

Contrôle du comportement géotechnique par suivi des tassements après mise en place de drains verticaux et surcharge

Control of geotechnical behavior after surcharge installation using prefabricated vertical drains and settlement monitoring

Sacha CAHEN^{1*}, Hamza MENACEUR¹, Jérôme RACINAIS¹, Luis PIRELA², Ruben FIGUERA²

1 Menard Group, Bureau d'études, Orsay, France

2 Lindsayca, Directeurs de projet, Houston, États-Unis

**sacha.cahen@menard-mail.com*

RÉSUMÉ : Le projet Gas to Energy (GTE) est l'un des projets les plus marquants du Guyana. Il vise à construire la première installation de gaz naturel liquéfié (GNL) dédiée à la production d'électricité, offrant ainsi à la population du Guyana une source d'énergie fiable, propre et abordable.

L'amélioration des sols par drains verticaux préfabriqués (PVD) et préchargement a été mise en œuvre afin d'accélérer la consolidation, d'améliorer la stabilité et d'anticiper le fluage sur une superficie d'environ 22 hectares. Ce procédé a nécessité la mise en place de plus de 300 000 PVD, atteignant une profondeur moyenne de 23 m.

Le phasage de mise en œuvre du préchargement et la durée de consolidation nécessaire pour chaque phase ont été initialement définis à partir des paramètres de sol obtenus lors des investigations géotechniques. Grâce au suivi en temps réel des tassements et autres mesures d'instrumentation, les paramètres géotechniques ont été recalibrés, et le comportement du sol a été prédit à l'aide des méthodes d'Asaoka et hyperbolique. Ces approches ont permis de déterminer avec précision le moment optimal pour le retrait du préchargement, garantissant ainsi avec confiance le respect des critères de tassement résiduel définis.

ABSTRACT: Gas To Energy (GTE) project is one of the most impactful projects in Guyana. The project aims to build the first NGL facility dedicated to generating electricity and delivering a reliable, clean, and affordable energy source for the people of Guyana.

Ground improvement using prefabricated vertical drains (PVD) and surcharge was employed to accelerate soil consolidation, enhance stability and anticipate creep settlement over an area of approximately 22 hectares. This process involved the installation of more than 300 000 PVD reaching an average depth of 23 m.

The surcharge installation phasing and the consolidation time required for each phase were initially designed based on the soil parameters obtained in the geotechnical investigation. Thanks to the real-time monitoring of settlement and other instrumentation, the geotechnical parameters were recalibrated, and soil behavior was predicted using Asaoka and Hyperbolic methods. These approaches enabled precise determination of the optimal timing for surcharge removal, ensuring that the defined residual settlement criteria were met with confidence.

Mots-clés: Amélioration des sols ; Drains Verticaux Préfabriqués (PVD) ; Préchargement ; Consolidation ; Instrumentation.

1 INTRODUCTION

Le projet Gas To Energy (GTE) vise à transporter le gaz naturel depuis le champ gazier situé dans le bloc Stabroek, situé à 190 km au large des côtes du Guyana, dans l'océan Atlantique, jusqu'à une installation terrestre destinée au traitement du gaz et à la production d'électricité (Figure 1). Le projet comprend un gazoduc, une centrale électrique à cycle combiné de 300 MW ainsi qu'une unité de traitement du gaz naturel (usine NGL).

L'usine NGL est située à environ 20 km au sud de Georgetown, au Guyana, et couvre une superficie totale d'environ 40 hectares. La Figure 1 présente l'emplacement général du site.

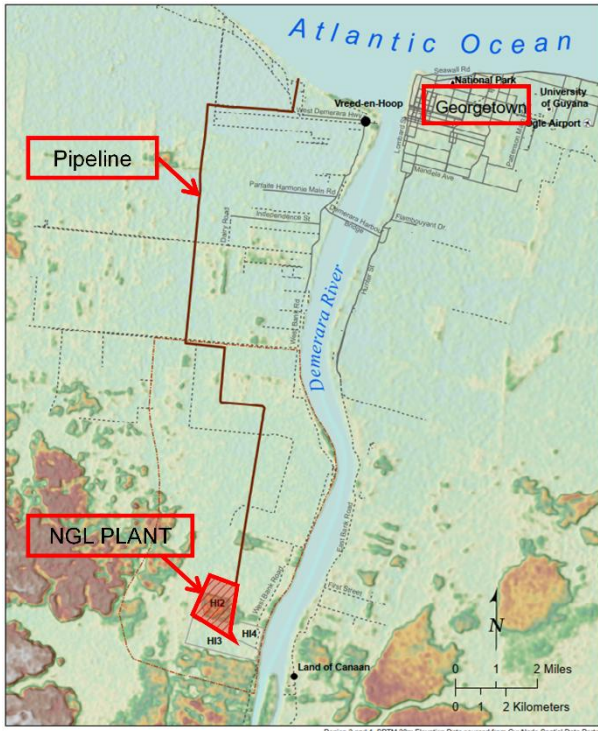


Figure 1. Localisation générale du site

La zone du projet à traiter s'étend sur 21,8 ha, avec un terrain naturel compris entre +1,0 m et +2,0 m MSL (niveau moyen : +1,5 m MSL), et une nappe phréatique située à une altitude sensiblement équivalente. Une plateforme de travail a d'abord été mise en place à +1,8 m MSL, et le niveau final de la plateforme a été fixé à +4,5 m MSL afin de permettre l'installation des différentes unités de l'usine sur pieux en garantissant une protection contre les inondations. Toutefois, la mise en œuvre de ce remblai sur l'ensemble du site aurait généré un supplément de contrainte verticale important sur les argiles molles sous-jacentes, entraînant un tassement post-remblai excessif ainsi que du frottement négatif sur les pieux. Pour limiter ces risques, un traitement de sol combinant des drains verticaux préfabriqués (PVD) et un préchargement a été réalisé avant le démarrage des travaux de fondation.

Menard s'est vu confier l'exécution des PVD, ainsi que le dimensionnement du maillage des drains et la détermination de la surcharge nécessaire pour satisfaire les critères de tassement à long terme du projet. Ces critères ont été définis en fonction du type et de la sensibilité des structures :

- < 5 cm pour les zones liées aux procédés ;
- < 10 cm pour les bâtiments et les zones hors site.

2 DONNÉES GÉOTECHNIQUES

Grâce à la forte densité de sondages réalisés sur la zone du projet, un zonage géotechnique a pu être défini avec précision en fonction de l'épaisseur de sol compressible.

La Figure 2 présente un exemple de données CPT (q_c et R_f en fonction de la profondeur) obtenues dans la zone étudiée. Le profil CPT met en évidence des dépôts d'argiles molles s'étendant jusqu'à une profondeur de 22 m, caractérisés par une valeur moyenne de q_c d'environ 0,5 MPa, les classant alors comme des argiles très molles. Sous cette couche, des sables denses et des argiles raides à dures ont été identifiés et considérés comme ne présentant aucun risque géotechnique.

Plusieurs profils de sol ont été identifiés en fonction de l'épaisseur des couches d'argile molle (Figure 3). Le Tableau 1 présente les couches de sol rencontrées dans la zone du projet soumise au traitement de sol (Zones A et B).

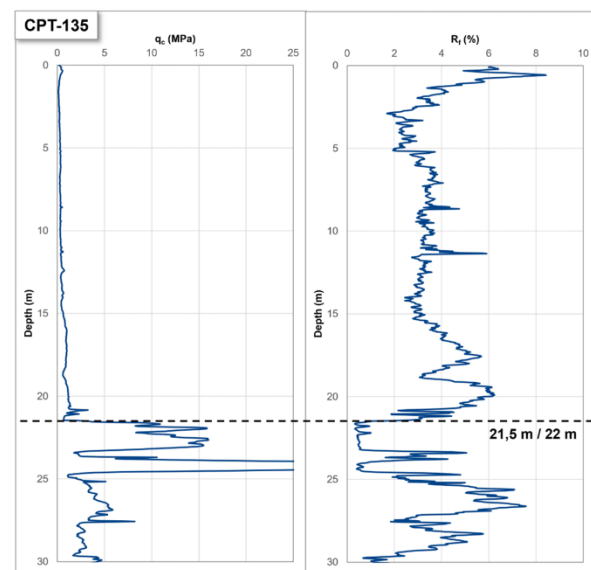


Figure 2. Données CPT – q_c et R_f selon la profondeur

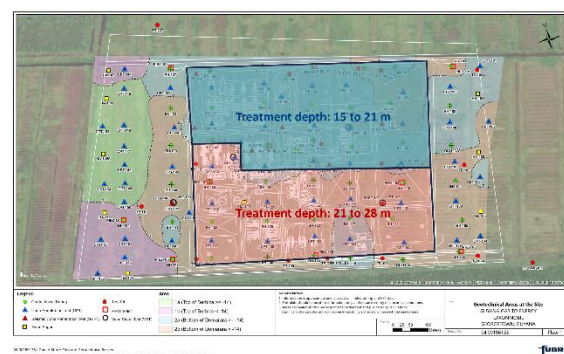


Figure 3. Conditions de sol et profondeur de traitement

Tableau 1. Élévations des couches de sol

Couche	Zone A			Zone B		
	Z _{sup} (m MSL)	Z _{inf} (m)	H (m)	Z _{sup} (m MSL)	Z _{inf} (m)	H (m)
Dem. 1	+1.5	-4	5.5	+1.5	-4	5.5
Dem. 2	-4	-14	10	-4	-14	10
Dem. 3	-	-	-	-14	-21	7
Coro. 1	-14	-21	7	-	-	-
Coro. 2	-21	-30	9	-21	-30	9
Coro. 3	-30	-50	20	-30	-50	20

Remarque: Dem. = Demerara Clay; Coro. = Coropina Clay.

Le Tableau 2 et le Tableau 3 présentent les paramètres de compressibilité et de consolidation pour chaque couche. À noter que :

- Un rapport de 3 entre le coefficient de consolidation radiale et le coefficient de consolidation verticale (C_r/C_v) a été initialement retenu.
- Aucune information n'a été fournie concernant l'indice de compression secondaire. Dans la mesure où le rapport $C_{\alpha e}/C_c$ est généralement compris entre 3 et 5 % pour les argiles molles, une valeur moyenne de 4 % a été considérée.

Tableau 2. Paramètres de compressibilité

Couche	γ (kN/m ³)	e_0 (-)	C_c (-)	C_s (-)	OCR (-)
Dem. 1	15.5	1.8	0.6	0.080	1.0
Dem. 2	15.5	1.8	0.7	0.100	1.1
Dem. 3	18.0	1.8	0.7	0.100	1.1
Coro. 1	18.0	0.65	0.3	0.045	1.8
Coro. 2	19.0	0.65	0.3	0.045	1.8
Coro. 3	19.0	0.65	0.3	0.045	1.1

Avec :

- γ Poids volumique
- e_0 Indice des vides initial
- C_c Indice de compression
- C_s Indice de recompression
- OCR Coefficient de surconsolidation

Tableau 3. Paramètres de consolidation

Couche	C_v	C_r	C_v	C_r
	(m ² /an)		(m ² /s)	
Dem. 1	2	6	6.3×10^{-8}	1.9×10^{-7}
Dem. 2	1.2	3.6	3.8×10^{-8}	1.1×10^{-7}
Dem. 3	1.2	3.6	3.8×10^{-8}	1.1×10^{-7}
Coro. 1	1.8	5.4	5.7×10^{-8}	1.7×10^{-7}
Coro. 2	1.8	5.4	5.7×10^{-8}	1.7×10^{-7}
Coro. 3	1.8	5.4	5.7×10^{-8}	1.7×10^{-7}

Avec :

- C_v Coefficient de consolidation verticale
- C_r Coefficient de consolidation radiale

3 PROCÉDURE & RÉSULTATS

3.1 Principe de dimensionnement

Le principe de consolidation des sols par drains verticaux préfabriqués (PVD) et préchargement est de réduire suffisamment l'indice des vides grâce au tassement généré durant la phase de consolidation, afin de respecter le tassement résiduel admissible post-construction.

Le dimensionnement a été réalisé en plusieurs étapes :

- Évaluation du tassement total, incluant les tassements primaires et secondaires (fluage), sur la durée de vie des ouvrages, à partir des paramètres géotechniques initiaux.
- Détermination de la surcharge et du degré de consolidation nécessaires pour satisfaire les critères à long terme.
- Définition du maillage des drains verticaux (espacement) en fonction du degré de consolidation visé et du temps de consolidation imparti.

Il faut souligner que la surcharge totale comprend une surcharge temporaire supplémentaire, destinée à atteindre le tassement primaire cible pendant la phase de consolidation, pour un degré de consolidation inférieur à 100 % (environ 80 – 85 %). Cette surcharge additionnelle permet également de préconsommer une part significative du tassement secondaire en générant un niveau plus élevé de tassement primaire. Une fois cette surcharge temporaire retirée, le sol se comporte comme un sol surconsolidé, avec un tassement de fluage limité. Cette approche, connue sous le nom de principe de vieillissement (« pre-ageing concept » en anglais), est illustrée sur la Figure 4.

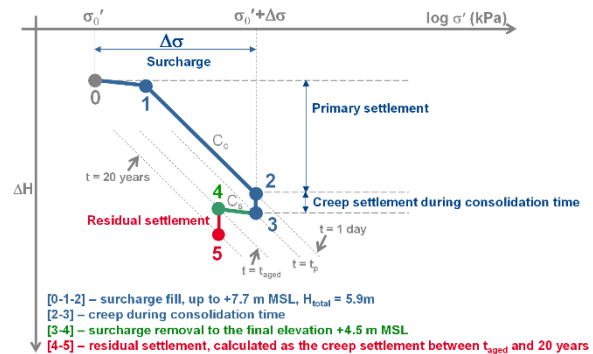


Figure 4. Principe de vieillissement du sol

Le tassement primaire a été estimé suivant l'équation (1) pour les sols surconsolidés et l'équation (2) pour les sols normalement consolidés :

$$\Delta H = H \frac{c_s}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + H \frac{c_c}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right) \quad (1)$$

$$\Delta H = H \frac{c_c}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (2)$$

Avec :

H	Épaisseur de sol
σ'_{v0}	Contrainte effective verticale initiale
σ'_p	Contrainte de préconsolidation
$\Delta\sigma'$	Surcharge additionnelle

Le tassement secondaire (fluage) a été calculé comme suit :

$$\Delta H = H \frac{c_{ae}}{1+e_0} \Delta[\log t] \quad (3)$$

Avec :

c_{ae}	Indice de compression secondaire
t	Temps auquel le tassement secondaire est calculé

Le degré de consolidation vertical a été calculé à l'aide de la théorie de Terzaghi (Eq. (4), Terzaghi et Peck, 1948), et le degré de consolidation radial a été déterminé selon la théorie de Barron (1948) (Eq. (5) et (6)). Enfin, le taux de consolidation global a été obtenu à partir de la théorie de Carrillo (1942) (Eq. (7)).

$$U_v(t) = \left(1 + \frac{1}{2T_v^3}\right)^{-1/6} \text{ où } T_v = \frac{c_v}{H_d^2} t \quad (4)$$

$$U_r(t) = 1 - \exp\left(\frac{-8T_h}{F(n)}\right) \text{ où } T_h = \frac{c_r \cdot t}{D^2} \quad (5)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \text{ où } n = \frac{D}{d} \quad (6)$$

$$(1 - U) = (1 - U_r)(1 - U_v) \quad (7)$$

Avec :

T_v	Facteur temps
c_v	Coefficient de consolidation verticale
H_d	Plus long chemin de drainage
d	Diamètre du drain
t	Temps
c_r	Coefficient de consolidation radiale
D	Diamètre équivalent de la cellule élémentaire

Une fois la surcharge additionnelle retirée, l'âge équivalent du sol peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$t_{aged} = t_p \times \left(\frac{\sigma'_{v,before\ removal}}{\sigma'_{v,after\ removal}}\right)^{\frac{c_c - c_s}{c_{ae}}} \quad (8)$$

Avec :

t_p	Temps de préchargement
$\sigma'_{v,before\ removal}$	Contrainte effective verticale du sol avant le retrait de la surcharge
$\sigma'_{v,after\ removal}$	Contrainte effective verticale du sol juste après le retrait de la surcharge

Le tassement résiduel à long terme est ensuite calculé comme le tassement secondaire se produisant entre le moment du retrait de la surcharge, t_{aged} , et la fin de la durée de vie de conception du projet (20 ans), à l'aide de l'équation suivante :

$$\Delta h_{res} = H \times \frac{c_{ae}}{1+e_0} \log\left(\frac{t_{aged} + 20 \text{ years}}{t_{aged}}\right) \quad (9)$$

3.2 Dimensionnement préliminaire

À partir des paramètres géotechniques présentés précédemment et du niveau final visé (+4,5 m MSL), le phasage d'installation de la surcharge a été élaboré pour chaque profil de sol, conformément aux critères de tassement (5 cm pour les zones sensibles et 10 cm pour les zones courantes). Le Tableau 4 présente les différentes phases de construction et de consolidation définies pour les zones sensibles (tassement résiduel de 5 cm) situées dans la zone de sol B, incluant :

- Le nombre de couches de remblai de 45 cm nécessaires pour atteindre le critère de tassement résiduel à long terme, installées en deux phases afin de garantir la stabilité des talus pendant la mise en place de la surcharge.
- La vitesse de mise en œuvre (45 cm tous les n jours).
- Le temps de consolidation requis à la fin de chaque phase.
- Les bandes de géogrid nécessaires pour assurer la stabilité des talus pendant la mise en place du remblai.

Tableau 4. Phase préliminaire de construction et de consolidation (zone sensible, profil de sol B)

Step	Final Elev. (m MSL)	Initial Elev. (m MSL)	Δh_{III} (m)	Δt (day)	t cumulated (day)	Comment
Step 1	1.80	2.25	0.45	2	2	1 geotextile 600 kN/m: +2 m MSL
Step 2	2.25	2.70	0.45	2	4	Fill construction H = 3.6 m Rate: 45cm per 2 days Phase 1
Step 3	2.70	3.15	0.45	2	6	
Step 4	3.15	3.60	0.45	2	8	
Step 5	3.60	4.05	0.45	2	10	
Step 6	4.05	4.50	0.45	2	12	
Step 7	4.50	4.95	0.45	2	14	
Step 8	4.95	5.40	0.45	2	16	
-	5.40	5.40	-	28	44	
Step 9	5.40	5.85	0.45	4	48	Fill construction H = 2.25 m Rate: 45cm per 4 days Phase 2
Step 10	5.85	6.30	0.45	4	52	
Step 11	6.30	6.75	0.45	4	56	
Step 12	6.75	7.20	0.45	4	60	
Step 13	7.20	7.65	0.45	4	64	
-	7.65	7.65	-	56	120	Consolidation time

3.3 Instrumentation & prédiction des tassements

Le système d'instrumentation et de suivi est essentiel à la bonne exécution de ce type d'amélioration de sol dans de telles conditions géotechniques, car il permet une évaluation précise des tassements réels du sol et la vérification de l'efficacité de la consolidation. Il permet également de comparer le comportement réel du sol aux prévisions du dimensionnement et de procéder, si nécessaire, à des ajustements afin de garantir le respect des critères de tassement du projet.

Le système d'instrumentation mis en place (voir Figure 5) comprenait :

- Des piézomètres multipoints, pour suivre la dissipation des surpressions interstitielles dans les argiles molles ;
- Des cellules de pression pour mesurer la contrainte verticale induite par la mise en place de la surcharge ;
- Des plaques de tassement, installées sur la plateforme de travail, pour suivre les déplacements verticaux totaux du sol ;
- Des inclinomètres, implantés le long des limites du remblai, pour surveiller les déplacements latéraux du sol et détecter d'éventuels mécanismes de rupture de talus.

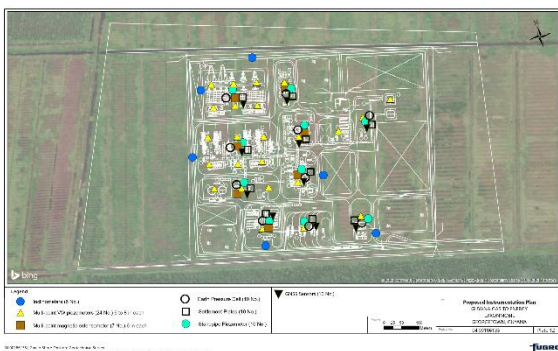


Figure 5. Système d'instrumentation proposé

La Figure 6 présente l'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps. Une augmentation de la pression interstitielle est observée durant la phase de mise en place de la surcharge, suivie d'une diminution de la pression sous contrainte verticale constante pendant la phase de consolidation.

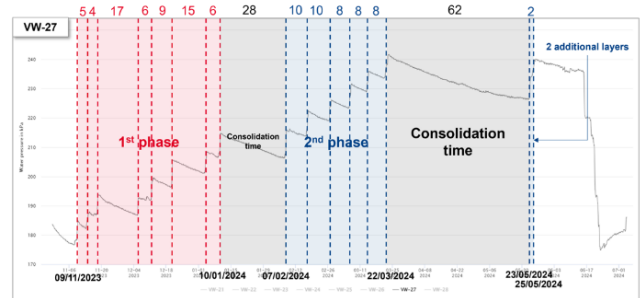


Figure 6. Exemple de piézomètre

À l'aide des données des plaques de tassement et des piézomètres obtenues durant la phase 1 de consolidation (période sous surcharge constante), le tassement final a été prédit selon la méthode hyperbolique proposée par Tan (1995) et l'approche graphique d'Asaoka (Asaoka, 1978 ; Magnan, 1980). Une estimation fiable du tassement final devient possible une fois que suffisamment de données ont été collectées et qu'une tendance linéaire apparaît, comme l'illustrent la Figure 7 pour la méthode hyperbolique et la Figure 8 pour l'approche d'Asaoka. Cela correspond à un degré de consolidation $U(\%) = s(t) / s_{\infty}$ supérieur à 70 %, à partir duquel une stabilisation de la valeur calculée du tassement final est atteinte, permettant une prédiction fiable de ce tassement final.

Les résultats montrent que les tassements finaux prédits par les deux méthodes sont très proches : 81 cm pour la méthode hyperbolique et 77 cm pour la méthode d'Asaoka. Cela indique que le tassement réel du sol est nettement inférieur à celui initialement estimé à partir des paramètres initiaux (~ 150 cm). De plus, les courbes tassement-temps révèlent que la vitesse de consolidation observée est plus faible que celle obtenue en utilisant un ratio $C_r/C_v = 3$. Les paramètres de compressibilité et de consolidation (C_c et C_r/C_v) ont donc été recalés afin d'être cohérents à la fois avec le tassement final estimé à partir des mesures et avec la forme générale de la courbe tassement-temps (voir Figure 9). Ce recalage a conduit à un ratio C_r/C_v d'environ 2, permettant une estimation plus précise de la vitesse de consolidation et du tassement final attendu pour la phase 2.

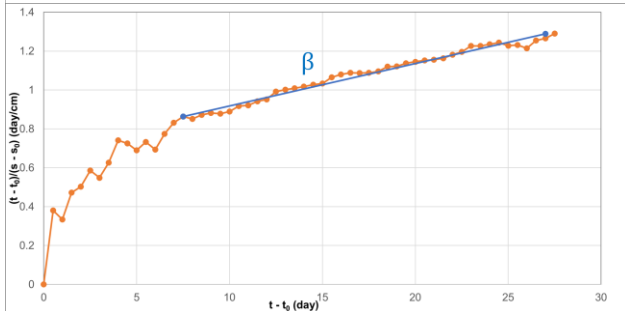
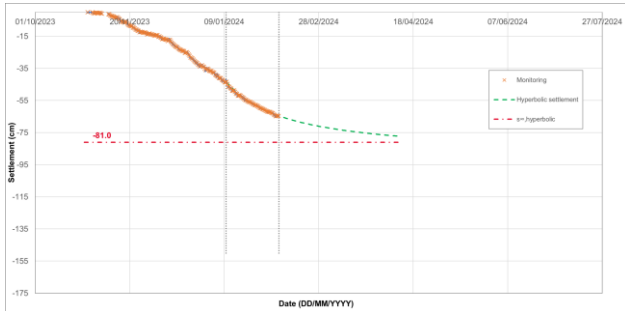


Figure 7. Estimation du tassement final – Méthode hyperbolique – Phase 1

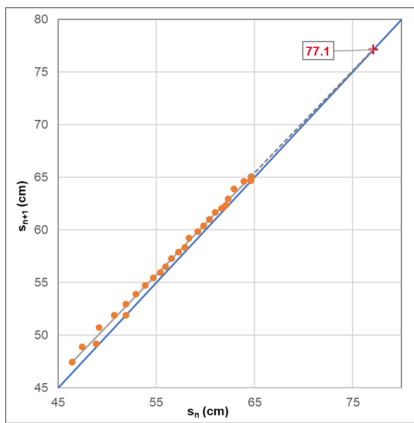


Figure 8. Estimation du tassement final – Méthode d'Asaoka – Phase 1

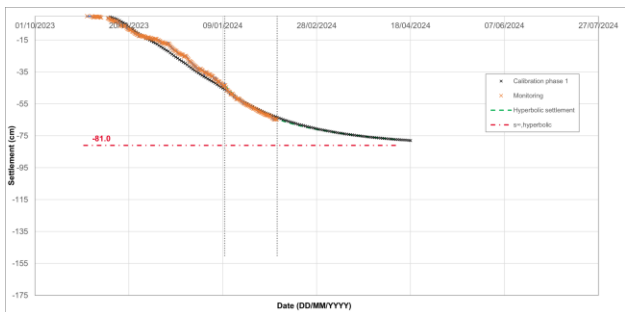


Figure 9. Recalibrage des paramètres – Phase 1

À partir des paramètres recalés, le phasage de mise en place de la surcharge et le temps de consolidation de la phase 2 ont été mis à jour (voir Tableau 5) afin de satisfaire les critères de tassement résiduel à long terme et d'assurer la stabilité des talus du remblai durant l'installation.

Tableau 5. Ajustement du phasage

Fill Construction and Consolidation Phasing									
Area 5 Central Sensitive areas									
Typical / Sensitive	Final Elev. (m MSL)	Initial Elev. (m MSL)	Δh_{cm} (m)	Δt (day)	t cumulated (day)	Comment			
Step 1	1.8	2.25	0.45	5	5	1 geotextile 800 kN/m: +2 m MSL			
Step 2	2.25	2.7	0.45	4	9				
Step 3	2.7	3.15	0.45	17	26				
Step 4	3.15	3.6	0.45	6	32	Fill construction			
Step 5	3.6	4.05	0.45	9	41	H = 3.6 m			
Step 6	4.05	4.5	0.45	16	56	Phase 1			
Step 7	4.5	4.95	0.45	6	62				
Step 8	4.95	5.4	0.45	1	63				
Step 9	5.4	5.4	-	27	90	Consolidation time			
Step 9	5.4	5.85	0.45	7	97	Phase 2			
Step 10	5.85	6.3	0.45	7	104	Fill construction			
Step 11	6.3	6.75	0.45	7	111	H = 2.7 m			
Step 12	6.75	7.2	0.45	7	118	Rate: 45cm per 7 days			
Step 13	7.2	7.65	0.45	7	125				
Step 14	7.65	8.1	0.45	7	132				
-	8.1	8.1	-	60	192	Consolidation time			

Surcharge removal down to FGL = +4.5 m MSL.

Une fois qu'un volume suffisant de données a été obtenu, le tassement final après la mise en place de la totalité de la surcharge a été prédit selon la même méthodologie (voir Figure 10 et Figure 11). Les résultats ont de nouveau montré une bonne concordance entre la méthode hyperbolique et la méthode d'Asaoka, avec un tassement final d'environ 168 cm. Cependant, le tassement résiduel calculé selon le concept de vieillissement présenté en section 3.1 était légèrement supérieur à la valeur admissible de 5 cm après la période de consolidation disponible de deux mois. Compte tenu des contraintes de calendrier du projet, deux couches supplémentaires de 50 cm de surcharge ont été mises en place sur une période de deux semaines afin d'induire davantage de tassement et d'atteindre de manière sûre le tassement résiduel requis.

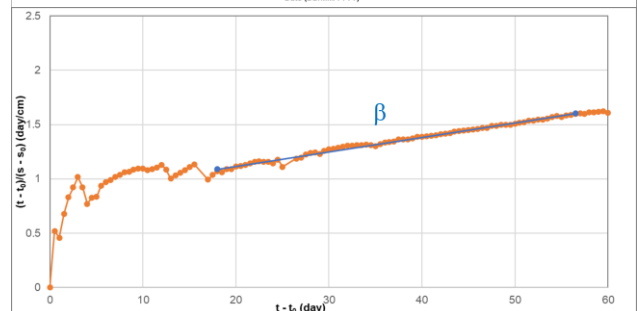
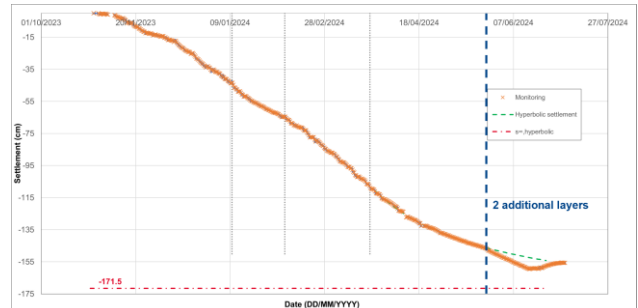


Figure 10. Estimation du tassement final – Méthode hyperbolique – Phase 2

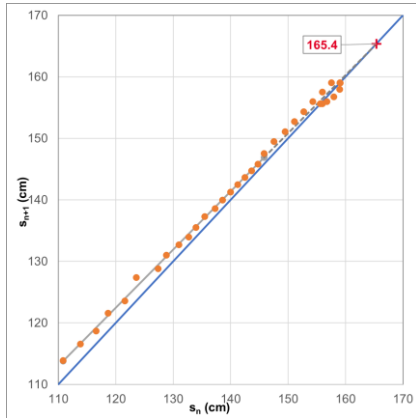


Figure 11. Estimation du tassement final – Méthode d'Asaoka – Phase 2

La Figure 12 présente une rupture de talus observée au niveau d'un remblai d'environ 4 m de hauteur constitué de sable blanc, situé dans une zone de stockage non améliorée par drains verticaux. Cet incident a mis en évidence l'importance d'un suivi attentif des déplacements horizontaux, en particulier grâce aux inclinomètres. Dans la zone traitée, le déplacement horizontal maximal mesuré sous une surcharge de 6,3 m a été d'environ 56 cm (voir Figure 13), correspondant à un rapport déplacement horizontal / déplacement vertical de 38 % pour un tassement mesuré au même moment d'environ 147 cm. Cette valeur reste inférieure au seuil critique de 45 – 50 %, au-delà duquel l'installation de la surcharge doit être interrompue pour éviter une instabilité du talus. Gérer les conditions de sol complexes pour éviter ce type de rupture a constitué l'un des aspects les plus critiques du projet. L'effondrement observé dans la zone de stockage non améliorée (Figure 12) a rappelé ces risques de manière très concrète.



Figure 12. Photos d'une rupture circulaire dans une zone de stockage non traitée

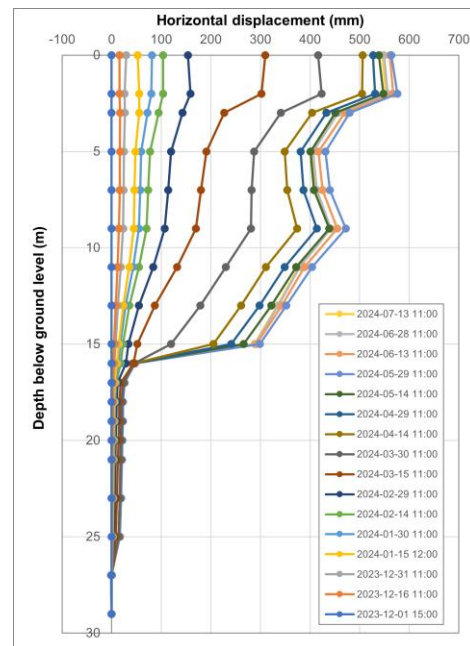


Figure 13. Exemple de mesures d'inclinomètre

4 EXÉCUTION DES DRAINS

Les travaux d'exécution des drains verticaux préfabriqués (PVD) ont couvert une surface totale d'environ 218 000 m². Les drains ont été installés selon un maillage carré de 0,9 m × 0,9 m. Au total, environ 7,0 millions de mètres de PVD ont été installés sur l'ensemble du site, jusqu'à une profondeur moyenne de 23 m. Pour atteindre les objectifs de production, jusqu'à cinq machines ont été progressivement mobilisées. Chaque machine assurait une cadence d'environ 500 PVD par poste de 10 heures, soit environ 11 500 mètres par poste.

Les travaux ont débuté début septembre 2023 avec le déploiement d'une première machine, et se sont achevés avec succès à la mi-mars 2024, moment où cinq machines étaient opérationnelles.



Figure 14. Installation des drains

5 CONCLUSIONS

L'élévation de la plateforme, de +1,5 m à +4,5 m, au-dessus d'une couche d'argiles très molles d'épaisseur moyenne d'environ 23 m, soulevait des enjeux majeurs liés aux tassements post-remblai à long terme et au frottement négatif susceptible de se développer le long des pieux destinés à supporter les différentes unités de l'usine.

Pour répondre à ces enjeux, une solution d'amélioration de sol par drains verticaux préfabriqués (PVD) combinée à un préchargement a été mise en œuvre avec succès, permettant de limiter le tassement résiduel à long terme et de garantir la stabilité des talus.

Une étude préliminaire a été élaborée sur la base des paramètres géotechniques disponibles, et un programme d'instrumentation et de suivi complet a été mis en place afin de suivre le comportement du sol pendant la mise en place de la surcharge et durant la période de consolidation. Grâce à ce dispositif, comprenant notamment des plaques de tassement et des inclinomètres, le comportement du sol, en termes

de tassement vertical et de déplacement horizontal, a pu être étroitement surveillé.

Les données de suivi recueillies ont permis de prédire avec précision le tassement final réel à l'aide des méthodes hyperbolique et d'Asaoka, puis de recalculer les paramètres réels de compressibilité et de consolidation du sol. Le tassement résiduel a été estimé en utilisant le concept de vieillissement, et la surcharge additionnelle a pu être retirée en toute confiance une fois que le tassement requis avait été atteint durant la phase de consolidation.

6 REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier l'ensemble des intervenants, partenaires et équipes sur site ayant contribué à la réussite de ce projet. Son succès repose sur un travail d'équipe efficace, une étroite coordination et une forte capacité d'adaptation aux contraintes du projet.

7 RÉFÉRENCES

- Asaoka, A. (1978). Observational procedure of settlement prediction. *Soils and Foundations*, 18(4), 87–101.
- Barron, R. A. (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 113, 718–742.
- Carrillo, N. (1942). Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of Mathematics and Physics*, 21(1–4), 1–5.
- Magnan, J. P. (1980). Analyse graphique des tassements observés sous les ouvrages. *Bull. Liaison Labo P. et Ch.*, 109, sept-oct. 1980, Réf. 2478.
- Tan, S. A., Lee, S. L., Yong, K. Y. and Chew, S. H. (1991). Hyperbolic method for consolidation analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 117(11), 1723–1737.
- Tan, S. A. (1995). Validation of hyperbolic method for settlement in clays with vertical drains. *Geotechnical Engineering*, 26(1), 91–103.
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. New York: John Wiley & Sons.