

Simulation numérique de l'essai de pieux pour le viaduc sur l'A9 à Rennaz (VD)

1 Description du projet

1.1 Le viaduc

Le viaduc sur l'A9 a fait l'objet d'un concours de projet en deux phases organisé par le service des routes du canton de Vaud. C'est le bureau INGPHI – ingénieur en ouvrages d'art avec le bureau d'architecte Brauen + Wälchli B+W architecture sàrl et le bureau De Cérenville géotechnique SA qui ont été lauréats du concours et qui ont ensuite réalisés le projet et assuré l'ensemble du mandat, du projet à la direction des travaux.

Le viaduc sur l'A9 décrit en détail sous [1] est situé sur la commune de Rennaz dans une zone dense en voies de communication. C'est un ouvrage majeur de la nouvelle route principale H144 puisqu'il en est un des points de connexion. Il franchit l'autoroute A9, la route cantonale RC 780 et plusieurs chemins agricoles. Le projet proposé a une longueur de 351.60 m et possède onze travées dont la portée est de 33 m en général, augmentée à 34.80 m pour franchir l'autoroute et de 26.40 m dans les travées de rive comme illustré sur la coupe longitudinale ci-dessous.

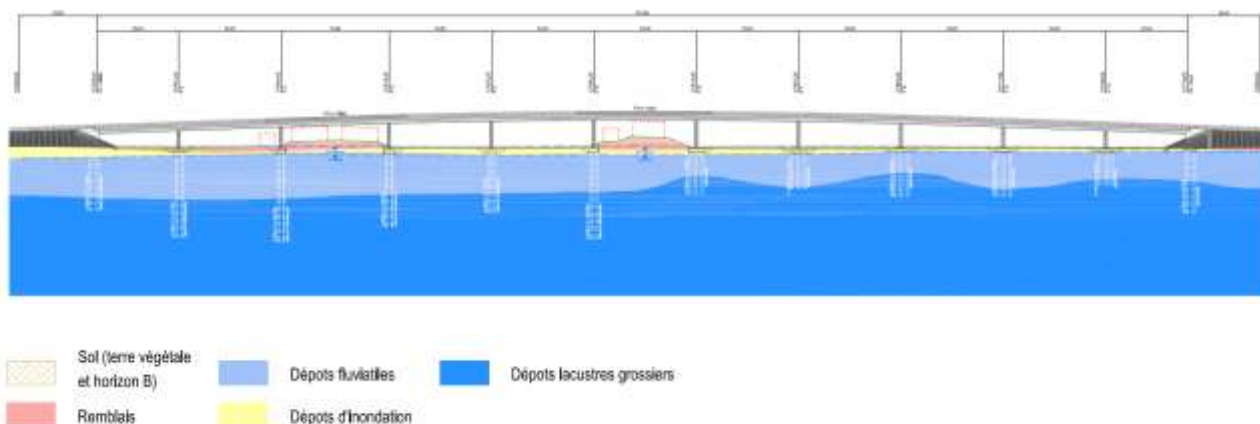


Figure 1: coupe longitudinale du viaduc

Le viaduc est conçu comme un pont flottant avec une liaison rigide du tablier sur les piles afin de supprimer les appuis sur les piles permettant d'une part de les affiner et d'autre part de ne disposer des appuis qu'aux culées, où ils sont facilement accessibles pour les opérations d'entretien. Dans le sens transversal, le tablier est renforcé de deux nervures qui sont chacune supportées par les bras d'une pile en V comme illustré ci-dessous.



Figure 2: coupe transversale du tablier de la pile et de la fondation

1.2 Les sols en place

Les sols de fondations ont fait l'objet d'études générales avec une campagne de sondages au droit de chacune des fondations des piles et des culées. Les sols de fondations peuvent être décrits par des couches plus ou moins horizontales, listées du haut vers le bas :

- couche superficielle terreuse jusque vers 0.8 à 1.9 m de profondeur constituée en majorité de limon terreaux.
- dépôts d'inondation (ML selon la classification USCS) jusqu'à des profondeurs comprises entre 1.3 et 3.5 m, constitués de limon finement sableux et plus ou moins argileux; ces sols sont caractérisés par une consistance souvent tendre, mais pouvant s'avérer assez ferme.
- dépôts fluviatiles (GW-GM selon la classification USCS) jusqu'à des profondeurs comprises entre 8.5 et 17 m; ces matériaux sont constitués de gravier sableux ou sable grossier, parfois moyen ou fin, localement cohésif, de compacité peu à assez compacte.
- dépôts lacustres (SW-SC selon la classification USCS) jusqu'à la fin des sondages à 30 m; ces matériaux sont constitués de sable fin à grossier, localement limoneux avec présence de veines organiques; ces sols présentent une compacité de peu à assez compacte.

Le niveau moyen de la nappe phréatique s'établit au toit des dépôts fluviatiles situé entre 1.9 et 3.0 m de profondeur. Pour le projet, il est admis que la nappe peut atteindre le niveau du terrain naturel.

Les caractéristiques des sols sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Couche	Poids volumique γ [kN/m ³]	Angle de frott. Eff. ϕ' [°]	Cohésion effective c' [kPa]	Cohésion non drainée c_u [kPa]	Module d'élasticité E [MPa]	Perméabilité k_{Darcy} [m/s]
Terre végétale	19.0	29	3	-	4	-
Dépôts d'inondation	20.0	28 à 30	0 à 5	30	2 à 6	1E-7 à 1E-6
Dépôts fluviatiles	22.0	36	0	-	20 à 75	1E-4 à 1E-3
Dépôts lacustres	20.0	32	0	-	15 à 50	1E-5 à 1E-4

Tableau 1: Caractéristique des sols de fondations

1.3 Les fondations

Comme les couches de sols sont constituées de dépôts sur une grande profondeur, des pieux résistants par frottement latéral ont été mis en place pour chaque pile et culée. Les pieux ont été différenciés à cause des gabarits de forage liés à deux lignes à haute tension comme suit :

- La culée "Valais" et les piles P1 à P5 sont fondées sur des pieux mis en place par refoulement de sol de type Vibrex d'un diamètre maximal de 610 mm. Chacune de ces piles est appuyée sur une semelle qui répartit les charges sur un groupe de 2 x 3 pieux d'une longueur de 27.0 à 28.5 m. La culée "Valais" est appuyée sur 2 x 4 pieux de 21.5 m de longueur.
- La culée "Vaud" et les piles P6 à P10 sont fondées sur des pieux forés tubés de 700 mm de diamètre, à cause d'un gabarit disponible réduit à proximité des lignes à haute tension. Chacune de ces piles est appuyée sur une semelle qui répartit les charges sur un groupe de 3 x 4 pieux d'une longueur de 11.5 à 14.0 m. La culée "Vaud" est appuyée sur 2 x 4 pieux de 20 m de longueur.



Figure 3: mise en place d'un pieu de type Vibrex (gauche : fonçage, droite : sabot de pieux)

Les pieux des fondations sont particulièrement sensibles pour le viaduc sur l'A9 car :

1. Les piles sont liées au tablier et il n'y a pas d'appui donc pas de possibilité de compenser des tassements.
2. Les pieux travaillent principalement par frottement.
3. La rigidité des pieux est prise en compte dans le calcul du pont en tenant compte de l'interaction sol-structure et cette rigidité influence les efforts dans le pont en particulier sous l'effet de la température, de la précontrainte et des effets différés.

Le tassement des pieux doit impérativement être limité et similaire entre les différentes fondations. Un essai de pieux a donc été effectué sur un pieu mis en place par refoulement de sol de type Vibrex.

2 Description de l'essai de pieux

L'essai de pieu est un essai statique. Il est effectué afin de déterminer le comportement d'un pieu mis en place par refoulement de sol de type Vibrex si possible jusqu'à la ruine. Le pieu à tester dénommé pieu d'essai est disposé sous un bâti de charge qui est appuyé sur 4 pieux de réactions disposés de part et d'autre comme présenté à la Figure 5. Les poutres du bâti de charge sont deux HEB 1000. La mise en charge du pieu est effectuée à l'aide d'un vérin qui comprime le pieu en s'appuyant sur le bâti de charge.

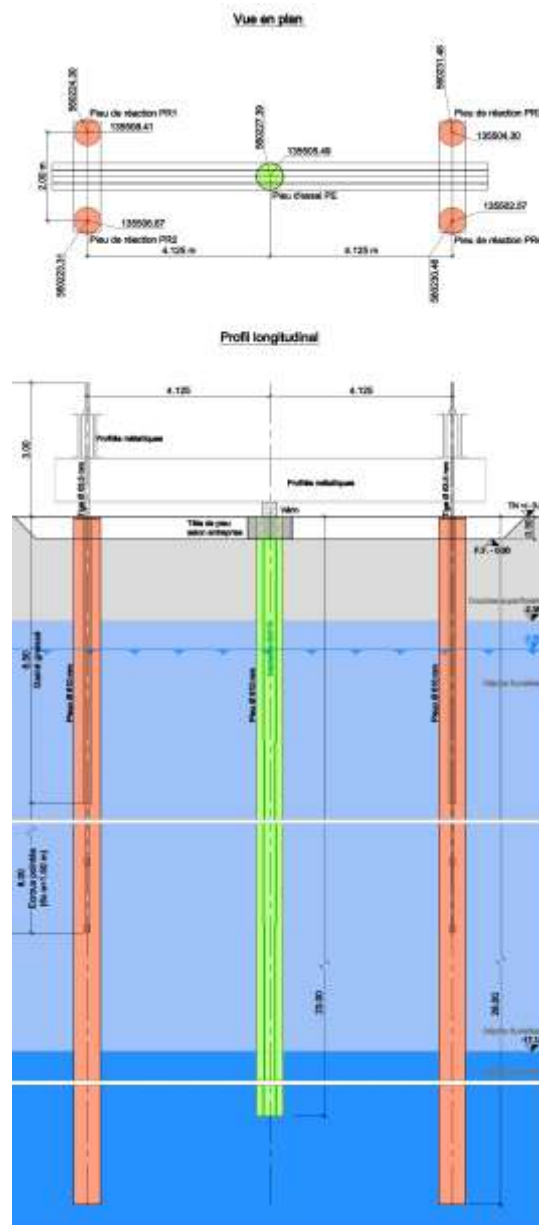


Figure 4: plan de l'essai de pieu



Figure 5: photo de l'essai de pieu

Les pieux de l'essai ont un diamètre de 610 mm. Les pieux de réaction sont armés avec 10 \varnothing 22 mm et un \varnothing 63.4 mm au centre. Le pieu d'essai est armé avec 12 \varnothing 22. Les armatures des pieux sont liées avec une spirale \varnothing 12 mm avec un espacement de 100 mm sur les 4.0 m en tête et avec un espacement de 200 mm sur la profondeur restante. Les détails d'armature sont présentés dans la figure 6.

Le béton de centrale est un C25/30 XC3, la taille des granulats est de 32 mm. La résistance moyenne du béton sur cube à 28 jours de 39.5 N/m^2 .

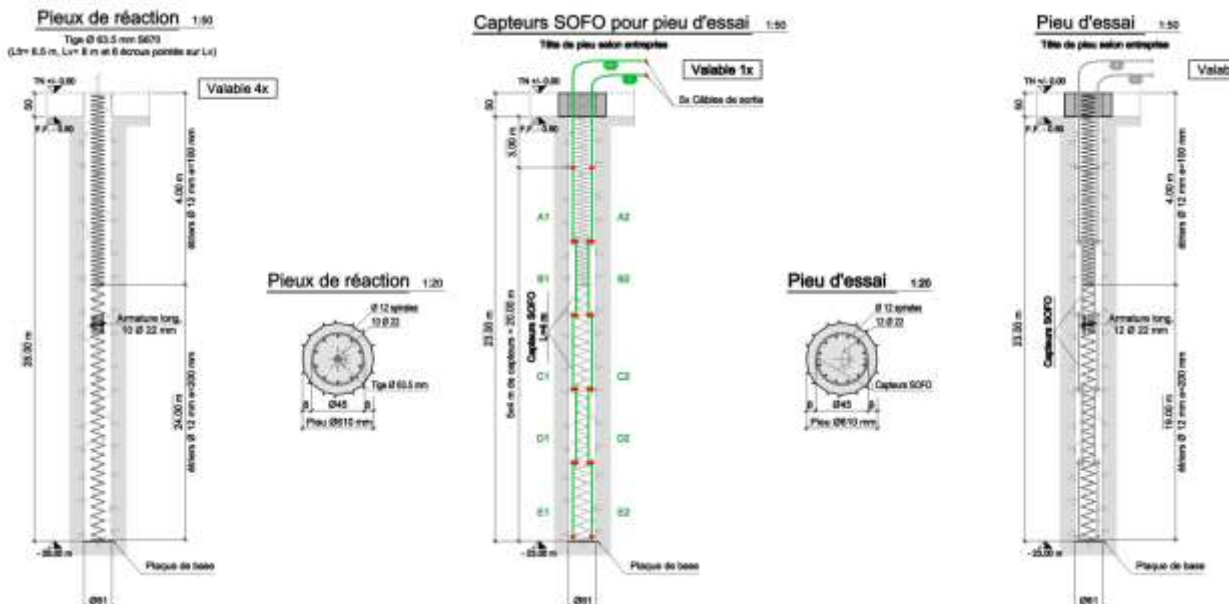


Figure 6: détails d'armature et d'instrumentation des différents pieux

Un contrôle de l'intégrité par réflexion à petite énergie (PIT) a été effectué pour les 5 pieux et aucune augmentation brusque du signal n'a été observée et l'intégrité des pieux est considérée comme bonne.

La charge de service d'un pieu est de 2'250 kN. Le bâti de charge a été conçu pour une charge d'essai $F_{pv} = 5'000 \text{ kN}$. L'enfoncement du pieu d'essai et le soulèvement des pieux de réaction ont été mesurés par nivellement. En parallèle, la force dans le vérin a été mesurée à chaque palier. La procédure de chargement prévue intègre les exigences de la norme SIA 267/1 [2].

L'essai de charge statique a été effectué un mois après le bétonnage des pieux. La mise en charge a été effectuée par paliers de 400 kN jusqu'à la charge prévue de $F_{pv} = 5'000$ kN. Le chargement a ensuite été augmenté par incréments de 250 kN. Après 115 minutes d'observation au palier de 6'250 kN, une fuite d'huile dans le vérin a obligé d'arrêter l'essai!

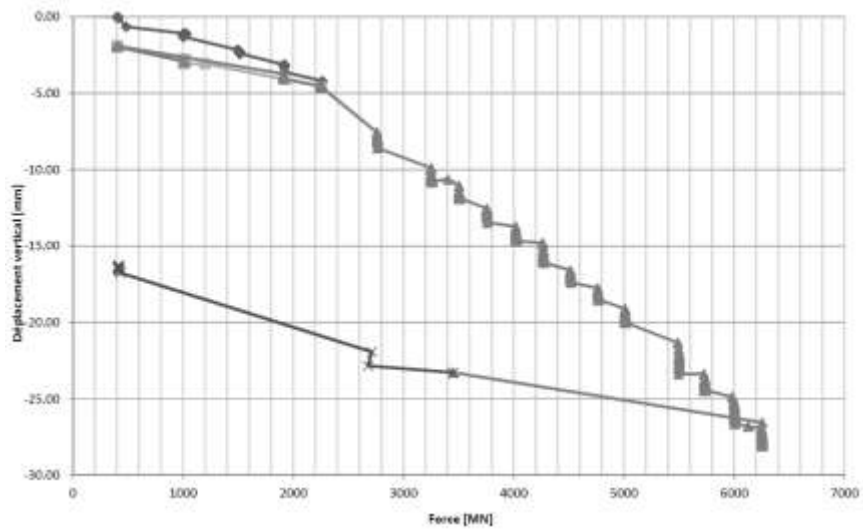


Figure 7: courbe charge – déplacement de l'essai de pieux

3 Analyse par éléments finis 2D, en axisymétrie

Une étude par éléments finis sur un modèle axisymétrique a été effectuée avant de réaliser l'essai de pieux, avec le programme ZSOIL [3]. Une analyse tenant compte des pressions d'eau dans le terrain a été effectuée, avec un niveau de nappe environ 3 m sous le terrain naturel. L'analyse est permanente, c'est-à-dire que les pressions d'eau sont calculées, puis introduites dans l'équation de Terzaghi reliant la contrainte totale et la contrainte effective.

Les paramètres des sols en présence (voir Tableau 1) sont introduits dans le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb. Pour chaque couche, trois jeux de paramètres pour le module d'élasticité sont utilisés: un optimiste, un réaliste et un pessimiste comme indiqué dans le Tableau 2.

Couche	Module d'élasticité pessimiste E [MPa]	Module d'élasticité réaliste E [MPa]	Module d'élasticité optimiste E [MPa]
Dépôts d'inondation	2	3.5	5
Dépôts fluviatiles	25	50	75
Dépôts lacustres	25	37.5	50

Tableau 2: Valeurs retenues pour l'analyse de sensibilité sur les modules d'élasticité

Le maillage est présenté à la Figure 8. Une force est appliquée au sommet du pieu, puis augmentée régulièrement. Comme il s'agit d'un pieu foncé (Vibrex), aucun élément d'interface n'est introduit entre le sol et le pieu. Par contre, la taille de la maille est raffinée au voisinage de l'interface. Cette hypothèse est justifiée par notre expérience sur d'autres essais de pieux battus (comparaison entre prédiction par éléments finis et mesures). Elle est rediscutée plus avant au chapitre 5.

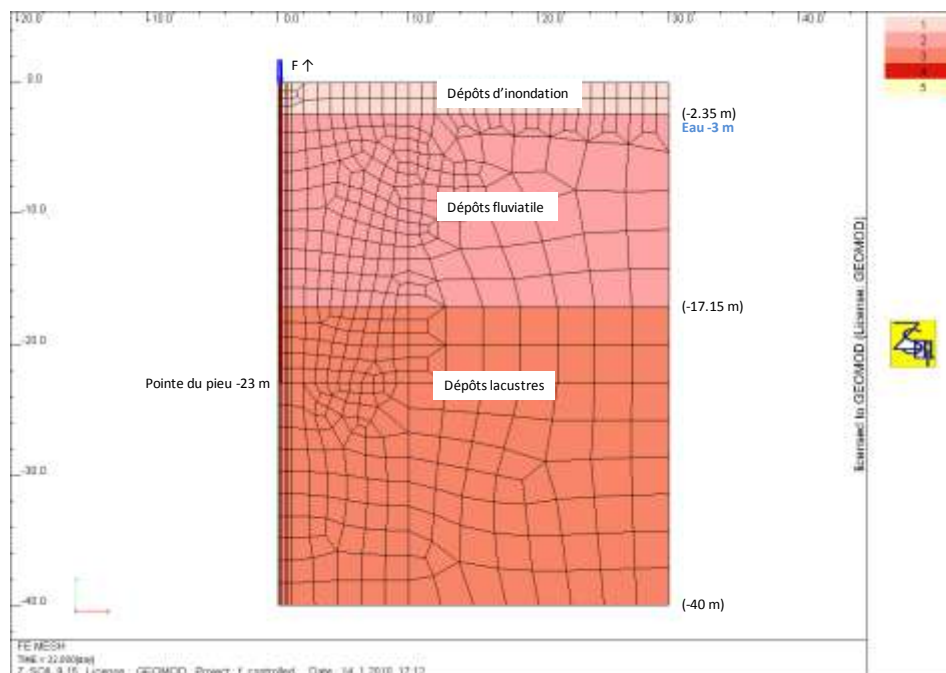


Figure 8: maillage 2D axisymétrique

La Figure 9 illustre la courbe charge-déplacement au sommet du pieu pour les trois jeux de paramètres. Il peut être observé que les trois courbes sont lisses, et ne fournissent pas de rupture claire. La courbe charge déplacement obtenue lors des mesures in situ est également reportée sur le graphique de la Figure 9. Il est à préciser que la prédiction a été effectuée avant l'essai de pieu ! Une très bonne concordance est relevée entre la prédiction effectuée (paramètres réalistes) et la courbe charge déplacement de l'essai.

Cette bonne estimation a priori est bien entendu tributaire de la qualité de l'estimation des modules d'élasticité des sols en présence par le géotechnicien du projet.

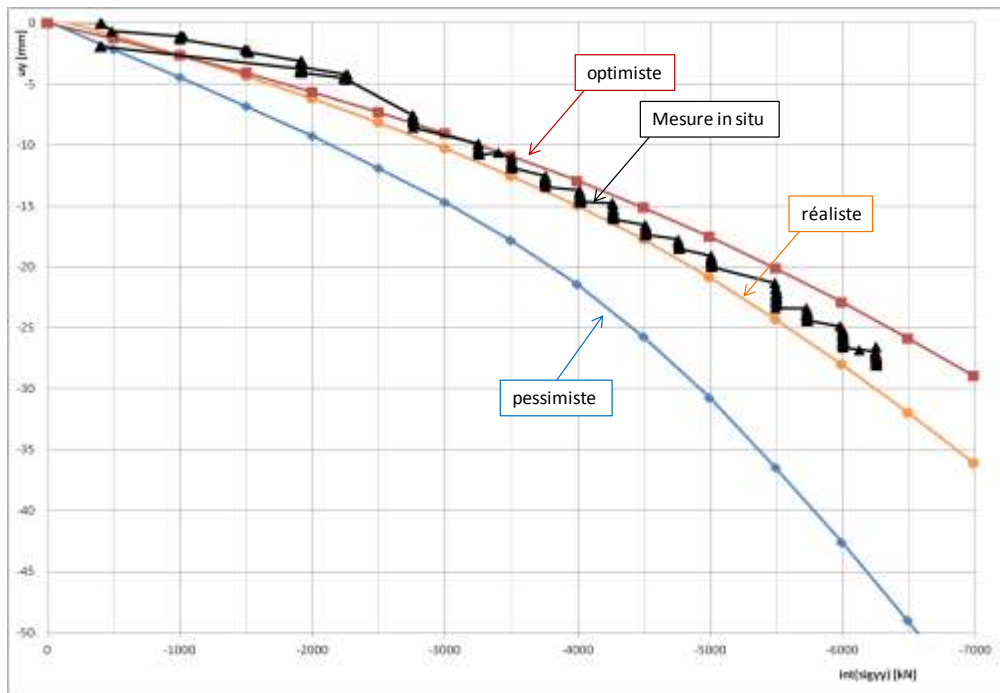


Figure 9: courbes charge-déplacement du modèle axisymétrique et essai

La Figure 10 montre le niveau de contrainte dans le sol pour $F = 6'000$ kN, soit la charge pour laquelle la plastification atteint toute la longueur du pieu.

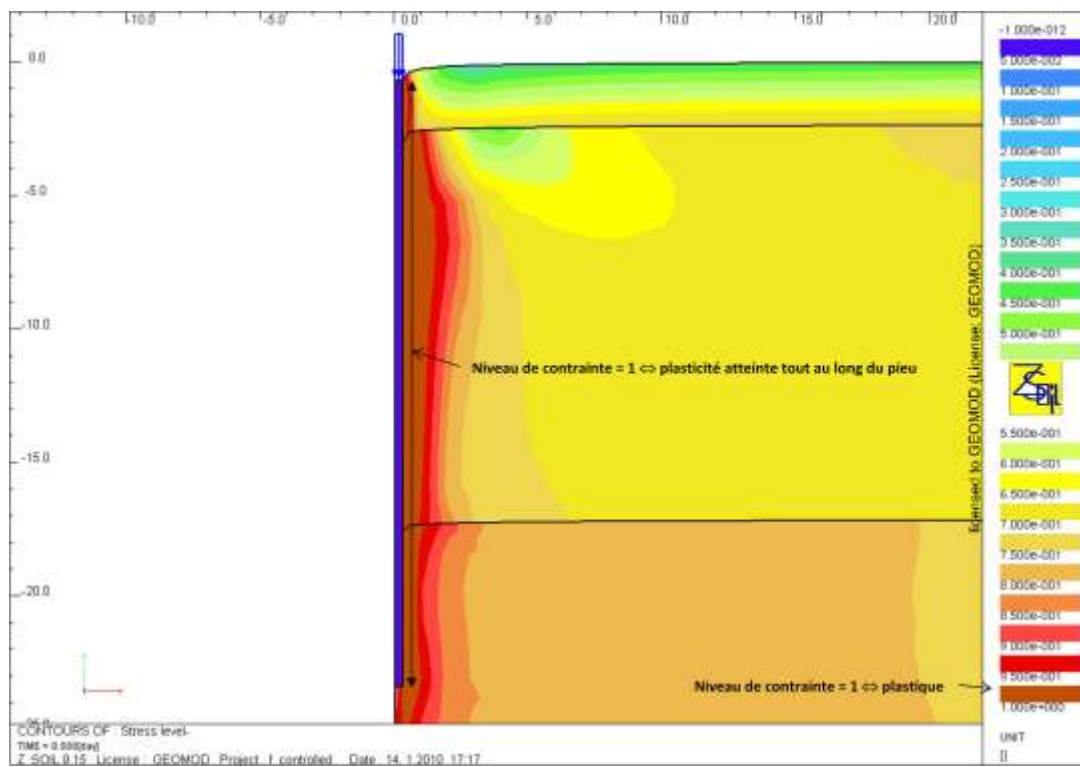


Figure 10: niveau de contrainte pour $F = 6'000$ kN (niveau de contrainte = 1 \Rightarrow zone plastique)

4 Analyse par éléments finis 3D

Un maillage 3D a également été créé dans le programme ZSOIL [3] afin d'appréhender l'influence de l'interaction entre le pieu d'essai et les pieux de retenue. Un quart du dispositif d'essai est modélisé, grâce aux deux plans de symétrie existants. Les Figures 11 et 12 illustrent le modèle 3D incluant le quart du pieu d'essai, un pieu de retenue de 28 m de longueur, le système de chargement composé de plusieurs profilés métalliques, et le vérin.

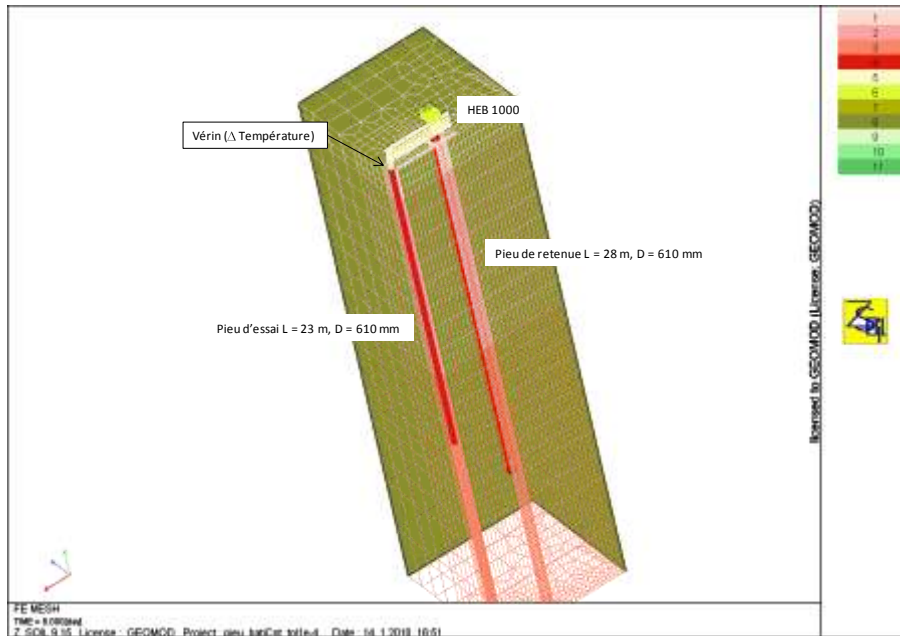


Figure 11: maillage 3D (1/4 de l'essai)

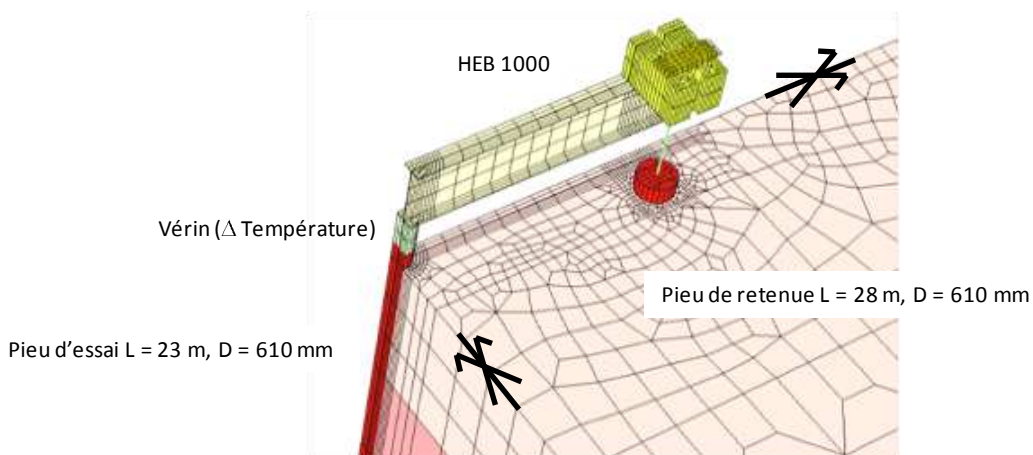


Figure 12: zoom du maillage vers le bâti de charge

Le chargement par le vérin est reproduit dans le modèle grâce à l'artifice suivant : une analyse thermique est tout d'abord conduite, en augmentant la température à l'intérieur des éléments représentant le vérin. Le champ de déformations correspondant à cette augmentation de température est ensuite appliqué au système lors d'une analyse mécanique, entraînant l'enfoncement du pieu dans le sol. La charge correspondante est obtenue en intégrant les contraintes au sommet du pieu.

La Figure 13 montre l'évolution du niveau de contrainte en fonction de la charge appliquée. Bien que la zone de plastification se développe entre le pieu d'essai et le pieu de retenue, la courbe charge-déplacement calculée avant l'essai avec ce modèle (paramètres réalistes) coïncide quasi-parfaitement avec celle obtenue lors de l'analyse axisymétrique (Figure 14). Elle permet de reproduire de manière très satisfaisante la courbe charge-déplacement de l'essai.

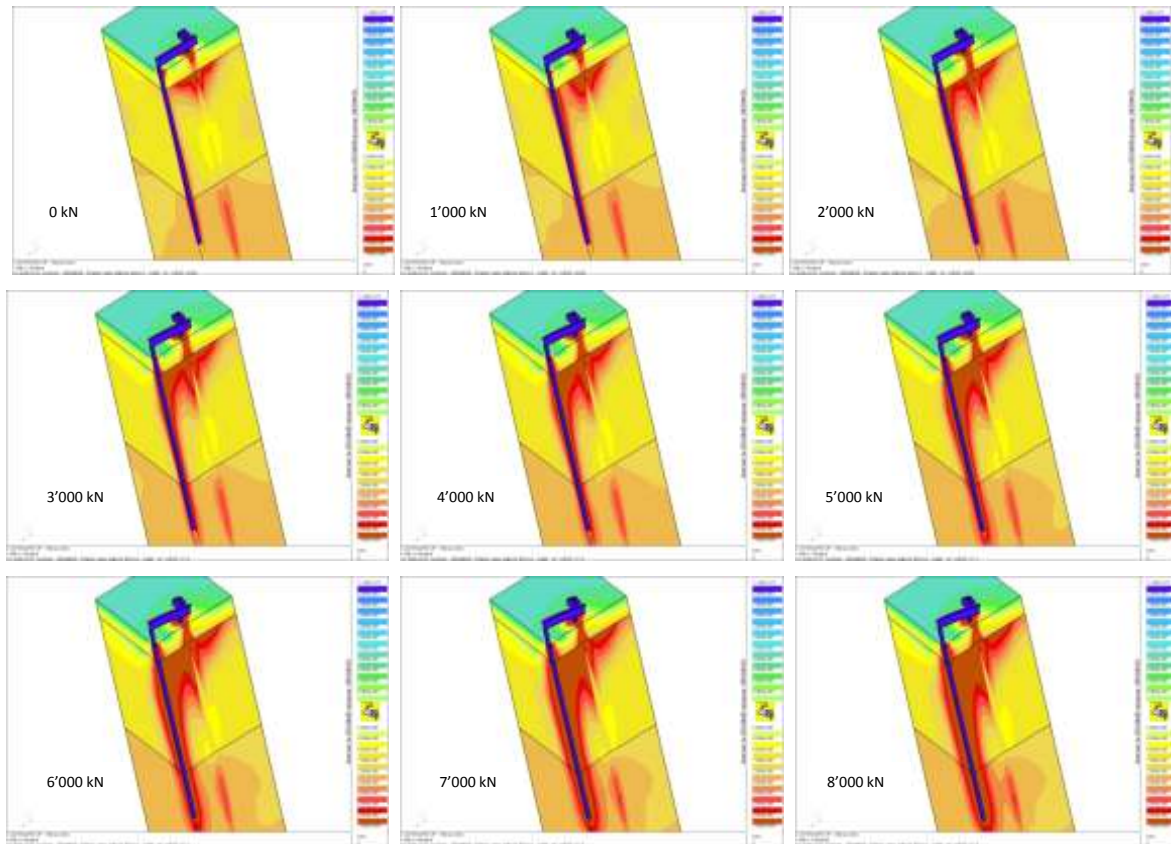


Figure 13: Evolution des contraintes pour différents niveaux de charge (niveau = 1 : zone plastique)

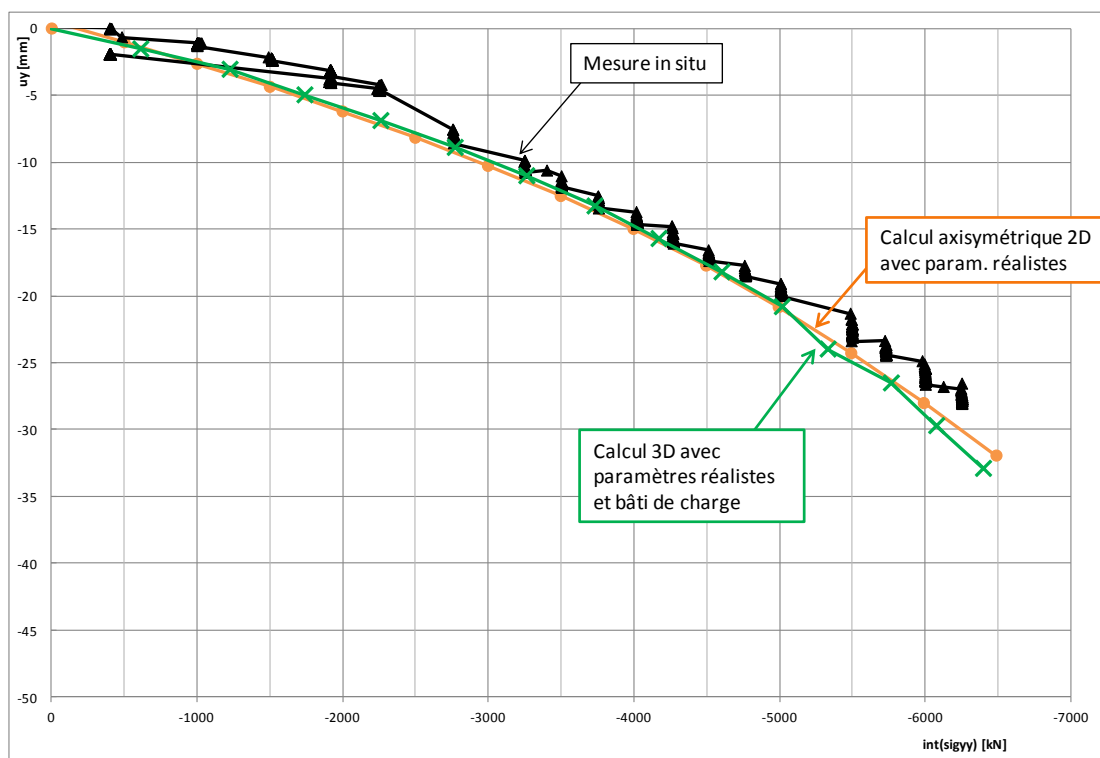


Figure 14: courbes charges-déplacement : modèle 3D comparé avec l'essai

5 Discussion

5.1 Influence des choix de modélisation

Toutes les analyses présentées plus haut ont été conduites avec un modèle constitutif « simple », soit le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, et sans introduire d'éléments d'interface à la frontière entre les éléments de sol et les éléments constituant le pieu d'essai.

Il est intéressant de comparer ces courbes charge-déplacement pour le cas « réaliste », en modifiant certaines options de modélisation, en particulier pour les deux cas de figure suivants :

1. **Utilisation d'un modèle constitutif avancé**, le modèle Hardening Soil with Small Strain extension (HSS, voir [4]), reproduisant de manière aussi réaliste que possible les déformations du sol au moyen d'une relation contrainte-déformation élastoplastique non-linéaire introduisant le module sécant E_{50} (égal au module E du modèle Mohr-Coulomb), le module de décharge/recharge E_{ur} , et le module dynamique E_0 (Figure 15 et Tableau 3). Ce modèle permet également de tenir compte de la dépendance de la rigidité du sol en fonction du niveau de contrainte, et donc de la profondeur. Les autres paramètres, dont ceux de résistance (c et ϕ), restent inchangés par rapport aux valeurs utilisées dans le modèle de Mohr-Coulomb.

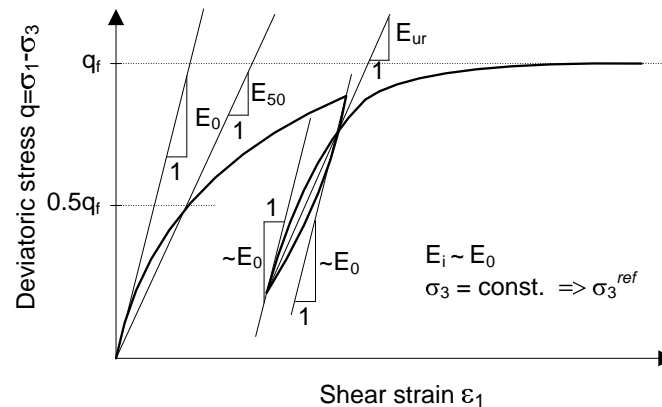


Figure 15: Courbe triaxiale contrainte-déformation pour la définition des modules du modèle HSS

Couche	Module d'élasticité sécant (charge) E_{50} [MPa]	Module d'élasticité de décharge et recharge E_{ur} [MPa]	Module d'élasticité initial ou dynamique E_0 [MPa]
Dépôts d'inondation	3.5	14	35
Dépôts fluviaux	50	200	500
Dépôts lacustres	37.5	150	375

Tableau 3: Modules d'élasticité du modèle HSS : jeu de paramètres réaliste

2. **Présence ou non d'éléments d'interface** : ces éléments reproduisent l'interaction entre deux solides (souvent de rigidité différente) basée sur le déplacement relatif entre les nœuds adjacents (Figure 16) au moyen d'une loi de frottement, dite de Coulomb. Dans notre cas, l'angle de frottement de la loi de Coulomb est admis égal à l'angle de frottement des sols en place.

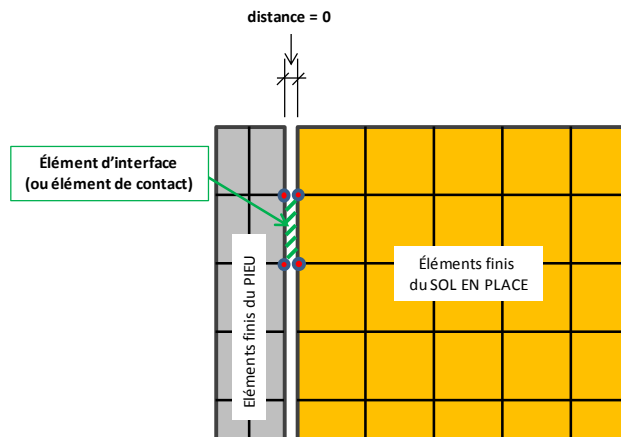


Figure 16: Éléments d'interface ou de contact

La Figure 17 illustre les différentes courbes obtenues, et les compare avec la courbe charge-déplacement mesurée in situ.

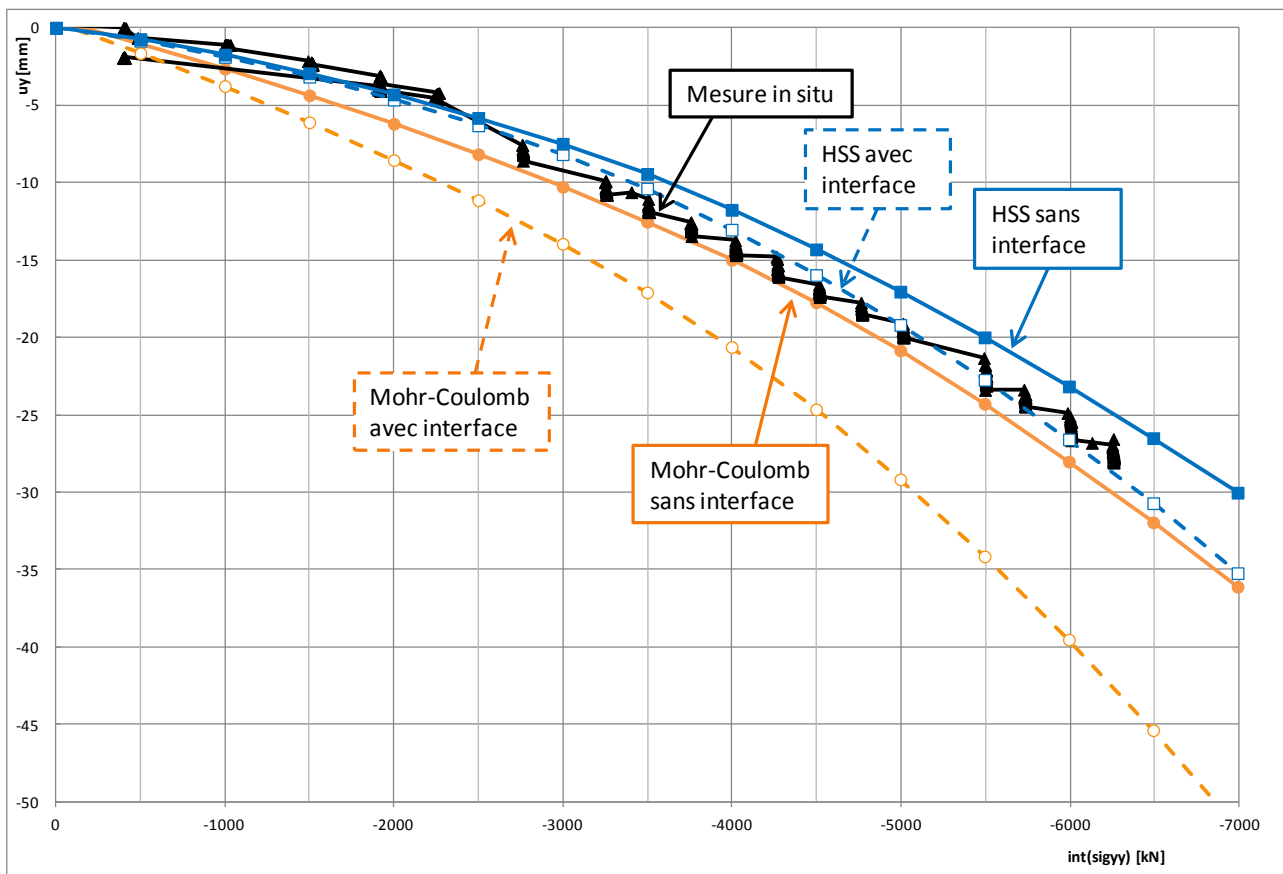


Figure 17: Courbes charge-déplacement : modèle 3 D et avec différentes options de modélisation

La Figure 18 fournit pour les quatre modèles, pour $F = 6'000 \text{ kN}$ ($d_{\text{mesuré}} = 26 \text{ mm}$) :

- la répartition du niveau de contrainte (niveau = 1 : plastique)
- la maille déformée (facteur d'amplification = 25)
- la déformation de cisaillement (ou glissement) γ

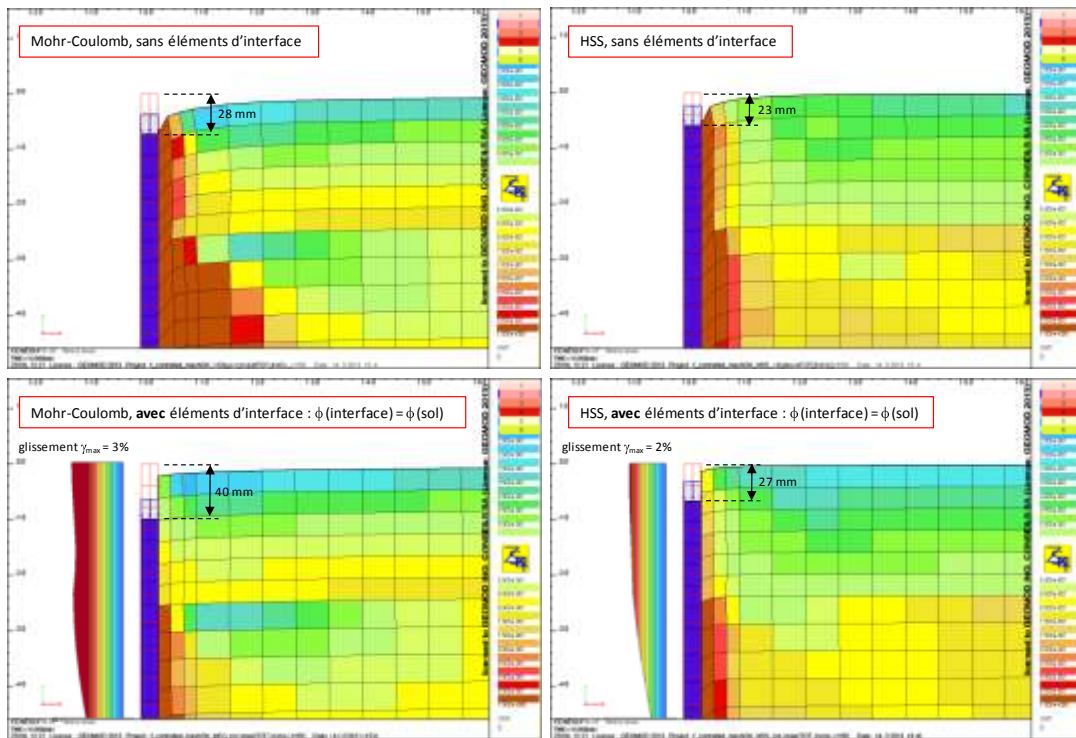


Figure 18: Comparaison des quatre modèles

Les choix de modélisation décrits plus haut ont donc une influence non négligeable sur la solution obtenue. Si le choix initial (Mohr-Coulomb sans éléments d'interface), dicté par notre expérience, a fourni une excellente prédiction de la courbe avant d'effectuer l'essai, l'ajout d'éléments d'interface à ce modèle surestime le déplacement d'un facteur 1.5 environ. Le choix **intuitif** d'introduire des éléments de contact à l'interface entre deux matériaux de rigidité très différente – choix que l'on effectue dans la majorité des autres analyses géomécaniques (écrans, revêtements de tunnels, etc.) – est toutefois validé si :

1. L'on recourt à un modèle constitutif avancé (HSS), introduisant le module initial E_0 . L'évolution du module de cisaillement G/G_0 (G_0 est directement lié à E_0) en fonction de la déformation de cisaillement γ (Figure 19) permet de concentrer ces déformations au voisinage du pieu. De plus, l'évolution des modules d'élasticité avec la profondeur permet de réduire les déplacements calculés par rapport au modèle de Mohr-Coulomb.

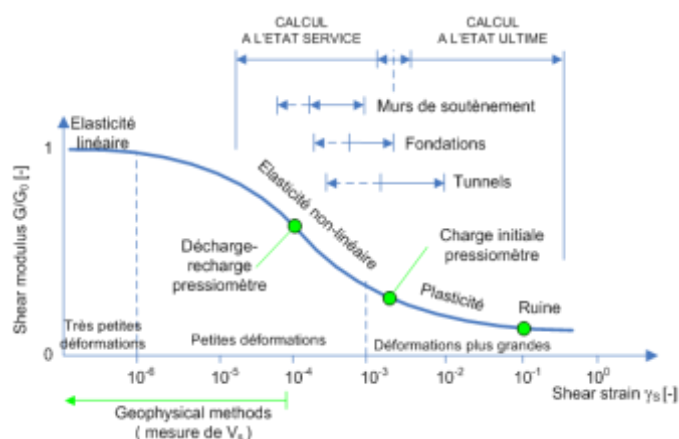


Figure 19: Evolution du module de cisaillement [4]

2. L'angle de frottement dans les éléments d'interface est égal à celui des éléments de sol adjacents, contrairement à l'usage (les normes conseillent souvent d'utiliser 2/3 de l'angle de frottement du sol). Ceci est dû à notre sens à l'augmentation de la contrainte horizontale à l'interface sol-pieu lors du battage du pieu.

Le cas discuté dans cet article devrait toutefois être complété par d'autres comparaisons entre prédictions et mesures, en particulier pour d'autres types de pieux (foré par exemple).

5.2 Répartition de la capacité portante du pieu

La présence d'éléments d'interface dans le modèle HSS permet d'intégrer facilement les contraintes de cisaillement dans ces éléments de contact le long du pieu, et d'obtenir la répartition de la capacité portante sur différents tronçons obtenue par calcul, en fonction de l'effort appliqué en tête de pieu (Figure 19).

Les tendances observées grâce aux mesures fournies par les capteurs SOFO installés à l'intérieur du pieu d'essai (Figure 20) sont confirmées par le calcul, à savoir le plafonnement de l'effort repris par le tronçon A (proche de la surface), et une grande proportion de l'effort total appliqué repris par frottement latéral, par rapport à l'effort repris en pointe. Par contre, la répartition quantitative entre les différents tronçons n'est reproduite que de manière approximative par le calcul, en particulier en ce qui concerne la répartition entre les tronçons C et D+E.

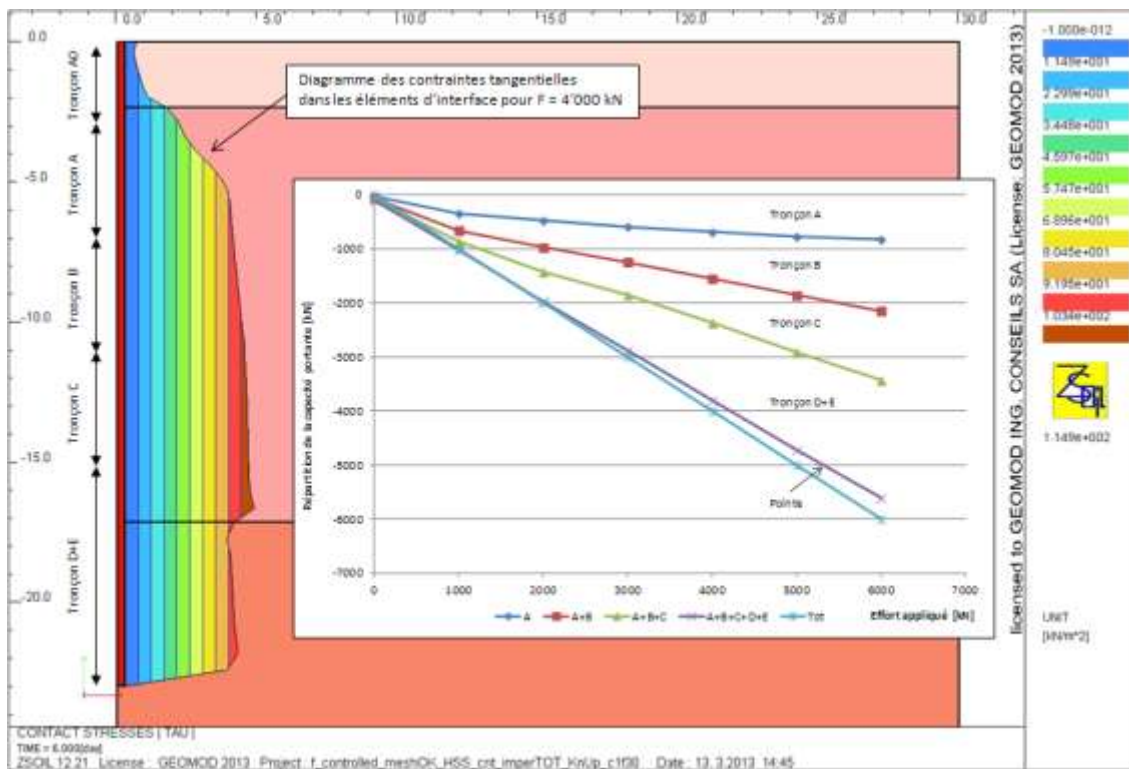


Figure 20: Répartition de la capacité portante dans le calcul

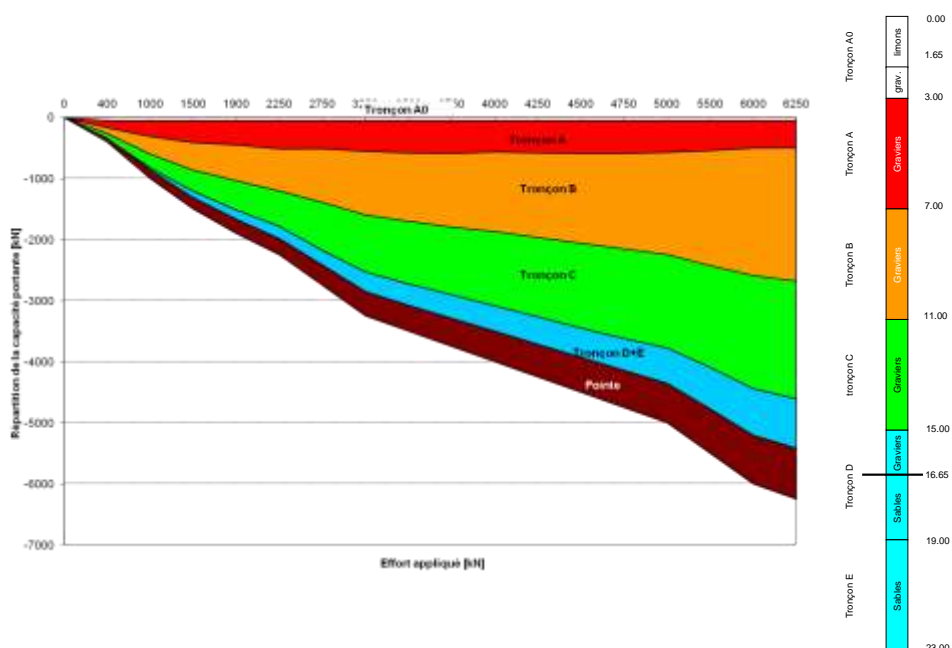


Figure 20: Répartition de la capacité portante obtenue grâce aux capteurs SOFO

6 Conclusions

Cet article présente un essai de pieu statique effectué dans le cadre de la construction du viaduc de la H144 sur l'A9 à Rennaz, et en particulier les simulations numériques par éléments finis de cet essai.

Une très bonne concordance a été relevée entre la prédiction effectuée **a priori** et la courbe charge déplacement réelle, mesurée sur le terrain. Les différentes options de modélisation retenues ont également été commentées : simulation explicite du bâti de charge et des pieux de retenue, choix du modèle constitutif, présence ou non d'éléments de contact à l'interface pieu-sol en place.

Cette analyse par éléments finis a également permis de dimensionner le vérin, qui devait être capable d'appliquer une force jusqu'à 6'000 kN. Le vérin a d'ailleurs cassé pour une charge juste supérieure à ce niveau.

7 Remerciements

Les intervenants sur le projet sont les suivants, et ils sont tous chaleureusement remerciés :

Maitre d'ouvrage :	Service des routes du canton de Vaud
Ingénieurs civils :	INGPHI SA, ingénieurs en ouvrages d'art
Géotechniciens :	De Cérenville géotechnique SA
Architectes :	Brauen + Wälchli B+W architecture sàrl
Entreprise de construction :	Marti Construction SA
Mise en place des pieux :	Marti Gründungstechnik AG
Essai de pieux :	Solexperts SA
Modélisation numérique :	GeoMod ing. conseils SA

8 Références

- [1] Ph. Menétrey, C. Broquet et U. Brauen ; viaduc sur l'A9, tracés 19, 2012
- [2] SIA 267/1 Géotechnique - spécifications complémentaires, 2003.
- [3] ZSOIL.PC v2012 user manual, Zace Services Ltd, 2012.
- [4] The Hardening Soil Model - A practical guidebook. R. Obrzud, A. Truty, ZSOIL.PC report, 2013.

Auteurs :

Dr Philippe Menétrey
Directeur et chef de projet
INGPHI SA Ingénieurs en ouvrages d'art, 1003 Lausanne
www.ingphi.ch

Dr Stéphane Commend
Directeur et chef de projet
GeoMod SA, 1007 Lausanne
www.geomod.ch