain crushing.

EXPERTISES, CONTRÔLE ET SUIVI D'INFRASTRUCTURES EN SOLS DIFFICILES ET INSTABLES

EXPERTISE, CONTROL, AND MONITORING OF INFRASTRUCTURES IN CHALLENGING AND UNSTABLE SOILS

Zaki SEKKAT

RÉSUMÉ

Cette communication passe en revue les travaux réalisés dans des sols difficiles, souvent organiques et dépourvus de portance significative (vases, tourbes, cendres volcaniques, silts vasards, tufs, failles et cavités souterraines, etc.). Reconnaître ce danger est une première étape, le quantifier en est une deuxième, et enfin lui apporter le traitement adéquat est souvent une œuvre difficile, souvent coûteuse. Nous discuterons des cas tels que le basculement du port de Malabo en Guinée équatoriale, les phénomènes de volcans de vases, de ruptures et de fluage continu du sol à Cocody, etc. Le but final est d'en tirer les leçons nécessaires, en particulier pour les jeunes ingénieurs géotechniciens.

ABSTRACT

This presentation reviews works carried out in difficult soils, often organic and lacking significant bearing capacity (such as silts, peat, volcanic ashes, silty sands, tuff, faults, and underground cavities, etc.). Recognizing this lurking danger is the first step; quantifying it is the second, and finally providing the appropriate treatment is often a challenging task, frequently costly. We will discuss cases such as the shifting of the port of Malabo in Equatorial Guinea, the phenomena of mud volcanoes, continuous ruptures, and creeping of the ground in Cocody, etc. The ultimate goal is to draw necessary lessons, particularly for young geotechnical engineers.

MOTS-CLÉS

Instabilités des sols, colonnes ballastées souples et rigides, drainage vertical par géo-synthétiques, fluages, chemins pathologiques des contraintes concentrées, apport des calculs et des logiciels à éléments finis.

KEYWORDS

Soil instabilities, flexible and rigid piled rafts, vertical drainage using geosynthetics, creep, paths of concentrated stresses, contribution of finite element calculations and software.

Enjeux géotechniques et stratégie de conception des fondations profondes de la tour Mohamed VI - Vallée compressible du Bouregreg à Rabat

S. Burlon

Terrasol, Setec, France

A. Skali-Senhaji

Setec Maroc, Maroc

Résumé : Cet article présente différents aspects de la conception du système de fondations de la Tour Mohammed VI construite dans la vallée du Bouregreg à Rabat. Les connaissances géotechniques ainsi que les approches de calcul mises en œuvre permettent de tirer différents enseignements quant à la conception de systèmes de fondations profondes dans cette vallée. Ce retour d'expérience permet de capitaliser les connaissances en vue de la réalisation de prochains ouvrages.

1 INTRODUCTION

La Tour Mohammed VI (Figure 1) est un ouvrage majeur au Maroc et en Afrique puisqu'il s'agit de la plus haute tour jamais construite. Cette réalisation a été rendue possible par un groupement d'entreprises constitué de Besix (entreprise belge basée à Bruxelles) et de TGCC pour la superstructure et de Solsif pour les fondations profondes. Les investigations géotechniques ainsi que les approches de calcul mises en œuvre ont permis de tirer différents enseignements quant à la conception de systèmes de fondations profondes dans la vallée du Bouregreg. Cet article illustre ces différents enseignements en soulignant particulièrement certains aspects : la géologie et les propriétés mécaniques des terrains jusqu'à près de 100 m de profondeur, les charges apportées par la tour et le système de fondations qui en découle, les essais de chargement réalisés, les calculs menés pour estimer les charges reprises par les fondations ainsi que les tassements associés.

2 GEOLOGIE ET PROPRIETES DES TERRAINS

La géologie et les propriétés des terrains sont illustrées sur la Figure 2. Les terrains sont constitués par une alternance de vases et de sables jusqu'à une profondeur de 50 m. Au-delà apparaissent des sables et des graves jusqu'à 90 m de profondeur puis le substratum marneux. Il est important de souligner le fait que les alternances de sables et de vases sont erratiques tant en épaisseur qu'en surface. Pour des ouvrages de grandes

étendues, il est important d'une part de contrôler lors de l'exécution que les systèmes de fondations sont bien ancrés dans une couche de résistance suffisante et d'autre part de s'assurer que la présence de sols déformables en profondeur ne va pas induire de tassements inacceptables pour les structures portées. Les constructions existantes doivent aussi être considérées dans l'analyse : pour la Tour Mohammed VI, il s'agit principalement de la voie ferroviaire de l'ONCF et des voies routières en remblai menant au point Moulay Youssef visibles de part et d'autre de la Tour Mohammed VI en construction sur la Figure 1.



Figure 1. Vue générale et emplacement de la Tour Mohammed VI

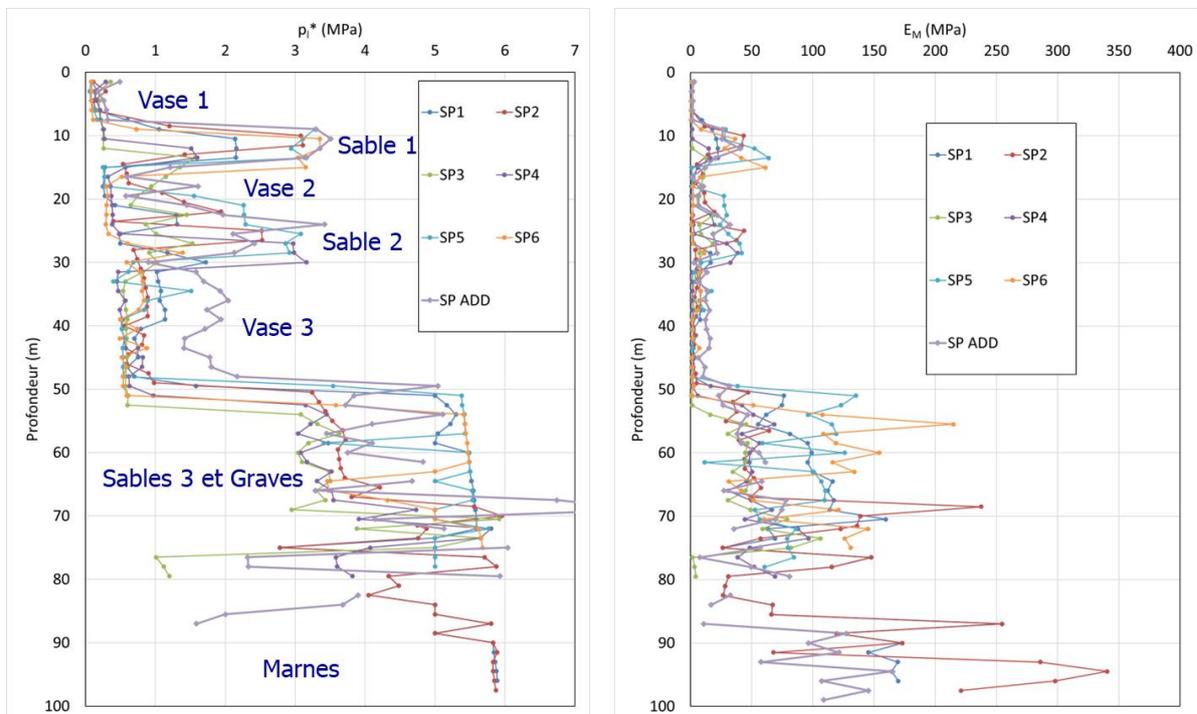


Figure 2. Stratigraphie et propriétés mécaniques des terrains

3 GEOMETRIE ET CHARGE APORTEES PAR LA TOUR

La géométrie de la Tour Mohammed VI et de son podium périphérique est détaillée sur la Figure 3. Les charges apportées par ces deux éléments connectés mécaniquement sont les suivantes :

- Tour : 1100 MN sur environ 40 x 50 m, soit 550 kPa et presque 1 MPa au droit du noyau de la tour. Les fondations (Figure 4) sont les suivantes : 102 barrettes 1.2 x 2.7 m de -3 m NGM à -58 m NGM ou -63.5 m NGM (Sables 3) ;
- Socle : 800 MN réparti sur 110 x 180 m, soit 40 kPa (soit le poids des terrains terrassés). Les fondations (Figure 4) sont les suivantes : pieux CFA de 0.6 de diamètre entre -0.7 m et -10 m NGM (Sables 1)

La réalisation des différentes fondations a nécessité des excavations tenant compte de la présence de nappes en charges à différentes profondeurs (Figure 5). La présence sur une partie du site de colonnes ballastées comme traitement anti-liquéfaction a rendu plus incertain les débits à pomper du fait que celles-ci interagissent directement avec la couche de Sable 1 potentiellement en charge. Le dimensionnement de l'excavation pour la réalisation du noyau de la Tour Mohammed VI a pris en compte des gradients ascendants significatifs. La réalisation des barrettes à la cote -3.5 NGM au préalable a permis de relier le soutènement en palplanches périphériques à ces dernières par des tirants. Cette disposition constructive a permis d'augmenter notablement la robustesse du soutènement malgré les incertitudes inhérentes à la présence de gradients hydrauliques ascendants.

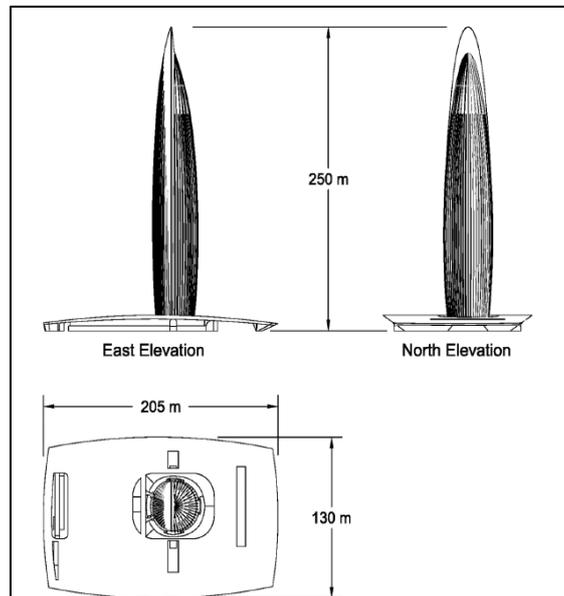


Figure 3. Géométrie de la Tour Mohammed VI

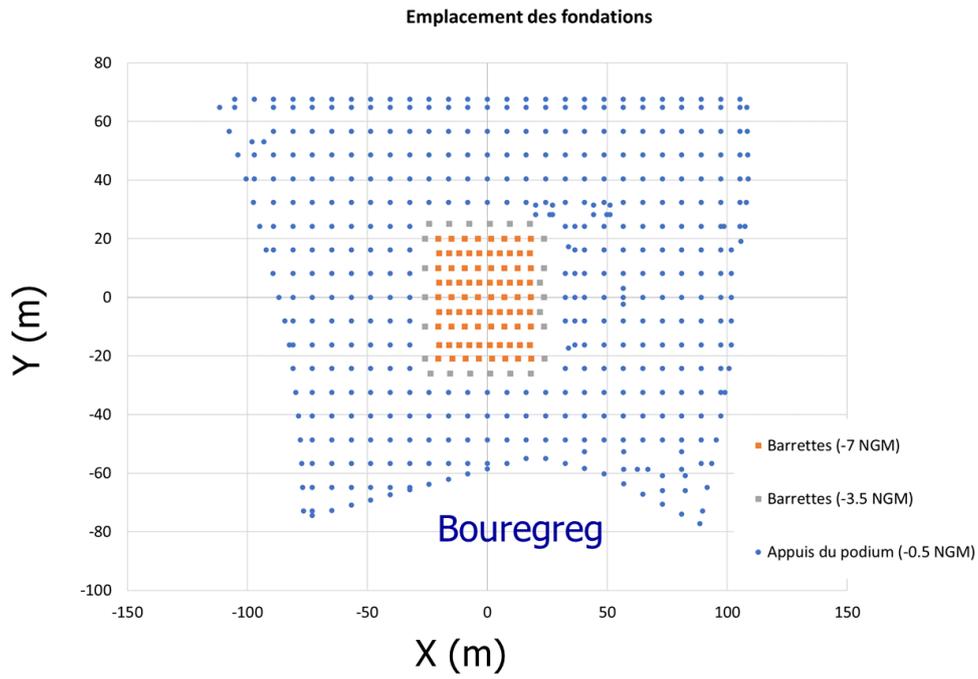


Figure 4. Plan des fondations

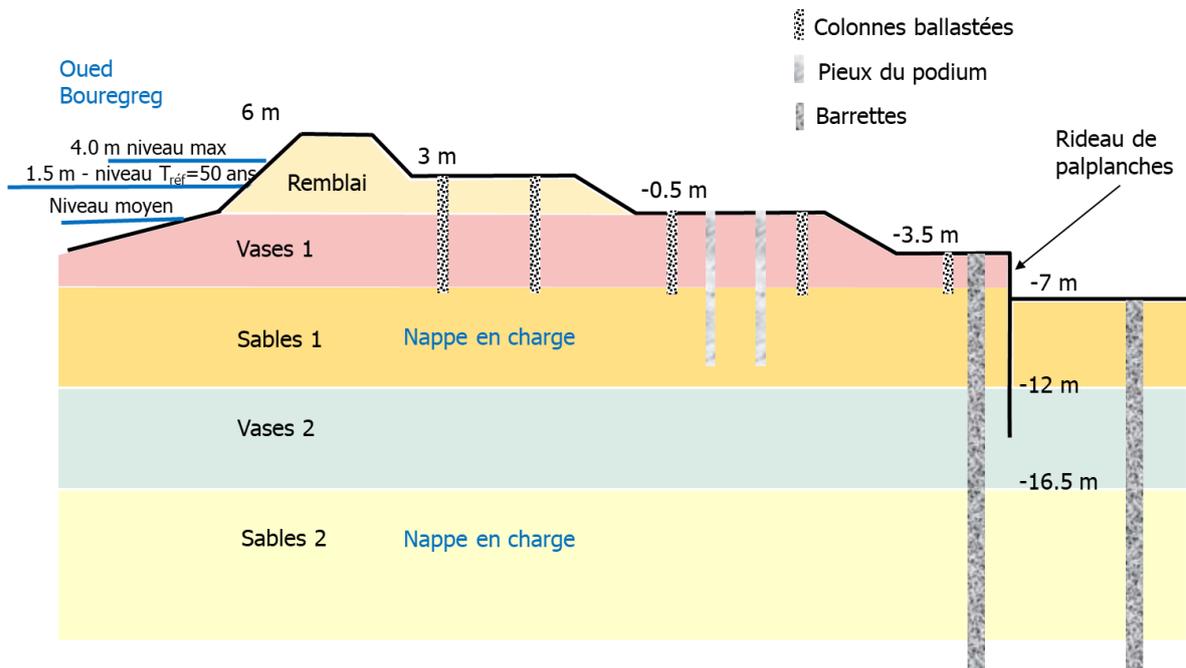


Figure 5. Vue en coupe des fondations et de la stratigraphie du site

4 ESSAIS DE CHARGEMENT

4.1 *Sur les barrettes*

Deux essais préalables de chargement au moyen d'une cellule d'Osterberg ont été réalisés sur deux barrettes. La cellule d'Osterberg a été positionnée lors du premier essai relativement proche de la pointe de la barrette pour bien caractériser le comportement de celle-ci. Elle a ensuite été positionnée à une cote un peu plus élevée pour bien caractériser les frottements axiaux. Les principaux résultats sont les suivants :

Essai #1 :

- Capacité portante : 35 MN – 40 MN ;
- Partie basse (6.56 m) : 7.2 MN (R_s) + 9.8 MN (R_b) ;
- Partie haute (45.14 m) : 22 MN.

Essai #2 :

- Courbe Charge enfoncement : 48 MN ;
- Partie basse (8 m) : 8 MN (R_s) + 14 MN (R_b) ;
- Partie haute (45 m) : 28 MN

Ces essais ont permis à la fois d'optimiser et de fiabiliser les paramètres de dimensionnement pour l'estimation de la capacité portante des barrettes. Les résultats obtenus ont confirmé le dimensionnement initialement réalisé au moyen de la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) et notamment du modèle pressiométrique (Baguelin et al., 2012, Burlon et al., 2014).

4.2 *Sur les barrettes*

Les pieux supportant le podium ont aussi été testés au moyen d'un vérin et d'une poutre de chargement de manière à contrôler les performances de procédés à la tarière creuse. Pour un diamètre de 600 mm et une longueur de l'ordre de 12 m permettant d'atteindre la première couche de sables, la capacité portante est de 2000 kN et la résistance de fluage est de l'ordre de 1250 kN.



Figure 6. Vue d'une cellule d'Osterberg

5 DIMENSIONNEMENT DU SYSTEME DE FONDATIONS

Le dimensionnement du système de fondations de la Tour Mohammed VI et du podium a été conduit selon les recommandations de la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012, Frank et al., 2019) et a nécessité une modélisation numérique complète en trois dimensions par la méthode des éléments finis pour rendre compte des interactions réciproques entre les barrettes et les pieux supportant pour les premières la Tour Mohammed VI et pour les seconds le podium. La prise en compte de cette interaction mutuelle est fondamentale pour bien apprécier la raideur des barrettes situées à la périphérie du noyau supportant la Tour Mohammed VI qui subissent les tassements induits par le podium périphérique. L'interaction de la Tour Mohammed vers le podium semble moins sensible pour le dimensionnement même si elle a aussi été prise en compte.

C'est le logiciel Plaxis 3D qui a été utilisé pour la modélisation numérique en trois dimensions du système de fondations. Les pieux supportant le podium n'ont pas tous été individuellement modélisés afin ne pas alourdir inutilement le modèle. Seuls les groupes de pieux sous chaque appui du podium ont été modélisés : des cellules de terrain dotées d'un comportement anisotrope ont été mise en œuvre afin de rendre du comportement axial et transversal de chaque groupe.

Les interactions entre les modèles structuraux et géotechniques ont ensuite été classiquement menées en définissant la coupure entre les deux modèles au niveau de la cote supérieure du radier (Figure 7). C'est le logiciel SCIA qui a été choisi pour conduire les calculs structuraux. Il est important de signaler que les calculs structuraux ont été réalisés par deux bureaux d'études indépendants de manière à fiabiliser le dimensionnement de la Tour Mohammed VI.

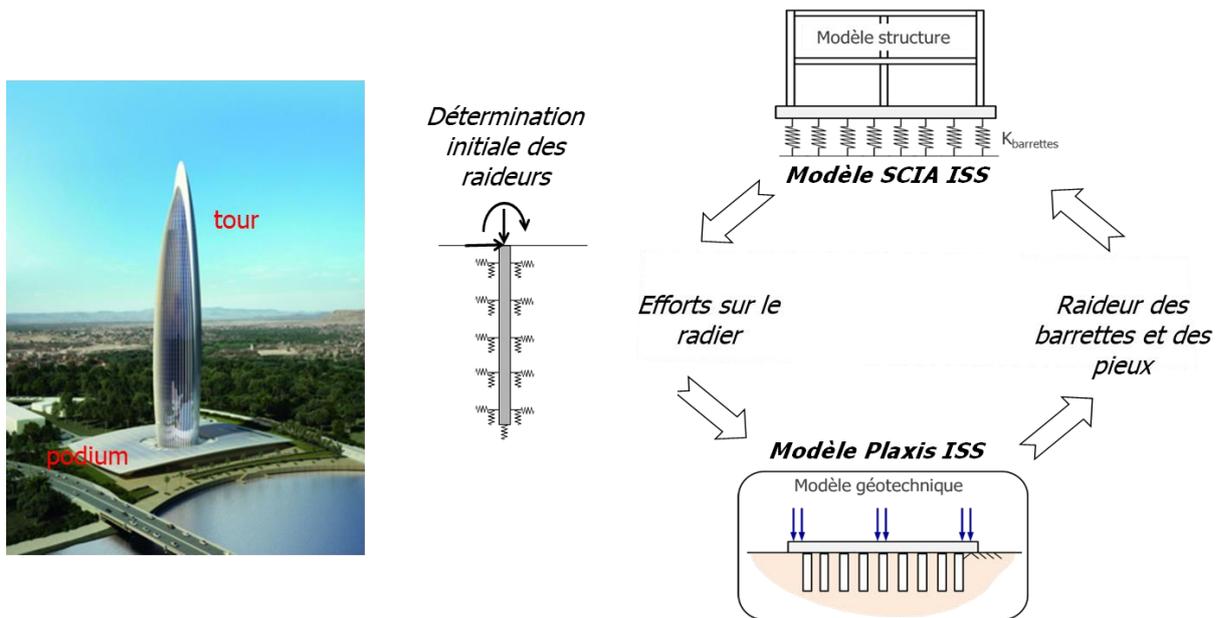


Figure 7. Principes d'interactions entre les modèles structuraux et géotechniques

Les itérations entre les modèles structuraux et géotechniques ont été conduits de manière à assurer une convergence en termes de déformées générales (Figure 8). On note en particulier que les déplacements maximaux (en rouge) n'ont pas lieu sous le noyau de la Tour Mohammed VI mais au droit d'une zone du podium particulièrement chargée.

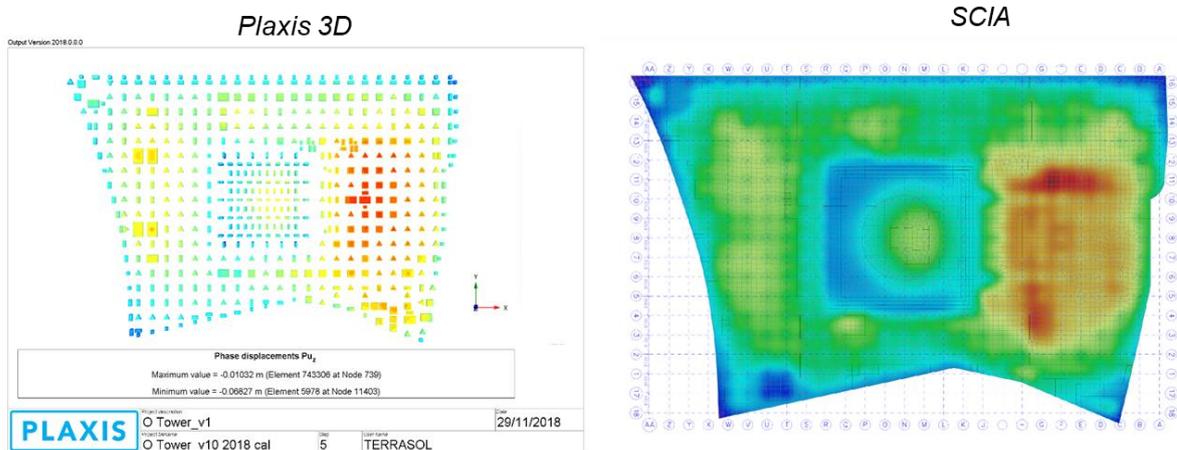


Figure 8. Illustration de la convergence des modèles structuraux et géotechniques

6 QUELQUES ASPECTS SISMIQUES

Le dimensionnement de la Tour Mohammed VI a fait l'objet de vérifications sismiques qui ne sont pas avérées dimensionnantes. En effet, des ouvrages d'une telle taille présente une période propre bien plus important que celle de la sollicitation sismique. Par conséquent, les effets inertiels induits par le séisme sont assez peu importants. En revanche, les barrettes ont été vérifiées vis-à-vis de l'interaction cinématique qui, elle,

s'est avérée être un peu plus dimensionnante compte tenu du fort différentiel de raideur entre les couches situées au-delà de 30 m de profondeur et celles situées en surface.

La liquéfaction a fait l'objet de différentes analyses conduisant préalablement aux études à la mise en œuvre de colonnes ballastées. La nécessité de ce traitement est surtout dû à l'importance de l'ouvrage. En effet, la magnitude relativement modérée des séismes à Rabat, de l'ordre de 5.5, ainsi que la nature des terrains conduisent en fait à montrer que le risque de liquéfaction est quasiment négligeable. Les tassements induits par le séisme doivent seulement être considérés dans le dimensionnement du système de fondation à la fois en termes de frottement négatifs et de déplacement transversal du terrain.

7 CONCLUSIONS

Les travaux de la Tour Mohammed VI ont permis d'apporter une multitude d'informations sur les sols présents dans la vallée du Bourergeg.

Les horizons de fondations possibles ont été identifiés. Les tassements des couches profondes dans le cas de fondations courtes sont à prendre en compte notamment pour celles situées dans le Sable 1.

Entre 10 et 30 m de profondeur, il est difficile de trouver des horizons de fondations appropriés aux projets courants. Pour les projets présentant les plus lourdes charges, seul l'horizon présent vers 60 m de profondeur est envisageable.

Le risque de liquéfaction est très faible. Un traitement anti-liquéfaction n'est pas requis formellement ; il suffit de prendre en compte ses effets sur les pieux ou les barrettes.

8 REFERENCES

AFNOR (2012). *Norme d'application française de l'Eurocode 7 – Fondations profondes*.

Baguelin, F. Burlon, S. Bustamante, M. Frank, Roger, Gianceselli, L. Habert, Julien et Legrand, S. (2012). Justification de la portance des pieux avec la norme Fondations profondes NF P 94-262 et le pressiomètre. JNGG, Bordeaux.

Burlon, S., Frank, R., Baguelin, F., Habert, J. and Legrand, S. (2014) Model factor for the bearing capacity of piles from pressuremeter test results A Eurocode 7 approach. *Géotechnique*, 64(7), 513-525.

Frank, R., Cuira, F. et Burlon S. (2019). *Calculs des fondations superficielles et profondes*, 224 pages, Presses des Ponts.

RETOUR D'EXPERIENCE SUR LE TRAITEMENT PAR DRAINS VERTICAUX SUR OUED CHBIKA

EXPERIENCE FEEDBACK ON TREATMENT USING VERTICAL DRAINS ON OUED CHBIKA

A. Skali Senhaji
Setec Maroc, Maroc

S. Burlon
Setec terrasol, France

RESUME: La voie express Tiznit-Dakhla traverse quelques zones compressibles notamment au droit de l'Oued Chbika qui nécessitent une vigilance particulière pour la construction des remblais d'accès aux culées de l'ouvrage d'art. Une partie de ces remblais d'accès a connu un effondrement partiel sur un linéaire de 100 m après avoir atteint une hauteur de 4 m de remblai de pré-chargement en présence des drains verticaux préfabriqués. Ce travail permet aux géotechniciens de tirer un retour d'expérience précieux de ce cas d'étude. Par exemple, la corrélation de Cassan pour estimer la cohésion non drainée des vases ne semble pas être adaptée. Des essais spécifiques ont été menés pour mesurer la cohésion non drainée in situ. Une reprise du traitement par drains verticaux et une montée phasée du remblai ont été recommandées. Le suivi d'instrumentation montre que les tassements obtenus restent inférieurs à ceux estimés dans la nouvelle configuration

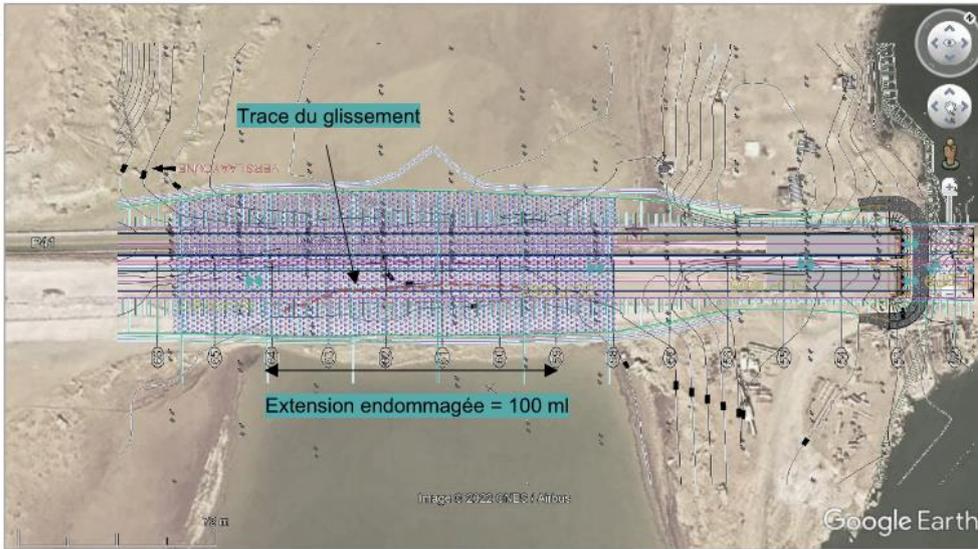
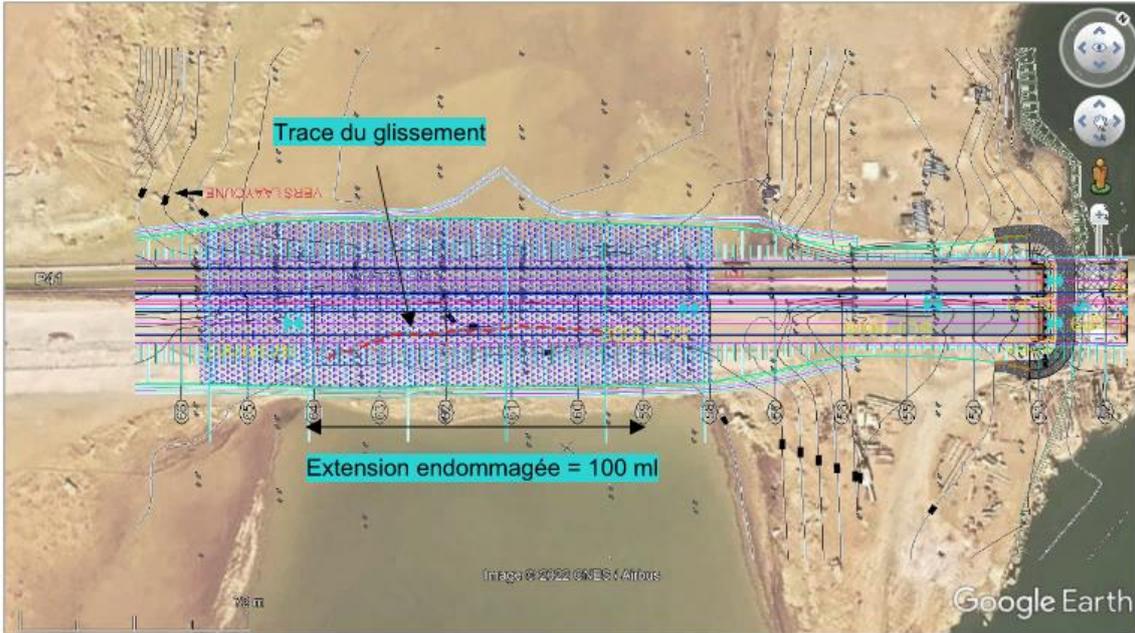
ABSTRACT: The Tiznit-Dakhla expressway crosses some compressible zones, particularly at the Oued Chbika, which require special attention for the construction of embankments leading to the abutments of the bridge. A section of these access embankments experienced a partial collapse over a 100-meter length after reaching a height of 4 meters with preloading embankment and the presence of prefabricated vertical drains. This study provides geotechnical engineers with valuable feedback from this case study. For instance, the Cassan correlation for estimating the undrained cohesion of silts does not seem to be suitable. Specific tests were conducted to measure in situ undrained cohesion. A revision of the treatment using vertical drains, and a staged embankment construction were recommended. Instrumentation monitoring shows that the settlements achieved remain below those estimated in the new configuration.

1 QUELQUES ÉLÉMENTS DE DIAGNOSTIC

1.1 *Historique et chronologie*

La route existante sur l'axe routier de la voie nouvelle express Tiznit-Dakhla est construite au droit de l'Oued Chbika au Nord de la ville de Laayoune sur un ancien ouvrage d'art avec un remblai d'accès de faible hauteur ne dépassant pas 2 m. L'ouvrage d'art projeté nécessite la construction des remblais d'accès de plus grande hauteur d'environ 8 m. Les travaux au niveau de la zone d'étude ont démarré en 2020.

En juillet 2021, des désordres se sont apparus pendant la construction du remblai d'accès à la culée Sud. Le remblai est construit en zone compressible préalablement traitée par drains verticaux préfabriqués. La zone sinistrée s'étale sur environ 100 m d'extension avec installation préalable des drains sur une maille de 1.2 m x 1.2 m. Elle présente des fissures au corps du remblai occasionnées par une rupture sur toute la hauteur du remblai avec un escarpement de 2 m de hauteur environ.



Oued Chbika

1.2 Aménagement des remblais routiers

La construction d'un remblai routier sur sol mou occasionne un tassement excessif, dû au phénomène de consolidation, qui continue à évoluer dans le temps selon une tendance croissante jusqu'à atteindre un tassement final après une durée qui peut s'étaler sur dix à vingt ans. Ces tassements différés, produits après mise en service de la route, ne sont pas acceptés par les aménageurs publics puisqu'ils réduisent le niveau de service des routes et peuvent causer des dégâts corporels et matériels sur les usagers de la route. L'enjeu pour l'aménageur routier est d'accélérer la consommation de ces tassements au cours des travaux, soit d'atteindre la consolidation finale plus rapidement. Il s'agirait alors d'anticiper l'amplitude du chargement routier final avant la mise en service. Le préchargement est réalisé en appliquant le poids du remblai final, en anticipant les tassements et en lui ajoutant la charge équivalente à la surcharge routière en matériaux de remblai. Un phasage soigné de montée du remblai permet la construction du remblai tout en permettant l'amélioration des résistances des couches compressibles. Si ces résistances ne sont pas atteintes, la montée du remblai pourrait résulter en un effondrement du remblai par poinçonnement ou glissement d'ensemble.

En raison de la faible perméabilité des sols mous, la période de consolidation peut être incompatible avec le délai des travaux. Dans de tels cas, le remblai de préchargement est combiné avec [la technique](#) la technique des drains verticaux, qui sont installés relativement proches les uns des autres afin de réduire la distance de drainage, accélérant ainsi la consolidation (Espinoza et al., 2020). Une durée de préchargement plus courte est alors observée en phase travaux pour atteindre l'objectif de consolidation recherchée avant la pose de la chaussée. Cette technique, bien avantageuse car moins coûteuse, est de plus en plus répandue au Maroc.

1.3 Focus sur le contexte géotechnique local

1.3.1 Reconnaissances géotechniques

[L'étude initiale s'est basée sur les](#) En phase de conception, une campagne de reconnaissances géotechniques a été menée en 2018, [de 2008](#). Au droit de la zone concernée [sinistrée](#), trois sondages carottés pressiométriques¹ ont été réalisés de profondeur 25 m. Ces sondages ont mis en évidence la présence des vases très déformables sur 6 m de profondeur, ensuite des marnes en substratum. Le niveau d'eau a été rencontré à l'arase du terrain naturel à la base du remblai existant.

En phase d'exécution, la stratégie de définition des reconnaissances complémentaires consiste à fiabiliser la profondeur des vases sur la zone concernée et évaluer la résistance des sols sur toute la largeur du remblai effondré. La campagne de reconnaissances complémentaires en phase EXE a été menée en 2022. Elle est composée de quatre sondages carottés couplés à des essais scissométriques et des essais pressiométriques sur une profondeur comprise entre 17 et 20 m. Une dizaine d'essais au pénétromètre statique de profondeur comprise entre 5 et 17 m ont été réalisés jusqu'au refus. Ces sondages complémentaires ont confirmé la coupe stratigraphique de la phase de conception en relevant une surépaisseur des vases de 2 m sur certains sondages. L'analyse pressiométrique a permis de distinguer entre deux horizons de marnes.

1.4 Diagnostic de l'effondrement du remblai

1.4.1 Phasage de construction du remblai

Le remblai d'accès de l'ouvrage sur l'Oued Chbika doit atteindre une hauteur finale de 8 m environ. Il semble être construit en plusieurs phases :

- La première phase permet la réalisation d'une première partie du remblai en maintenant la circulation sur le remblai existant déjà en place. C'est lors de cette première phase que les désordres sont apparus lorsque la hauteur du remblai a atteint 4 m de hauteur avec une pente des talus de 3H/2V.
- Les autres phases sont moins évidentes à cerner mais doivent permettre de rehausser le remblai existant pour atteindre aussi une hauteur finale de 8 m.

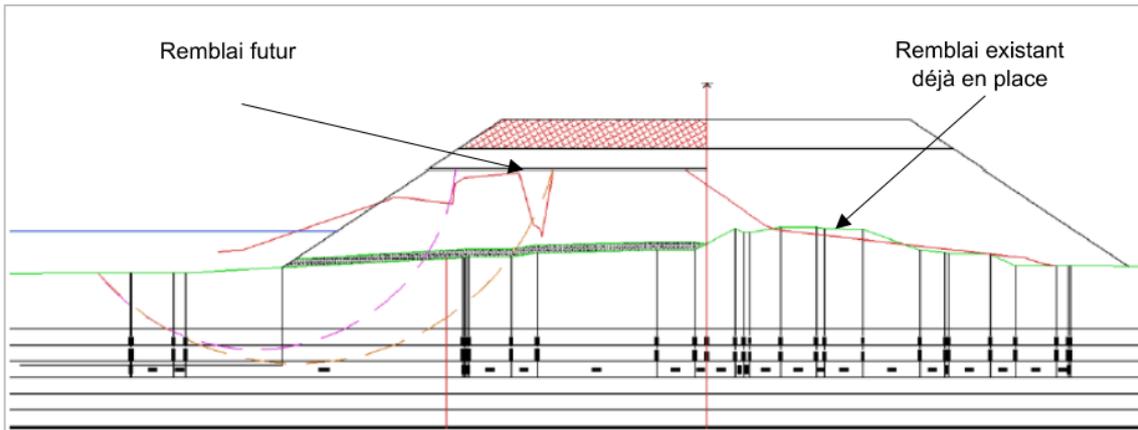


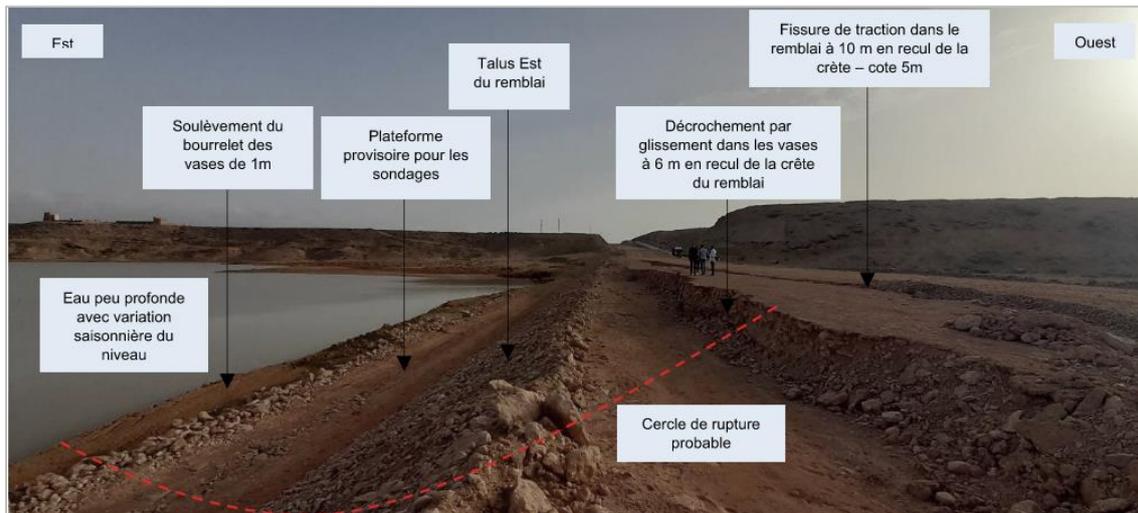
Figure 2. Profil en travers du remblai exécuté avec illustration des désordres

La réparation du remblai devra se faire en assurant le basculement de la circulation, ce qui impose de remonter le remblai effondré à 4 m de hauteur dans un premier temps avant de basculer la circulation pour monter la deuxième partie du remblai.

1.4.2 Relevé des désordres et conclusions

Les photographies et les plans examinés ainsi que les vues aériennes disponibles montrent une rupture du remblai de type circulaire. Des fissures de traction ainsi que deux escarpements sont présents dans le remblai récemment mis en place. Ces désordres sont la conséquence du déplacement du remblai et du sol de fondation le long d'une surface de rupture dont le développement s'explique par la présence de vases sableuses molles dont l'épaisseur est de l'ordre de 6 à 8 m.

Le mécanisme de rupture à l'origine des désordres provient d'une montée du remblai trop rapide et de l'absence de banquettes au regard des propriétés de résistance au cisaillement initiale des vases. Le développement de ce mécanisme de rupture traduit par ailleurs une diminution des propriétés de résistance et de déformation du sol le long de la surface de rupture qui lui est associée. Ces surfaces même si elles ne sont pas clairement identifiables sont des zones au sein desquelles les propriétés de résistance et de déformation du sol sont désormais réduites. Il est possible quand même de reproduire ce type de mécanisme dans un outil de calcul spécifique utilisant des méthodes appropriées telle que la méthode des tranches. La méthode de Bishop est bien adaptée à ce type de mécanisme dans des sols argileux. La reproduction numérique de ces mécanismes doit passer d'abord par une délimitation précise des traces de la rupture. Sur site, nous avons relevé la présence de fissures ouvertes avec une rupture locale du remblai selon une surface de glissement qui a sans doute atteint le toit des marnes. Ces fissures se développent à 6 m voire 10 m derrière la crête du talus où la cote a atteint 4 à 5 m de hauteur. Un bourrelet de pied est clairement visible à environ 7 à 8 m à partir du pied de remblai.



Au terme de l'expertise géotechnique de l'effondrement du remblai, trois facteurs de l'instabilité sont distingués :

- Facteur de prédisposition : présence de sol compressible très déformables avec une faible cohésion non drainée de l'ordre d'une dizaine de kilopascals ;
- Facteur déclencheur : montée rapide du remblai sans atteindre l'amélioration de la cohésion non drainée ;
- Facteurs aggravants : a. exécution de pentes des talus de remblai à 3H/2V assez forts en contexte de sol mou et b. variation du niveau phréatique à la base du remblai créant ainsi un gradient hydraulique. Cette variation du niveau phréatique peut engendrer un écoulement dans le corps du remblai créant « une vidange lente » pouvant le détériorer.

1.4.3 Solution de réparation et stratégie de dimensionnement

La procédure de réparation du remblai doit tenir compte de ces propriétés réduites et les investigations géotechniques en lien avec le projet de réparation doivent permettre de les estimer.

La procédure classique de réparation d'un remblai sur sols mous est de mettre en œuvre des banquettes permettant de contrôler les mouvements inévitables qui vont avoir lieu du fait de la diminution des propriétés du sol mou le long de la surface de rupture qui s'est développée et d'une hauteur finale de remblai de 8 m qui est bien plus haute que celle atteinte avant l'effondrement. Même si la montée du remblai est correctement maîtrisée, les phénomènes de fluage vont être nettement plus significatifs que si le désordre avait été évité par une montée lente avec la mise en place de banquettes. La mise en place de drains verticaux sur une maille légèrement plus serrée de 1 m x 1 m permet d'accélérer la consolidation et de réduire les durées entre deux phases de montée du remblai.

La procédure de réparation du remblai doit inclure le terrassement de la zone de remblai partiellement effondré. En premier lieu, il est indispensable de comprendre jusqu'à quelle profondeur le mécanisme de rupture s'est développé. Cette information permettra de choisir de manière appropriée la cohésion non drainée des vases sableuses dans les zones où elles ont subi le plus de déformation. Un phasage de construction avec des banquettes de stabilisation est à proposer avec des calculs de stabilité pour chacune des phases de construction. Les valeurs de cohésion non drainées doivent tenir compte de l'état initial : présence du remblai initial, présence du remblai récemment mis en place, présence d'une zone de sols mous fortement déformés présentant des propriétés de résistance réduites, présence du sol vierge n'ayant subi aucun préchargement.

Une solution de reprise du remblai existant en purgeant la zone de remblai effondré et en adoptant un procédé constructif mettant en œuvre des drains et des banquettes est alors la plus appropriée techniquement et sans doute la moins coûteuse. L'accélération de la consolidation par drains verticaux assure que les tassements de consolidation n'aient pas d'effets sur la chaussée lors de son exploitation. Les banquettes permettent de stabiliser les différentes phases de montée

du remblai. La montée phasée du remblai permet d'améliorer la résistance des vases avant d'augmenter la hauteur du remblai et donc le poids des terres pour éviter le poinçonnement de celui-ci.

2 ANALYSE DES PARAMETRES GEOTECHNIQUES

2.1 Quelques critiques sur le choix des paramètres

Un modèle de terrain très précis est à produire avec le remblai initialement en place, le remblai construit récemment et les valeurs des propriétés de résistance des sols mous. L'analyse du rapport de laboratoire permet de conclure que les cohésions non drainées mesurées directement ou dérivées des essais de résistance de cône, sont bien inférieures aux cohésions non drainées corrélées à partir des pressions limites. Les essais pressiométriques ne sont pas appropriés à un contexte de sols si mous (sauf à disposer d'une sonde spéciale calibrée spécifiquement) : les valeurs mesurées avec ces essais ne doivent donc pas être considérées.

En fait, la cohésion non drainée corrélée à partir des formules de Cassan pour une pression limite de 350 kPa est de 59 kPa. Alors que la cohésion non drainée mesurée au Scissomètre évolue de 14 à 27 kPa entre 3 et 10 m de profondeur. Une valeur $C_u=21$ kPa est mesurée à la base de la couche. Par conséquent, la cohésion non drainée du sol vierge au milieu de la couche est inférieure à celle mesurée à case base : une réduction de $0.2 \cdot \sigma'_{v0}$ peut être considérée, soit 6 à 8 kPa.

Entre deux phases, l'augmentation de la cohésion non drainée doit être évaluée de manière prudente tenant compte d'un coefficient d'accroissement λ_{Cu} issu d'une analyse pénétrométrique.

2.2 Analyse pressiométrique

Les paramètres pressiométriques mesurés dans le cadre des deux campagnes sont récapitulés dans les graphes ci-après.

On peut y distinguer deux horizons des Marnes :

- **Marnes 1** : dont le toit varie entre 3.5 m et 7 m de profondeur, et pour lesquelles on retient les valeurs de calcul ci-après : **pl = 2.0 MPa ; $E_M = 40$ MPa ; $\alpha = 0.5$**
- **Marnes 2** : dont le toit est à environ 10 m de profondeur, et pour lesquelles on retient les valeurs de calcul ci-après : **pl = 4.5 MPa ; $E_M = 180$ MPa ; $\alpha = 0.5$**

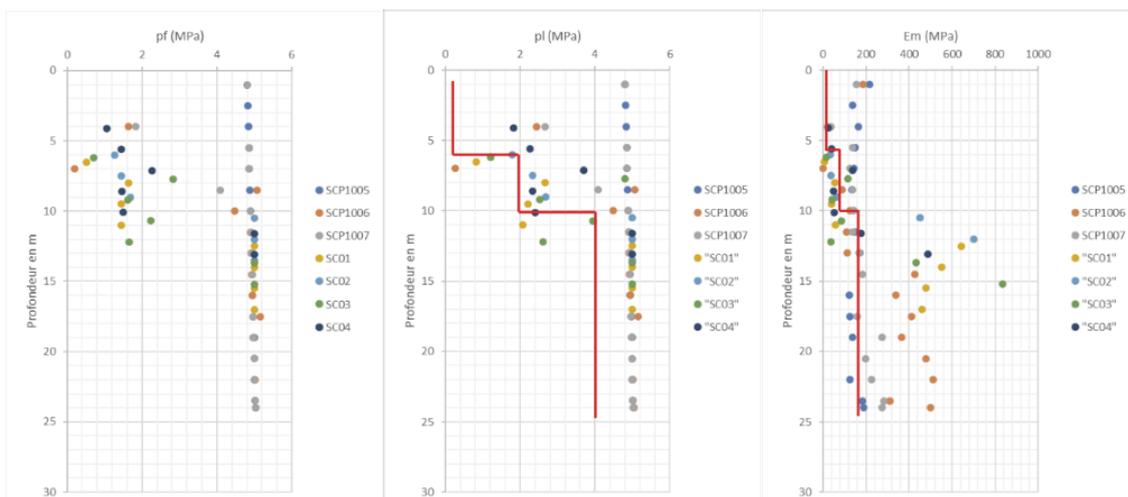


Figure 4. Graphes des valeurs pressiométriques obtenues dans la zone du remblai sinistré

2.3 Analyse pénétrométrique

2.3.1 Epaisseur des vases

On distingue 6 profils de CPT étalés sur la zone du remblai sinistré espacés de 30 m en moyenne.

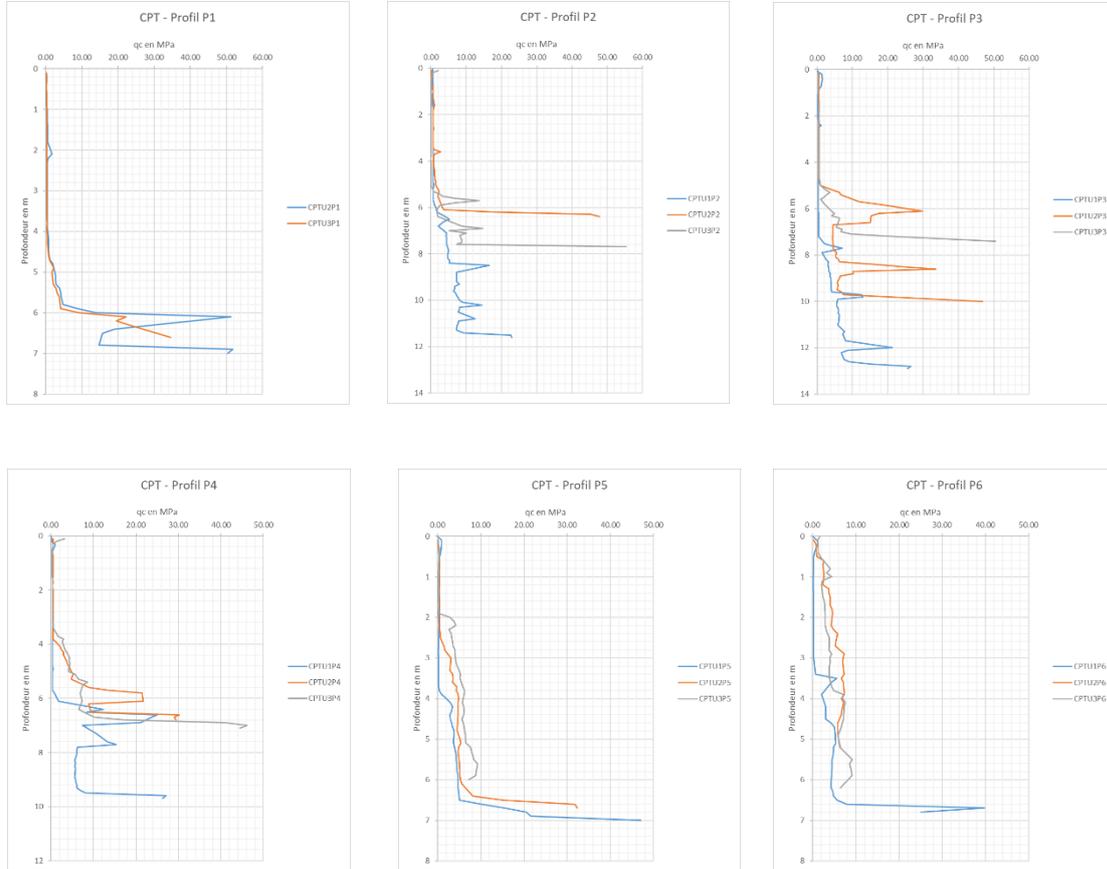


Figure 5. Graphes des valeurs pénétrométriques (résistances en pointe) obtenues dans la zone du remblai sinistré

À partir des profils géotechniques précédents, on peut constater une nette amélioration de la résistance q_c à environ 6 m de profondeur. On peut retenir les épaisseurs suivantes des vases pour chacun des 6 profils :

Tableau 1 : Valeurs retenues des épaisseurs des vases selon les profils CPT

Profil	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Épaisseur des vases	6 m	6 m	6-7 m	4-6 m	4 m	4 m

Les épaisseurs retenues pour les vases sont prises selon les limites supérieures des puissances des vases relevées dans les sondages et sur les profils CPT. L'épaisseur de 7 m apparaît uniquement du côté Est (côté lagune) au niveau de profil géotechnique P3 d'une extension de 30 m. Une étude de sensibilité sur l'épaisseur des vases est menée en retenant trois coupes de calcul selon les épaisseurs des vases de 4 m, de 6 m et de 7 m respectivement.

2.3.2 Accroissement de la cohésion non drainée

La cohésion non drainée des vases vierges est mesurée au Scissomètre et une moyenne de 17 kPa est retenue comme proposé dans le rapport de laboratoire. En l'absence de mesures directes,

l'accroissement de la cohésion non drainée est estimé de manière prudente, en s'appuyant sur l'analyse des CPT qui permet de retenir une valeur du paramètre $\lambda_{Cu} = 0.2$ où λ est la pente d'accroissement de la cohésion non drainée corrélée à partir des essais de résistance de cône.

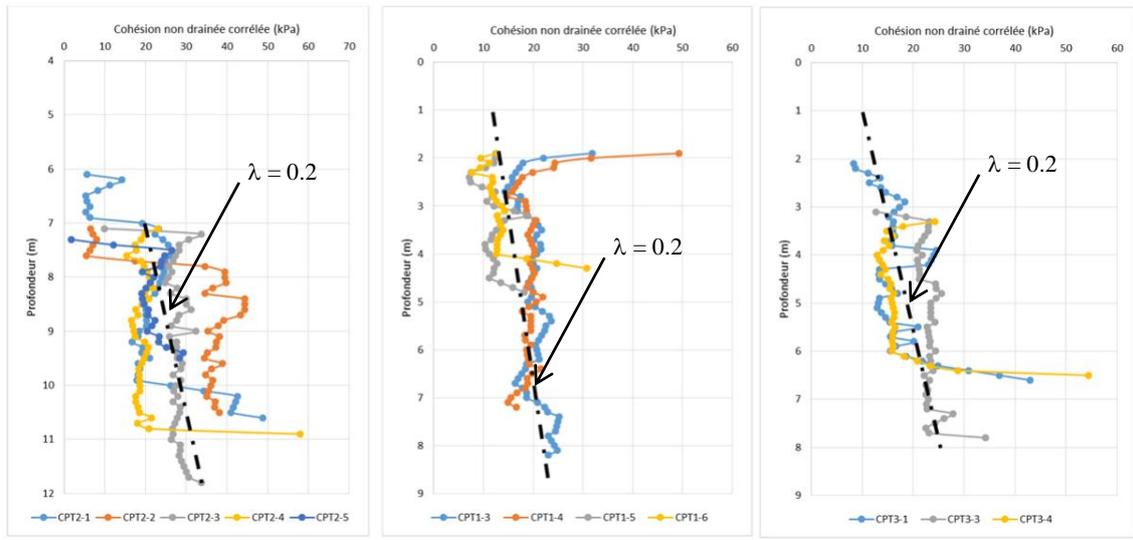


Figure 6. Graphes de l'accroissement de la cohésion non drainée corrélée à partir des essais CPT

2.4 Modèle géotechnique proposé

Le tableau suivant présente le modèle géotechnique proposé pour les calculs de stabilité et de consolidation.

Tableau 2 : Modèle géotechnique proposé pour les calculs de stabilité et de consolidation

Couche	γ kN/m ³	C_u kPa	λ_{Cu} -	c' kPa	ϕ' °	E_s kPa	$Cc/(1+e_0)$ -	$Cs/(1+e_0)$ -	$Ca/(1+e_0)$ -	C_v m ² /s
Vases	16	17	0.2	-	-	1/3	0.15	0.025	0.0075	1 ^{E-08}
Marnes 1	19	-	-	50	30	8 ^{E04}	-	-	-	-
Marnes 2	19	-	-	50	30	3.6 ^{E05}	-	-	-	-

Le coefficient de Poisson des couches est pris égal à 1/3.

3 RETRO-ANALYSE ET PHASAGE

3.1 Reproduction du mécanisme d'effondrement

Le calcul de rétro-calage permet de valider la valeur de la cohésion non drainée ayant conduit à un effondrement du remblai, soit à une situation d'équilibre limite associé à un facteur de sécurité proche de l'unité. Le calcul de stabilité générale est réalisé à l'aide du logiciel Talren en fixant les intervalles d'entrée et de sortie de la surface de rupture. Le calcul par la méthode de Bishop reproduit assez fidèlement la surface de glissement observée sur terrain pour 4 à 5 m de hauteur de remblai avec une cohésion non drainée des vases de 17 kPa.

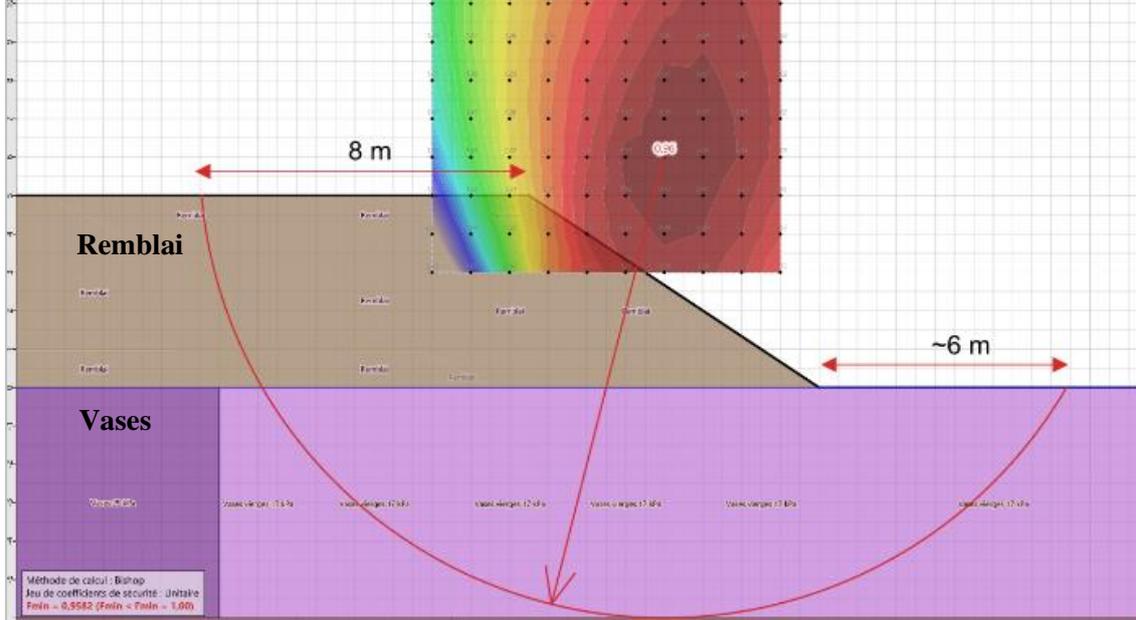


Figure 7. Calcul Talren de la phase de rétro-calage de l'instabilité du remblai – $F_{min} = 0.96$

3.2 Tassement final

Les tassements sous le remblai sont évalués à l'aide du module Tasseldo+ du logiciel Foxta. L'essentiel des tassements se produit dans la couche des vases. Les figures suivantes fournissent des amplitudes des tassements pour les trois coupes de calcul en fonction de l'épaisseur des vases. Ces amplitudes varient entre 90 et 130 cm. On retiendra un tassement objectif moyen des vases de 1 m.

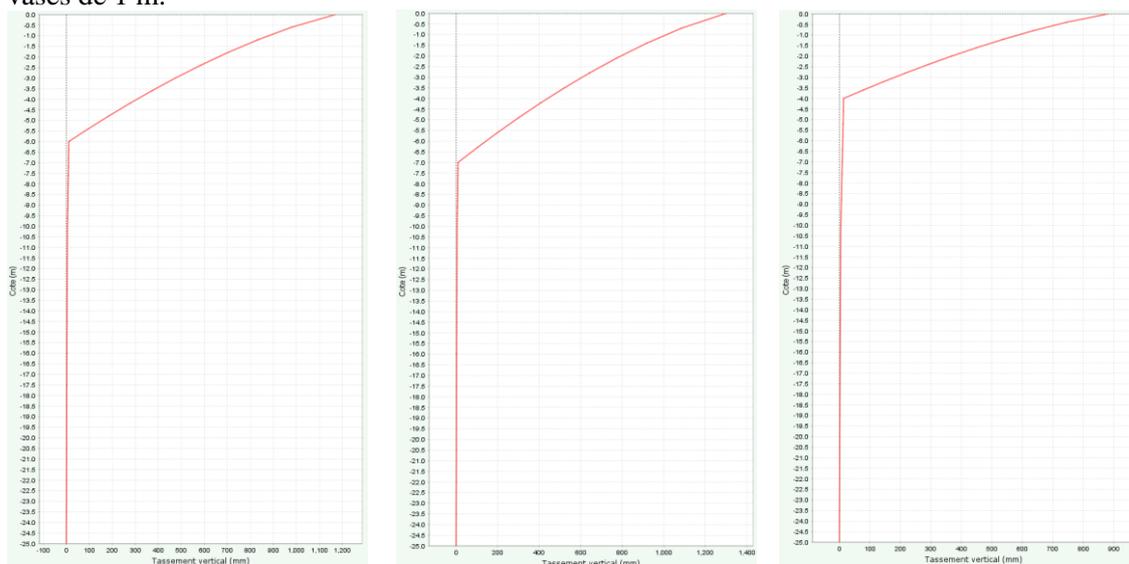


Figure 8 : Amplitudes des tassements attendus pour les trois Coupes 1, 2 et 3 respectivement

Le tableau suivant récapitule le tassement final attendus pour chacune des coupes.

Tableau 3 : Tassements finaux attendus au niveau de la zone d'étude

Coupe	Coupe 1	Coupe 2	Coupe 3
Tassement final (10 ans)	116 cm	129 cm	87 cm

Les tassements absolus sont calculés entre les profils géométriques. Le tableau suivant récapitule les déflexions attendues entre deux profils géotechniques consécutifs.

Tableau 4 : Tassements différentiels et déflexion entre profils géotechniques

P1	P2	P3	P4	P5	P6
----	----	----	----	----	----

Tassement total	116 cm	116 cm	129 cm	116 cm	87 cm	87 cm
Tassement différentiel	-	0 cm	15 cm	15 cm	19 cm	0 cm
Longueur	-	30 m	30 m	30 m	30 m	30 m
Déflexion	-	0	1/200	1/200	1/160	0

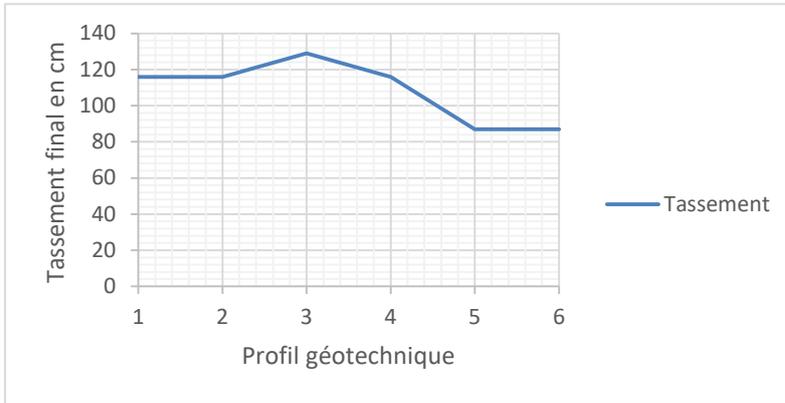


Figure 9 : Tassements finaux au droit de chaque profil géotechnique

Les tassements différentiels attendus sont de l'ordre de 15 à 20 cm. Des tassements différentiels transversaux sont attendus entre les zones à maillage des drains différent, c'est-à-dire entre les zones où le maillage des drains est de 1 m x 1 m et ceux où le maillage est de 1.2 m x 1.2 m. Ces tassements différentiels traduisent le déphasage temporel de consolidation des vases sous différentes zones. Ils seront de l'ordre de 10 cm au niveau des phases initiales, puis s'atténueront au fur et à mesure de la montée du remblai et disparaîtront en phase finale qui correspond à la mise en circulation de la route.

3.3 Analyse de la consolidation

L'objectif retenu en termes de tassement résiduel est de 5 cm. Au vu des amplitudes des tassements attendus sur la hauteur drainée des vases, qui seront de l'ordre de 1 m en moyenne, le critère de performance devient :

$$U\% = 1 - 5/100 = 95 \%$$

Sur la base de cet objectif de consolidation, les mailles de drains sont calculées à l'aide des abaques de Barron sur la base des paramètres de consolidation. Une maille triangulaire est retenue avec un écartement des drains de 1 m.

Le graphe suivant montre l'évolution du degré de consolidation dans le temps.

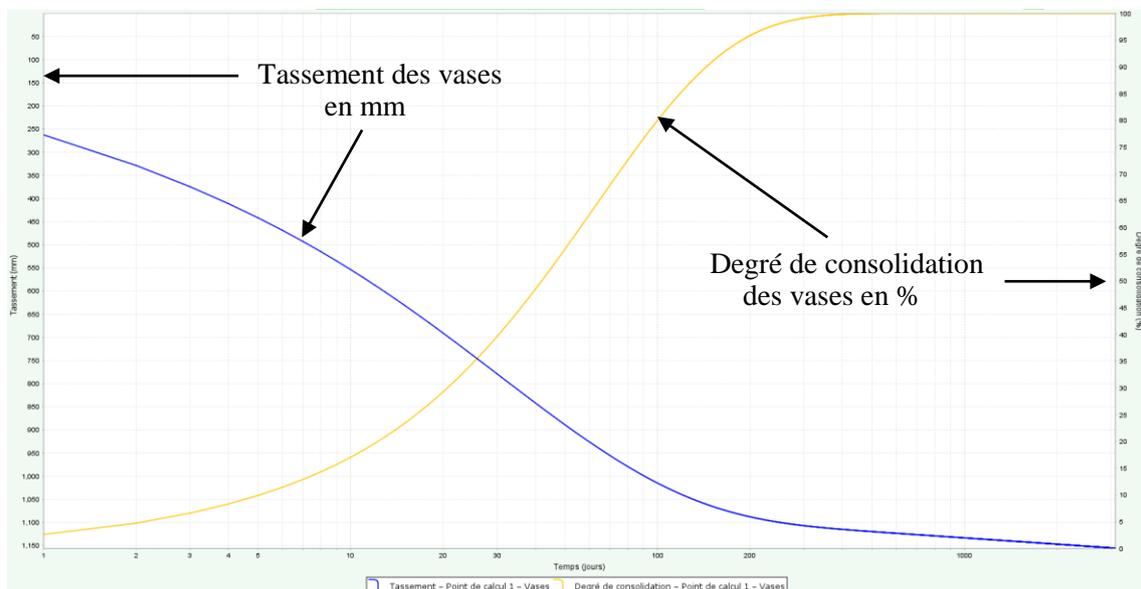


Figure 10 : Graphe d'évolution temporelle des tassements et du degré de consolidation des vases

L'objectif de consolidation est atteint en 7 mois. Pour une meilleure gestion des tassements tout en respectant les contraintes du chantier, on se propose 4 phases de consolidation pour atteindre cet objectif, à 2 m, 4 m, à 5.5 m et à 7 m de hauteur de remblai de préchargement. Ces phases permettent d'atteindre des objectifs de consolidation de 37%, 75%, 90% et 95% respectivement

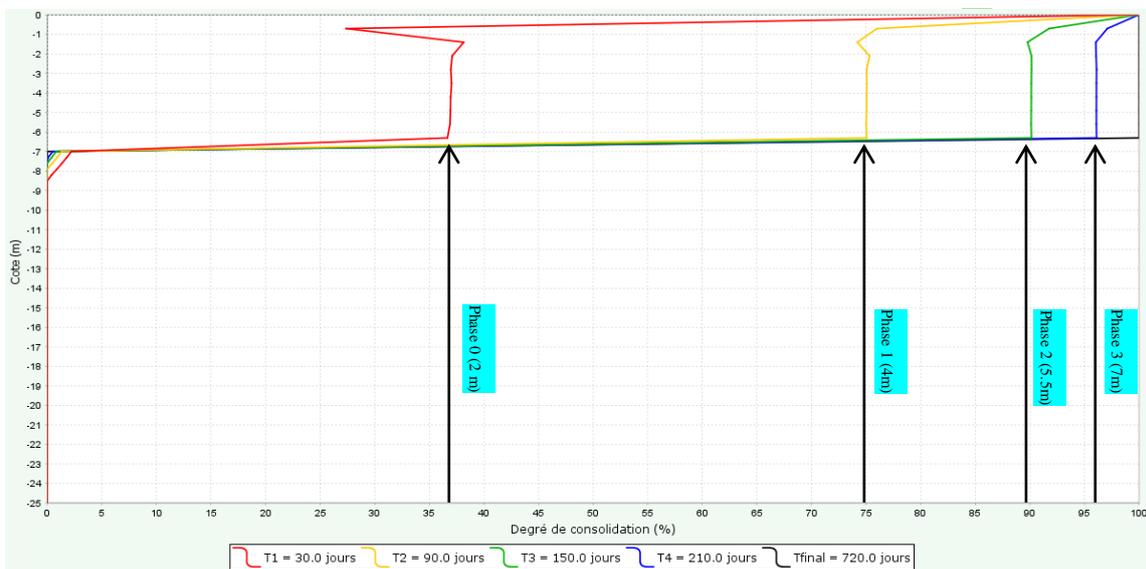


Figure 11 : Phases de consolidation des vases

Le graphe suivant montre l'évolution temporelle des tassements calculés à la fin de chaque phase de monté du remblai. Il montre que plus de 50% des amplitudes de tassement sont atteints au bout de 3 mois.

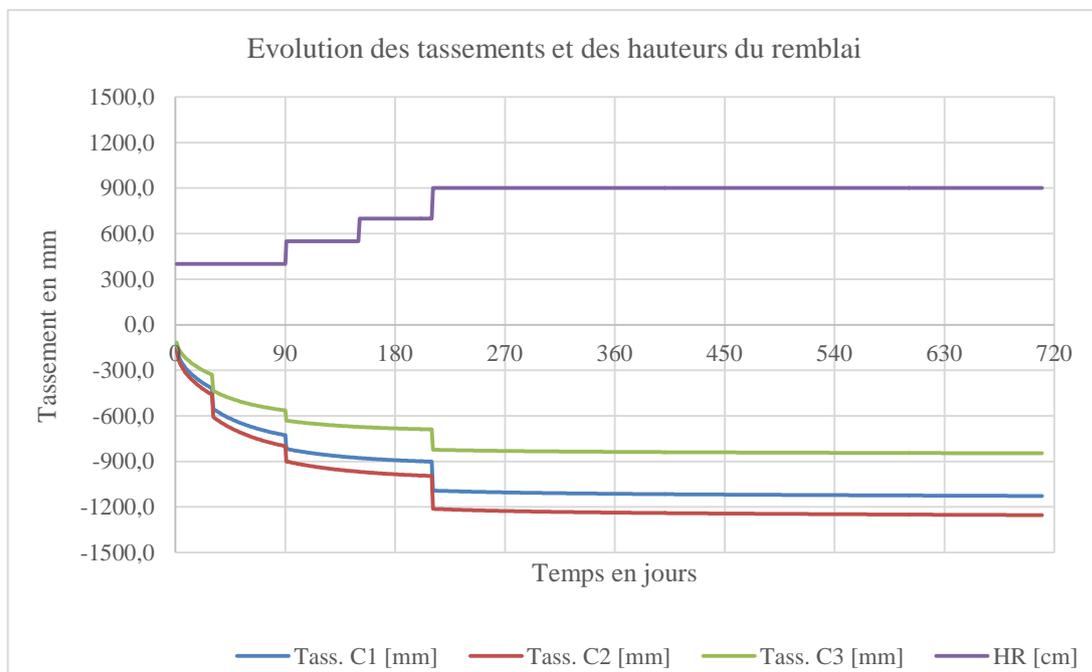


Figure 12 : Graphe de l'évolution temporelle des tassements et des hauteurs du remblai

Les tassements calculés à la phase finale incluent une partie des tassements de fluage. Pour chacune des phases précédentes, on peut escompter un accroissement de la cohésion non drainée des vases à la fin de chaque phase de consolidation.

L'évolution de la cohésion non drainée a été calculée en considérant une valeur de λ_{Cu} de 0.20. Sous les bermes du remblai, l'augmentation de la cohésion non drainée a été calculée en prenant en compte un incrément de contrainte égale à la mi-hauteur du remblai à sa crête. L'évolution de la cohésion non drainée C_u à la fin de chaque phase de consolidation est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Valeurs de la cohésion non drainée obtenues après chaque de consolidation

Phase	Hauteur du remblai	C_u sous le corps du remblai	C_u sous les talus du remblai
Phase 1	4.0 m	29 kPa	23 kPa
Phase 2	4.0 m	31.4 kPa	24.2 kPa
	5.5 m	36.8 kPa	26.9 kPa
Phase 3	4.0 m	32.2 kPa	24.6 kPa
	5.5 m	37.9 kPa	27.5 kPa
	7.0 m	43.6 kPa	30.3 kPa
Phase finale (2 ans)	4.0 m	33 kPa	25 kPa
	5.5 m	39 kPa	28 kPa
	7.0 m	45 kPa	31 kPa
	9.0 m	53 kPa	35 kPa

3.4 Calculs de stabilité du remblai

3.4.1 Stabilité au poinçonnement

La sécurité vis-à-vis du risque de poinçonnement est déterminée sur la base de la formule suivante :

$$F = \frac{\gamma \cdot H_r}{N_c \cdot c_u}$$

Avec :

- γ : poids volumique du remblai
- H_r : Hauteur du remblai
- C_u : cohésion non drainée
- N_c : facteur de portance dépendant de la largeur du remblai par rapport à l'épaisseur de la couche molle

En termes de performance, les objectifs suivants sont recherchés :

- Les remblais de préchargement étant des ouvrages provisoires, on cherchera un coefficient de sécurité de 1.3 sans pondération des actions et résistances.
- Pour le remblai en phase définitive au-delà de deux ans, on recherchera une sécurité de 1.5 sans pondération.

Le tableau suivant récapitule les valeurs du coefficient de sécurité F obtenues vis-à-vis le poinçonnement pour chaque coupe pour différente phase de montée du remblai.

Tableau 6 : Synthèse des valeurs du facteur de sécurité obtenues vis-à-vis du poinçonnement

	Coupe 1	Coupe 2	Coupe 3
F (Phase 1)	1.52	1.43	1.84
F (Phase 2)	1.87	1.76	2.24
F (Phase 3)	1.80	1.70	2.14

F (Phase finale)	1.58	1.50	1.85
F (Phase définitive)	2.01	1.92	2.42

Les facteurs de sécurité au poinçonnement sont tous satisfaisants car supérieur à 1.3 en phases provisoires et à 1.5 en phase définitive.

3.4.2 Stabilité générale

La stabilité générale a été examinée pour différentes coupes. Les figures suivantes correspondent aux calculs de stabilité générale effectués au niveau de la coupe 2 où l'épaisseur des vases est prise égale à 7 m.

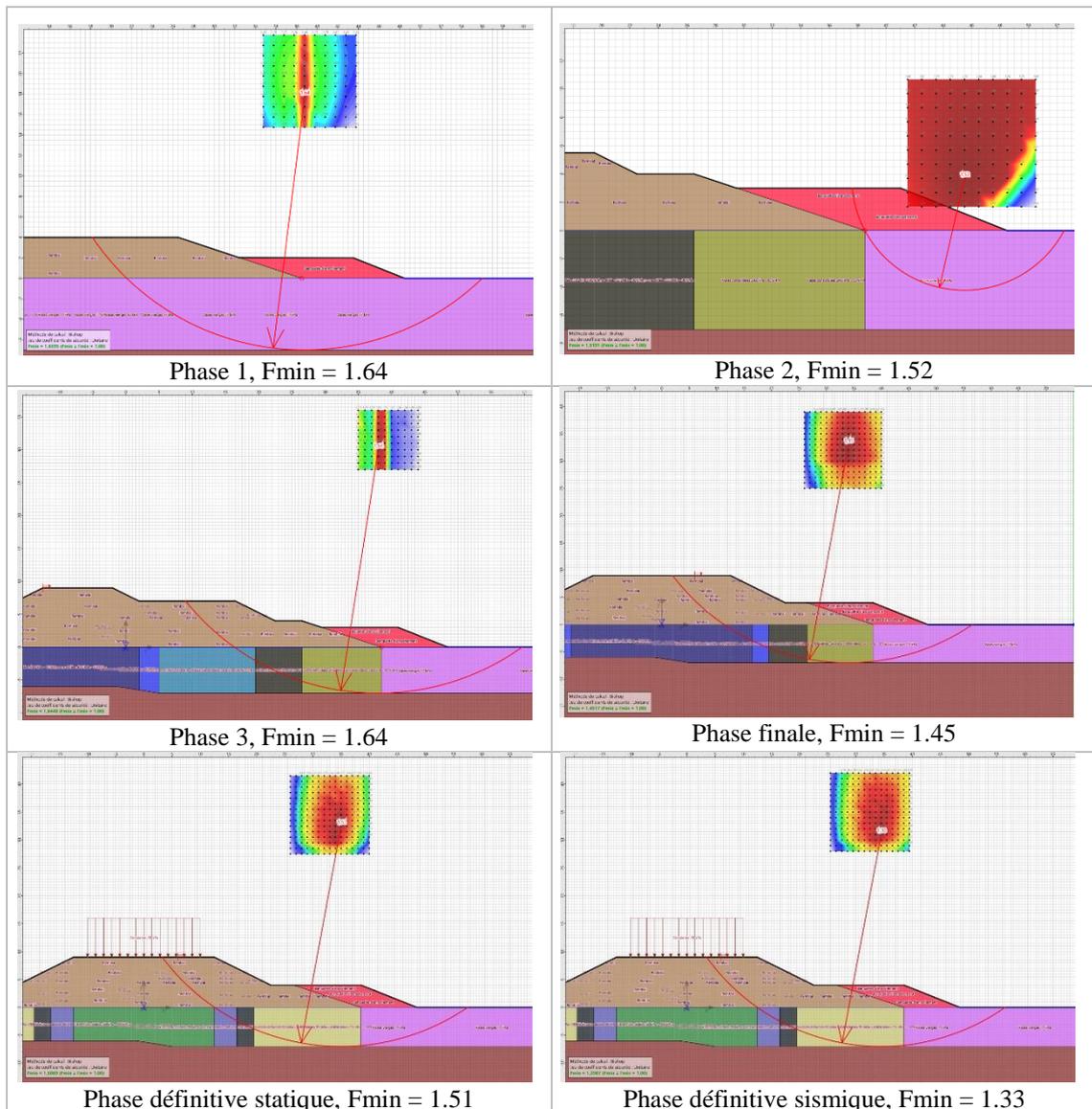


Figure 13 : Graphes des surfaces de glissements avec les facteurs de sécurité associés en phases provisoires et définitives de la stabilité générale du remblai

4 CONCLUSIONS ET DISCUSSION

Le présent article fournit un retour d'expérience sur un cas d'étude réel à la suite de l'effondrement survenu au niveau du remblai d'accès à l'ouvrage d'art sur l'Oued Chbika. Une montée relativement rapide du remblai de préchargement aura conduit à un glissement circulaire des vases compressibles tangent au toit marneux. La rétro-analyse de la rupture permet de caler la cohésion non drainée à 17 kPa, même valeur obtenue via l'essai au scissomètre, valeur bien inférieure aux estimations initiales dérivées des pressions limites et basées sur les formules de Cassan. Ces corrélations s'avèrent valables uniquement lorsque les pressions limites varient dans des plages classiques pour lesquelles les formules ont été élaborées. Dans le cas de faibles pressions limites, ces corrélations ne semblent pas être adaptées, sauf à disposer d'une sonde spéciale calibrée spécifiquement. Une étude de sensibilité sur les paramètres géotechniques a été menée en vue de retenir les valeurs de calcul les plus prudents.

La solution retenue pour le présent projet d'exécution consiste en une consolidation des vases sur des profondeurs allant de 4 à 7 m par des drains verticaux disposés dans une maille triangulaire d'écartement 1 m. La géométrie du remblai avec des pentes de 3H/1V en talus inférieurs et 2H/1V en talus supérieurs plus une banquette pentée à 2.5H/1V permettent de justifier la stabilité au poinçonnement et au grand glissement. Les niveaux de sécurité atteints, en phases provisoires et en phase définitive, pour les deux mécanismes (glissement et poinçonnement) sont admissibles.

Les critères de performance en termes de consolidation sont atteints au bout de 7 mois pour un tassement résiduel de 5 cm. Les tassements de consolidation sont de l'ordre de 90 cm tandis que les tassements de fluage sont de l'ordre de 20 cm. Les tassements différentiels sont gérables en phase chantier et restent inférieurs à 20 cm.

5 REFERENCES

Simon, B., Plumelle, C., Briançon, L. & Liausu, P. 2018. *Amélioration et renforcement des sols - AMSOL - Tome 1*. Paris : Éditions du Moniteur.

Mesri, G. & Hayat, T.M. 1993. *Design of Vertical Drains for Soil Improvement*. Rotterdam: Balkema.

Indraratna, B., Chu, J., & Rujikiatkamjorn, C. 2015. *Ground Improvement Case Histories: Embankments with Special Reference to Consolidation and Other Applications*. Oxford: Butterworth-Heinemann.

Holtz, R.D., Kovacs, W.D. 1981. *An Introduction to Geotechnical Engineering*. New York: Prentice Hall.

ⁱ Au Maroc, c'est une pratique courante de coupler les essais pressiométriques aux sondages carottés. Le sondage est descendu en mode carotté jusqu'à la cote de l'essai pressiométrique, ensuite la tige est remplacée pour traverser la passe de l'essai en mode destructif avec un diamètre plus petit. La procédure se poursuit en alternant les deux modes, carotté et destructif.

Etude comparée des différentes méthodes de pose des blocs artificiels pour carapaces de digue

Eric SKIERNIEWSKI ¹

1. Société CLAS, expert près la Cour d'Appel de Montpellier et la Cour Administrative d'Appel de Toulouse 11 Avenue de Plaissan 34230 Saint Pargoire, France.

1. De la nécessité de connaître les meilleures solutions de pose de carapace de digue monocouche

Les journées du Colloque National sur la Géotechnique ont l'habitude de regrouper des communications scientifiques très pointues. Le présent article se veut plus terre à terre puisqu'il présente le fruit de 20 ans d'expérience et la pose de plus d'un million de blocs artificiels partout dans le monde pour des carapaces monocouche.

Le lien entre cette publication et le thème de la géotechnique s'établit par le fait qu'en cas de désordre survenant sur une carapace de digue en blocs artificiels, il est fréquent de mettre en avant une cause de nature géotechnique. Ce fut le cas notamment pour les digues de la NRL sur l'île de La Réunion. CLAS a apporté la preuve que la géotechnique n'était pas en cause, mais que la cause des désordres provenait de la mauvaise mise en place des blocs artificiels et d'un contrôle de la qualité inopérant.

La société CLAS, succédant à la société IDMer, a pu tester et utiliser tous les outils de pose proposés ces dernières années pour en apprécier les qualités et les limites. Son expertise unique est illustrée par divers chantiers montrant en finalité les meilleures solutions de construction permettant d'assurer la qualité et la pérennité des ouvrages maritimes associée à la certification volontaire de la qualité.

2. Les techniques de mise en place des blocs artificiels

2.1 Le contexte général

Depuis 2008, la modernisation des technologies et l'accessibilité toujours plus grandes à des moyens toujours plus performants ont incité ces entreprises à s'affranchir des plongeurs et des contraintes réglementaires et sécuritaires qu'impose leur mise en œuvre.

Les fournisseurs d'équipements de leur côté ont investi dans la conception d'outils destinés à répondre aux demandes des entreprises.

Les fournisseurs d'équipements ne sont pas des spécialistes des travaux maritimes et les entreprises de travaux maritimes ne sont pas des spécialistes des outils qui leurs sont proposés.

La communication commerciale mise en œuvre par les vendeurs de ces équipements constitue le point clé qui leur permettra de vendre leurs produits. Cette communication

est avant tout destinée à convaincre les futurs utilisateurs potentiels d'acheter leurs matériels. Aucun organisme indépendant n'a procédé à l'évaluation de ces outils avant leur mise sur le marché. Ainsi les performances annoncées et les vertus de ces outils, ne sont mises en avant que par les sociétés qui les commercialisent.

2.2 Les outils proposés

Ils sont de plusieurs types :

- Des outils topographiques de type POSIBLOC™.
- Des outils acoustiques de type Echoscope.
- Des plongeurs.

3. Le POSIBLOC™

3.1 Présentation de l'outil

Le système POSIBLOC a été développé par ARTELIA en 2007. Il est commercialisé par la société MESURIS. Les anciens Directeurs de CLI en sont les inventeurs.

Le principe POSIBLOC™ est basé sur la mesure topographique et l'acquisition d'une cible par ses coordonnées x, y et z, définies par un plan de pose.

POSIBLOC™ fonctionne avec un logiciel de visualisation 3D appelé VISIBLOC™, qui permet de visualiser en temps réel les informations reçues par l'appareillage de mesure.

Un capteur doit être préalablement positionné sur le bloc en béton. Il est relié au système par un câble ou par wifi suivant le choix de l'entreprise et de son équipement.

Parmi les informations importantes délivrées par le système nous trouvons : La désignation de la cible choisie. Lorsque le bloc est sur la position x, y, z, une croix bleue devient verte. Il faut alors vérifier les points suivants :

- GPS : réception GPS suffisante ;
- Vitesse ? : vitesse du bloc pas trop élevée ;
- Capteur de charge : fonctionnel ;
- clé : logiciel fonctionnel ;
- RFG : cap donné par les antennes GPS et conforme. En orange ce cap est donné par le Capteur de mouvement appelé BIB (moins précis) ;
- Capteur de mouvement appelé BIB : Fonctionnel ;
- RPH Capteur de mouvement appelé BIB : informations de cap et d'attitude reçues ;
- Bloc disponible : Capteur de mouvement appelé BIB fixé au bloc.

Un jeu de couleurs est utilisé par l'opérateur pour confirmer la bonne position du bloc.

La précision du système est H/12 ou + ou -0,15 mètre, la plus grande valeur doit être prise en compte.

Un logiciel appelé VISIBLOC PROCESSING permet de mettre en évidence les blocs hors profils, calculer les densités de pose, éditer un rapport de pose.

3.2 Evaluation sur chantiers

Nos inspecteurs ont assisté à la mise en œuvre du POSIBLOC 7 chantiers. Le système a évolué jusqu'en 2017.

En 2017, l'utilisation du logiciel VISIBLOC PROCESSING mettait en évidence sur le chantier de AL FAW en Irak, de nombreux blocs hors profil matérialisés en rose, qui en réalité n'étaient pas hors profils. Des différences importantes sur l'appréciation de l'imbrication des blocs entre eux sont apparues entre la vue donnée par POSIBLOC™ et la réalité constatée au même moment :

Le système POSIBLOC™ et ses logiciels n'ont pas permis d'identifier les blocs cassés. Le senseur de poids est destiné à régler la tension du câble au moment de l'enregistrement des datas. Il n'est pas conçu pour apprécier le poids dans l'eau, sachant que la limite de rupture acceptée dans le DIT est 2%.

Les trous réels n'étaient pas toujours visibles sur le logiciel VISIBLOC™ et parfois le logiciel indiquait des trous qui n'existaient pas.

Une différence allant jusqu'à 2,5% dans le calcul de la densité de pose, entre celle donnée par VISIBLOC™ et celle calculée avec AUTOCAD a été mise en évidence.

Des défauts de contact avec la sous-couche n'ont pas toujours été indiqués par le logiciel.

Tous ces problèmes avaient été signalés à MESURIS et CLI mais n'avaient pas été solutionnés quand CLAS a quitté le projet.

Entre 2014 et 2018, sur le chantier de la NRL, après deux années de pose des blocs ACCROPODE™II, CLI dans ses rapports de visites constatait de façon récurrente des problèmes d'imbrication et la nécessité de descendre les centres de gravité des blocs. Notamment dans son rapport numéro 5, CLI indiquait que 30 à 50% des blocs posés avec POSIBLOC™ présentaient un problème d'imbrication.

A partir de 2018 des problèmes de casses anormales des ACCROPODE™II voient le jour et donnent lieu à un contentieux, suivi d'importantes déconstructions et reconstructions des carapaces des digues de la NRL qui se sont achevées en 2023. Ces travaux de reprises ont fait appel à des équipes de scaphandriers.

En 2020, sur le projet de Port-La-Nouvelle, la mise en place des ACCROPODE™II a commencé avec les systèmes POSIBLOC™. Après un an et demi ces systèmes ont été démontés et remplacés par des équipes de scaphandriers.

3.3 Principales causes de dysfonctionnement du système

3.3.1 *La conception du système*

Le système est conçu pour atteindre une cible géographique dans un plan de pose. ~~Hors~~ En dehors de la première rangée de blocs, la cible n'est pas un critère fiable d'imbrication, au contraire. C'est la raison pour laquelle dans les DIT de CLI l'imbrication prime sur la cible.

Le système POSIBLOC™ devrait permettre de compenser cette erreur en se basant sur l'image numérique pour rechercher la meilleure imbrication possible, mais avec une précision maximum de + ou – 0,15 mètres, cela n'est pas possible et conduit au constat fait par CLI sur la NRL, indiquant que 30 à 50 % des blocs posés présentent un défaut d'imbrication.

Les chiffres concernant la production, fournis par EGIS sur l'année 2018, soit après quatre années de pratique du POSIBLOC™, a été d'une production sur la digue D4 de la NRL de deux blocs par heures, avant les démontages et remontages réalisés entre 2018 et 2023.

3.3.2 *Notre avis*

Le système POSIBLOC™ ne permet pas de poser correctement des blocs de carapace monocouche.

4. L'Echoscope

4.1 Présentation de l'outil

L'Echoscope est un outil acoustique de type sonar, vendu par la société CODA OCTOPUS. Fixé sur un espar ou sur une barge, il fait face à la carapace et renvoie une représentation du réel à l'opérateur. Le bloc en mouvement est parfaitement identifié. Les blocs de la dernière rangée posée sont visibles.

4.2 Evaluation sur chantiers

Nos inspecteurs ont travaillé avec l'Echoscope sur 6 chantiers :

4.3 L'utilisation du système

Sur tous les chantiers la méthode de travail était la même :

L'opérateur posait la première rangée de blocs. Cette première rangée était validée par notre inspecteur scaphandrier puis la seconde rangée était mise en place. L'image renvoyée par le système permet d'identifier le plongeur qui contrôle le bloc. Par contre l'image Echoscope n'est pas suffisamment nette pour apprécier réellement la qualité de l'imbrication des blocs, le contact avec la sous-couche et les hors profils.

4.4 Les problèmes rencontrés

Sur l'île de DAS ISLAND le groupement d'entreprises a d'abord utilisé l'Echoscope sans plongeurs, pour poser les X-bloc® et pour valider la pose. 4500 mètres de carapace étaient construits quand sur un événement de mer de faible intensité, des désordres sont apparus : tassements, casses de X-bloc®. Les inspections menées par scaphandriers ont mis en évidence des défauts d'imbrication, des trous, des X-bloc® cassés.

4.5 Les limites de l'Echoscope

Nous avons évalué plusieurs fois l'Echoscope en situation réelle de construction de carapaces de digues et avons toujours été confrontés aux mêmes limites, qui ne sont pas spécifiquement celles de l'Echoscope, mais plutôt des outils acoustiques en général, sonar multifaisceaux, caméra DIDSON et ARIS etc...

Les formes complexes des blocs de carapaces provoquent une dispersion de l'onde acoustique qui peut générer des artéfacts, mais surtout près de la surface, l'outil est aveugle. La zone concernée sera d'autant plus importante que la surface de l'eau est agitée et chargée de bulles d'air et de particules en suspension.

En 2016 CLI constatait que le contrôle de la pose d'ACCROPODE™II sur la NRL avec un sondeur multifaisceaux était insuffisant et préconisait le contrôle par plongeurs.

Plus récemment sur le chantier de Port La Nouvelle, l'entreprise BOSKALI, chargée de poser les deux premières rangées d'ACCROPODE™II de 14 m3 sur le musoir de la digue foraine avait utilisé un Echoscope. La première rangée avait été posée correctement. La seconde rangée présentait de nombreux ACCROPODE™II hors profil sur le levé multifaisceaux.

L'inspection par scaphandriers, destinée à déterminer si cela provenait de défauts de la sous-couche ou de défauts de pose, a confirmé que ces ACCROPODE™II ne touchaient pas le talus et étaient trop avancés vers la mer.

4.6 Notre avis

L'Echoscope associé à une équipe de scaphandriers aguerris permet de gagner en sécurité et en production en cas de faible visibilité. Utilisé seul il présente le risque de montrer des défauts de pose qui n'existent pas ou de ne pas montrer des défauts de pose qui existent. Près de la surface il est inopérant.

Les productions annoncées de 8 ou 9 blocs posés par heure sont conformes à la réalité. Nous avons dépassé ces productions en associant l'Echoscope à des plongeurs correctement formés.

5. Les plongeurs

L'utilisation de plongeur est la plus ancienne méthode de pose des blocs artificiels. Pour s'affranchir des contraintes de sécurité, du prix des équipes de scaphandriers et des contraintes de toutes natures liées à leur mise en œuvre, aussi bien les entreprises que les maîtres d'œuvre ont espéré pouvoir les remplacer par des outils d'aide à la pose. Cette tendance s'est accrue de 2007 à 2020 en France. A partir de 2020, tous les appels d'offres en France, concernant la pose de blocs de carapaces sous l'eau ont imposé des plongeurs ayant des références sérieuses dans ce domaine.

5.1 Contraintes réglementaires

Dans la plupart des pays l'activité de travaux sous-marins est strictement encadrée. En France les entreprises de travaux sous-marins doivent être certifiées par un organisme

accrédité par le COFRAC. Les procédures de travail sont également strictement encadrées. La plongée doit être mise en œuvre en narguilé avec communications.

5.2 Difficulté de la compréhension et de l'interprétation des règles indiquées dans les DIT

Les règles édictées dans les DIT pour la mise en place des blocs artificiels sont trop subjectives et insuffisamment illustrées. Deux personnes pourront avoir deux avis différents sur l'interprétation d'une même situation, en regard de ces règles de pose. Cela ouvre la porte à des frictions entre entreprise et maître d'œuvre, pertes de temps et difficultés d'expliquer une nécessité de démontage et remontage d'une section de carapace.

La formation des personnels est un point clé. La variété des situations, leur complexité parfois, ne permet pas d'assurer une formation en quelques heures. C'est un véritable apprentissage qui doit se faire en continu, tout au long de la construction de l'ouvrage, notamment en raison des rotations de personnels.

5.3 Formation des plongeurs

Pour s'affranchir des scaphandriers, les entreprises et les fournisseurs d'outils d'assistance à la pose des blocs artificiels, mettent en avant les risques et la dangerosité de ce métier. La pose de blocs artificiels n'est pas plus dangereuse qu'une autre activité exercée par les scaphandriers, elle obéit toutefois à des règles spécifiques de sécurité qui ne sont ni connues, ni enseignées dans les centres d'apprentissage.

Les vendeurs de licences s'interdisent d'intervenir sur cet aspect et cela est clairement mentionné dans leurs DIT, autant chez CLI que chez DMC.

Les entreprises qui ne souhaitent pas utiliser de plongeurs et utilisent uniquement le POSIBLOC™ ou l'Echoscope, sont malgré tout amenées dans la majorité des cas, à faire appel à leurs services en cas de démontages importants pour supprimer des non-conformités. Cela pose un sérieux problème de sécurité, parce que démonter une carapace mal posée est bien plus dangereux et plus complexe que poser des blocs de carapace. Les blocs fraîchement posés avec les systèmes sans plongeurs sont moins bien imbriqués, susceptibles de bouger après la pose. Les plongeurs qui doivent élinguer les blocs en place sont au contact des blocs. Les règles de sécurité sont plus larges, font appel à des outils et astuces complémentaires et doivent être appliquées très strictement.

La formation ne se limite pas aux plongeurs, elle concerne tous les acteurs qui interagissent dans l'action de poser et déposer les blocs de carapace.

Au fil du temps et de l'expérience nous avons mis en place une formation à la sécurité en trois temps :

5.3.1 Formation théorique en salle

Ce module permet de comprendre les mouvements des blocs, la définition des zones de sécurité, les sens de déplacement des personnels et des machines sur le poste de travail, les contraintes auxquelles les plongeurs sont exposés.

5.3.2 Formation pratique au montage et démontage sur talus d'essais

Ce module permet de d'analyser les risques de mouvement du bloc, comprendre comment positionner le corps, comprendre comment utiliser les outils et donner les ordres à l'opérateur de la pelle ou de la grue. Comment inspecter un bloc avant de larguer l'élingue, comprendre les non-conformités élémentaires.

5.3.3 Formation pratique dans l'eau en commençant la construction.

Un inspecteur CLAS accompagne dans l'eau des scaphandriers en formation. Ce module permet de comprendre comment définir les zones de sécurité, la communication avec l'opérateur, l'approche du bloc et les gestes et positions interdits, comprendre comment utiliser les outils et donner les ordres à l'opérateur de la pelle ou de la grue. Comment inspecter un bloc avant de larguer l'élingue, progresser dans la compréhension des non-conformités et surtout comprendre les limites imposées par la faible visibilité.

Parmi les outils et astuces simples, nous utilisons une tige d'acier, qui ne quitte jamais le scaphandrier.

Cette tige est posée au contact du bloc. Elle ne sert ni à pousser, ni à faire pivoter le bloc, elle sert à maintenir une distance minimum constante entre le bloc et le plongeur. En cas de mouvement du bloc vers le plongeur, celui-ci sera repoussé vers la mer en conservant cette distance de sécurité.

5.4 Evaluation sur chantiers

Après avoir testé la pose au POSIBLOC™ avec une validation de la pose sur la base de levés multifaisceaux et traitement par des logiciels de visualisation 3D, CLI écrivait à plusieurs reprises dans ses rapports de visites de chantier de la NRL qu'il était indispensable de faire intervenir des scaphandriers pour inspecter la sous-couche et la carapace :

« Au-delà des profils relevés, il est primordial de faire systématiquement une inspection par plongeurs, afin de s'assurer de l'adéquation de la sous-couche en tout point.»

« CLI conseille l'utilisation des plongeurs pour l'ensemble des blocs posés sous l'eau. »

De larges zones concernant des milliers d'ACCROPODE™II sur les quatre digues de la NRL ont été démontées et reconstruites entre 2020 et 2023, en utilisant des plongeurs.

Les productions moyennes après un mois de formation des plongeurs sont de l'ordre de 8 blocs correctement posés par heure.

La production dépend largement de la machine utilisée pour manœuvrer les blocs, de la taille des blocs et de la visibilité.

Les limites d'utilisation des plongeurs sont la perte d'efficacité quand la visibilité devient nulle. La perte de sécurité en cas d'exposition à une forte houle.

Depuis 2007 il n'y a pas eu d'accident sur des plongeurs dont nous avons validé la formation.

Les derniers appels d'offres pour la construction de digues nécessitant la pose de blocs artificiels sous l'eau imposent l'utilisation de plongeurs : Cela apparait dans les CCTP des projets suivants : CCTP La Turballe, CCTP Argeles sur Mer, CCTP Port Gardian

6. Conclusion

Notre avis après plus de 20 années d'expérience et plus d'un million de blocs posés et inspectés, en condition réelle de travail, est que la solution la plus efficace est l'utilisation de plongeurs spécialement formés dans le cadre d'un apprentissage sur le site de construction, dans les régions du monde où la visibilité est généralement bonne.

En cas de conditions de visibilité dégradée par les travaux eux-mêmes ou par le site naturel, c'est l'utilisation intelligente de l'Echoscope associé à des plongeurs correctement formés dans le cadre d'un apprentissage mené sur le site de construction, qui donnera les meilleurs résultats.

7. Sources documentaires

DIT ACCROPODE™II CLI Version E 18/12/2019. 2019 Source EGIS

Cahier des charges DMC - 33015-rap-u-0001_FR rev D. La Turballe. 2019 Source Entreprise CHARIER

Rapport NMDC KEPCO BNPP-Coreloc Methodology review Rev00 2013 Source entreprise KEPCO

Rapport NRL Lot 4 MT5.1 ASSISTANCE TECHNIQUE ACCROPODE™ II – Rapport N°3 2019 Source Région Réunion

Rapport NRL Lot 4 MT5.1 ASSISTANCE TECHNIQUE ACCROPODE™ II – Rapport N°4 2019 Source Région Réunion

Rapport NRL Lot 4 MT5.1 ASSISTANCE TECHNIQUE ACCROPODE™ II – Rapport N°5 2019 Source Région Réunion

Rapport NRL Lot 4 MT5.1 ASSISTANCE TECHNIQUE ACCROPODE™ II – Rapport N°6 2019 Source Région Réunion

Procédure NRL-DET-EGIS-2017-04112019 Source EGIS

ANALYSE DE LA CAPACITE PORTANTE DES BOULONS DE FRICTION DANS DIFFERENTS MASSIFS ROCHEUX : UNE ETUDE EXPERIMENTALE DANS LA REGION MINIERE D'ARGENT D'IMITER, ANTI-ATLAS, MAROC

Soufi Amine, Ouadif Latifa, Souissi Mohammed, Zerradi Youssef, Bahi Anas

Université Mohammed V, Rabat, Maroc

Cette étude analyse l'impact des facteurs clés sur la capacité des boulons de friction à l'aide d'essais d'arrachement standard, en se concentrant sur des boulons tubulaires fendus de 39 mm de diamètre et 180 cm de long. Nous étudions la dépendance des performances des boulons à la cote de masse rocheuse (RMR), au temps après l'installation, à l'orientation de la schistosité, à la rugosité de surface et à la qualité de l'installation. L'objectif est d'optimiser la conception et la mise en œuvre des boulons pour améliorer la stabilité et la sécurité souterraines. Les résultats montrent que le RMR est fortement corrélé de manière exponentielle avec la résistance à l'arrachement ; des masses rocheuses de meilleure qualité augmentent la capacité. La capacité d'ancrage augmente considérablement avec le temps, surtout pour un RMR supérieur à 70. L'augmentation de l'angle entre l'axe du boulon et la foliation de la roche de 0 à 90° améliore la réponse à l'arrachement. La réduction du diamètre du trou de forage en dessous du diamètre du boulon accroît la friction boulon-terrain. Des modèles empiriques estiment la capacité de charge en fonction du RMR, du temps, de l'orientation, du diamètre, de la rugosité et de la qualité d'installation. Ceux-ci prédisent de manière fiable les performances des boulons à partir des conditions du site, ce qui améliore considérablement les méthodes RMR de base. Les expériences fournissent des informations pratiques sur le comportement des boulons de friction dans des masses rocheuses typiques. L'analyse basée sur les données garantit que les modèles sont applicables aux scénarios souterrains réels. Cela permet une optimisation sur mesure des configurations de boulonnage et des soutènements. Les méthodologies présentées devraient améliorer la sécurité, l'efficacité et la rentabilité du renforcement minier et du creusement de tunnels. Dans l'ensemble, cette étude approfondit fondamentalement la compréhension des performances des boulons de friction, permettant une conception supérieure des soutènements souterrains.

Mots-clés : essais d'arrachement ; capacité portante des boulons ; angle d'anisotropie ; classification RMR ; soutènement minier souterrain

ANALYZING FRICTION BOLTS LOAD BEARING CAPACITY IN VARYING ROCK MASSES: AN EXPERIMENTAL STUDY IN ANTI ATLAS IMITER SILVER MINING REGION, MOROCCO

Soufi Amine, Ouadif Latifa, Souissi Mohammed, Zerradi Youssef, Bahi Anas

Mohammed V University, Rabat, Morocco

This study analyzes how key factors impact friction rock bolt capacity using standard pull-out tests, focusing on 39 mm diameter, 180 cm long split-tube bolts. We investigate bolt performance dependence on rock mass rating (RMR), time after installation, schistosity orientation, surface roughness, and installation quality. The aim is optimizing bolt design and implementation for enhanced underground stability and safety. Results show RMR strongly exponentially correlates with pull-out resistance; higher quality rock masses increase capacity. Anchorage capacity significantly rises over time, especially for RMR above 70. Increasing angle between bolt axis and rock foliation from 0 to 90° boosts pull-out response. Reducing borehole diameter below bolt diameter grows bolt-ground friction. Empirical models estimate load capacity based on RMR, time, orientation, diameter, roughness and installation quality. These reliably predict bolt performance from site conditions, significantly improving on basic RMR methods. Experiments provide practical friction bolt behavior insights for typical rock masses. The data-driven analysis ensures models are applicable to actual underground scenarios. This enables tailored optimization of bolting configurations and supports. Methodologies resented should improve safety, efficiency and cost-effectiveness of reinforced mining and tunneling. Overall, this study fundamentally furthers friction bolt performance understanding, enabling superior underground support design.

Keywords: pull-out tests; bolt bearing capacity; anisotropy angle; RMR classification; underground mine support

IMPORTANCE DE LA GEOPHYSIQUE POUR LA REALISATION DES CARTES D'APTITUDES A L'URBANISATION DES ZONES SINISTREES DU HAUT ATLAS

THE IMPORTANCE OF GEOPHYSICAL STUDIES FOR DEVELOPING URBANIZATION SUITABILITY MAPS IN THE DISASTER-STRICKEN PROVINCES OF THE HIGH ATLAS

Ben Aissa TADILI et Lahsen AIT BRAHIM

1 Ben Aissa TADILI
AMGS, Rabat, Maroc
2 Lahsen AIT BRAHIM
AMGS, Rabat, Maroc

RESUME-Après le séisme du Haut Atlas et avant la phase de la reconstruction un vaste et colossal programme d'études pluridisciplinaires a été réalisé pour une meilleure résilience face aux risques naturels des douars sinistrés. Les études géophysiques (tomographie sismique, SAWS, H/V etc.) et de l'alea sismique se sont avérés d'un grand intérêt dans l'élaboration des cartes d'aptitudes à l'urbanisation dans les provinces sinistrés du Haut Atlas. Le caractère pratique des appareils pour mesurer H/V (portales, légers, temps de mesure 15 à 20 mn/site etc.) aurait pu être utilisé pour déterminer un paramètre sismique important « la Vs30 » des sols lors de la phase de préparation pour une meilleur résilience face aux risques sismiques (plus précise que la carte de facies utilisée).

Mots-clés: Géophysique, Haut Atlas, l'aléa sismique, H/V, Vs30

ABSTRACT-Following the High Atlas earthquake and before the reconstruction phase, an extensive and colossal multidisciplinary study program was undertaken to enhance resilience against natural hazards in the affected villages. Geophysical studies (including seismic tomography, SAWS, H/V measurements, etc.) and seismic hazard assessments proved to be of significant value in creating urbanization suitability maps for the disaster-stricken provinces of the High Atlas. The practical features of the H/V measurement devices (portable, lightweight, with a measurement time of 15 to 20 minutes per site, etc.) could have been employed to determine an important seismic parameter, "Vs30" of soils, during the preparation phase to improve resilience against seismic risks. This method is more precise than the facies map that was used.

Keywords: Geophysics, High Atlas, seismic hazard, H/V, Vs30

ÉVALUATION DES DOMMAGES POST-SÉISME DES BÂTIMENTS EN MAÇONNERIE NON RENFORCÉE : CAS D'AL HAOUZ

POST-EARTHQUAKE DAMAGE ASSESSMENTS OF UNREINFORCED MASONRY BUILDINGS: CASE OF AL HAOUZ

^{1,2}Laila Taoufiq, ³Mimoun Chourak, ²El Mehdi Guendouli, ¹Fatimaezzahra Arrakhiz

¹Laboratory of Materials, Signals, Systems and Physical Modeling, Faculty of Science, Ibn Zohr University, Cité Dakhla, B.P. 8106, Agadir 80000, Morocco

²Interdisciplinary applied research laboratory-LIDRA, international university of Agadir-universiapolis, Agadir, Morocco, ID :60268804

³National School of Applied Sciences -Oujda, Mohammed Premier University, BP 669, 60000, Oujda, Morocco

Résumé

Le 8 septembre 2023, un tremblement de terre d'une magnitude comprise entre 6.8 et 7.2 a frappé la région du Haut Atlas au Maroc, causant des pertes humaines et matérielles très significatives. La majorité des structures endommagées étaient des bâtiments en maçonnerie non renforcée, construits sans ingénierie et présentant des déficiences sismiques majeures. Ce travail présente une étude détaillée des sites des bâtiments endommagés, incluant une analyse des types de dommages observés. En plus des dommages typiques de la maçonnerie des dommages peu fréquents et spécifiques à cet événement ont également été constatés. Les raisons de ces dommages relativement étendus, compte tenu de l'ampleur de l'événement, sont discutées en détail dans ce travail.

Mots-clés : Séisme ; Damage ; Al Haouz, bâtiment non renforcé

Abstract

On 8 September 2023, a severe earthquake occurred in the High Atlas region of Morocco, with a magnitude ranging from 6.8 to 7.2. The event resulted in a considerable loss of life and property. The majority of the damaged structures were unreinforced masonry buildings constructed without engineering and exhibiting significant seismic deficiencies. This study presents an analysis of the observed damage at the affected building sites, including an examination of the types of damage incurred. In addition to the typical masonry damage commonly observed in such events, this event also resulted in a relatively high incidence of specific damage. This work discusses the reasons of the observed damage in detail.

KeyWords : Earthquake; Damage; Al Haouz, unreinforced building

Case study on coastal protection using geosynthetics

Étude de cas sur la protection côtière grâce aux géosynthétiques

Tiru Kulkarni and Sodom BaliReddy

Garware Fibres Techniques Limitée, Pune, Inde

ABSTRAITE

Certes, l'interaction de l'eau et du sol présente à la fois des opportunités et des défis tout au long de l'histoire de l'humanité. L'eau est vitale pour la vie et pour diverses utilisations bénéfiques telles que l'irrigation et la navigation. Cependant, elle peut également constituer des menaces, notamment du fait des inondations, qui nécessitent une gestion efficace pour protéger les vies et les biens (canaux d'irrigation, chenaux de navigation, ouvrages de régularisation des rivières, ouvrages en bord de mer et mesures de protection contre les inondations).

Les géosynthétiques jouent un rôle crucial dans le génie civil en fournissant des solutions à divers défis d'ingénierie liés au contrôle de l'érosion, à la protection contre l'affouillement, aux revêtements, à la gestion des sédiments, au filtrage et au drainage et à la protection de l'environnement. Dans de nombreux cas, les géosynthétiques offrent des solutions rentables par rapport aux matériaux traditionnels comme le béton ou l'enrochement, permettant une construction et un entretien efficaces des structures de gestion de l'eau. Dans cet article, deux études de cas sont discutées utilisant des géosynthétiques dans des applications de voies navigables.

Mots clés: Récuration, érosion, géosynthétiques, gabion en corde en polypropylène, géotube

ABSTRACT

Certainly, the interaction of water and soil presents both opportunities and challenges throughout human history. Water is vital for life and various beneficial uses such as irrigation and navigation. However, it can also pose threats, especially through flooding, which requires effective management to protect lives and property (irrigation canals, navigational channels, river training works, seashore structures, and flood protection measures).

Geosynthetics play a crucial role in civil engineering by providing solutions for various engineering challenges related to erosion control, scour protection, Revetments, sediment management, Filtering and Drainage and environmental protection. In many cases, geosynthetics offer cost-effective solutions compared to traditional materials like concrete or riprap, allowing for efficient construction and maintenance of water management structures. In this paper, two case studies are discussed using geosynthetics in waterways applications.

Keywords: Scouring, Erosion, Geosynthetics, Polypropylene rope gabion, Geotube

SOUSSION A APPEL A COMMUNICATION

Date limite de soumission des résumés : **avant le 15/06/2024**

Contact : Secrétariat CMMMSG

Tel : 05 22 30 27 91 - Fax : 0522 30 15 50 - Email : cmmsg@lpee.ma

Nom et Prénom (Auteur) : ZAKARIA Youssef
Centre Doctoral : Ecole Hassania des Travaux Publics (EHTP)
Société : JESA Casanearshore
Tel/Gsm : 0669501581
Email : youssef.zakaria.civilengineer@gmail.com

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes (à cocher) :

- 1-Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2-Fondations Superficielles et Profondes
- 3-Instabilité de talus
- 4-Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages Particuliers
- 5-Excavation en site urbain
- 6-Liquéfaction des sols
- 7-Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8-Galeries et Tunnels
- 9-Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

Organisateurs

Partenaire officiel

Contact Secrétariat CMMMSG :

CONCEPTION D'UN NOUVEAU MACROELEMENT POUR LA MODELISATION DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE EN CONDITIONS SISMIQUES

A NEW MACROELEMENT MODELING OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION WITH SEISMIC CONDITIONS

Youssef ZAKARIA 1, Younes SALAMI 1,2, Reda JAAFRI 1, Mounia FARAH 1

1 *Ecole Hassania des Travaux Publics, Laboratoire LaGCHEC, BP 8108, Oasis, Casablanca, Maroc*

2 *Ecole Nationale d'Architecture de Fès, Parc Fès-Shore, route de Sidi Hrazem, Fès, Maroc*

RÉSUMÉ – L'objectif de cette étude est de présenter une nouvelle modélisation de type macroélément, basée sur les principes de la théorie de l'hypoplasticité, et permettant de mieux représenter l'interaction sol-structure (ISS) lors des événements sismiques. Ce macroélément vise à pallier les limitations du modèle tridimensionnel de Grange (2008), notamment dans le cas de grandes instabilités ou de fatigue des matériaux que la structure atteint lors de chargements cycliques, où l'écart entre la modélisation et la réalité est plus important. Une analyse physico-mathématique de cette interaction est alors proposée, puis le modèle est intégré numériquement dans un code de calcul afin de tester ses performances en simulation par rapport aux résultats expérimentaux. Cette approche pourrait contribuer à améliorer les normes sismiques et les spécifications de l'art de construire en matière de conception basée sur la performance.

Mots-clés : macroélément, interaction sol-structure, hypoplasticité, conditions sismiques, chargement cyclique.

ABSTRACT – The objective of this study is to present a new macroelement modeling, based on the principles of the hypoplasticity theory, and aimed at better representing the soil-structure interaction (SSI) during seismic events. Its target is to overcome the limitations of the three-dimensional model by Grange (2008), particularly when it comes to significant instabilities or material fatigue the structure reaches during cyclic loading, and which lead to a larger gap between the reality and the model. A physico-mathematical analysis of the soil-structure interaction is therefore proposed, and the model is numerically integrated into a computation code to verify its performance against the experimental results. This approach could contribute to improving seismic standards in terms of performance-based design.

Keywords : macroelement, soil-structure interaction, hypoplasticity, seismic conditions, cyclic loading.

Référence :

Grange, S., Kotronis, P. and Mazars, J. (2008), A macro-element for a circular foundation to simulate 3D soil-structure interaction. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 32: 1205-1227. <https://doi.org/10.1002/nag.664>

SOUSSION A APPEL A COMMUNICATION

Date limite de soumission des résumés : **avant le 15/06/2024**

Contact : Secrétariat CMMMSG

Tel : 05 22 30 27 91 - Fax : 0522 30 15 50 - Email : cmmmsg@lpee.ma

Nom et Prénom (1^{er} auteur) : ZERHOUNI Moulay Idriss

Société : FONDASOL France

Tel/Gsm : +33 7 89 9425 89

Email : moulay.zerhouni@groupefondasol.com

THEME GENERAL : « INSTABILITE DES SOLS : Maîtrise des ouvrages liés aux instabilités »

Sous thèmes (à cocher) :

- 1- Sols Gonflants, Affaissables et Cavités dans le sous-sol
- 2- Fondations Superficielles et Profondes
- 3- Instabilité de talus
- 4- Fondation des Barrages, Ouvrages d'Art et Ouvrages particuliers
- 5- Excavation en site urbain
- 6- Liquéfaction des sols
- 7- Sismotectoniques et Aléas sismiques
- 8- Galeries et Tunnels
- 9- Utilisation des géosynthétiques dans le domaine du Génie civil

STABILISATION D'UN GLISSEMENT DE TALUS ARGILEUX PAR UN REMBLAI EN SOL RENFORCE PAR GEOGRILLES

STABILIZATION OF A LARGE CLAY SLOPE SLIDE BY A GEOGRID REINFORCED RETAINING FILL

Moulay Idriss ZERHOUNI¹, Rabah ARAB², Romain DURAND³

1 FONDASOL, Nanterre, France,

2 HUESKER, Gresswiller, France

3 HUESKER, Gresswiller, France

RÉSUMÉ – Pendant les travaux de construction d'une nouvelle zone commerciale, un large glissement de talus de plus de 6m de hauteur s'est produit sur plus de 200m de long dans un terrain argileux très plastique. Afin de respecter la date contractuelle d'ouverture de la zone commerciale, la réparation du talus et l'aménagement d'un ouvrage de soutènement adapté devaient se faire sur un délai limité n'excédant pas 4 mois. Après avoir examiné la faisabilité de différentes solutions de réparation, c'est la réalisation d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé par géogrilles qui a été finalement retenue pour respecter les contraintes de délai et de stabilité.

Mots-clés : Glissement de talus, remblai renforcé par géogrilles, géosynthétiques,

ABSTRACT – During the construction works of a new commercial zone, a significant slope slide occurred. This slide in a very plastic clay affected a length of more than 200 m. In order to respect the contractual date of the zone opening, the remediation of the embankment and the construction of a new suitable retaining structure had to be carried out in less than 4 months. After examining the feasibility of different repair solutions, a reinforced fill by geogrids was finally chosen to meet deadline constraints and stability requirements.

Keywords : Slope slide, reinforced fill by geogrids, geosynthetics.

La détection de fuites dans les systèmes d'étanchéité

The detection of leaks in sealing systems.

Albert Koffler

Said MAHBOUB, MAHARAT ingénierie, MAROC

RESUME

Localiser précocement et précisément les fuites dans un système d'étanchéité et visualiser les flux d'eau souterraine pour une réparation ciblée dans les travaux publics, les travaux de génie civil et les travaux spéciaux, permet de réduire à minima les dommages, de réduire les coûts grâce à une réparation ciblée, tout en proposant des mesures non destructrices.

Prévenu en temps réel, le client peut réagir immédiatement pour mettre en œuvre les opérations de réparation.

Les fouilles profondes, les ponts et routes, les stations de métro et tunnels, les barrages et retenues diverses, les étanchéités géo-synthétiques dans les bassins, les aires de stockage de déchets, sont les principaux domaines d'application.

Différents exemples illustrent la technologie utilisée ainsi que les principes de mesure dans différents projets.

Mots clés : Géo synthétiques, localisation des fuites, flux d'eau souterraine, réparation ciblée, ingénierie civile, essais non destructifs.

ABSTRACT

Early and precise localization of leaks in sealing systems, along with the visualization of groundwater flow for targeted repairs in public works, civil engineering, and specialized projects, minimizes damage and reduces costs through focused repairs, all while employing non-destructive methods.

By being informed in real-time, clients can react immediately to implement necessary repair operations.

Key application areas include deep excavations, bridges and roads, subway stations and tunnels, dams and various retention structures, as well as geosynthetic seals in basins and waste storage areas.

Various examples illustrate the technologies used and the measurement principles applied across different projects.

Keywords: Geosynthetics, leak localization, groundwater flow, targeted repair, civil engineering, non-destructive testing.

CONFORTEMENT D'UNE VOIE COTIERE A TANGER- ETUDES ET SUIVI DES TRAVAUX

Soufiane CHAGRAOUI

Ingénieur en Chef, BET NOVEC, RABAT, MAROC

RÉSUMÉ – Le projet touristique Ghandouri, aménagé sur une colline en bordure de mer a subi une instabilité du terrain de grande ampleur. La route d'accès mitoyenne aux constructions est emportée sur plus de la moitié de son emprise.

Les terrains formant la colline sont des flyschs greso-pelitiques des nappes de charriage présentent à l'échelle régionale. Elles sont, à cet endroit, plus riches en pelites et argiles, mais comportent quelques passages gréseux notamment dans les reliefs.

L'étude et le suivi d'exécution avaient pour objet, après la mission de diagnostic basée sur les investigations et d'inspections du terrain, la mise au point d'une solution permettant de sécuriser définitivement le projet du complexe touristique situé au-dessus de la route d'accès, moyennant la stabilisation de cet accès.

L'ampleur du désordre et le choix de la solution adaptée avait nécessité une modélisation et des calculs sur des logiciels permettant de localiser les zones de faiblesse, de délimiter la masse en mouvement et d'optimiser les moyens de traitement. Le confortement retenu à l'issue de cette étude, est la mise en place d'un système de soutènement en pieux et tirants d'ancrage.

En fin, les mesures inclinométriques ont permis la localisation de la surface ainsi que l'efficacité du traitement exécuté pendant et après les travaux.

1. Introduction

Le projet touristique Ghandouri, aménagé sur une colline en bordure de mer a été menacé par des instabilités du terrain de grande ampleur. La route d'accès mitoyenne aux constructions était emportée sur plus de la moitié de son emprise par des glissements répétitifs.

L'objectif de cette étude était la mise au point d'une solution adéquate permettant de stabiliser l'emprise et de sécuriser définitivement le projet situé au-dessus de la route d'accès, moyennant la stabilisation de cet accès.

Pour cela, il était nécessaire de commencer par le relevé des principales caractéristiques géologiques et géotechniques, du terrain concerné par le glissement, en synthétisant l'ensemble des données et investigations effectuées.

2. Présentation générale

2.1 Situation et contexte géologique

Le complexe touristique est situé sur la colline de Ghandouri, en bordure du détroit de Gibraltar, à 3 km du centre-ville de la ville de Tanger.

Le glissement de talus affectant une chaussée au sein de ce complexe, se situe sur le versant exposé au Nord-Ouest sur la baie de Tanger.

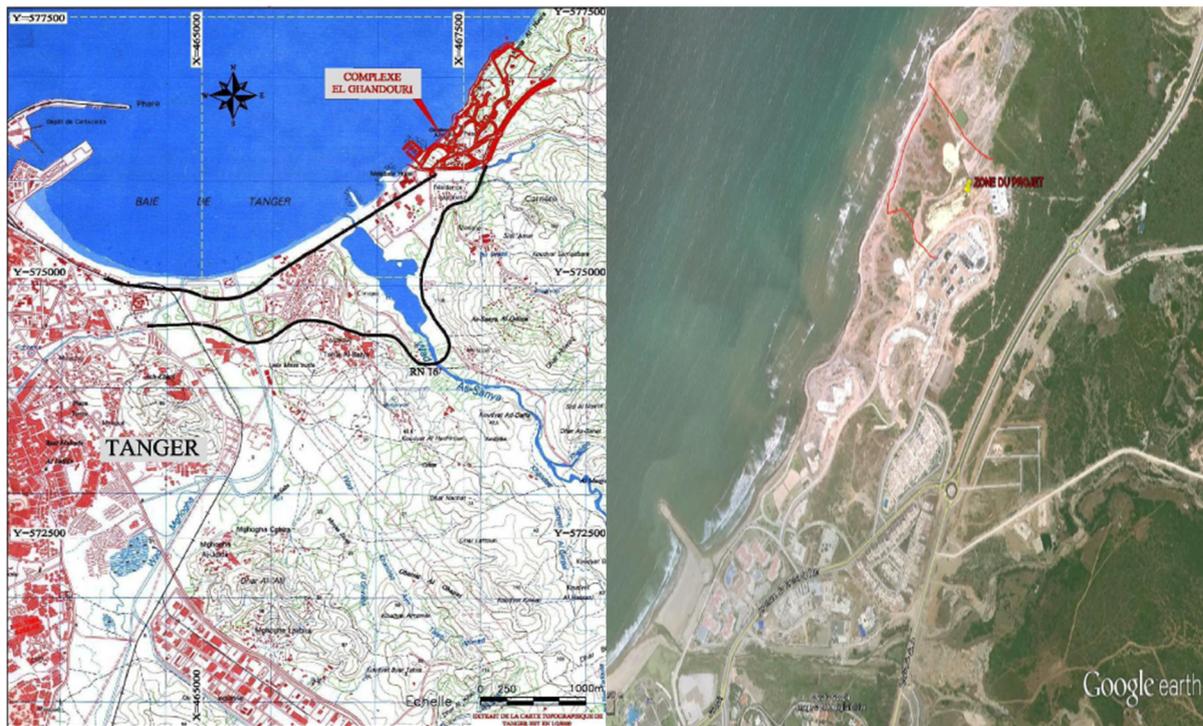


Figure 1. Localisation du site de l'étude.

Les terrains formant la colline sont des flyschs greso-pelitiques des nappes de charriage présentes à l'échelle régionale. Elles sont, à cet endroit, plus riches en pelites et argiles, mais comportent quelques passages gréseux notamment dans les reliefs.

Le terrain concerné par le glissement appartient à la nappe géologique de Melloussa faisant partie du domaine des flyschs du Rif, largement charriés sur le domaine externe.

La nappe de Melloussa est très étendue. Elle est constituée surtout d'une épaisse série de flysch verdâtre, de plus en plus argileux vers le haut, et datée de l'Albo-Aptien.

La lithologie est composée d'un faciès prédominant forme de pelite schisteuse en banc surmonte de grès gris et jaunes.

Le quaternaire est présent avec son faciès continental constitue par des alluvions en général assez fines et des sables blancs a remaniement éolien. Du point de vue structural, la nappe de Melloussa est la première nappe déposée sur l'unité de Tanger, composée essentiellement a la base d'un flysch schisto-quartziteux et des argilites bleu-vert avec quelques bancs de grès fins.

Au-dessus de la nappe de Melloussa, se trouve la nappe de Beni Ider. Cette dernière est caractérisée par la présence d'alternances de grès micacés et de pelites a faciès flysch alors que la formation de Tisirienne est connue par l'alternance de grès jaune a grain fin et d'argilites bariolées.

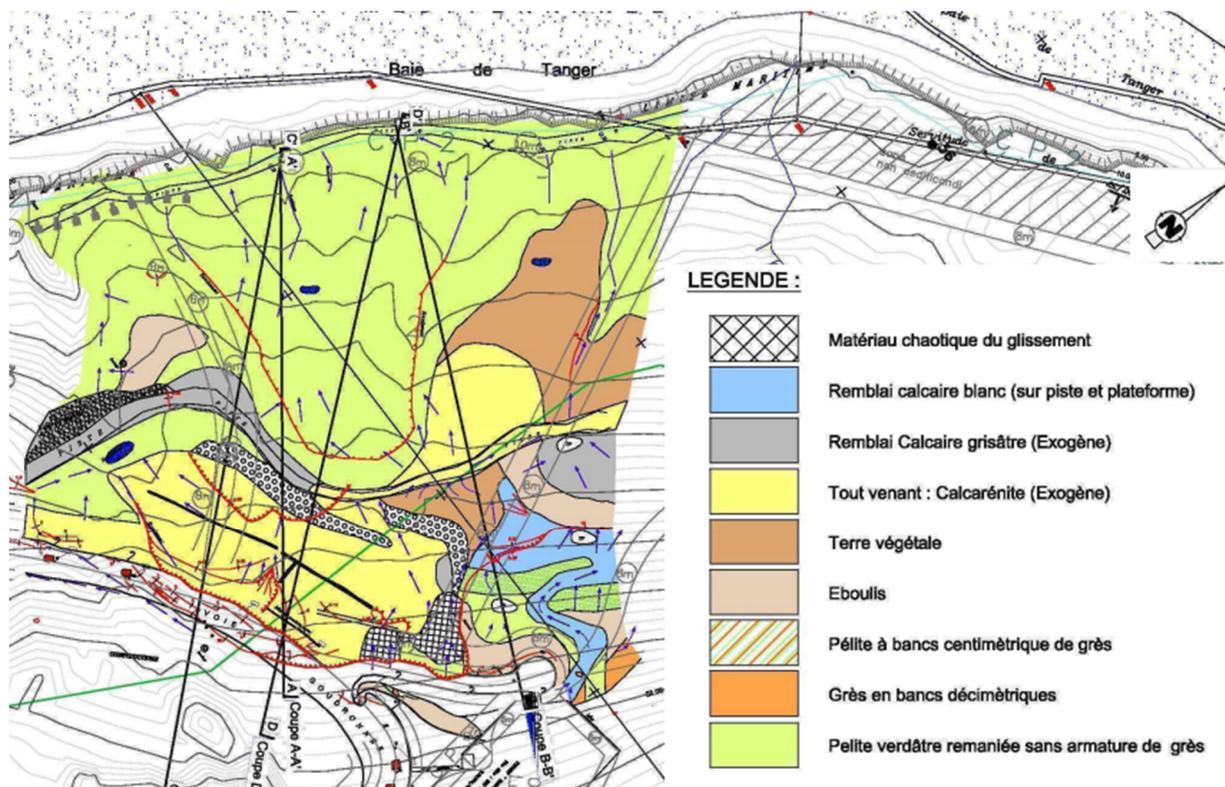


Figure 2 Contexte géologique et niches d'arrachement dans la zone de l'étude

2.2 Historique

Peu de données existent sur l'activité historique des mouvements de terrain dans la zone. Seules quelques rares études mettent en évidence des enregistrements d'instabilités anciennes. La comparaison des relevés topographiques effectués à quelques années d'intervalle permet toutefois de détecter les mouvements récents.

La route d'accès à stabiliser avait déjà fait l'objet d'une première tentative de stabilisation par un mur en « L », mais sans succès car la surface de glissement était plus profonde que la base du mur. Par la suite un remblai tout venant non argileux a été mis en place pour combler les effondrements en tête de glissement, la surcharge ainsi apportée n'a fait qu'accroître l'instabilité qui n'a cessé de se développer.



Figure 3: Photographies de quelques désordres suite au glissement de terrain

Les terrains visibles en surface sont constitués par endroits de remblai tout-venant et d'éboulis qui surmontent un substratum en pelite a structure chaotique.

Depuis la niche d'arrachement jusqu'à la mer, le substratum est sub-affleurant mais il manifeste des remaniements dus à des travaux de stabilisation et d'assainissement ainsi que des mouvements naturels progressifs de glissement actives par l'érosion due à l'effet de la houle.

Un cordon en enrochement est disposé au pied du versant sur le rivage, mais il est largement sous-dimensionné pour lutter efficacement contre les vagues. Des traces de travaux de stabilisation superficielle par bermes sont présentés sur le versant entre le glissement et la mer.

2.3 Diagnostic du glissement

Les mouvements de terrain faisant l'objet de la présente étude sont dus à la conjonction de conditions défavorables qui s'énumèrent comme suit :

- La constitution du terrain à forte composante argileuse, duquel l'armature gréseuse a été éliminée, du moins en surface, pour servir comme matériau de construction ;
- Présence de la mer en pied de versant. Le pouvoir érosif qui en résulte joue un rôle déterminant dans le sapement de la partie inférieure du versant ; la protection mise en place est peu efficace de ce point de vue ;
- Apport d'eau d'infiltration par les bancs gréseux et probablement aussi par le réseau d'assainissement du projet ;
- Les rechargements successifs en tête de glissement, dont le premier correspond au remblai de la chaussée a sa première réalisation.

Du point de vue morphologique, la pente est forte au voisinage de la chaussée et devient de l'ordre de 20 % en pied de versant. Les traces de l'érosion par ravinement sont bien visibles dans la pelite.

Du point de vue structural, des traces d'anciens glissements ont été observées dans la pelite. Ces glissements sont matérialisés par des cicatrices en niches d'arrachement, représentées dans la coupe suivante :

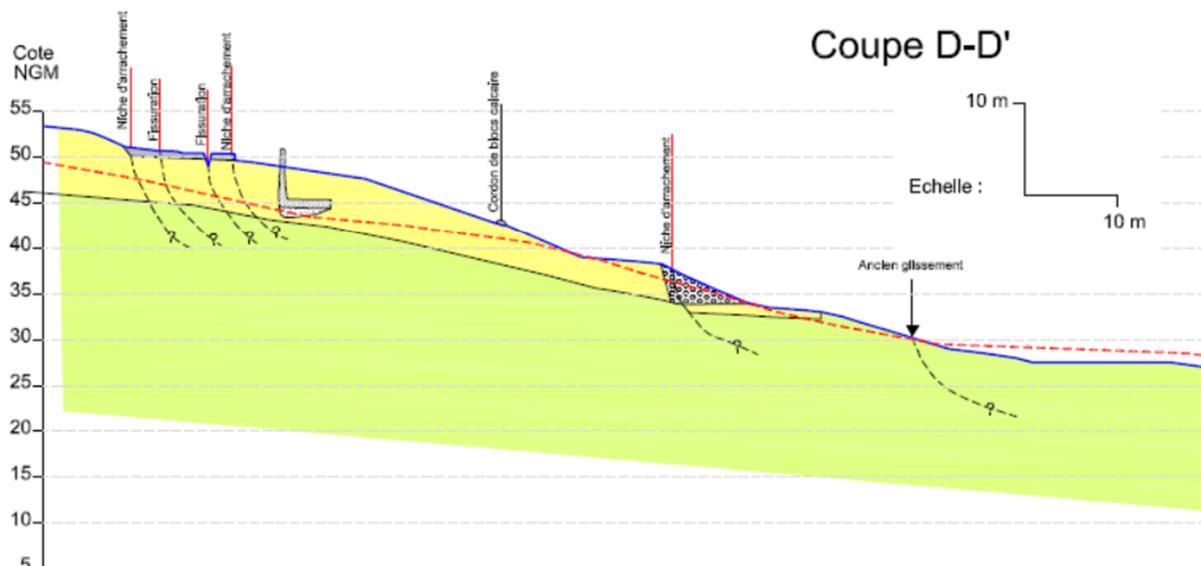


Figure 4: Coupe type au niveau du versant affecté par glissement

Le glissement actuel se manifeste par une succession de fissures, décrochements et affaissements affectant la chaussée et le terrain en contrebas. La niche d'arrachement supérieure est d'environ 120m de long avec une concavité tournée vers la mer.

3. Reconnaissance Géotechnique

Une fois le fond topographique de la zone concernée établi et complète par le relevé géologique, une campagne de reconnaissance par forages pressiométriques et forages carottes avec prélèvement d'échantillons intacts a été définie. Un programme d'essais de laboratoire a également été arrêté. Le Tableau 1 ci-après synthétise la campagne géotechnique effectuée.

Désignation	Quantité
Sondages carottés SC1 à SC5 (profondeur 30 m)	5
Sondages pressiométriques SP1 à SP5 (profondeur 30 m) avec essais tous les 1 m, indépendants des premiers	5
Analyse granulométrique	20
Limites d'Atterberg	20
Poids spécifique apparent γ compris teneur en eau	26
Essai triaxial consolidé non drainé avec mesure de u (CU+U)	5
Essai cisaillement consolidé rapide	4
Essai cisaillement consolidé lent	6

Tableau n°1 : Campagne géotechnique réalisée

Une installation de forages inclinométriques a été également réalisée avec un suivi de mesure pendant les travaux de confortement.

Les essais géotechniques effectués sur les prélèvements "intacts" aboutissent aux paramètres suivants:

- limite de liquidité variant entre 35 et 66 % avec une moyenne de 48 % ;
- indice de plasticité variant entre 13 et 31 % avec une moyenne de 22 % (plasticité moyenne à élevée)
- masse volumique variant entre 19 et 24 kN/m³ (pelite à passages denses et donc à résistance élevée)
- C' variant entre 15 et 55 kPa (cette cohésion correspond aux passages non cisailés)
- ϕ' variant entre 16 et 27° (grande variabilité en fonction notamment de l'état de densité et de l'importance de la composante argileuse)

4. Étude de stabilité

4.1 Méthode et approche de calcul

Les calculs ont été menés à l'aide du logiciel Slope/W de la firme canadienne Geo-Slope.

Les résultats seront donnés pour la méthode de Morgenstern-price. La méthode de rupture choisie est la rupture circulaire. Le modèle utilisé dans l'étude de stabilité est celui de Mohr-Coulomb.

Les calculs de stabilité sont effectués pour la situation actuelle et la situation avec un système de confortement. L'ensemble des calculs de stabilité est réalisé à long terme (situations drainées) à l'ELS (État limite de service). L'approche pour le calcul de stabilité suit les étapes suivantes :

- L'établissement de la coupe ;
- Évaluation des paramètres c' et ϕ' (valeurs caractéristiques) ;
- L'ensemble des calculs de stabilité pour la situation avec un système de confortement est effectué d'une part en mode statique et d'autre part en mode sismique. Le facteur de sécurité globale, FS, de 1.5 est visé pour un chargement statique ;
- Sous charges sismiques, une accélération nominale de 0.19 g est retenue pour le projet. Un facteur de sécurité globale, FS, supérieur ou égal à 1.0 est visé pour les calculs avec charges sismiques.

Au démarrage de l'étude, aucune donnée géotechnique découlant d'essais in-situ ou de laboratoire n'était disponible. Aussi, a-t-il été jugé opportun de mener un calcul à rebours pour avoir une première idée des paramètres géotechniques expliquant les instabilités observées. Diverses hypothèses ont été considérées pour la caractérisation des sols et pour la position de la nappe, dont l'impact est notable.

Deux paramètres ont donc été considérés, l'angle de frottement interne et le niveau de la nappe. La cohésion est prise égale à zéro puisqu'il s'agit d'un sol ayant déjà fait l'objet de mouvements.

La zone retenue correspond à l'endroit où les mouvements du terrain semblent les plus importants à la comparaison entre les relevés topographiques disponibles.

L'analyse de stabilité a été effectuée sur la géométrie réelle du terrain sur la coupe géologique D-D'

Le talus a une pente naturelle de l'ordre de 17 %. La géométrie du modèle en situation actuelle est présentée en annexe 2.

4.2 Solution de confortement

Les essais de laboratoire donnent des paramètres de la résistance au cisaillement correspondant aux valeurs de pic. S'agissant de la stabilisation d'un glissement préexistant, il convient naturellement de retenir les paramètres résiduels, comportant une cohésion nulle et un frottement correspondant aux valeurs les plus faibles données par les essais, lesquelles sont cohérentes avec l'analyse à rebours.

Dans un cas de ce type, ou il est exclu de rechercher le terrain en place, à plus de la douzaine de mètres de profondeur, pour asseoir un mur de soutènement, sous peine de mettre en danger les bâtiments en exploitation. Seule la solution paroi moulée ou pieux avec ancrages actifs est envisageable. Le choix s'est porté sur des pieux en béton armé connectés par des poutres continues au droit de chaque ligne d'ancrages. La paroi moulée est écartée du fait qu'elle exige un terrain plus régulier et qu'elle ne peut être réalisée que par un nombre restreint d'entreprises.

La masse glissée s'étendrait sur une profondeur de 10 à 12 m. L'analyse de stabilité a été effectuée sur la géométrie réelle du terrain sur la coupe D-D pour 2 cas :

1. des pieux en béton armé
2. des pieux en béton armé avec 2 tirants d'ancrage

Les pieux ont un diamètre de 1200 mm, une longueur de 20 m et sont espacés de 2.5 m.

Les tirants d'ancrage ont une longueur de 30 m. Le tirant supérieur se trouve à 1 m de la tête de pieu avec une inclinaison de 20° et le tirant inférieur à 4 m de la tête de pieu avec une inclinaison de 30°.

Chaque tirant est composé :

- D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'une plaque d'appui.

- D'une partie libre de 20 m qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.

- D'une partie scellée de 10 m qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement.

Les tirants d'ancrage sont actifs. Ils sont mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations.

	Longueur (m)	Inclinaison (°)	Espacement (m)	Effort (kN)
Pieux ϕ 1200 mm	20	-	2.5	-
Tirant 1 (supérieur)	30	20	2.5	420
Tirant 2 (inférieur)	30	30	2.5	700

Tableau n°2 : Caractéristiques des pieux et tirants d'ancrage

Une charge de trafic de la voie goudronnée de 10 kN/m² a été prise en considération dans la situation du confortement. La voie est située à 4 m du pieu avec une largeur de 8 m.

La géométrie du modèle de la solution de confortement est présentée sur la Figure 5.

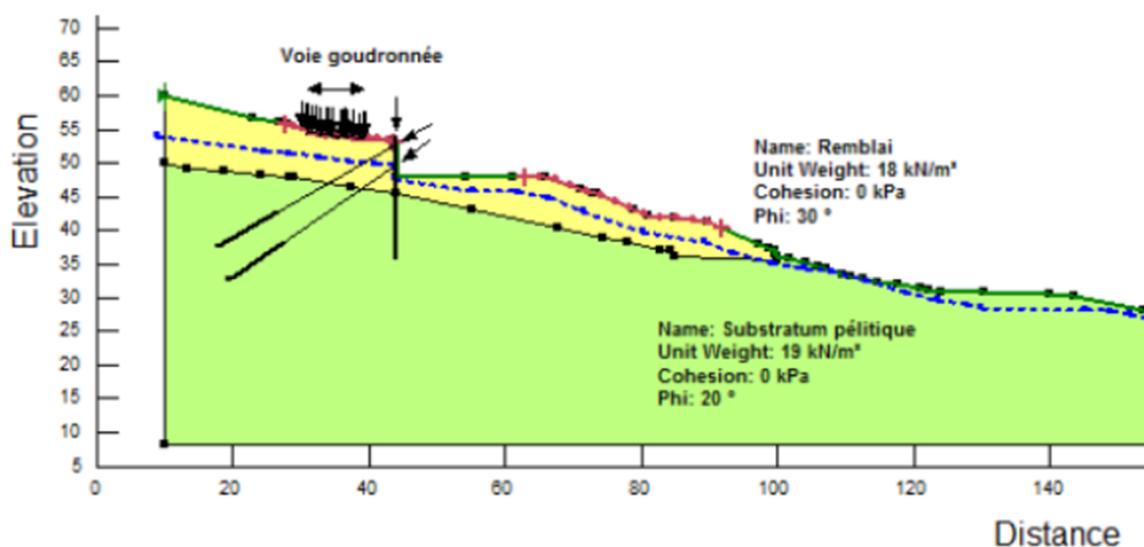


Figure 5: Géométrie du modèle de confortement selon la coupe D-D' (pieux tirants d'ancrage)

Les résultats des calculs de stabilité de la situation de confortement sont résumés dans le tableau suivant pour $\phi' = 15^\circ$ et $\phi' = 20^\circ$. Les sorties graphiques des calculs donnent les surfaces circulaires critiques (correspondant au plus faible coefficient de sécurité) et sont consignées en annexe 2

Coupe étudiée	Profondeur de la nappe d'eau sous le TN (m)	Solution	Facteur de Sécurité	
			FS sans séisme (condition FS > 1.5)	FS avec séisme (condition FS > 1.0)
Coupe D – D	3	1. Pieux	1.2 (15°) / 1.6 (20°)	0.9 (15°) / 1.2 (20°)
		2. Pieux avec 2 tirants d'ancrage	1.6 (15°) / 2.0 (20°)	1.1 (15°) / 1.4 (20°)

Remarque : la valeur entre parenthèses correspond à l'angle de frottement considéré

Tableau n°3 : synthèse des résultats des calculs de confortement

Les coefficients de sécurité obtenus pour la deuxième solution de confortement (pieux avec 2 tirants d'ancrage) sont satisfaisants. Les calculs menés avec les caractéristiques mécaniques retenues dans le tableau 3 montrent que la stabilité de la voie corniche au complexe touristique Ghandouri est assurée.

Il a été jugé prudent compte tenu des enjeux en question d'être conservatif sur les caractéristiques mécaniques de la fondation, sachant que la nappe pourra être plus proche de la surface en période très pluvieuse.

1. La stabilité du talus est assurée avec un coefficient de sécurité minimal de l'ordre de 1.6 pour le cas sans séisme.
2. A l'occurrence d'un séisme d'accélération 0.19 g, le coefficient de sécurité minimal est de l'ordre de 1.1.

Les études de sensibilité ont notamment montré qu'à partir d'une hauteur de la masse glissée supérieure à 8 m, les tirants d'ancrage deviennent nécessaires pour limiter les déplacements en tête de pieux. La coupe en travers type est donnée dans la figure ci-après :

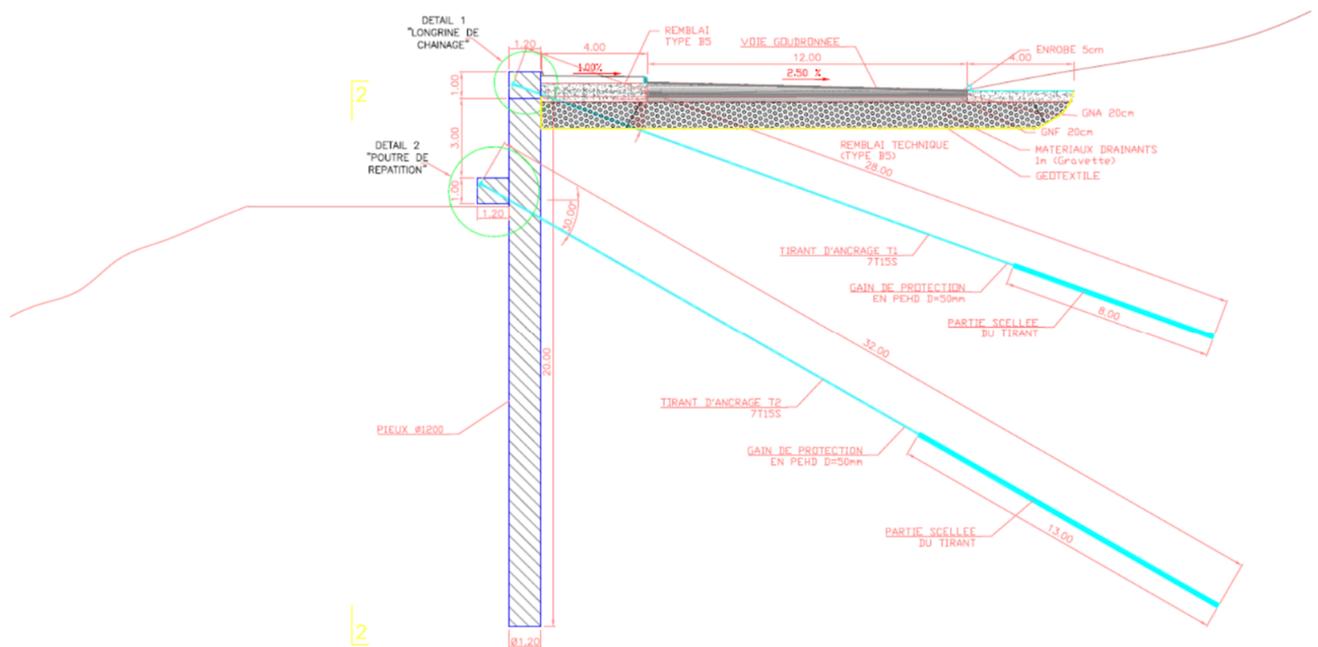


Figure 6: coupe en travers type du soutènement réalisée

5. Suivi des travaux

Le suivi des travaux de la réalisation du confortement de la voie et des travaux VRD a été assuré par un technicien résident et des missions ponctuelles d'un ingénieur. Cette phase avait compris, en plus des travaux ordinaires, le suivi et interprétation des mesures inclinométriques afin de valider l'efficacité de la solution et contrôler l'impact des travaux sur l'hôtel avoisinant.

La mise en place des tirants d'ancrage précontraints, conformément aux prescriptions de la norme NBN EN 1537, avait nécessité, après la phase d'accrochage du tirant dans le terrain est réalisé par scellement au coulis de ciment, une mise en tension des tirant dès que le scellement avait atteint une résistance suffisante et conformément aux articles 5.40 à 5.44 des recommandations TA 95.



Figure 7: Mise en tension d'un tirants d'ancrage

Quelques tirants d'essais ont fait l'objet d'essais sur tirants afin de valider les hypothèses de calculs et la bonne exécution de l'entreprise.

6. Conclusion

Cette étude, qui avait la contrainte d'avoir un important bâtiment avoisinant, a montré l'intérêt de faire un bon diagnostic pluridisciplinaire le plutôt possible afin de détecter les premiers signes et les cause de l'instabilité, prendre les mesures appropriées en urgence et s'orienter vers la solution la plus adaptée. Le suivi par instrumentation dans ce contexte particulier, avant et pendant les travaux de confortement, est très recommandé afin valider les hypothèses géotechnique et l'approche modélisatrice, il servira également à contrôler l'impact des travaux sur les ouvrages mitoyens.

Bibliographie

SAADI, HUMBERT, THAUVIN, MARIOTTI, STAHL, LACOMBE, BRYSSINE, IONESCO, PONSICH. (1971) Mémoire explicatif de la Carte géotechnique de Tanger au 1/ 25 000, Rabat, Editions du service géologique du Maroc, 178p.

BLONDEAU,F. (1985-1986) La stabilité des pentes, Paris, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 67p.

PHILIPPONNAT,G., HUBERT, B. (1979) Fondations et ouvrages en terre, Paris, Editions Eyrolles, 541p.

HAKIMI,A., KABBAJ, A., COMBE, M. (1971) Ressources en eau du Maroc Tome 1 : Domaines du Rif et du Maroc Occidental, Rabat, Editions du service géologique du Maroc, 317p.

FAURE, R.M., GRESS, J.C., Drainage des pentes : Exemples de solutions.

Annexe 1 : Illustration photographique avant confortement

Situation du complexe – Zone de désordre

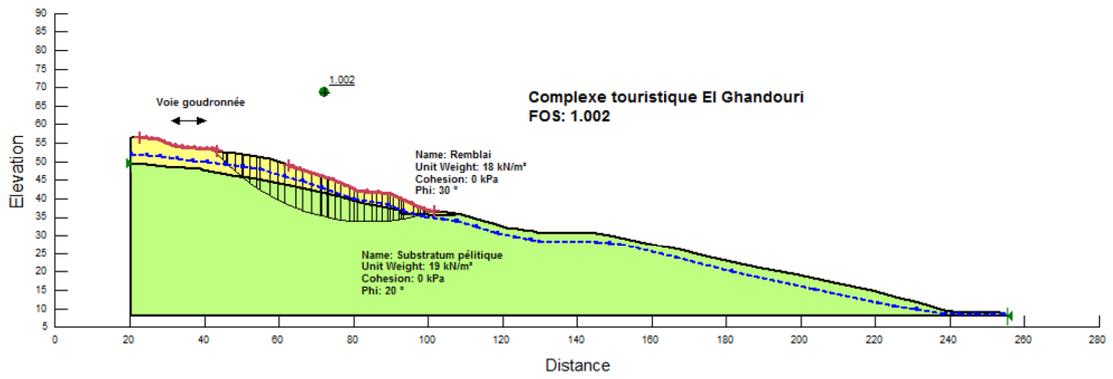


Désordres :
(fissuration/déplacement/Affaissement)



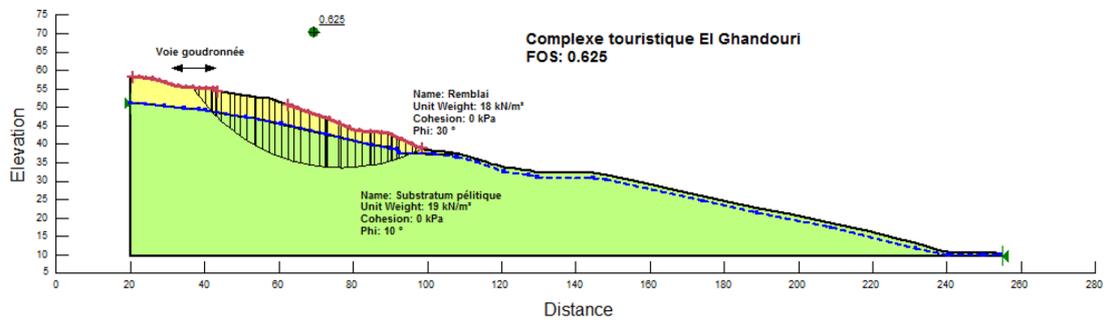
Annexe 2 : Résultats des calculs de stabilité

Pélite : $c'=0$ kPa et $\varphi'=20^\circ$

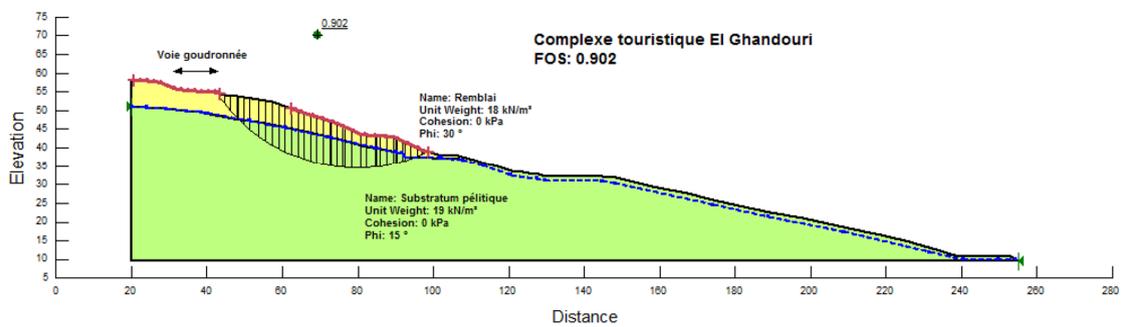


- Profondeur de la nappe d'eau 5 m sous le TN:

Pélite : $c'=0$ kPa et $\varphi'=10^\circ$



Pélite : $c'=0$ kPa et $\varphi'=15^\circ$

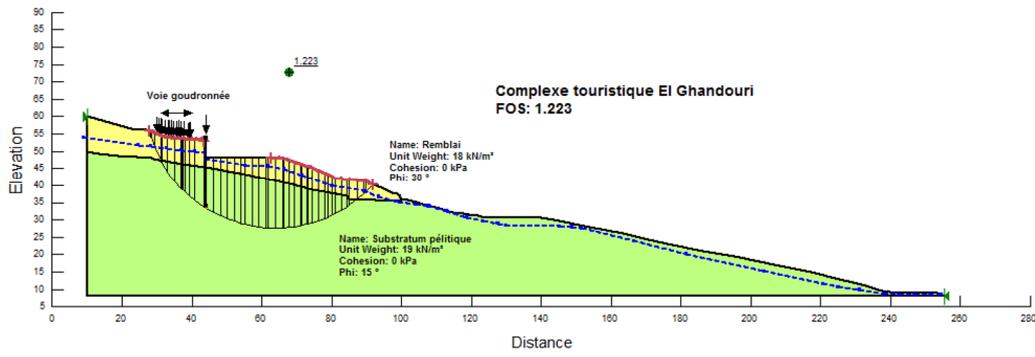


Solution de confortement

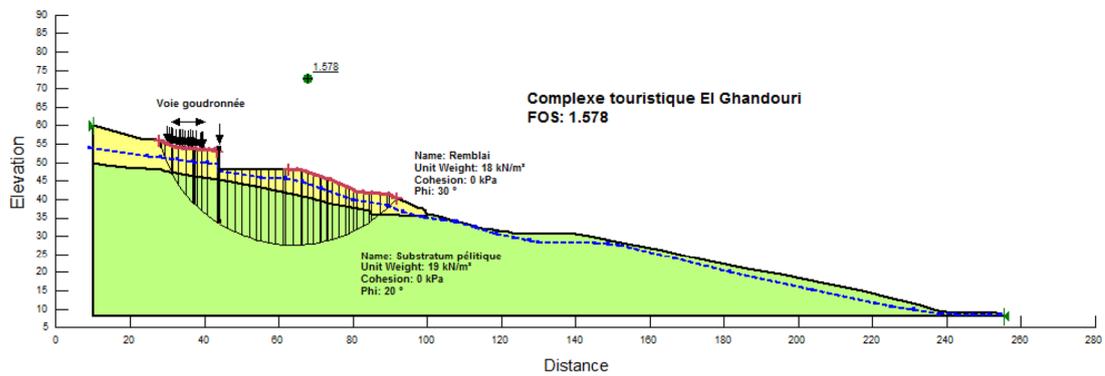
1. Pieux en béton

- Sans séisme
- Profondeur de la nappe d'eau 3 m sous le TN

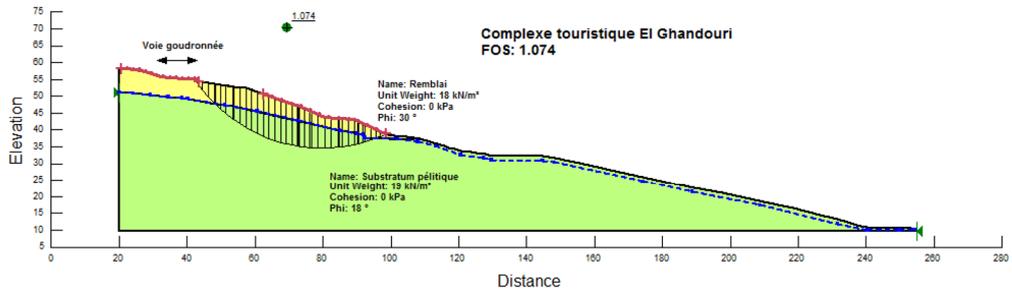
- Pélite : $c'=0$ kPa et $\varphi'=15^\circ$



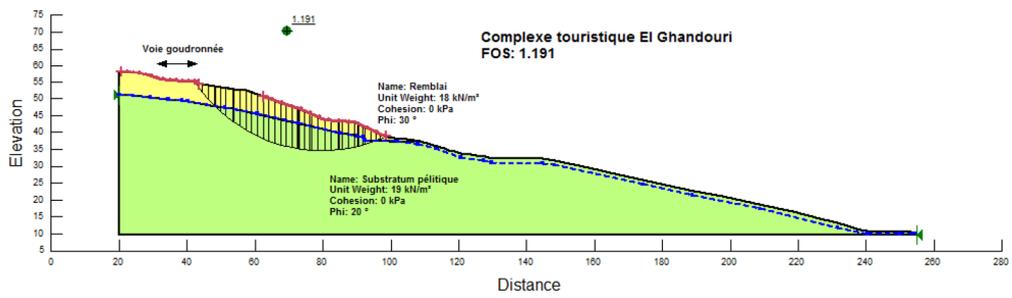
- Pélite : $c'=0$ kPa et $\varphi'=20^\circ$



Pélite : $c'=0$ kPa et $\varphi'=18^\circ$



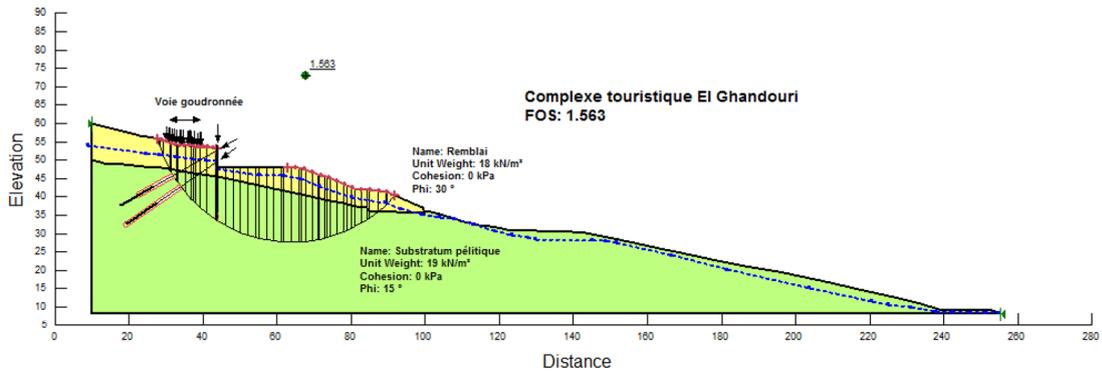
Pélite : $c'=0$ kPa et $\varphi'=20^\circ$



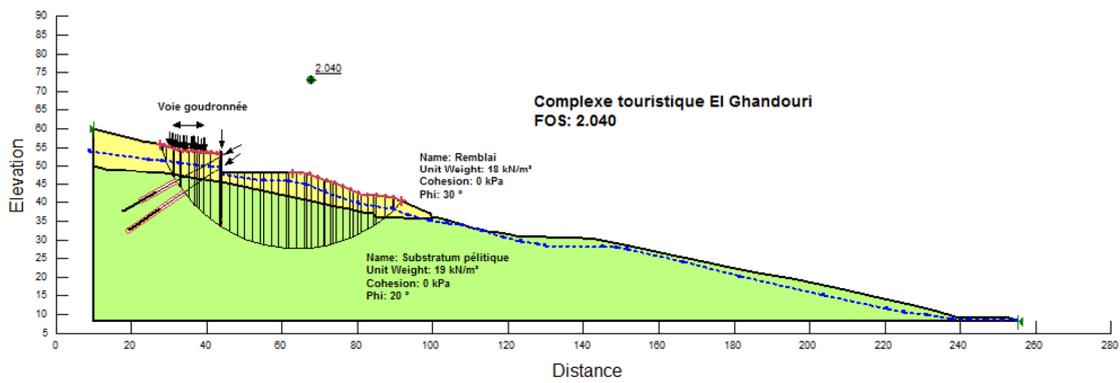
2. Pieux en béton avec tirants d'ancrage

- Sans séisme
- Profondeur de la nappe d'eau 3 m sous le TN

- Pélite : $c'=0$ kPa et $\varphi'=15^\circ$

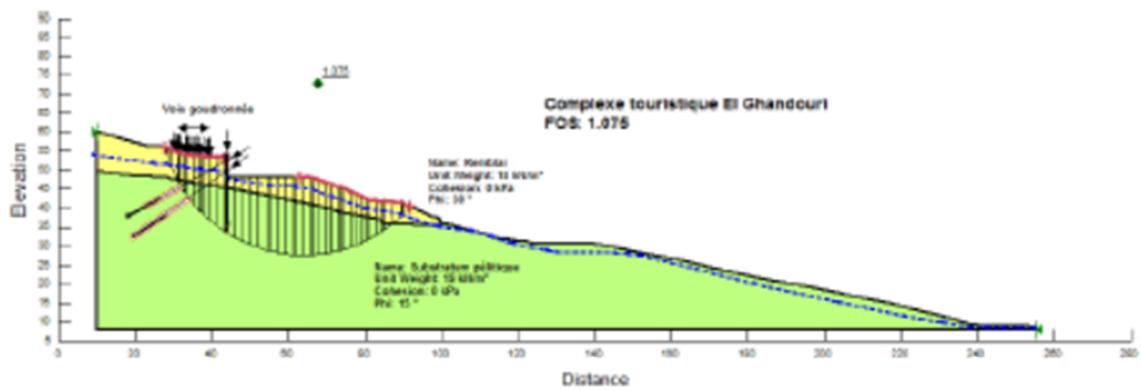


- Pélite : $c'=0$ kPa et $\varphi'=20^\circ$

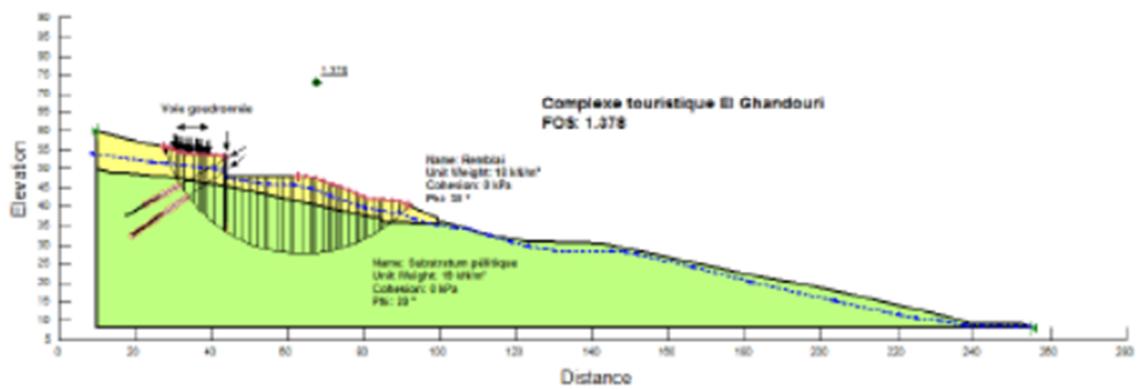


- Avec séisme
- Profondeur de la nappe d'eau 3 m sous le TN

- Pélite : $c'=0$ kPa et $\phi'=15^\circ$



- Pélite : $c'=0$ kPa et $\phi'=20^\circ$



Annexe 3 : Illustration photographique pendant les travaux de confortement



Justifications et gestion des instabilités liées au creusement d'une galerie hydraulique T200 (intersection du Réseau ONCF et RAK).

H.Cherifi ⁽¹⁾, M.ETTAYEB⁽²⁾

⁽¹⁾ IFSTTAR, Université Gustave Eiffel – Département GERS, Paris

⁽²⁾ Bureau d'Ingénierie et d'Etudes Technique, d'Assistance et du Pilotage **BIETAP**

Résumé :

Le creusement des galeries par la méthode conventionnelle présente plusieurs complexités liées à la maîtrise des déformations engendrées par le creusement et les sollicitations supportées par les soutènements provisoires et le revêtement définitif. Ce retour d'expérience présente un récent cas traité pour le compte de la régie autonome de la gestion de l'eau et de l'électricité de Kénitra afin de justifier les opérations de la réalisation d'une nouvelle galerie hydraulique à section ovoïdale de type T200 et qui chevauche la voie ferrée de l'ONCF. Le souci majeur était de bien justifier les tassements, tassements différentiels et mise en pente engendrés par les opérations de creusement dans un contexte géologique relativement complexe. En fait, le sous-sol est marqué par une couche de remblai sableux à faibles caractéristiques mécaniques suivie par un substratum sableux-gréseux à consistance variable. Ainsi, l'analyse de ces trois critères est faite via la méthode des éléments finis avec un modèle en déformations planes (2D). Les taux de déconfinement étaient variés pour l'analyse en déformations et celle des sollicitations. Le sol est modélisé via une loi de type Hardening Soil Model (HSM) permettant la considération des effets de déchargement. Les résultats trouvés permettent de bien justifier la galerie en question suivant le phasage de réalisation adopté par l'entreprise et d'estimer les tassements de la voie ferrée jugés comme admissibles.

Mots clés : Tunnel, convergence- confinement, éléments finis, HSM.

1. DESCRIPTION GENERALE DU PROJET

Le projet consiste à l'ouverture d'une galerie d'assainissement Ovoïde T200 sur une longueur de 103.59 (Erreur ! Source du renvoi introuvable.) m et trois puits superficiels (Erreur ! Source du renvoi introuvable.).

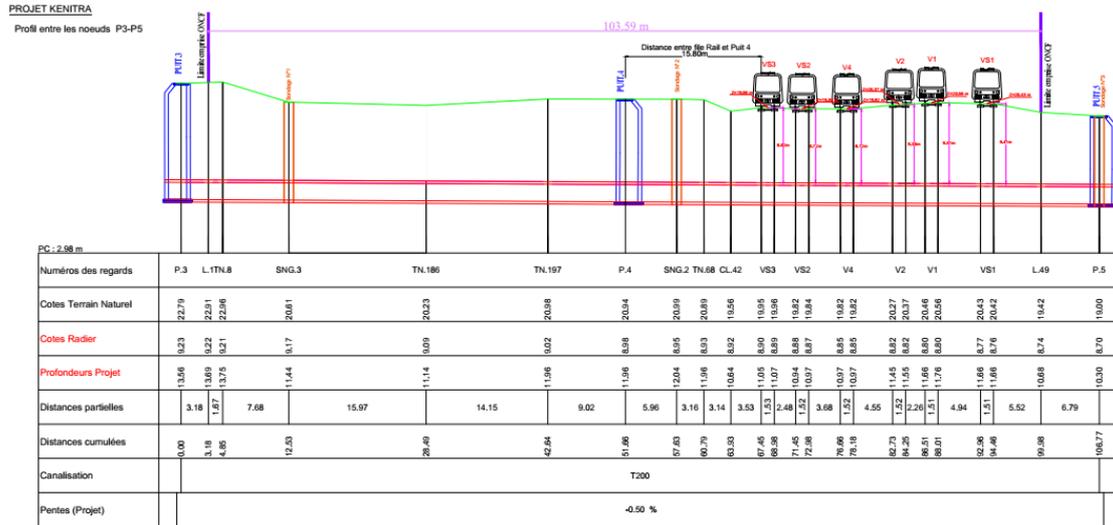


Figure 1: Extrait du profil en long.

La galerie chevauche la ligne ferrière de l'ONCF avec une couverture de 8.72 m (Erreur ! Source du renvoi introuvable.).



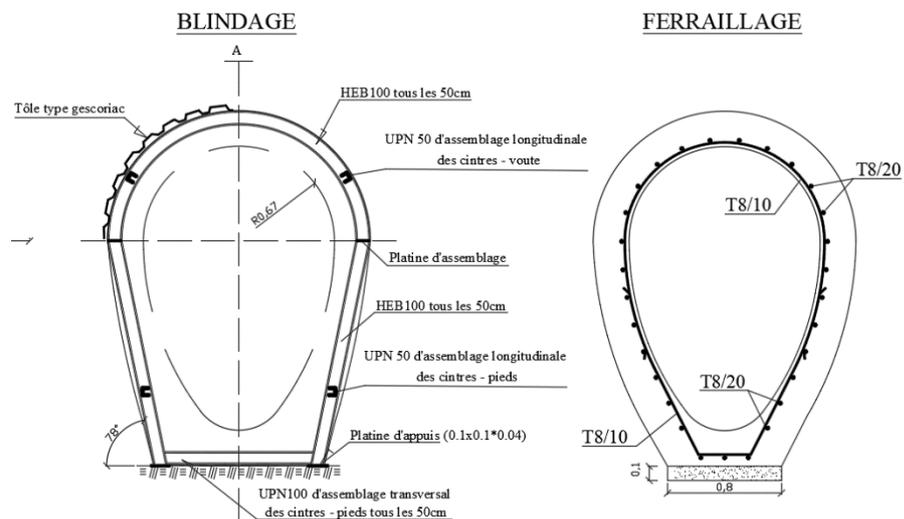
Figure 2: Image illustrative indiquant la position de l'axe du projet

2. MODELE GEOTECHNIQUE

2.1. Synthèse des reconnaissances

La mission G2 était réalisé tenant compte du programme de reconnaissance suivant :

Tableau 1 : coordonnées Lambert des sondages réalisés



Sondage carotté (SC) / puits manuel (P)	X	Y	Profondeur en (m)
SC1	389720.90	405626.52	14.00
SC2	389681.14	405647.80	14.00
P1	389638.29	405671.86	11.00

La caractérisation physico-mécanique des différentes couches traversée s'est basée sur des essais au laboratoire et des essais pressiométriques conformément aux normes marocaines en vigueur. Le terrain est relativement plat avec une cote du TN qui varie entre 22.79 et 19.00 NGM.

Le Tableau 2 ci-après présente la stratigraphie retenue au droit de ce projet au stade G2PRO :

Tableau 2: Stratigraphie retenue au droit du site de projet

Formation	Toit (NGM)	Base (NGM)	Epaisseur (m)
Remblais de surface et éboulis	+20	+16.5	3.5
Sable argileux rougeâtre	+16.5	+12.8	3.7
Sable grésifié jaunâtre	+12.8	+6.0	6.8

Les sols en place sont modélisés par un modèle HSM (adapté à la nature de ces formations et aux types de chargement subit par le sol). Les modules de déformations sont estimés à partir des modules pressiométriques de la manière suivante :

$$E_{\text{déf}} = (k * E_m) / \alpha$$

Avec :

α le coefficient rhéologique de la formation

E_m le module pressiométrique de la formation

La paramètre K_0 est calculé à partir de la formule de Jaky :

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi)$$

Les caractéristiques mécaniques obtenues par l'ensemble des essais réalisés et les estimations faites des paramètres manquants permet les valeur retenues dans le tableau suivant:

Sol	γ_h	E_m (MPa)	E (MPa)	α	c' (kPa)	ϕ'	K_0
	[kN/m ³]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kPa]	[°]	[-]
Remblais de surface	18*	10*	45*	1/3	0*	30*	0.50
Sable argileux rougeâtre	16.2	12*	48*	1/2	15	21	0.64
Sable grésifié jaunâtre	17.6	20*	80*	1/2	15**	28	0.53

En ce qui concerne la présence de la nappe phréatique, et d'après le rapport de la mission géotechnique, aucun niveau d'eau n'a pu être détecté lors des sondages carottés réalisés, en raison des conditions de perforation. Cependant, étant donné la nature des formations géologiques (milieu probablement aquifère), il a été décidé de se baser sur le niveau indiqué par la cartographie hydrogéologique de la zone ainsi que sur les données issues du puits P5, réalisé sur un site adjacent au projet. Par conséquent, le niveau retenu est de -11 m par rapport au terrain naturel (TN).

2.2. Géométrie du modèle numérique

Les dimensions du modèle 2D aux éléments finis sont choisies pour éviter tout effet de bord sur les résultats de calcul : 100 m x 35 m (longueur x hauteur). Le maillage 2D contient des éléments quadratiques à 15 nœuds. A noter que la coupe du calcul est celle à couverture minimale (choix sécuritaire pour justifier les déformations) et qui correspond à la zone entre les regards VS2 et V4.

Concernant la géométrie de la galerie étudiée, elle adopte un profil classique en forme d'ovoïde, correspondant au modèle standard T200. Ce type de galerie est couramment utilisé dans les infrastructures hydrauliques, en particulier pour le transport d'eau sous pression ou à débit gravitaire. Le profil ovoïde T200 est caractérisé par une section transversale optimisée pour favoriser l'écoulement et minimiser les pertes de charge

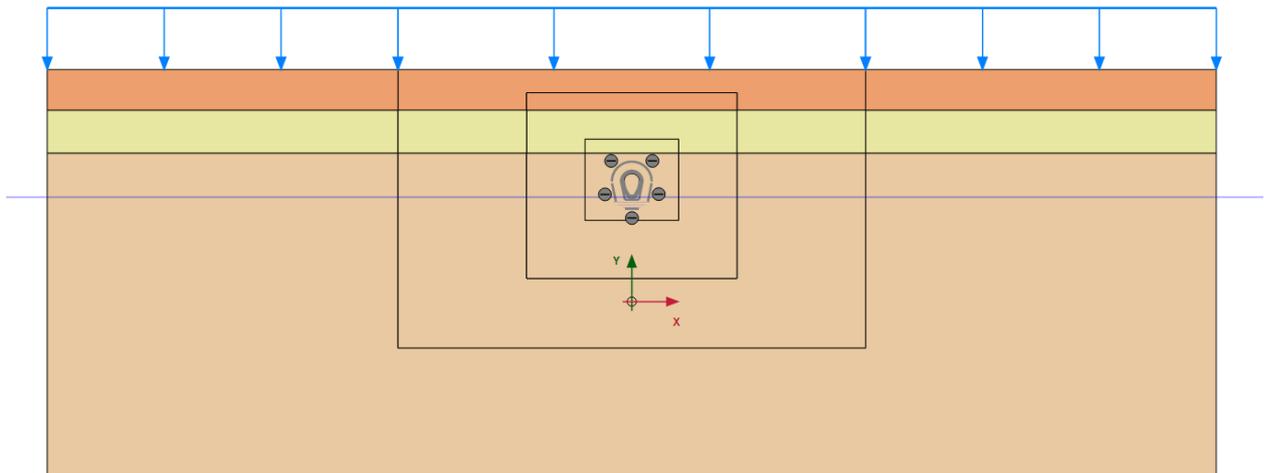
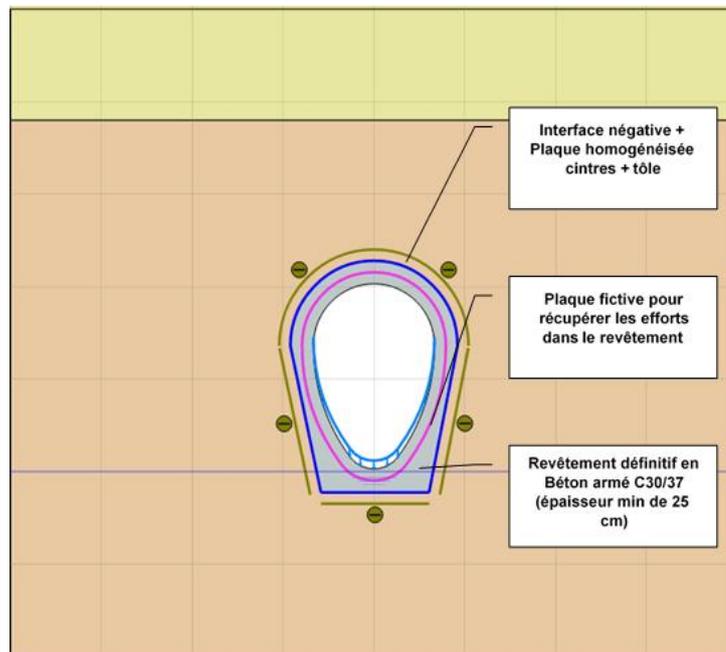


Figure 3 : Modèle EF réalisé - déformation plane



2.3. Surcharges existantes

Selon les données notées sur le site, la seule charge mitoyenne est celle du matériel roulant de l'ONCF. En absence des données exact sur celle-ci, une valeur sécuritaire et forfaitaire $q = 60 \text{ kN/ml}$ est appliqué le long de la zone chargée. En outre, la galerie est destinée à recevoir les eaux d'assainissement dans ce sens une charge $q_{\text{eau}} = 10 \text{ kN/ml}$ est appliquée sur le radier du revêtement

2.4. Taux de déconfinement

Le taux de déconfinement est défini en fonction du type de calcul à réaliser (calcul des déformations ou des sollicitations). Pour les calculs en déformations le taux de déconfinement est estimé avec la méthode de Panet (1995) en considérant un pas d'avancement maximal de 0.8 m. Le taux de calcul estimé est égal à la pose du soutènement est à $\lambda=0.90$. Notons aussi que le calcul à été réalisé avec les paramètres long terme de façon sécuritaire et que les paramètres de calcul à court terme (travaux) seront plus favorables. Pour les calculs en sollicitations le taux de déconfinement défini par Panet a été directement diminuer de façon forfaitaire ($\lambda \approx 0.30$).

3. ANALYSE ET JUSTIFICATION

3.1. Résultats de vérifications structurelles

Vérification de la stabilité du front de taille

Pour les profils modélisés en 2D, la stabilité du front à l'équilibre limite est vérifiée avec la méthode d'Anagnostou & Kovari (1996) [13]. Nous considérons que la stabilité du front de taille est assurée avec un facteur de sécurité supérieur à 1.5. Les détails des calculs sont résumés en Annexe B.

Vérification du soutènement

Les sollicitations dans les cintres sont déduites des sollicitations caractéristiques obtenues en appliquant une pondération de 1,35. Une vérification avec un taux de déconfinement de $\lambda=0.75$ (cas nominal) et $\lambda=0$ (cas enveloppe) ont été réalisées.

Les diagrammes ci-dessous (Figure 4) indiquent l'admissibilité des sollicitations par rapport à la résistance propre du cintre (cas sécuritaire $\lambda=30\%$) pour l'ensemble du contour de la plaque, à l'exception des coins inférieurs où l'on constate un léger dépassement du premier critère : $\frac{N_{ed}}{N_{rd}} + \frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} = 1.09$. Ce dépassement peut être négligé en considérant que la valeur de l'effort tranchant trouvée est un pic qui est moins prononcé en réalité

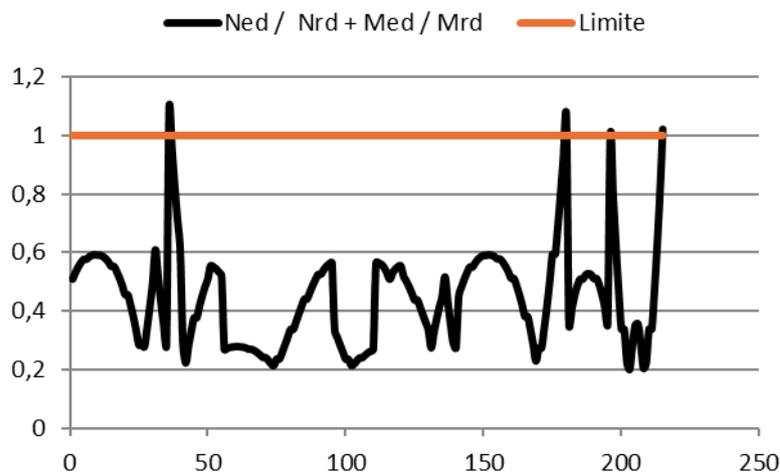


Figure 4 : diagramme de vérification des cintres HEB100 selon l'EC3

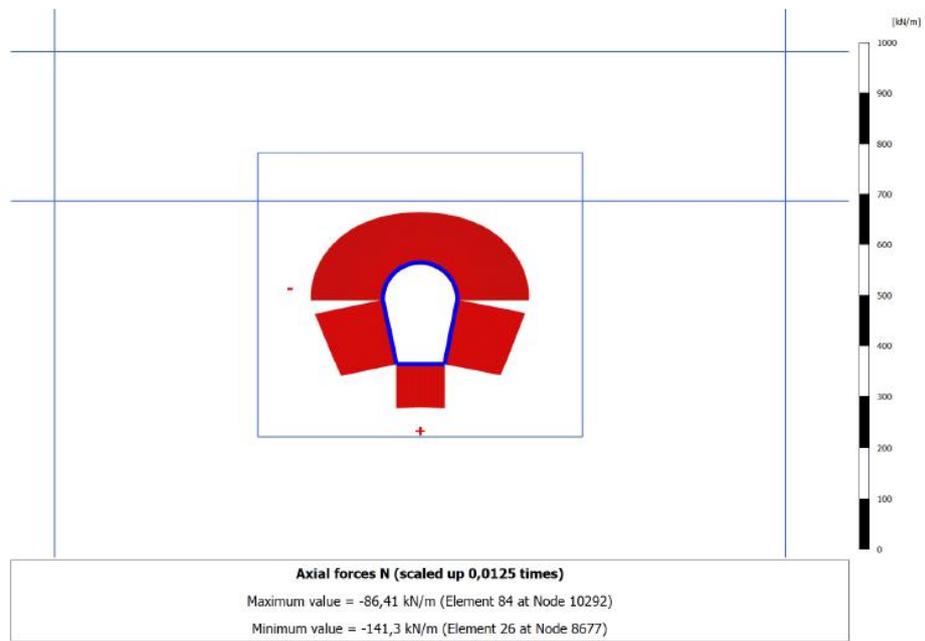


Figure 5 : Effort normal développé dans le soutènement à l'ELU

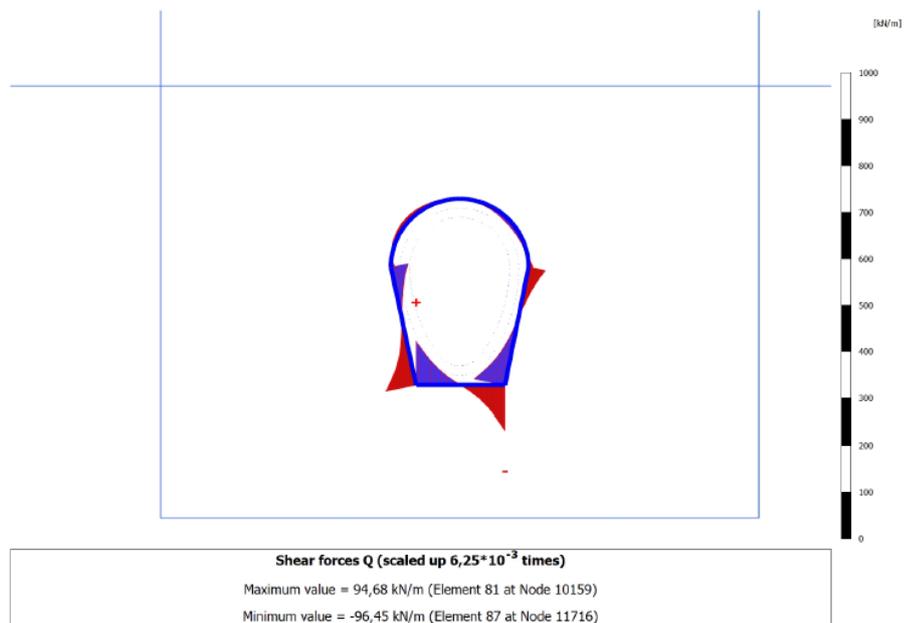


Figure 6 : efforts tranchants développés dans le soutènement

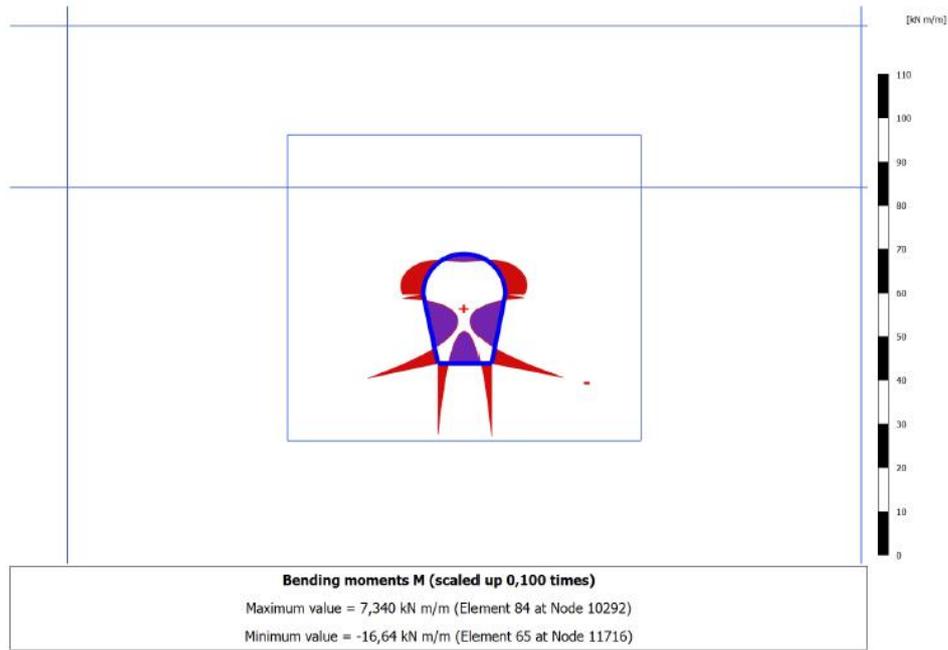


Figure 7 : Moments de flexion développés dans le soutènement

Vérification du revêtement

Le revêtement définitif en béton armé est vérifié selon l'EC2. Les efforts sur la structure sont repris du modèle 2D à travers la plaque fictive intégrée au niveau de la fibre neutre du volume du béton. Le report des sollicitations sur le diagramme d'interaction M-N à l'ELU et à l'ELS permet de valider la conception projetée. Il est à noter que des armatures de tranchant ne sont pas nécessaires ; cependant, il est considéré que les aciers transversaux représenteront 20% des aciers longitudinaux pour prendre en compte les aciers de construction.

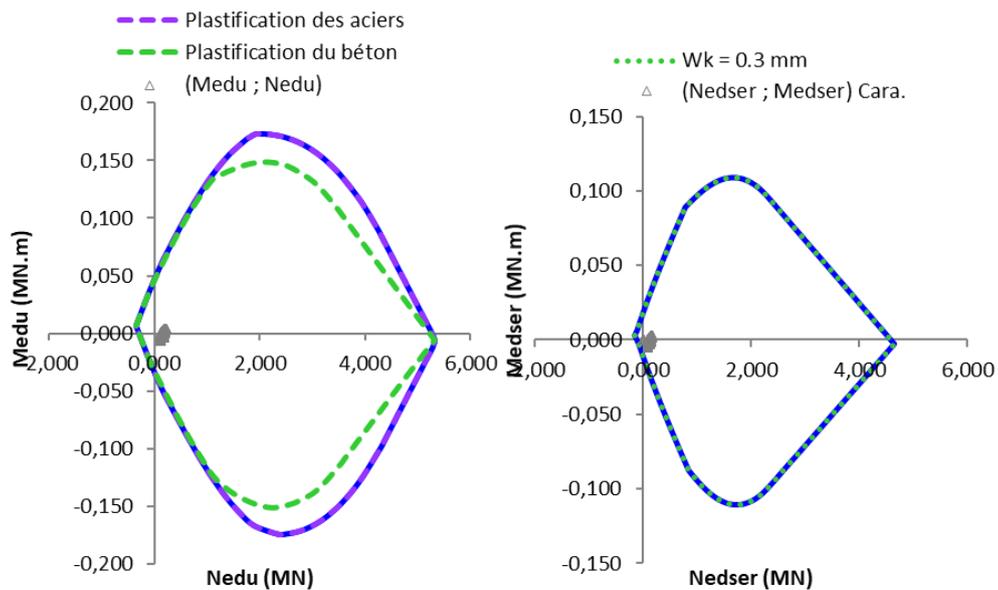


Figure 8 : vérification à l'ELU et à l'ELS du revêtement définitif

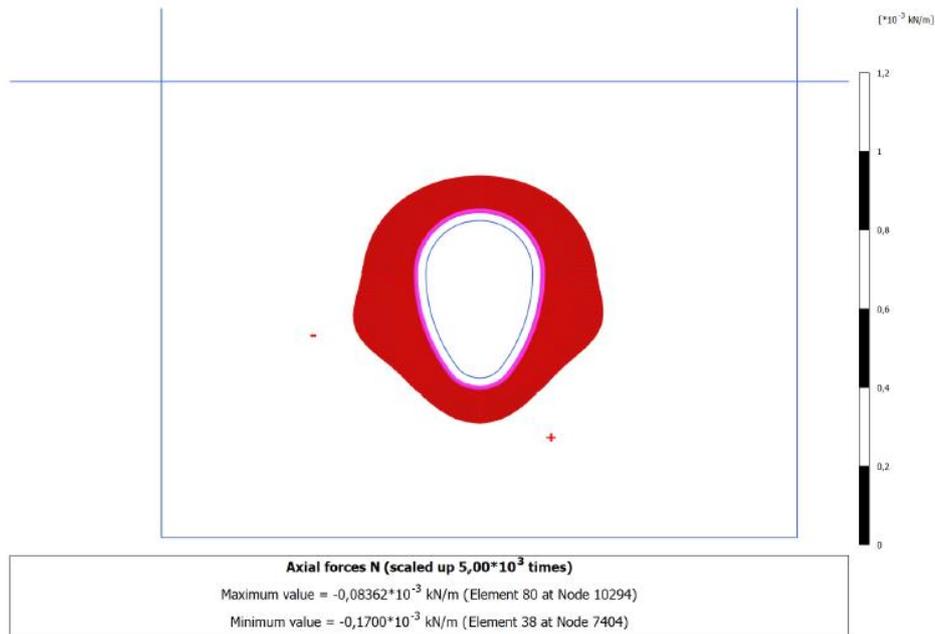


Figure 10 : 10⁶ *Effort normal développé dans le revêtement définitif

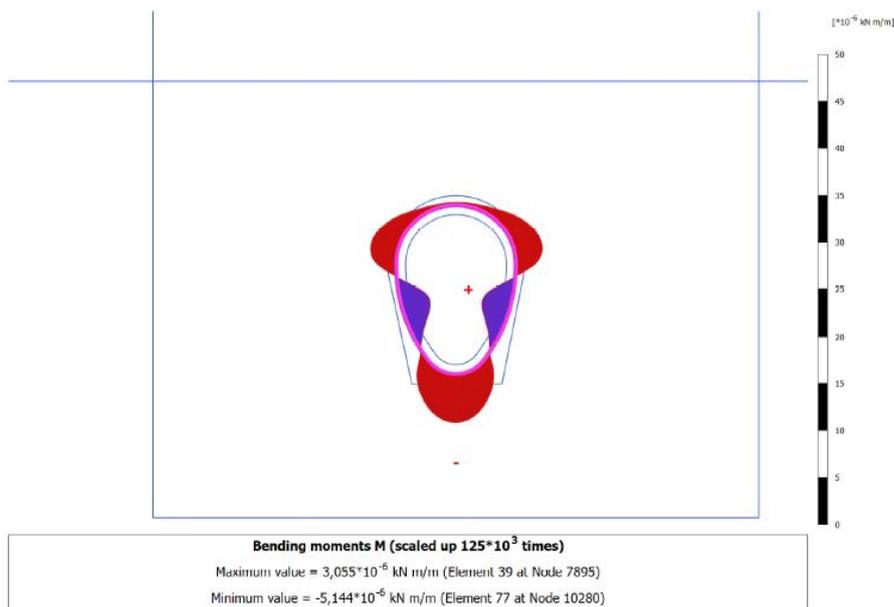


Figure 9 : 10⁶ * Moments de flexion développés dans le revêtement définitif

Le revêtement avec les caractéristiques suivantes est vérifié : Epaisseur : 25 cm (pieds droits, voûte et radier), Béton : C30/37, Ferrailage : nappe intrados T8 e=10 cm , nappe extrados : T8 e=16 cm.

3.2. Résultats de vérifications de déformations

3.2.1. Convergence de la galerie

Les convergences de la galerie dans la direction horizontale sont de l'ordre de 9.87 mm.

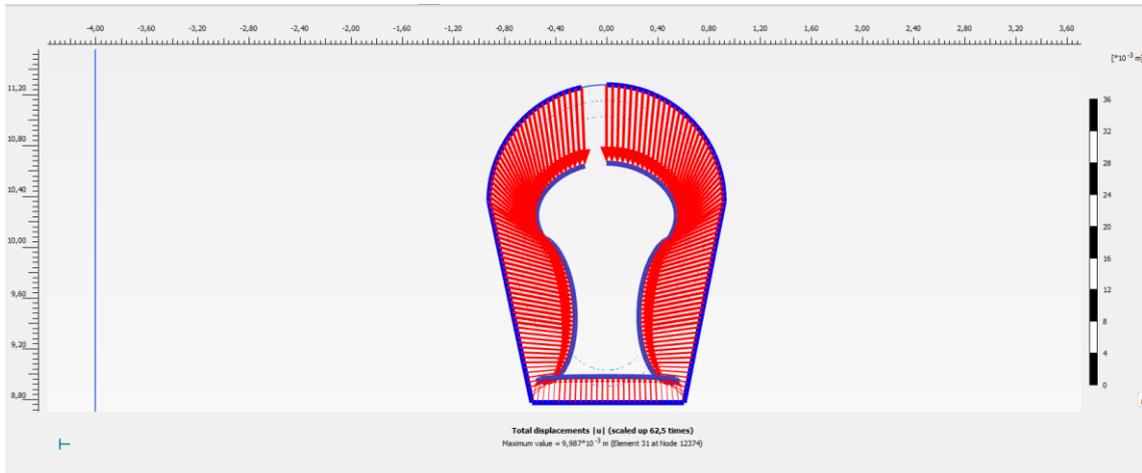


Figure 11 : Déformation totale du soutènement.

La zone d'influence géotechnique (ZIG) de l'ouvrage est estimée en limitant les tassements à 1 mm et ne dépasse pas une largeur de 40 m (Figure 9). Il est à noter que l'avoinants les plus impactés seront la voirie en surface et les ouvrages souterrains existants.

On note que la situation la plus défavorable correspond à la phase 2 de déconfinement avec un tassement maximal estimé de 9.6 mm (Figure 10). En ce qui concerne, La mise en pente, elle est de l'ordre de 0.3 %.

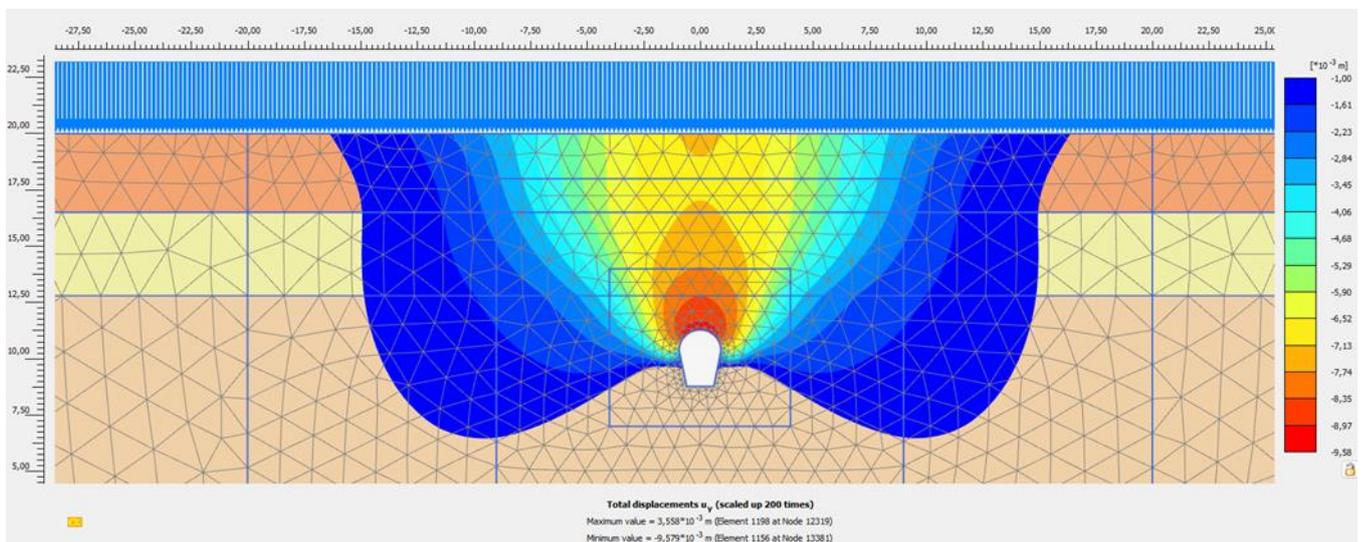


Figure 12 : Cartographie des déplacements u_y (m) pour la phase de déconfinement (la plus défavorable)

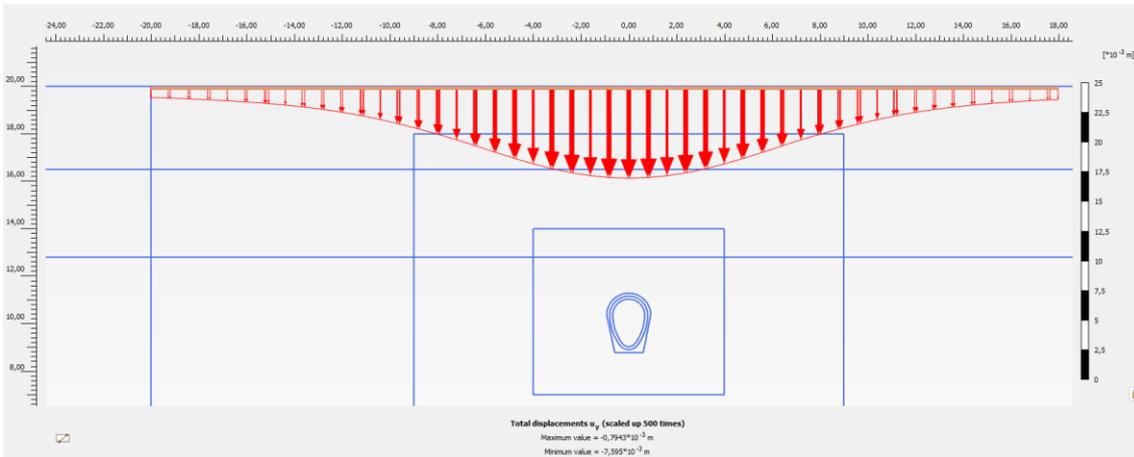


Figure 13 : Cuvette de tassement en surface du terrain (Zone roulante de l'ONCF)

On remarque que le tassement total, la mise en pente et les déformations horizontales restent acceptables. De plus, les seuils de l'ONCF peuvent être pris en compte pour cette vérification.

4. INSTRUMENTATION ET APPROCHE OBSERVATIONNELLE

Les exigences de sécurité imposées par l'ONCF représentaient un défi particulier pour ce chantier, et ce pour plusieurs raisons. La principale contrainte résidait dans la nécessité de maintenir la continuité du trafic ferroviaire sur six lignes principales, sans interruption. Dans cette optique, des seuils critiques ont été définis en concertation avec les différentes parties prenantes, en s'appuyant sur des valeurs de référence issues d'autres projets internationaux pour des opérateurs ferroviaires locaux. Ces seuils concernaient principalement deux paramètres de déformation : les tassements verticaux et les variations de pente. Ces indicateurs étaient cruciaux pour assurer la stabilité des infrastructures et la sécurité des circulations ferroviaires durant les travaux.

Classe de dommages	Stot = tassement absolu
Classe CD 1 (dommages architecturaux)	Stot < 25 mm
Classe CD 2.1 (dommages fonctionnels modérés)	25 mm ≤ Stot < 30 mm
Classe CD 2.2 (dommages fonctionnels importants)	30 mm ≤ Stot < 40 mm
Classe CD 3 (dommages structuraux)	Stot ≥ 40 mm

Classe de dommages	DS = tassement différentiel relatif
Classe CD 1 (dommages architecturaux)	DS < 1,50 ‰
Classe CD 2.1 (dommages fonctionnels modérés)	1,50 ‰ ≤ DS < 2,20 ‰
Classe CD 2.2 (dommages fonctionnels importants)	2,20 ‰ ≤ DS < 3,00 ‰
Classe CD 3 (dommages structuraux)	DS ≥ 3,00 ‰

Classe de dommages	DH = déformation horizontale
Classe CD 1 (dommages architecturaux)	DH < 0,80 ‰
Classe CD 2.1 (dommages fonctionnels modérés)	0,80 ‰ ≤ DH < 1,20 ‰
Classe CD 2.2 (dommages fonctionnels importants)	1,20 ‰ ≤ DH < 1,60 ‰
Classe CD 3 (dommages structuraux)	DH ≥ 1,60 ‰

Figure 14 : Seuil de déformations indicatifs pour les voiries et bâtiments Peu Sensibles - REX

Dans cette optique, il a été décidé de limiter les tassements absolus à 10 mm et la mise en pente à 0,1 %. Ces valeurs ont été suivies par une instrumentation précise (approche observationnelle) tout au long de la période de creusement, grâce à des relevés topographiques effectués toutes les 60 minutes ouvrables sur 12 témoins installés sur les voies ferrées. Cela a représenté un véritable

défi pour l'entreprise en charge des travaux, qui devait relever et interpréter, avec l'appui d'un géotechnicien expérimenté sur site, les données recueillies avant de poursuivre le creusement.

La figure suivante présente l'évolution des cotes des témoins sur la voie VS1 (P1 et P2) entre le 29 mai et le 3 juin 2024. Il est important de souligner que le seuil critique n'a jamais été dépassé, et ce, pour l'ensemble des 12 points instrumentés durant la période de chantier, qui s'étend du 29 mai au 11 juin 2024.

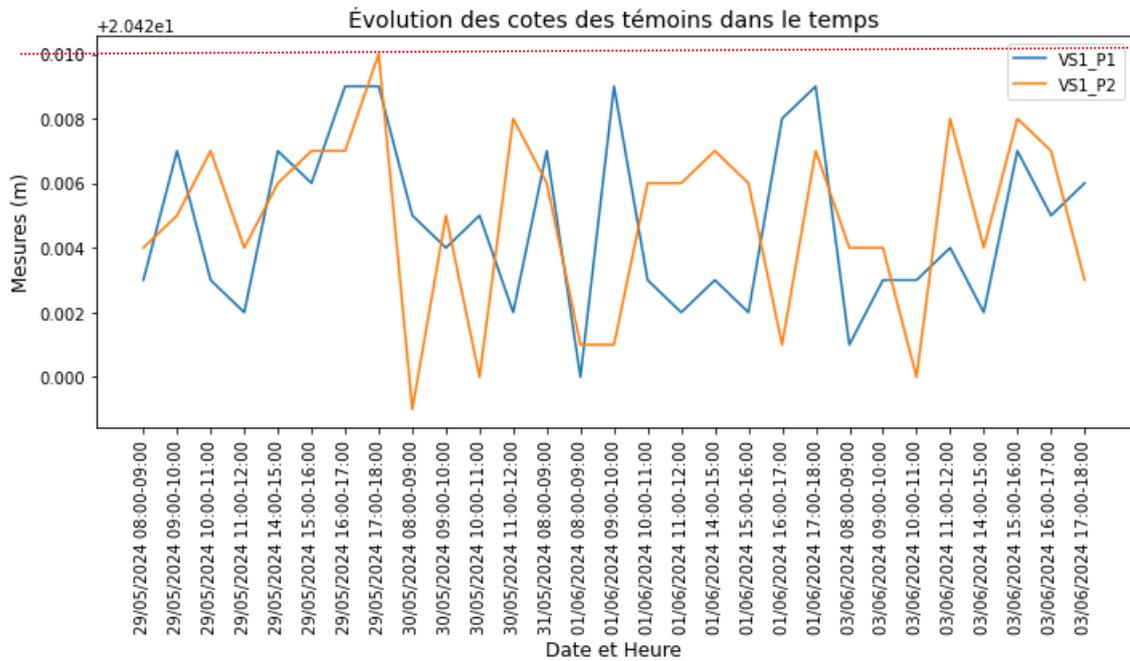


Figure 15 : Evolution des côtes témoins dans le temps

En outre, l'analyse des tassements absolus après la fin du chantier indique une convergence remarquable par rapport aux valeurs issues de la modélisation par éléments finis (9,00 mm sur le terrain contre 9,33 mm calculés). En revanche, la mise en pente présentait une valeur moins importante par rapport à celle prédite, avec une réduction de 52 %.

5. CONCLUSION

Les données géotechniques disponibles permettent de déduire des informations sur le contexte géotechnique du projet. Une synthèse des données mise à disposition est résumé ci-dessous :

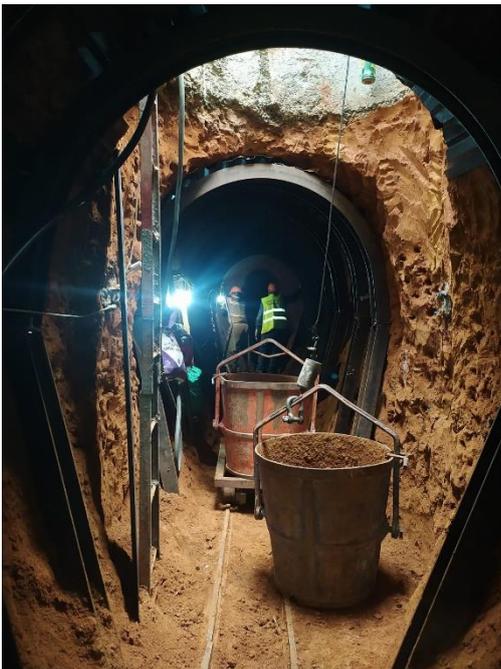
- La présence du sable argileux rougeâtre situé entre 0.00 et 3.00 m de profondeur par rapport au TN.
- La présence de sable grésifié jaunâtre situé entre 3.00 et 11.00 m de profondeur par rapport au TN.
- La stratigraphie est déduite des sondages carottés ainsi qu'en se référant à la géologie reconnue dans la zone d'étude.
- Le projet n'est pas concerné par la présence de la nappe selon le rapport de l'étude géotechnique, cependant, des dispositifs de gestion et d'évacuation d'eau seraient à prévoir le cas échéant.

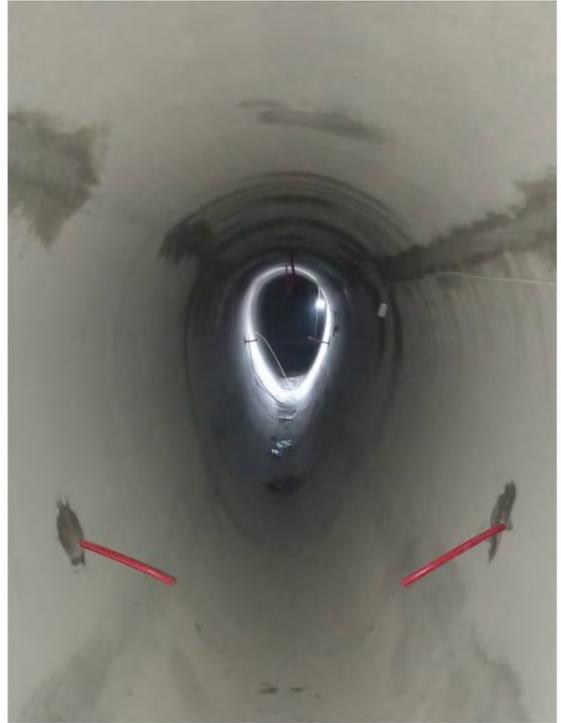
La conception retenue pour la galerie dans l'objectif de vérifier la stabilité générale de l'emprise du projet est présentée comme suit :

	Élément	Vérification	Justification
Soutènement	<u>Cintre :</u> Nuance : S275 Profilé : HEB 100 Espacement : 0.5 m	<u>EC3 :</u> ✓ Effort tranchant résistant ✓ Effort normal résistant ✓ Moment résistant	Ok
Revêtement	<u>Béton armé :</u> 25 cm Béton : C30/37 nappe intrados T8 e=10 cm , nappe extrados : T8 e=16 cm ,	<u>EC2/</u> ✓ Flexion composée ✓ Cisaillement_	Ok

Les résultats de cette étude et les investigations menées sur place lors des travaux de réalisation montrent que les conditions de vérification sont satisfaites pour la proposition et la méthodologie d'exécution, tenant compte des hypothèses de calcul et les règles de l'art essentiellement durant l'opération de terrassement.

Les photos suivantes illustrent les travaux de réalisation de ladite galerie :





6. REFERENCES

- AFNOR. (1992). Eurocode 2 : NF EN 1992 : Calcul des structures en béton.
- AFTES. (1997). GT18R1F1.
- AFTES. (2013). GT38R1F1.
- Bentley. (2020). PLAXIS 2D-Reference Manual.
- BERTHOZ, N. (2023). Cours ENTPE : Travaux souterrains en sols et roches.
- Blom, C. B. M. (2002). Design Philosophy of Concrete Linings for Tunnels in Soft Soils. Delft University of Technology.
- CETU. (2023). Dimensionnement des bétons fibrés structurels - PPT.
- CFMS. (2023). Recommandations pour la modélisation numérique des ouvrages géotechniques. www.cfms-sols.org
- DAUB. (2013). Recommendations for the design, production, and installation of segmental rings. www.daub-ita.de
- ITATECH. (2015). ITATECH Design Guidance For Precast Fiber Reinforced Concrete Segments.
- Janssen, P. (1983). Tragverhalten von Tunnelausbauten mit Gelenktübbings. Technische Universität Braunschweig.
- JSCE. (2016). Standard Specification for Tunneling-2016.
- SMAT. (2004). Note d'hypothèses générales : Métro de l'agglomération toulousaine lot N°4.

Organisateurs



CMMMSG
Comité Marocain de Mécanique
des Sols et de Géotechnique



CMG COMITÉ MAROCAIN DES
GÉOSYNTHÉTIQUES



AMGS ASSOCIATION MAROCAINE DU
GENIE PARASISMIQUE
الجمعية المغربية لهندسة الزلازل

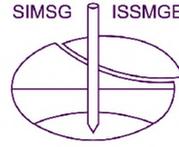


**ASSOCIATION MAROCAINE
DES TRAVAUX SOUTERRAINS**

Partenaires officiels



المختبر العمومي للتجارب والدراسات
٠٥٠٥٢ ٠٣٨٠٨٠١ | ٤٥٤٢١٨ ٢٢٠٥٤٢١٤٤
LABORATOIRE PUBLIC D'ESSAIS ET D'ETUDES



igs



NOVEC
GROUPE CDG



المختبر العمومي للتجارب والدراسات
٠٥٠٥٢ ٠٣٨٠٨٠١ | ٤٥٤٢١٨ ٢٢٠٥٤٢١٤٤
LABORATOIRE PUBLIC D'ESSAIS ET D'ETUDES

مشروع الربط القار عبر مضيق جبل طارق
Projet de Liaison Fixe par le détroit de Gibraltar



afitexinov
GEOSYNTHETICS

CAPEP
Travaux Publics



Riegonor

SOLMAX

valtech



ATARFIL



MAGITEST
Fourniture • Fabrication • Maintenance

IN Naue

setec

TERAGEOS

Contact Secrétariat CMMMSG



- Tél : +212 5 22 30 75 10
- Fax : +212 5 22 30 15 50
- E-mail : lpee.dts@lpee.ma
- www.cmmsg-asso.com