

# **ANALYSE ET RETRO-ANALYSE DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS D'UN OUVRAGE D'ART DE LA LGV SEA**

## **ANALYSIS AND BACK-ANALYSIS OF THE FOUNDATION BEHAVIOUR OF A RAIL BRIDGE OF THE LGV SEA PROJECT**

Khoa Van NGUYEN <sup>1</sup>, Pierre-Louis LORIFERNE <sup>2</sup>, Florent MATHONIERE <sup>3</sup>

<sup>1</sup> Terrasol, Paris, France

<sup>2</sup> GTM Ouest, Saint Herblain, France

<sup>3</sup> Razel Bec, Orsay, France

**RÉSUMÉ** – Dans le cadre des études d'exécution du pont rail PRA 0432 du projet LGV SEA, une solution variante de fondation a été étudiée et puis instrumentée. Basé sur les résultats d'auscultation, cet article présente les analyses et rétro-analyses des fondations de l'ouvrage sur deux sujets : amplitude et durée de tassement des remblais contigus, dispositif de réduction du frottement négatif sur les pieux et son efficacité.

**ABSTRACT** – In the frame work of the detailed design for the rail bridge PRA 0432 of the LGV SEA project, a foundation alternative solution was studied and then instrumented. Based on auscultation measurements, this article presents the analysis and back-analysis of the foundations on two topics: amplitude and duration of the settlement of adjacent embankments, specific device for negative friction reduction on piles and its effectiveness.

### **1. Introduction**

La mise en service prévue en 2017 de la Ligne Grande Vitesse Sud Europe-Atlantique (LGV SEA) Tours-Bordeaux permettra de relier Paris à Bordeaux en 2 h 05 au lieu de 3 h actuellement. La ligne compte 302 km de ligne nouvelle et 500 ouvrages d'art. Le pont rail PRA 0432, situé sur la commune de Pussigny (37), supporte les deux voies de la LGV et permet le franchissement de l'autoroute A10. L'ouvrage est réalisé en double portique avec une ouverture droite de 15,8 m, une longueur de 160 m et un biais de 12,1 grades. De part et d'autre de chaque portique, un mur en aile est positionné dans la continuité du piédroit pour assurer le soutènement des plateformes ferroviaires adjacentes. La géologie du site comprend des marnes et argiles plastiques de consistance faible à moyenne sur une forte épaisseur (18 m environ), surmontant un substratum de marne très ferme.

La conception initiale en phase AVP avait prévu des inclusions rigides en béton sous les remblais contigus pour réduire le tassement. Dans l'objectif d'optimisation, une solution variante a été examinée en phase EXE, consistant en le remplacement des inclusions rigides par des drains verticaux, associés à un préchargement des remblais contigus. La suppression des inclusions rigides conduira à un tassement significatif des remblais contigus. Ce changement du principe de fondation des remblais contigus et de phasage des travaux a conduit à revoir la conception et le dimensionnement, non seulement des remblais contigus mais aussi des fondations sur pieux de l'ouvrage principal. Plusieurs sujets ont été étudiés pour assurer la faisabilité de la solution :

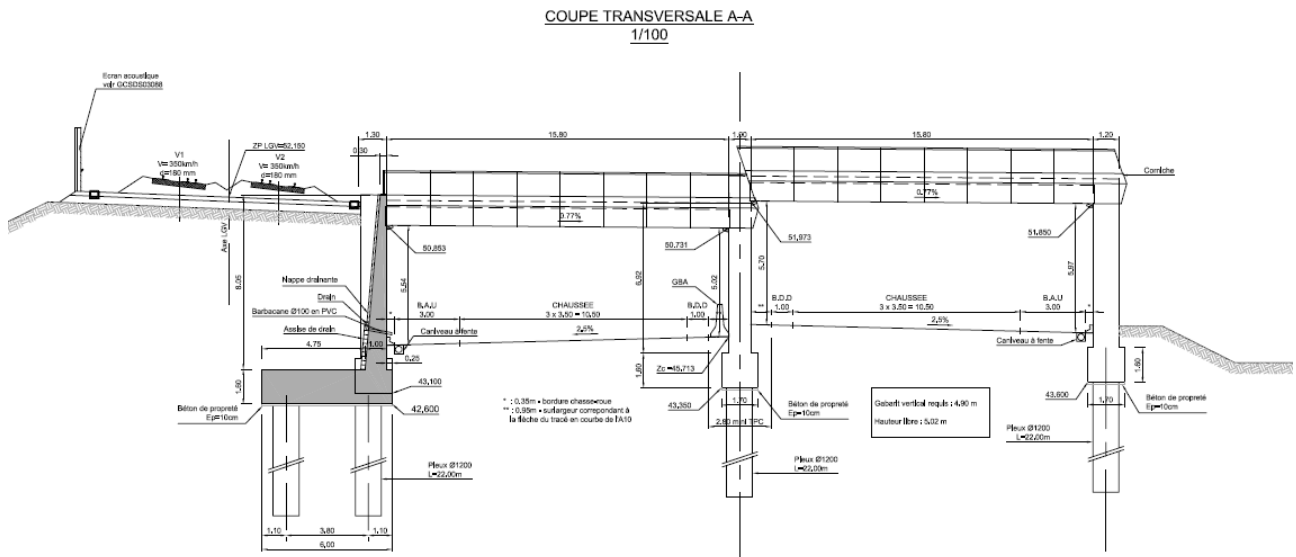


Figure 1. Une coupe transversale de l'ouvrage



Figure 2. Ouvrage en construction

- Tassement de l'autoroute A10 : Ce tassement, lié à la cuvette de tassement des remblais contigus, doit être limité car les voies sont exploitées pendant les travaux.
- Tassement résiduel des remblais contigus : Ce tassement (après la réception de la couche de forme) doit être inférieur à 1 cm après 25 ans, pour assurer une transition correcte entre les remblais contigus et l'ouvrage d'art.
- Portance des pieux : En raison de l'emprise limitée et du maintien des circulations sur l'A10, les pieux de l'ouvrage seront réalisés avant le remblaiement et subiront donc un frottement négatif important provoqué par le chargement des remblais contigus.
- Possibilité de ferrailage des pieux : Le tassement des remblais contigus provoquera également une poussée latérale des terres conduisant à un moment de flexion supplémentaire significatif sur les pieux de l'ouvrage.

L'étude de faisabilité et du dimensionnement des fondations de l'ouvrage a été réalisée par Terrasol dans le cadre des études géotechniques G3. Deux sujets principaux sont abordés dans cet article :

- Amplitude et durée du tassement des remblais contigus, estimées par plusieurs modèles aux éléments finis puis comparées avec les résultats d'auscultation ;
- Dispositif de réduction du frottement négatif du remblai sur le piedroit des portiques, du concept à la réalité d'exécution.

### 3. Tassements des remblais contigus

Le critère de tassement résiduel pour ce type d'ouvrage étant sévère (1 cm pour 25 ans) et le planning des travaux étant quasi-inflexible (ouvrage sur le chemin critique), les dispositions constructives suivantes ont été réalisées :

- préchargement de 1,5 m pour anticiper le tassement du à la surcharge ferroviaire ;
- surchargement de 0,9 m pour anticiper le tassement de fluage ;
- réseau de drains préfabriqués verticaux, associé à un matelas en matériau drainant.

Des tassomètres, profilomètres et capteurs de pression interstitielle ont été mis en place les deux côté Ouest et Est pour l'instrumentation de l'ouvrage.

#### 3.1. Modèles aux éléments finis

La méthode des éléments finis (EF) a été choisie afin d'obtenir à la fois la déformation de l'autoroute A10 et les profils de tassement et de déplacement horizontal des terrains au droit des pieux permettant l'estimation des efforts parasites sur les derniers (frottement négatif et poussée latérale). Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel Plaxis 2D pour plusieurs coupes de calcul représentatives (à la jonction des murs et portiques simples, au milieu des murs et au milieu des portiques simples). L'effet des pieux sur le mouvement libre des terrains semble limité : la présence des pieux n'a pas été prise en compte dans les modèles.

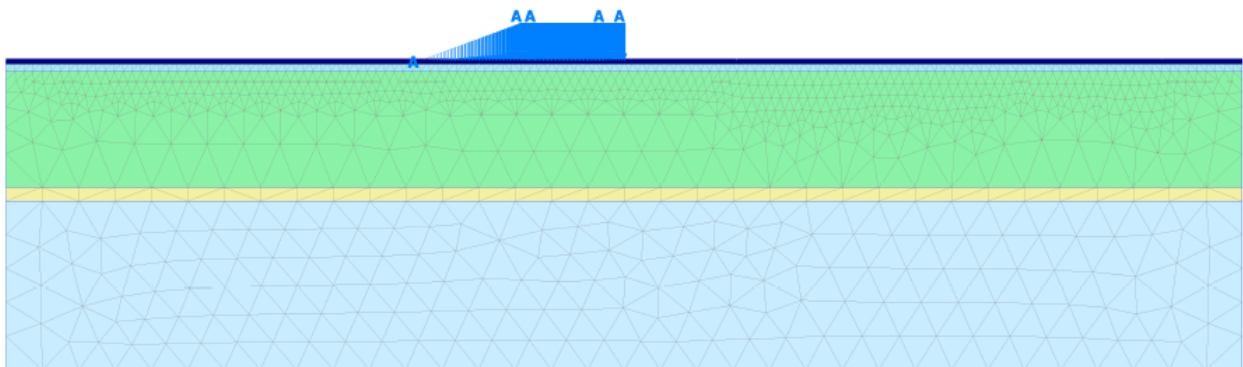


Figure 3: Exemple d'un modèle EF d'une coupe transversale

Le modèle de comportement du substratum est de type élastoplastique Mohr-Coulomb. Pour la couche de marnes / argiles compressibles en surface, trois modèles de comportement ont été considérés :

- Modèle 1 « Mohr-Coulomb » : Ce modèle donne le tassement à long terme mais sans fluage.
- Modèle 2 « Soft soil » : Ce modèle donne le tassement à long terme sans fluage et le délai de la consolidation primaire, avec et sans drains verticaux.
- Modèle 2bis « Creep Soft soil » : Similaire au modèle 2, ce modèle donne en plus le tassement à long terme avec fluage (25 ans).

La cuvette de tassement en surface, avec le préchargement, calculée par deux modèles 1 et 2 est présentée sur la Figure 4.

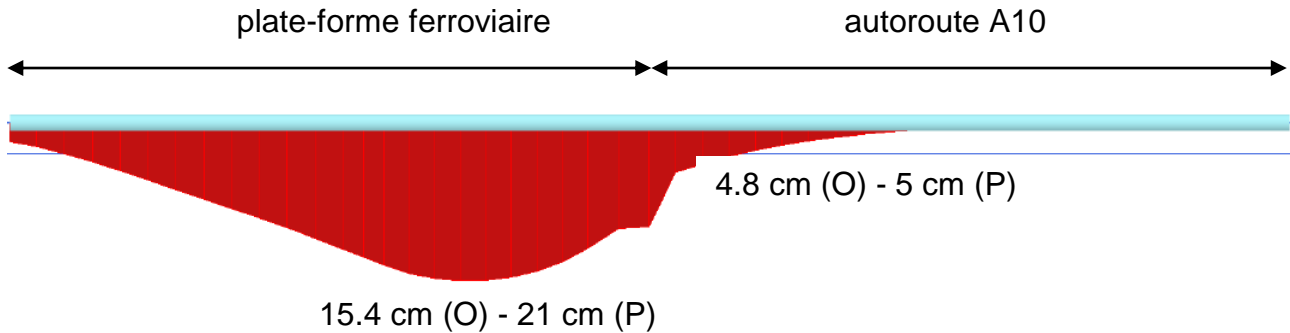


Figure 4: Résultat de calcul de tassement selon les méthodes pressiométrique (P) et œdométrique (O)

### 3.2. Méthodes pressiométrique et œdométrique

La pratique française actuelle pour le calcul de tassement des remblais distingue deux méthodes :

- Méthode pressiométrique : Le paramètre d'entrée du calcul (module Young  $E_Y$ ), est estimé à partir du module pressiométrique  $E_M$  par la corrélation de Ménard  $E_Y = E_M / \alpha$ .
- Méthode œdométrique : Les paramètres d'entrée du calcul ( $C_s$ ,  $C_c$  et  $e_0$ ) sont directement issus des essais œdométriques.

D'après le retour d'expérience de nombreux projets d'infrastructure linéaire en France, le tassement des remblais sur sols compressibles est souvent surestimé ; en particulier les tassements dits œdométriques sont souvent très surestimés (Tableau 1, remblai 0438 pour exemple). Il apparaît une tendance de certains BET géotechnique à privilégier la méthode pressiométrique et à considérer la méthode œdométrique comme moins appropriée (ou difficilement appliquée). Cette tendance ne doit pas devenir une pratique courante. En effet, l'essai œdométrique, et la méthode associée, est une des premières bases de la mécanique de sols et applicable pour tous les types de sol. D'ailleurs, pour les sols très mous, la qualité et la fiabilité des essais pressiométriques et l'hypothèse de sol élastique de la méthode pressiométrique sont parfois discutables.

Pour ce projet, le tassement œdométrique (modèle 2 « Soft soil ») est moins important que le tassement pressiométrique (modèle 1 « Mohr-Coulomb ») et plus proche des tassements mesurés (Tableau 1, Remblai contigu du PRA 0432). La même conclusion a été tirée par le rétro-analyse des résultats du suivi de tassement par Terrasol de récents chantiers d'infrastructure, en particulier les LGV (Said Alami S., 2014). Il est montré que le paramètre le plus important (ou presque), qui pourrait changer significativement le résultat de la méthode œdométrique, est la pression de pré-consolidation  $\sigma'_p$ , souvent mal évaluée par l'essai. Si les calculs œdométriques donnent des tassements (très) surestimés, c'est souvent parce que ce paramètre  $\sigma'_p$  a été sous-estimé ou même complètement ignoré (sol considéré à tort comme normalement consolidé).

Une autre pratique assez répandue en France est de juger exclusivement l'état de consolidation des sols compressibles via des paramètres pressiométriques par le ratio  $E_M/p_i$ . Aussi, cette pratique ne doit pas être généralisée. En effet, la corrélation entre le ratio  $E_M/p_i$  et l'état de consolidation d'un sol n'est qu'un indicateur consultatif indirect et ne peut en aucun cas remplacer les essais œdométriques. Pour ce projet, le ratio  $E_M/p_i \sim 10$  des marnes / argiles compressibles est situé dans la fourchette usuelle [9,16] des argiles normalement consolidées (conclusion de l'étude AVP, sans essai œdométrique disponible). Or, selon les essais œdométriques complémentaires, ces terrains sont sur-consolidés avec une pression de pré-consolidation  $\sigma'_p = 150$  kPa, valeur non-négligeable vis-à-vis de la future charge (remblai de 8 m de haut). Un calcul œdométrique test avec

l'hypothèse de sol normalement consolidé a donné un tassement œdométrique de 80 cm complètement surestimé.

Tableau 1: Tassements des remblais contigus de l'ouvrage et du remblai à proximité

Tassement		Remblai contigu du PRA 0432 Terrasol			Remblai 0438 à proximité Autre BET géotechnique		
		Est	Ouest	Remblai essai PK 43+450	PK 43+500 à PK 43+630	PK 43+630 à PK 43+770	PK 43+770 à PK 43+910
Amplitude (cm)	Pressiomètre	25	25	25	21	17	20
	Oedomètre	20	20	20	80	32	45
	Mesurée	12,4 à 13,3	6,5 à 9	15 à 23	15	13	13
Délai (jour)	Estimé	90	90	90	75	75	75
	Effective	29	36	25	63	30	35

Il est recommandé d'estimer le tassement des remblais par deux méthodes puis confronter les résultats. Pour les sols très mous de forte épaisseur, la méthode œdométrique doit être privilégiée, dans la mesure du possible, à condition d'avoir des données disponibles, fiables et correctement interprétées.

À propos de la méthode pressiométrique, il est usuel (depuis les travaux de Ménard dans les années 1960) d'utiliser la corrélation  $E_Y = E_M/\alpha$  pour estimer le module Young. Cette corrélation a été corrigée (O.Combarieu, 2006)  $E_Y = k \cdot E_M/\alpha$  avec un coefficient majorateur  $k$  pouvant atteindre 2 même dans le cas des charges de grande surface (remblai et dallage) selon certains chantiers expérimentés. Pour les remblais contigus de cet ouvrage, la comparaison entre les tassements pressiométriques (avec  $E_Y = E_M/\alpha$ ) et les tassements mesurés a montré une variation de 1 à 3 du coefficient  $k$  (en fonction de l'hétérogénéité des terrains). Ainsi, on peut considérer que la corrélation  $E_Y = E_M/\alpha$  donne une borne supérieure du tassement et que le tassement réel serait a priori moindre.

### 3.3. Drains verticaux et durée de consolidation

Des drains préfabriqués verticaux de 18 m traversant la couche compressible ont été réalisés suivant une maille triangulaire 1 x 1 m et recouverts par un matelas en matériau drainant d'épaisseur 1 m. La maille des drains a été estimée suivant les abaques de Terzaghi (pour la consolidation verticale), de Barron (pour la consolidation horizontale) et la formule de Carillo (pour le couplage de 2 types d'écoulement). Pour un délai de consolidation de 3 mois, l'entraxe des drains est estimé de 1,4 m, les drains étant supposé parfaitement drainants. Partant sur l'hypothèse que les drains verticaux ne sont rarement parfaits, ce qui est susceptible de retarder la consolidation (Hansbo S., 1983), cet entraxe a été réduit à 1 m, par mesure de sécurité vis-à-vis du planning des travaux.

D'après le résultat du suivi de tassement et de pression interstitielle au droit des remblais contigus et aussi du remblai d'essai (Tableau 1), la durée de consolidation n'a été que de 1 mois environ (25 à 36 jours), ce qui correspond à la durée théorique avec l'hypothèse de drains parfaits. D'après le retour d'expérience des chantiers d'infrastructure en France, les durées de consolidation des remblais sur sols compressibles sont, dans la majorité de cas, (très) surestimées. Cette surestimation est souvent liée à une estimation (trop) prudente des coefficients de consolidation ( $C_v$  et  $C_r$ ). Dans le cas de ce projet, ces coefficients semblent être correctement estimés, la surestimation serait liée à l'hypothèse de drains non parfaits. En effet, l'étude avec des drains non parfaits est à réaliser uniquement pour les sols très mous (tourbe, boue de dragage, sol organique, argile varvée,...) ou pour des sols mous très épais pour tenir compte des phénomènes spécifiques tels que le pliage des drains, la réduction de capacité de décharge par la pression latérale, le colmatage des drains, le remaniement des sols autour des drains... (Magnan J-P., 1994).



## 4. Dispositif de réduction du frottement négatif remblai / structure

### 4.1. Dispositif retenu

Les remblais contigus sont réalisés après la construction de la structure, leur tassement provoque alors des efforts parasites sur la structure. Ces efforts ont deux composants : le frottement négatif le long du fût des pieux, lié au tassement des terrains en place, et le frottement négatif contre le piédroit du portique, lié au tassement du corps de remblai, qui sera transmis aux pieux. La contrainte de compression dans le béton des pieux étant déjà importante sous la descente de charge de base, il était souhaitable de minimiser les efforts verticaux complémentaires sur les pieux.

Comme il est plus difficile et coûteux de réaliser un chemisage des pieux, il a été décidé d'agir sur la composante de frottement négatif remblai / piédroit en créant une interface lisse remblai / béton par l'application d'une couche de bitume sur le béton, qui est protégée par une géomembrane. Le dispositif de drainage (géotextile de type Enkadrain) sera implanté devant la géomembrane. Ainsi, entre les remblais et le béton du piédroit, il y a une séparation constituée d'un complexe géotextile / géomembrane / bitume. Les frottements géotextile / géomembrane et puis géomembrane / bitume devraient être faibles et négligeables. Si la mise en place des nappes de géotextile et géomembrane permet un mouvement indépendant et libre suivant le tassement des remblais contigus, l'inclinaison de la poussée de terre sur les piédroits sera quasi-nulle (interface très lisse) et le frottement négatif remblai / piédroit sera neutralisé.

### 4.2. Résultat des auscultations

Afin de vérifier l'efficacité du dispositif mis en place et de suivre l'évolution de l'éventuel accroissement d'effort vertical parasite sur le piédroit, il a été installé lors de l'exécution du piédroit côté Est des capteurs de déformation à corde vibrante (Figure 5) en différentes positions du voile au droit de certains pieux: 4 au cœur du voile noyés dans le béton et 4 en surface de voile (Figure 6). Dans le but de corréliser les variations de mesure avec les conditions climatiques, des capteurs de température (sondes platine) ont été mis en place à proximité des capteurs de déformation.

Le résultat d'auscultation a montré un accroissement de contrainte verticale dans le piédroit pendant le remblaiement du remblai contigu Est. Cette contrainte, stabilisée à la fin du remblaiement, varie de 257 à 472 kPa avec une moyenne de 350 kPa, qui se traduit par une surcharge verticale parasite non-négligeable en tête pieux d'environ 400 kN. Ce résultat signifie que le dispositif de géotextile / géomembrane / bitume mis en place n'a pas pu neutraliser complètement le frottement négatif remblai / structure.



Figure 5: Capteur de déformation IP67 et sonde de température PT100

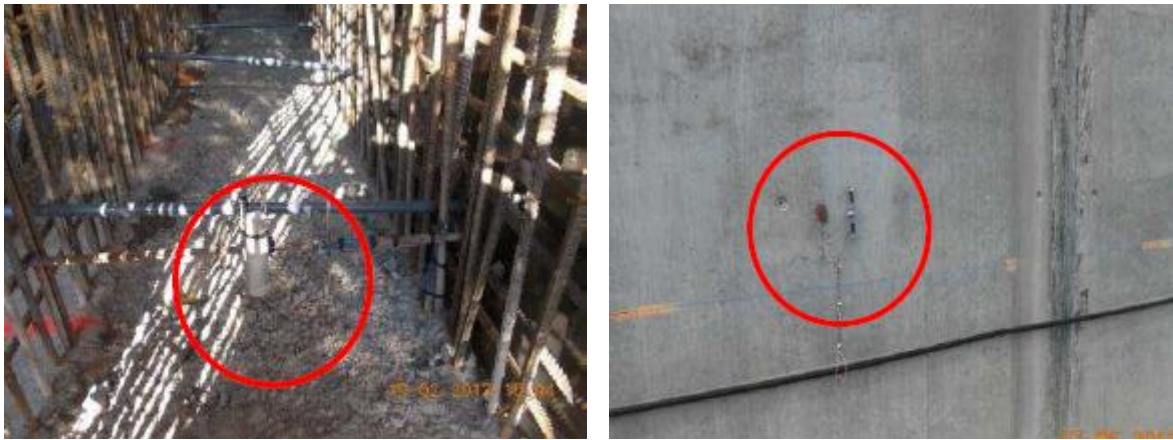


Figure 6: Implantation des capteurs de déformation

### 4.3. Rétro-analyse

Deux facteurs seraient à l'origine de l'efficacité réduite de ce dispositif :

- L'accrochage de deux nappes géotextile et géomembrane sur l'ouvrage béton, pour faciliter la mise en œuvre et le remblaiement, n'a pas permis le mouvement indépendant et libre de ce dispositif par rapport à la structure.
- La présence du débord de la semelle (de 25 cm, pourtant très faible par rapport à la hauteur du mur de 8 m) peut gêner le mouvement relatif de l'interface remblai / structure.

Deux modèles EF ont été réalisés pour évaluer à posteriori l'impact du débord de la semelle, qui n'a pas été pensé aussi significatif en phase d'études en raison de son étroitesse (Figure 7) :

- Modèle 1: Mur sans semelle (cas idéalisé) avec une interface lisse ( $K \cdot \tan \delta = 0,1$ ) ;
- Modèles 2: Mur avec semelle débordante (cas réel), interface lisse (2a, avec dispositif spécifique) ou rugueux (2b, sans dispositif spécifique,  $K \cdot \tan \delta = 0,67$ ).

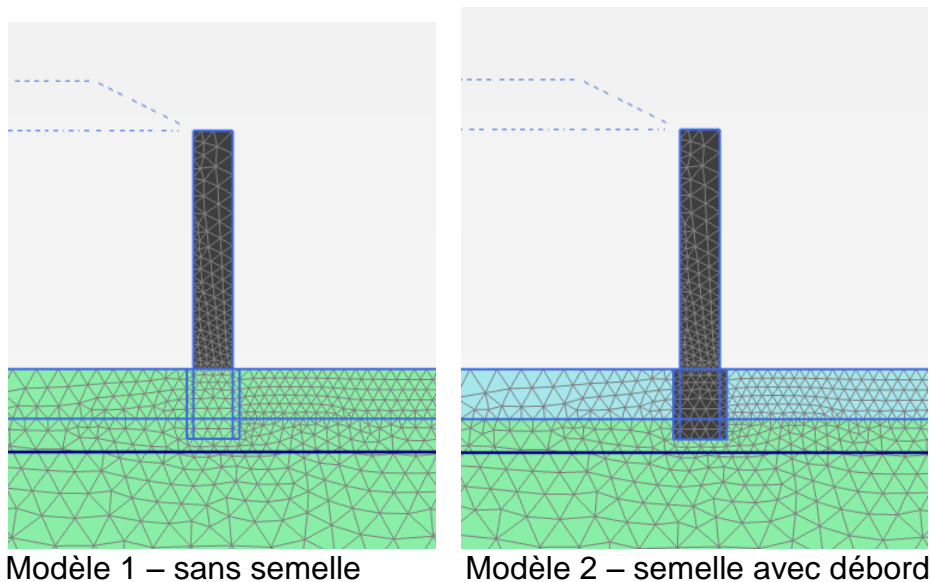


Figure 7: Modèles EF du piédroit sans et avec la semelle

Les valeurs des efforts verticaux à l'interface remblai / structure de ces modèles numériques et celles calculées analytiquement selon le Fascicule 62 titre V (en

considérant le plan fictif passant le débord de la semelle) sont présentées dans le Tableau 2. Il est montré que le débord de la semelle réduit considérablement l'effet attendu du dispositif et qu'une interface lisse n'apporte pas d'amélioration notable dans cette situation. Ainsi, même avec un débord très faible, l'approche analytique du Fascicule 62 titre V est raisonnablement adaptée.

Tableau 2. Total du frottement négatif remblai / piédroit (kN/ml)

Calcul numérique Plaxis			Calcul analytique Fascicule 62 titre V	
Modèle 1 K.tan $\delta$ = 0,1	Modèle 2a K.tan $\delta$ = 0,1	Modèle 2b K.tan $\delta$ = 0,67	Poussé active Ka	Poussé au repos K0
17,4	98,9	119,2	92,2	149,6

## 5. Conclusion

Un cas concret d'une étude géotechnique d'exécution pour un ouvrage d'art de la LGV SEA Tours – Bordeaux est présenté dans cet article. Plusieurs calculs avancés aux éléments finis ont été réalisés, un dispositif spécifique a été conçu et testé, un programme d'auscultation a été mise en place et suivi dans le cadre de la mission géotechnique afin de valider les solutions choisies. Il est montré que, tout autant que la conception, c'est les auscultations et le suivi rigoureux du chantier qui ont permis d'assurer l'objectif et la réussite du projet.

## 6. Références bibliographiques

- Combarieu O. (2006). L'usage des modules de déformation en géotechnique. *Revue française de géotechnique*, N°114.
- Hansbo S. (1983). How to evaluate the properties of prefabricated drains. *Proc. 8th European Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, vol.3, pp. 621-626.*
- Magnan J-P. (1994). Maîtrise des amplitudes et vitesse de tassement des remblais sur argiles molles. Évolutions récentes. *Bulletin LCPC, n°194, pp.27-40.*
- Said Alami S. (2014). Interprétation des mesures de tassements sous les remblais instrumentés des ouvrages linéaires. *Stage de fin d'études ENPC-Terrasol.*