

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Pont de Radès La Goulette (Tunisie) : consolidation des remblais d'accès

Radès La Goulette viaduct (Tunisia): consolidation of the access embankments

K. Zaghouni

Terrasol Tunisie, Tunis, Tunisie

A. Chouikha

Terrasol Tunisie, Tunis, Tunisie

A. Guilloux

Terrasol, Montreuil, France

F. Schlosser

Expert, Paris, France

P. Berthelot

Bureau Veritas, Paris, France

RÉSUMÉ

Le raccordement entre le nouveau Pont suspendu de Radès et les infrastructures routières a nécessité la réalisation d'un échangeur complexe en bordure du Lac de Tunis, incluant quatre rampes d'accès aux différents ouvrages et atteignant des cotes de +8 m. NGT

La difficulté géotechnique majeure de ce projet est la présence de sols argileux compressibles à très compressibles sur des épaisseurs importantes, avec des intercalations de sols sableux plus compacts

La construction de ces remblais dans un site délicat a pu être menée sans aléas particuliers grâce à une approche globale de projet incluant : des investigations géotechniques complémentaires permettant une synthèse fiable des paramètres de sol, des calculs de prévision précis et un suivi rigoureux en temps réel basé sur une instrumentation complète.

ABSTRACT

Connecting the new Radès Bridge to the existing roads required the construction of a large interchange at the edge of the Tunis Lake, including four access ramps and their various embankments reaching +8 m NGT. The major geotechnical difficulty of this project is the compressible clay soil up to great depth, with sandy layer intercalations. The construction of these technical embankments in such a difficult site could be carried out without risk and has been possible using a global solution including: complementary geotechnical investigations allowing a consistent synthesis of the parameters, accurate prediction calculations in connection with a complete monitoring of the foundation soils .

Keywords : consolidation, settlement, embankments

1 INTRODUCTION

L'article montre comment, malgré la très mauvaise qualité des sols mous et compressibles présents dans le Lac de Tunis, des précautions spécifiques ont permis de réussir sans aléas particuliers l'édification des remblais nécessaires à la construction de l'échangeur « Pont Radès la Goulette » en Tunisie (A. Guilloux et al, 2009 ; F.Schlosser et al, 2009).

Il s'agissait de mettre en œuvre :

- 1- une plate-forme générale par remblaiement hydraulique du Lac sur une superficie de 24 ha pour atteindre une cote +1mNGT, alors que le fond du lac est à -0.3mNGT avec un tirant d'eau de 0,6 m.
- 2- des préchargements aux droits des quatre rampes d'accès (rampes A, B, C et D) pour atteindre la cote de +8mNGT.

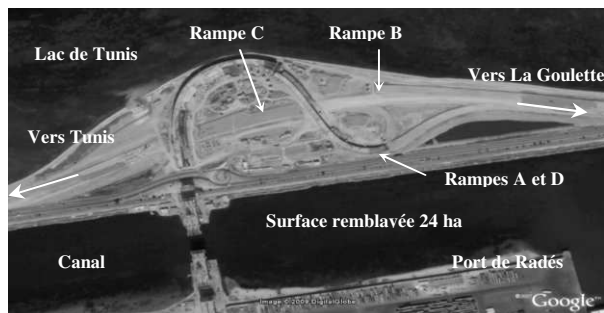


Figure 1: vue du chantier en cours d'exécution d'après Google (mi-2008).

Ces dispositions ont consisté principalement, à des investigations ciblées en vue d'une synthèse fiable des paramètres de sol, des calculs de simulation et un suivi rigoureux basé sur une instrumentation.

2 LES RECONNAISSANCES SPECIFIQUES

2.1 Consistance des investigations complémentaires

La campagne de reconnaissance du dossier d'appel d'offre a été complétée par 10 sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts en vue d'essais d'identification, de compressibilité à l'oedomètre avec mesure du fluage, ainsi que 16 sondages pressiométriques menés à 30m de profondeur avec essais tous les mètres, 6 pénétromètres statiques équipés d'une pointe électrique, avec essai de dissipation, descendus jusqu'à 25 m de profondeur et 6 sondages au scissomètres de chantier avec mesure dans la première couche molle. Ces sondages effectués par Hydrosol Fondations (entreprise locale), ont été principalement implantés aux droits des appuis des futurs ouvrages avec quelques uns en zones de terrassement. (réalisés pour la plupart en offshore depuis une barge).

2.2 Stratigraphie et principaux résultats mécaniques

Le sol de fondation est constitué sur les 10 premiers mètres d'une couche compressible I de très faible consistance formée d'une alternance d'argile vasarde et d'argile litée limoneuse à légèrement sableuse, grisâtre à noirâtre. Cette couche surmonte une formation sableuse II faisant en moyenne 8 m d'épaisseur, puis une nouvelle couche d'argiles molles III épaisse de 5 m

environ, ensuite une autre couche de sables IV de 5 à 8 m d'épaisseur, avant d'atteindre des horizons argileux et sableux jusqu'à 100 m de profondeur (A. Guilloux et al, 2009). La figure 2 présente une coupe géologique au droit de la rampe C.

Les principaux résultats des essais en laboratoire ont intéressé essentiellement le niveau superficiel de faible consistance de 0 à 10 m. Le tableau 1 synthétise les résultats trouvés. L'analyse des courbes de compressibilité à l'oedomètre montre que les échantillons ont été en grande partie remaniés (difficulté de prélèvement dans les vases) et que les quelques résultats valables indiquent une valeur de $C_c/1+e_0$ proche de 0,15.

En ce qui concerne le coefficient de consolidation vertical C_v , plusieurs essais au piézocône ont été effectués. Ils donnent des valeurs entre $1,1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ et $3,3 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, ce qui est 4 à 10 fois plus fort que les valeurs issues des essais oedométriques retenus jusqu'à présent avec un C_v moyen de $3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Ce résultat montre que la consolidation devrait se produire plus rapidement que prévue, ce qui est un élément favorable.

Tableau 1. Synthèse des paramètres géotechniques

Couche	Description	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$e_u(\text{kPa})$	$\phi_u(^\circ)$	$c'(\text{kPa})$	$\psi(^\circ)$	λ_{cu}	$C_c/(1+e_u)$	$C_v(10^6 \text{ m}^2/\text{s})$
I	Vase	16.5	-2.4z+0.6 kPa jusqu'à -6NGT 15kPa au delà	0	-	-	0.37	0.15	3 ($C_c=5 \cdot C_v=15$)
IIa	Sable	20	-	-	0	30	-	0.1	45
IIb	Sable argileux	18	-	-	5	20	-	0.12	9
III	Argile plastique	19.3	-	-	0	19	-	0.14	1.5
IVa	Sable	21	-	-	0	32	-	0.05	45
IVb	Sable argileux	20.5	-	-	10	26	-	0.1	15
V	Argile plastique	19.1	-	-	0	20	-	0.15	1.5

Par ailleurs, la question de surconsolidation des niveaux argileux situés en profondeur a été soulevée durant les études d'exécution, dans le but d'évaluer leur contribution aux tassements totaux sous l'effet des charges apportées par les différentes composantes du projet. A l'issue de l'analyse des résultats géotechniques disponibles et notamment des essais in situ (pénétrömètre statique et pressiomètre) il a été convenu de retenir pour ces horizons un $\text{OCR} = 1.2$.

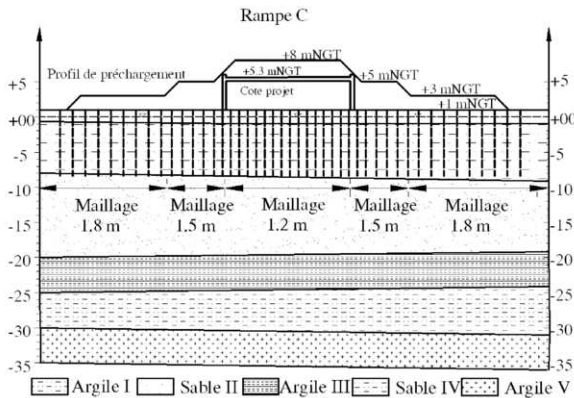


Figure 2 : Coupe géologique au droit de la rampe C

3 EDIFICATION DE LA PLATE-FORME GENERALE DE TRAVAIL

Le remblaiement sur des zones de vases est toujours une opération délicate du fait de la très faible portance des terrains de surface, pouvant conduire à un poinçonnement immédiat dès que l'on met en œuvre les remblais. Il en résulte des risques de surconsommation de matériaux de remblai, de remaniements de terrain pouvant rendre critiques les phases ultérieures de chargement, et bien sûr un risque de "pollution" des eaux du lac.

Par ailleurs, la traficabilité des engins de terrassement, en cas de remblaiement par voie terrestre, peut ne pas être assurée tant

que l'on n'a pas atteint une certaine hauteur de remblai et réussi à le compacter.

A cet effet un géotextile a été déroulé au fond du lac permettant ainsi d'assurer un rôle anti-contaminant, anti-poinçonnement, et de renforcement. Le géotextile mis en place est de type non tissé avec une résistance à la traction de 21.2 kN/ml.

La justification du non-poinçonnement des remblais édifiés sur la vase très molle a été faite par une approche en stabilité de talus. Ainsi, les calculs menés sur un profil type de préchargement, en adoptant la loi de variation de la cohésion en fonction de la profondeur présentée dans le tableau 1 permettent de tirer les conclusions suivantes :

- la stabilité de mise en œuvre de 2m de remblai, moyennant une nappe de géotextile est assurée avec un coefficient de sécurité réglementaire $F \geq 1.3$.
- la stabilité de montées successives nécessitera le respect d'une banquette de largeur $l \geq 11 \text{ m}$. Dans ce contexte, aucun remblai dont la hauteur dépasse 2 m ne doit être déposé sans banquette, même à titre provisoire.

4 PROGRAMMATION DU PRE CHARGEMENT DES RAMPES ET ESTIMATION DES TASSEMENTS

4.1 Programme de montée progressive du remblai

Cette analyse s'intéresse à l'édification d'un profil type devant atteindre la cote +8 m NGT correspondant à la hauteur de préchargement maximale au niveau des rampes d'accès. Elle permet de fixer les étapes de construction en tenant compte du taux d'accroissement de la cohésion des couches compressibles supérieures, consécutif au phénomène de consolidation.

Vu les délais de construction, il était nécessaire d'accélérer la consolidation par drainage vertical. La démarche a donc consisté à déterminer l'accroissement de la cohésion Δc_u , nécessaire pour passer à une nouvelle étape de remblaiement, par un calcul itératif à l'aide du logiciel TALREN, en vue d'obtenir un coefficient de sécurité global F minimal de 1,3 à court terme à chaque étape.

Cette amélioration de la cohésion correspond à un degré de consolidation qui devra être atteint, sous l'effet de l'accroissement de contrainte de la phase précédente :

$$U(\%) = \frac{\Delta C_u}{\gamma_r H \lambda_{cu}}$$

avec H : hauteur du remblai mis en place

γ_r : Poids volumique du remblai, λ_{cu} : taux d'accroissement de la cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation σ'_c . La valeur de λ_{cu} est prise, dans ce qui suit, égale à 0,37 selon les résultats des essais scissométriques.

La conception du projet de préchargement a consisté à privilégier la mise en œuvre de risbermes multiples de grande largeur, afin de permettre une réduction des délais de consolidation.

La figure 3.a présente le programme de projet pour la construction par étape qui a été adopté pour atteindre la hauteur maximale de préchargement fixée à +8 mNGT : on constate qu'il était prévu de monter en 3 mois environ jusqu'à la cote + 5 mNGT, puis de passer à la cote maximale de + 8mNGT au bout d'un mois seulement

Nous présentons sur la même figure l'évolution réelle de préchargement pour les quatre rampes d'accès. on peut souligner que, à l'exception de la rampe C qui a été préchargée à la cote + 8 mNGT, les autres rampes ont été arrêtés à la cote + 7 mNGT suite aux résultats des auscultations mises en œuvre. En revanche, le temps de montée jusqu'à la cote finale de préchargement a varié selon la rampe de 220 jusqu'à 260 jours contre une valeur de projet minimale de 100 jours. Les durées d'attente permettant de passer d'une cote de préchargement à une autre ont été rigoureusement respectées.

4.2 Maillage des drains

Les profils géotechniques montrent qu'au moins la première couche I compressible doit être entièrement traversée par les drains, dans la mesure où c'est celle se produit l'essentiel de la consolidation. En outre son caractère limoneux est favorable à une accélération de la consolidation, en tête par les drains verticaux géosynthétiques comme le projet le prévoyait, et vers sa base par le niveau II sableux.

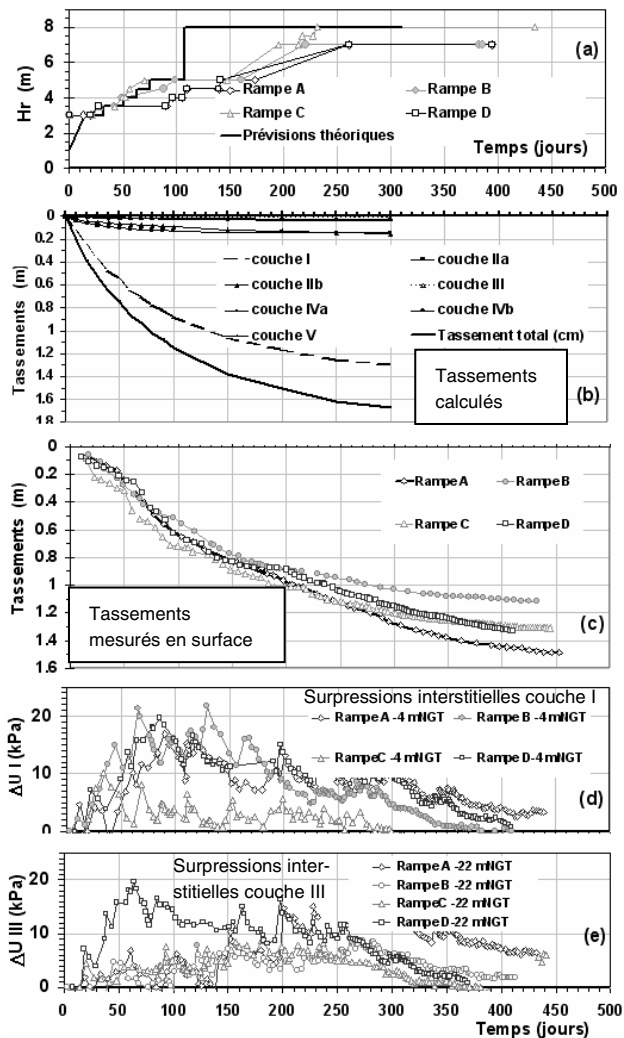


Figure 3 : synthèse des différentes prévisions et mesures consécutives au préchargement

En revanche, le niveau III, également compressible, mais de caractère très argileux et donc peu perméable, n'est pas très favorable pour accélérer la consolidation par ce type de drains. En plus, ce niveau est peu concerné par les risques d'instabilité à court terme pour la montée du préchargement puisqu'il est profond et situé sous une couche sableuse.

Les drains mis en œuvre sont des drains plats préfabriqués de type géosynthétique, d'épaisseur 0,5 cm et 10 cm de largeur, qui ont été mis en place à partir de la plateforme de travail située vers +1m NGT, selon un maillage triangulaire serré, de 1.2 m aux droits des rampes et de 1.8m pour les autres zones.

Une couche drainante de 0.5 m d'épaisseur constituée de matériau sablo-graveleux, capable d'assurer une évacuation latérale rapide des eaux essorées par la consolidation, a été mise en place.

Les temps d'attente correspondant aux paliers successifs de préchargement ont été prédis à partir du degré de consolidation précédemment définis utilisant la formule de Barron :

$$t = \left[\frac{D^4}{8(D^2 - d^2)} \ln\left(\frac{D}{d}\right) - \frac{3D^2 - d^2}{32} \right] \frac{\ln\left(\frac{1}{1 - U_r}\right)}{C_r}$$

Avec t : temps en secondes ; U_r en % ; d diamètre équivalent = 67 mm ; D maille des drains = $1.05 * L$, L étant l'espacement entre les drains pour un maillage triangulaire et $C_r = 5 * C_v = 1,5 * 10^{-7}$ m²/s dans la couche I.

4.3 Estimation des tassements

L'estimation des tassements a été effectuée selon la méthode oedométrique à l'aide du module Tasseldo du logiciel FOXTA de Terrasol. Les premières simulations de calcul ont montré que la majeure partie du tassement, environ 75 %, provenait du premier niveau compressible I. A cet effet, le maître d'ouvrage s'est fixé comme objectif d'atteindre un degré de consolidation au moins égal à 90% pour ce niveau sous les remblais de préchargement, ce qui permet manifestement de limiter au strict minimum les tassements résiduels durant la vie du projet.

L'étude consistait à présenter des profils de référence permettant de comparer les prévisions théoriques aux mesures sur chantier et de pouvoir intervenir en cas d'anomalie. La figure 3.b présente l'un de ces profils au niveau de la rampe C permettant ainsi de suivre progressivement les tassements en fonction de la cinématique de préchargement.

Nous pouvons retenir que la durée totale permettant de satisfaire le critère de préchargement fixé était environ de 100 jours au niveau des rampes et de 200 jours en zones courantes. Par ailleurs, la valeur maximale des tassements calculés est de 160 cm aux droits des rampes, dont 125 cm dans la couche I.

5 SUIVI DE LA CONSOLIDATION

5.1 Consistance de l'instrumentation

Trois types d'appareils ont été utilisés pour suivre la consolidation du sol de fondation durant les différentes étapes de préchargement. Cette instrumentation a été positionnée essentiellement au niveau des rampes d'accès et comprenait la mise en place de :

- quatre tassomètres multipoints de profondeurs;
- quatre tassomètres hydrauliques
- une centaine de tassomètres à tiges disposées selon des profils perpendiculaires à l'axe de la route.

Ils étaient associés à huit cellules de pression interstitielles positionnées aux seins des niveaux argileux I et III.

5.2 Les tassements en profondeur : tassomètre multipoint

Ces tassomètres permettaient de confirmer que l'essentiel des tassements provenait de la couche I et évoluait plus de façon significative à la fin du préchargement, ce qui montrait que la consolidation était terminée dans cette couche.

Les tassements mesurés en dessous de la cote - 8 NGT (couches III et V) atteignent environ 20 cm, se répartissant environ en 15 cm pour la couche III et 5 cm pour la couche V. L'évolution sur la fin du préchargement indique que c'est essentiellement la couche III qui continue à tasser légèrement.

5.3 Les tassements de surface

Ils ont été mesurés à la fois par des tassomètres classiques et par des tassomètres hydrauliques. On peut souligner que, malgré les incertitudes provenant des différentes dates d'implantation, les comparaisons entre les tassomètres à tige et les tassomètres hydrauliques ne montraient pas de contradiction importante.

Par ailleurs, les amplitudes des tassements enregistrées après stabilisation sont très proches des valeurs théoriques calculées (figure 3.c). En effet, les tassements mesurés ont atteint 110 à 160 cm selon les rampes, pour une surcharge jusqu'à la cote +

7m NGT (+ 8 mNGT pour la rampe C), maintenue pendant 100 à 150 jours, alors que 100 jours étaient prévus au projet dans ces zones à maille de drains resserrée (maille=1,2m)

Les vitesses de tassements calculées juste avant déchargement, sont faibles, aux alentours de 0,5 mm/jour, à l'exception de la rampe C (remblaiement de 8m de hauteur) où la valeur de tassement semble plus faible.

Par ailleurs, la représentation des courbes de tassement en fonction du temps en coordonnées semi logarithmiques permettent de mettre en évidence, le passage à une partie linéaire, correspondant à la fin de la consolidation primaire, et la prépondérance des tassements de fluage.

5.4 Capteurs de pression interstitielle

Les mesures des surpressions interstitielles sont fournies par 8 capteurs placés dans les axes des remblais, à 4 m de profondeur dans la couche I et à 22 m dans la couche d'argile III (figures 3.d et 3.e).

Rappelons que le critère usuel de surpression interstitielle lors des phases de montée d'un remblai sur sol mou est de vérifier que l'on a à chaque phase $\Delta u / \Delta \sigma_v < 1$. En effet toute phase dans laquelle ce rapport deviendrait supérieur à 1, pourrait traduire une amorce d'instabilité dans laquelle les surpressions interstitielles dues aux contraintes de cisaillement dépassent les dissipations de pression interstitielle par drainage.

C'est bien sûr les capteurs placés à 4 m de profondeur qu'il convient d'examiner plus précisément. On constate que, hormis les débuts de chargement, ce rapport est en général toujours assez largement inférieur à 1 et est encore plus vrai surtout pour les capteurs profonds.

Pendant les phases de consolidation, les courbes d'évolution des pressions interstitielles montrent en général une stabilisation progressive en fonction du temps, avec une dissipation quasi-totale à la fin du préchargement. En outre, les rares fluctuations qui ont été enregistrées pendant cette phase correspondaient vraisemblablement à un effet des variations de la pression atmosphérique et de la marée.

Enfin les délais de consolidation de la couche III ne sont qu'à peine supérieurs à ceux de la couche I, qui est pourtant drainée avec les drains verticaux. Cela peut être en relation avec des petits niveaux drainant intercalés, non visibles dans les reconnaissances.

5.5 Synthèse

Malgré quelques petites divergences, inévitables dans ce genre de mesures géotechniques, et dans la mesure où l'on s'intéresse à des très faibles variations des paramètres mesurés (quelques kPa pour les pressions interstitielles, quelques mm d'une mesure à l'autre pour les tassements), on constate une très bonne concordance entre les évaluations de la date de fin de consolidation à partir des mesures de tassements ou de pressions interstitielles.

Dans les deux cas on a pu conclure que la consolidation sous les remblais de préchargement était terminée et que les délais de consolidation (sous surcharge finale à +7 / +8) ont été de l'ordre de 100 jours pour les rampes A et D, 90 à 100 jours pour la rampe B et 110 à 150 jours pour la rampe C.

Ces résultats, conformes à ce qui était visé pour la couche I, semblent, d'après les piézomètres, s'appliquer également à la couche III, se consolidant donc beaucoup plus rapidement que prévu.

6 INVESTIGATION COMPLEMENTAIRE AU COURS DU PRECHARGEMENT

Une série de sondages au piézocône a été menée au cours du préchargement permettant de statuer sur l'avancement de la consolidation à l'aplomb de certains profils critiques.

La comparaison entre les valeurs de résistance de pointe après préchargement et celles mesurées au cours des campagnes montre, une amélioration de q_c variant de 400 à 600 kPa au sein du niveau I, soit une augmentation de la cohésion non drainée c_u allant de 26 à 40 kPa. Ces résultats ont permis de confirmer les valeurs théoriques permettant le passage aux étapes suivantes de préchargement en respectant la stabilité à court terme.

En revanche, une anomalie a été rencontrée au piézocône situé au niveau de la rampe B vers de la base de la couche I. On y rencontre en effet une valeur de la résistance de pointe plus faible qu'avant le préchargement, associée à une surpression interstitielle mesurée pratiquement nulle. A cet effet, la zone a été mise sous surveillance avec des mesures de déplacements latéraux. Par ailleurs, le temps d'attente permettant le passage à l'étape suivante de préchargement a été prolongé. Suite à ces mesures, la procédure de préchargement a pu être conduite en toute sécurité pour cette rampe également.

7 CONCLUSIONS

En conclusion, il importe de souligner qu'une reconnaissance géotechnique fiable ciblée et assez complète a permis d'identifier et de bien caractériser les différentes couches du sol de fondation pour l'échangeur du Pont Radès La Goulette. Sur la base de cette synthèse on a pu mener une étude géotechnique qui avait pour objectif de :

- fixer un planning de préchargement compatible avec les délais du projet en prévoyant une montée par étapes avec des temps d'attente assurant la mise en place des remblais de hauteur importante sur un sol compressible de faible résistance ;
- prédire les amplitudes de tassement et obtenir la majeure partie de ces derniers durant la construction des remblais par accélération de la consolidation au moyen des drains verticaux.

Le suivi du bon déroulement de la consolidation sous les remblais de préchargement a été assuré par la mise en place d'une instrumentation assez complète associant tassomètres à tiges, hydraulique, multipoints et capteurs de pression interstitielle. Cette instrumentation a permis d'une part de valider globalement les prévisions théoriques en termes d'amplitude globale des tassements et de leur évolution dans le temps et d'autre part de constituer un moyen de contrôle permettant d'intervenir en temps opportun en cas de comportement atypique.

Les ouvrages sont maintenant terminés, et la construction des remblais, dans ce-site délicat, s'est déroulé sans aucun signe d'instabilité grâce aux prédictions élaborées en phase étude et aux suivis en temps réels des paramètres principaux que sont les tassements et les surpressions interstitielles.

REFERENCES

- Magnan, J.P. 1984. Remblais et fondations sur sols compressibles. Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, P. 357-362.
- Schlosser, F. 1973. Hypothèses et théories pour la prévision des tassements des remblais sur sol compressibles. Bull. Liaison Labo. Ponts et chaussées T, pp.26-57.
- Schlosser, F., Guilloux, A., Zaghouani, K., Berthelot, P. 2009. The Rades bridge drilled shafts designed and tested using Menard pressuremeter International Foundation Congress & Equipment Expo '09. Lake Buena Vista. Florida. March 15-19 2009.
- Guilloux, A., Berthelot, P., Zaghouani, K., Schlosser, F., 2009. Les fondations du pont de Radès La goulette (Tunisie) ; reconnaissances, conception et essais de pieux. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (17th ICSMGE) October 2009, Alexandria, Egypt.