

# Renforcement de sol par inclusions rigides CMC sous une usine d'éoliennes offshore : conception géotechnique et enjeux opérationnels

## Ground improvement using CMC rigid inclusions beneath an offshore wind turbine factory: geotechnical design and operational challenges

Rami CHEHAYEB<sup>1\*</sup>, Océane CRITON<sup>2</sup>, César DAVIN<sup>3</sup>, Danaé MAKOWKA<sup>1</sup>, Fanny MAUCOTEL<sup>1</sup>, Fabien SERRIERE<sup>4</sup>

*1 Menard, Orsay, France*

*2 Menard Oceania, Brisbane, Australie*

*3 Menard Colombia, Bogotá, Colombie*

*4 Soletanche Bachy Fondations Spéciales, Rungis, France*

[\\*rami.chehayeb@menard-mail.com](mailto:rami.chehayeb@menard-mail.com)

**RESUME :** La construction de la plus grande usine d'assemblage d'éoliennes offshore en zone portuaire industrielle dans le nord-ouest de la France s'est déroulée en deux phases : une première en 2020–2021 pour la réalisation de l'infrastructure initiale, suivie en 2025 par l'extension de l'usine en activité. Ce projet a nécessité la mise en œuvre d'une solution mixte de fondation. Celle-ci combine des fondations profondes par pieux sous les structures lourdes et un renforcement de sol par inclusions rigides de type Colonnes à Module Contrôlé (CMC) sous les structures plus légères. Ce choix technique répond à la présence de sols compressibles identifiés sous l'emprise du projet, susceptibles de générer des tassements incompatibles avec les exigences de stabilité de l'ouvrage. L'étude présentée se concentre sur la conception et le dimensionnement des CMC, réalisés à partir de méthodes analytiques. Elle examine également les sollicitations parasites induites par les structures adjacentes et les zones de surcharge, telles que le frottement négatif additionnel et la poussée latérale des sols. Outre les contraintes géotechniques, le projet a dû intégrer la gestion du risque lié aux engins non explosés (Unexploded Ordnance, UXO), en raison de l'historique de bombardements sur le site durant les deux guerres mondiales. Ce contexte historique sensible a imposé des mesures spécifiques de détection pyrotechnique en amont des travaux. Enfin, le projet illustre la capacité à surmonter des défis opérationnels complexes, tels que la présence de vestiges d'anciens ouvrages enterrés, la coactivité avec d'autres intervenants, et la réalisation des travaux sur un site industriel en fonctionnement lors de la seconde phase, tout en assurant la sécurité des équipes, la continuité des activités industrielles et le respect des délais d'exécution.

**ABSTRACT:** The construction of the largest offshore wind turbine assembly plant in an industrial port area in northwestern France was carried out in two phases: the first in 2020–2021 for the initial infrastructure, followed in 2025 by the extension of the operational plant. This project required the implementation of a mixed foundation solution, combining deep pile foundations beneath heavy structures with ground improvement using Controlled Modulus Column (CMC) rigid inclusions under lighter structures. This approach addressed the presence of compressible soils identified within the project footprint, which could cause settlements incompatible with the stability requirements of the facility. The study focuses on the design of the CMCs, based on analytical methods and examines interactions induced by adjacent structures and surcharge zones, such as additional negative skin friction and lateral soil pressure. Beyond geotechnical challenges, the project incorporated risk management for unexploded ordnance (UXO), due to the site's history of bombings during both World Wars, necessitating specific pyrotechnic detection measures prior to construction. Finally, the project demonstrates the ability to overcome complex operational constraints, including remnants of buried structures, simultaneous activities with other contractors, and execution on an active industrial site during the second phase, while ensuring workforce safety, continuity of industrial operations, and adherence to deadlines.

**Mots-clés :** Renforcement des sols ; inclusions rigides ; sols compressibles ; efforts parasites ; risques pyrotechniques.

## 1 INTRODUCTION

La transition énergétique mondiale entraîne une croissance rapide des projets liés aux énergies renouvelables, en particulier l'éolien offshore. Dans ce contexte, la construction d'infrastructures industrielles adaptées représente un enjeu majeur pour répondre aux besoins de production et d'assemblage des composants d'éoliennes. Le projet étudié concerne la réalisation de la plus grande usine d'assemblage d'éoliennes offshore en France, implantée dans une zone portuaire industrielle du nord-ouest du pays. Cette opération s'est déroulée en deux phases : la première entre 2020 et 2021 pour la construction initiale, puis une extension en 2025 sur un site en activité. La nature compressible des sols rencontrés sous l'emprise du projet, d'environ 1 km de longueur pour 200 m de largeur, a imposé la mise en œuvre de solutions géotechniques spécifiques afin de limiter les tassements et garantir la stabilité des ouvrages. Une solution mixte de fondation a été retenue, combinant des pieux sous les structures lourdes et un renforcement de sol par inclusions rigides de type Colonnes à Module Contrôlé (CMC) sous les structures plus légères.

La présente étude se concentre exclusivement sur les inclusions rigides. Elle détaille les hypothèses de calcul, les méthodes analytiques appliquées et les critères de vérification. L'article examine également les effets induits par les interactions entre structures, ainsi que les contraintes spécifiques liées au contexte opérationnel : gestion du risque d'engins non explosés (UXO), coactivité avec d'autres intervenants, et présence de vestiges d'anciens ouvrages enterrés.

## 2 CONTEXTE DU PROJET

L'ensemble du projet se compose de deux bâtiments principaux (bâtiments B1 et B2), chacun subdivisé en zones fonctionnelles, complétés par des annexes techniques et des espaces extérieurs destinés au stockage lourd et léger. Ces zones sont interconnectées par des voies adaptées au transport de composants de grande dimension.

L'implantation des bâtiments lors des deux phases du projet (2020–2021 et 2025) est présentée dans la Figure 1. Ces plans montrent la disposition initiale des infrastructures industrielles et logistiques mises en place pour la construction de l'usine, ainsi que les extensions réalisées lors de la phase 2, période durant laquelle le site était en activité. La Figure 2 illustre l'organisation des zones de stockage autour des bâtiments.

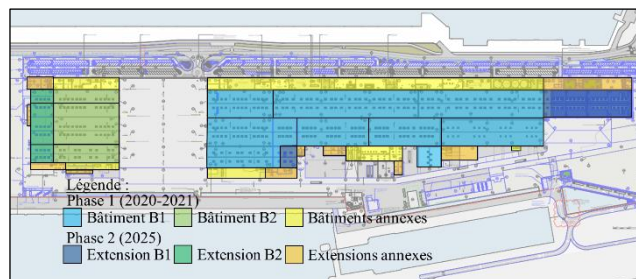


Figure 1. Repérage des bâtiments

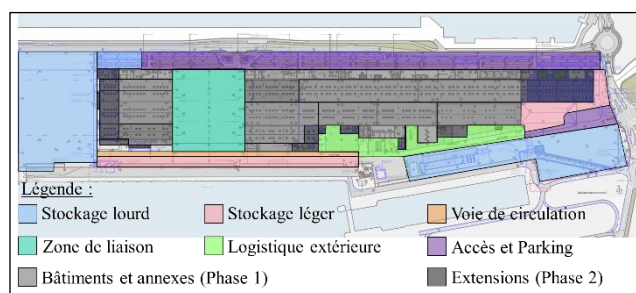


Figure 2. Repérage des zones de stockage

La répartition des deux techniques de fondation sous dallages et sous porteurs est illustrée respectivement dans la Figure 3 et la Figure 4.

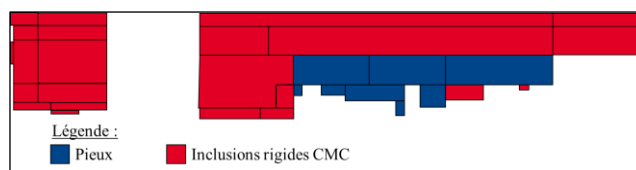


Figure 3. Localisation des différents types de fondations pour les dallages

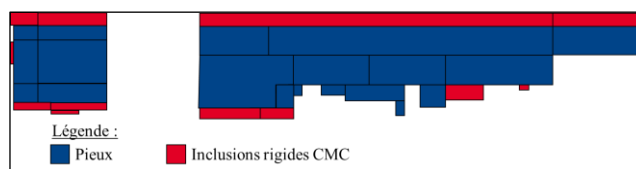


Figure 4. Localisation des différents types de fondations pour les porteurs

## 3 CONCEPTION DES INCLUSIONS RIGIDES CMC

### 3.1 Stratigraphie

Les investigations géotechniques ont permis d'établir le profil de sol présenté au Tableau 1. Les épaisseurs de nombreuses couches présentent des variations latérales significatives, liées à un contexte sédimentaire local complexe associant fluctuations climatiques et du niveau marin, alternance de dépôts continentaux et marins, contexte estuarien-deltaïque et proximité littorale. Pour intégrer cette hétérogénéité

dans le dimensionnement, le site a été découpé en une trentaine de zones stratigraphiques homogènes.

Tableau 1. Profil stratigraphique du sol

Horizon	Nature du sol
1	Des remblais de surface contenant une présence d'éléments de chaussées ou d'anciens bâtiments
2	Des remblais hydrauliques hétérogènes
3	Une grève de galets, absente localement
4	Dépôts récents silteux
5	Dépôts récents estuariens
6	Des sables et silts gris-verts, composée de dépôts estuariens et marins
7	De silts inférieurs surconsolidés
8	D'une intrusion marine présente localement
9	De graves de fond
10	De l'argile de Villerville, raide et surconsolidée

Le Tableau 2 présente les paramètres de compressibilité à long terme retenus pour chaque horizon de sol : des paramètres élastiques associés au

Tableau 2. Paramètres de compressibilité à long terme

Horizon	Tassements élastiques				Consolidation				Fluage		
	$E_M$ [MPa]	$\alpha$	$E_V$ [MPa]	$\nu$	$e_0$	OCR [-]	$C_c / (1+e_0)$ [-]	$C_s / (1+e_0)$ [-]	$C_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$C_{ae}$	
1	15	1/3	45	0,33							
2	Modèle Soft soil creep				1,0	1	0,016	-	1,2x10 <sup>-6</sup>	-	
3	15,8	1/3	47,4	0,33							
4 & 5	Modèle Soft soil creep				1,098	1	0,0015	$\sigma'v_0 - 0,1262$	-	1,0x10 <sup>-7</sup>	0,021 log $[(\sigma'v_0 + q) / \sigma'v_0]$
6	Modèle Soft soil				0,800	1,2	0,026	0,004	1,0x10 <sup>-6</sup>	-	
7	Modèle Soft soil				0,854	1,2	0,083	0,045	2,0x10 <sup>-8</sup>	-	
8	9	1/3	27	0,33							
9	51,9	1/3	156	0,25							
10	16,4	2/3	49	0,35							

A cette fin, des paramètres élastiques équivalents ont été calibrés à partir des tassements obtenus en l'absence d'inclusions rigides, en intégrant la consolidation primaire et le fluage pour les formations compressibles. Le fluage a été considéré sur une durée de 50 ans, conformément aux exigences du projet.

Pour la zone SAT5, soumise à une charge de 21,25 kPa, le tassement obtenu est de 118 mm. L'ensemble des paramètres élastiques équivalents déterminés pour cette zone est présenté dans le Tableau 3.

Tableau 3. Paramètres élastiques équivalents tenant compte de la consolidation primaire et du fluage, en l'absence d'inclusions, pour les horizons 2, 4 & 5, 6 et 7

Horizon	Epaisseur [m]	$E_{M,eq}$ [MPa]	$\alpha$	$E_{V,eq}$ [MPa]	$\nu$
1	1,7	15	1/3	45	0,33
2	7,5	3,5	1/2	7	0,33
3	1	15,8	1/3	47,4	0,33
4 & 5	12	0,95	1/2	1,9	0,33
6	1,5	32,5	1/2	65	0,33
7	5,5	3,75	1/2	7,5	0,33
8	1,5	9	1/3	27	0,33
9	8	51,9	1/3	156	0,25
10	> 6	16,4	2/3	49	0,35

Modèle Mohr-Coulomb pour les sols de bonne compacité, et des paramètres œdométriques compatibles avec les modèles Soft soil et Soil soil creep pour les horizons compressibles.

Les modélisations numériques n'ont pas été adoptées pour le dimensionnement, en raison du temps de calcul élevé associé à un périmètre particulièrement complexe (multiples sections de bâtiments, stratigraphie hétérogène). Les approches analytiques, plus rapides, ont ainsi été privilégiées. Cependant, les outils disponibles reposaient sur l'utilisation de paramètres élastiques, alors que certains horizons avaient été caractérisés par des paramètres œdométriques, non directement transposables dans ce cadre. Une adaptation paramétrique a ainsi été nécessaire pour ces horizons, afin d'assurer leur compatibilité avec les méthodes analytiques retenues.

### 3.2 Etude des tassements et des contraintes

Le procédé des inclusions rigides a pour objectif de renforcer les sols compressibles en créant un matériau composite (Sol/Inclusion), dont les propriétés géomécaniques, en particulier le module de déformation et la limite de rupture, sont nettement supérieures à celles du sol naturel. Cette amélioration permet de recourir à des fondations superficielles dans des contextes géotechniques où elles seraient autrement inadéquates.

Dans ce cadre, la conception et les justifications des ouvrages renforcés par inclusions rigides sont menées conformément aux recommandations ASIRI, qui constituent la référence méthodologique. Ces recommandations s'inscrivent dans le cadre général de l'Eurocode 7 et imposent les vérifications aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU), incluant le contrôle des tassements ainsi que les vérifications géotechniques (GEO) et structurales (STR). Elles prévoient la mise en place d'un matelas de répartition destiné à assurer le transfert des charges vers les inclusions et à homogénéiser les tassements.

Le dimensionnement retenu dans le présent projet repose sur les modèles analytiques simplifiés, définis dans ASIRI, distinguant le modèle MV2 pour les sollicitations verticales et le modèle MH2 pour les actions horizontales. Le modèle MV2 représente explicitement l'interaction entre le sol et les inclusions, décrite par les lois de Frank et Zhao, fonction du déplacement relatif sol-inclusion et de l'enfoncement de la pointe de l'inclusion. Il repose sur l'hypothèse d'un tassement identique en sous-face de la fondation pour les domaines Sol et Inclusion.

Les inclusions mises en œuvre présentent un diamètre de 300 mm et sont implantées selon une maille comprise entre 1,8 m et 3,0 m, ajustée en fonction de la surcharge, pour une longueur moyenne d'environ 20-25 m (ancrage dans l'horizon 6).

Sur cette base, le modèle MV2 estime, pour la zone SAT5, des tassements acceptables de 22 mm sous le dallage (maille de CMC 2.75 m x 2.75 m) chargé à 21.25 kPa, soit un facteur de réduction de 5,4 par rapport à la situation non renforcée, et de 19 mm sous la semelle M5 (2 CMC) chargée à 315 kN. A l'ELS, la charge maximale mobilisée dans les inclusions atteint 152 kN sous dallage et 102 kN sous la semelle (Figure 5).

### 3.3 Efforts parasites

#### 3.3.1 Principe général

L'influence de l'environnement joue un rôle déterminant dans le dimensionnement des inclusions rigides. La présence de zones de stockage non traitées situées en périphérie des zones renforcées par inclusions génère des déplacements du massif de sol susceptibles d'affecter le comportement des zones renforcées.

Ces déplacements se traduisent par deux mécanismes distincts :

1. des tassements différentiels entre les zones de sols renforcés et les zones adjacentes non améliorées, se manifestant par l'apparition de frottements négatifs additionnels  $F_N$  le long des inclusions.
2. des poussées des terres induisant un déplacement latéral des sols  $g(z)$ , auquel les inclusions sont également soumises.

Afin d'évaluer l'influence des surcharges extérieures sur le comportement des inclusions, il convient de déterminer les tassements qu'elles induisent dans le sol. Calculés analytiquement, ceux-ci constituent la base des vérifications relatives au frottement négatif (section 3.3.2) et au déplacement latéral (section 3.3.3). Les tassements ont été évalués à l'axe et en bordure des surcharges moyennes extérieures, en tenant compte des dimensions

géométriques de ces zones, via la définition d'une profondeur d'influence associée à la surcharge appliquée. Une distribution des contraintes au sein du massif de sol sous ces zones a ainsi été considérée. Le tassement  $\Delta h$  (m) est calculé uniquement sur la hauteur des inclusions par la méthode élastique, selon la distribution des contraintes :

$$\Delta h = \int_{z_{TN}}^{z_{pi\text{ed CMC}}} \frac{\Delta\sigma(z)}{E_{oed}(z)} \cdot dz \quad (1)$$

$$\Delta\sigma(z) = I(z) \times \Delta\sigma \quad (2)$$

où  $E_{oed}(z)$  (kPa) est le module œdométrique à l'élévation  $z$ ,  $\Delta\sigma$  est la surcharge appliquée sur la zone extérieure, et  $I(z)$  est le facteur d'influence défini pour les remblais selon Gray (1936) :

- En Bord :

$$I(z) = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{a+b}{a} \arctan \frac{a+b}{z} - \frac{b}{a} \arctan \frac{b}{z} \right] \quad (3)$$

- A l'Axe :

$$I(z) = \frac{1}{\pi} \left[ \frac{a+b}{a} \arctan \frac{a+b}{z} - \frac{b}{a} \arctan \frac{b}{z} \right] \quad (4)$$

où  $a$  est la largeur de talus (pris égale à 0, absence de talus) et  $b$  est la demi-largeur de la zone mitoyenne extérieure.

#### 3.3.2 Frottements négatifs additionnels

Le frottement négatif se définit comme un frottement latéral inversé se développant le long d'une inclusion lorsque le sol environnant subit un tassement plus important que celui de l'inclusion.

Ce mécanisme entraîne :

- une augmentation des sollicitations dans les inclusions ;
- une réduction de la capacité portante disponible pour les charges verticales ;
- des risques de dépassement des limites de service ou de rupture si le phénomène n'est pas correctement pris en compte.

L'évaluation du frottement négatif repose sur un calcul de type Frank et Zhao, conduit à l'aide du module TASPIC du logiciel FOXTA. Cette approche permet de modéliser l'interaction Sol-Inclusion en imposant, d'une part, le tassement relatif du sol, et d'autre part, la charge appliquée en tête des colonnes, issue des calculs effectués avec le modèle MV2. Le tassement relatif imposé correspond à la différence, sur la hauteur des CMC, entre le tassement du sol  $\Delta h$  situé en bordure de la surcharge extérieure et le

tassement du sol renforcé par CMC en l'absence d'efforts parasites.

Les calculs permettent d'évaluer le tassement du sol en surface en intégrant l'effet des frottements négatifs, ainsi que de déterminer la répartition actualisée de contraintes mobilisées dans les colonnes. Ces résultats sont essentiels pour vérifier que les inclusions conservent une marge de sécurité suffisante vis-à-vis des charges verticales, malgré la présence de frottements négatifs additionnels.

La Figure 5 présente, pour la semelle M5 de la zone SAT5, le tassement relatif imposé aux inclusions sous l'effet d'une surcharge extérieure de 39 kPa située à 10 m du bâtiment, ainsi que la charge reprise par les inclusions. Les tassements calculés, égaux à 29 mm, demeurent inférieurs au critère de 30 mm et, la charge ELS demeure en-dessous des valeurs admissibles, tant vis-à-vis de la capacité portante réduite des inclusions (311 kN) que de la résistance structurelle du béton (665 kN).

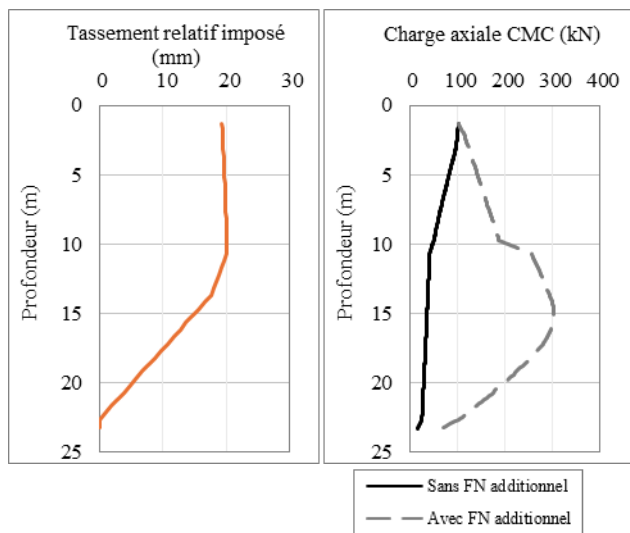


Figure 5. Effet des frottements négatifs additionnels sur les inclusions sous la semelle M5 (SAT5)

### 3.3.3 Déplacement latéral $g(z)$

La vérification du déplacement latéral est réalisée conformément à la norme Fondations Profondes NF P 94-262. Elle concerne uniquement les inclusions rigides situées sous semelles, à proximité des zones de stockage extérieures non renforcées par inclusions rigides ou non supportées par des pieux.

Le déplacement horizontal du sol  $g(z)$  (m) à une profondeur  $z$  (m) est exprimé par :

$$g(z) = G(Z)g_{max} \text{ avec } Z = \frac{z}{D} \quad (5)$$

où  $G(Z)$  est une fonction donnée par le cas général,  $D$  est l'épaisseur de sol compressible et  $g_{max}$  (m) est le déplacement horizontal maximal. Ils sont définis par :

$$G(Z) = 1.83Z^3 - 4.69Z^2 + 2.13Z + 0.73 \quad (7)$$

$$g_{max} = g_{max}(0) + \Delta g_{max} \quad (6)$$

où  $g_{max}(0)$  (m) est obtenu via l'abaque en Figure 6 et  $\Delta g_{max}$  (m) est le déplacement horizontal maximal différé relié au tassement du sol  $\Delta h$  (m) calculé au centre de la surcharge extérieure, sur la hauteur des inclusions rigides :

$$\Delta g_{max} = \Gamma \times \Delta h \quad (7)$$

où  $\Gamma$  est un coefficient déterminé expérimentalement à partir de mesures sur différents sites considéré en crête de remblai, pris de manière conservatrice égal à 0,25 conformément au tableau K.4.3 de la norme NF P 94-262.

Sous l'action du champ de déformation latérale, les inclusions subissent des poussées horizontales générant des efforts tranchants et des moments fléchissants. Le calcul des efforts est réalisé par la méthode des coefficients de réaction, associée au champ de déplacement imposé  $g(z)$ . Le calcul est alors conduit par un calcul aux différences finies en élasto-plasticité, permettant de prendre en compte la non-linéarité des matériaux de sol et la redistribution des efforts, selon la formule suivante :

$$P = E_s \cdot \delta y \quad (8)$$

où  $P$  est la réaction du sol de part et d'autre de l'inclusion, limitée à  $p_f \cdot B$ ,  $p_f$  est la pression de fluage du sol,  $B$  est le diamètre de l'inclusion,  $E_s$  est le module de réaction du sol, et  $\delta y$  est le déplacement horizontal différentiel entre l'inclusion et le sol.

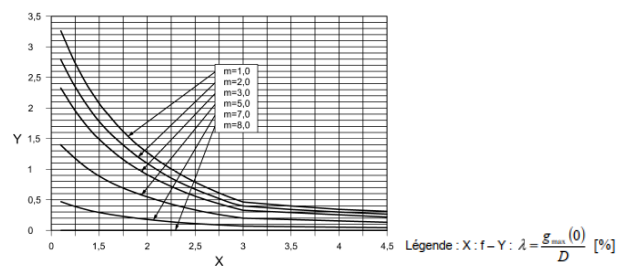


Figure 6. Abaque pour la détermination de  $g_{max}(0)$ , issue de la norme NF P 94-262

Pour des sollicitations à long terme, le module de réaction du sol  $E_s$  est calculé à partir des paramètres pressiométriques ( $E_M, \alpha$ ) pour des inclusions de diamètre inférieur à 0.60 m :

$$E_s = \frac{6E_M}{\frac{4}{3}2.65^\alpha + \alpha} \quad (9)$$

La Figure 7 présente le déplacement latéral  $g(z)$ , le déplacement des inclusions, les sollicitations dans celles-ci, ainsi que l'excentricité de l'effort axial  $V$  au sein des CMC sous la semelle M5 (zone SAT5). Les valeurs maximales de moment de flexion  $M$  et d'effort tranchant  $T$  demeurent faibles ; la section restant entièrement comprimée, il n'est pas nécessaire d'armer les inclusions ( $M/V \leq B/8$ ).

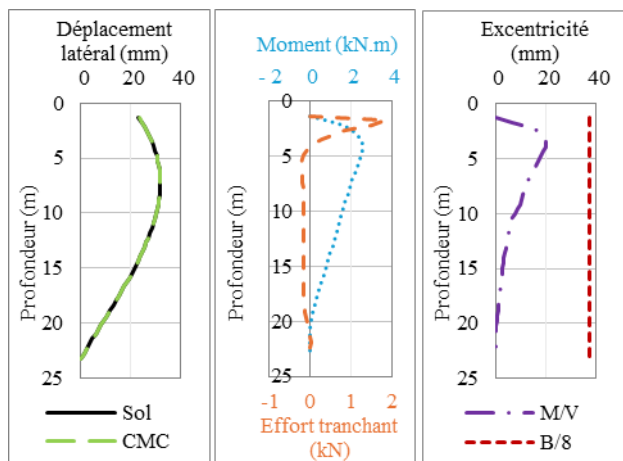


Figure 7. Effet du déplacement  $g(z)$  sur les inclusions sous la semelle M5 (SAT5)

## 4 GESTION DES RISQUES ET DEFIS OPERATIONNELS

### 4.1 Contexte historique

Le site du projet, situé dans une zone portuaire industrielle dans le nord-ouest de la France, présente une histoire marquée par d'importants aménagements portuaires dès la fin du XIX<sup>e</sup> siècle, suivis de lourds bombardements et destructions durant la seconde guerre mondiale. Les opérations militaires, les sabotages et les remblais effectués après-guerre ont conduit à la présence potentielle de munitions non explosées (Unexploded Object, UXO) enfouies dans le secteur.

Une étude historique menée par Géomines a confirmé l'existence d'un risque pyrotechnique réel, corroboré par plusieurs découvertes d'engins explosifs retirés au fil des décennies et notamment lors du terrassement de la phase 1.

### 4.2 Détection pyrotechnique

Afin de sécuriser les travaux, des opérations de détection pyrotechnique ont dû être menées en amont de la réalisation de chaque inclusion rigide CMC. Selon l'étude menée par ESP Conseil en 2020, les couches de terrain exposées au risque pyrotechnique sont :

- 0 à 1,5 m de profondeur : munitions d'artillerie ;
- 0 à 6 m : bombes d'aviation.

Avant la détection, des préforages doivent être effectués dans la couche superficielle de remblai compact afin de permettre le passage de la sonde magnétique par fonçage. En effet, lors d'une campagne d'analyse pyrotechnique menée par FUGRO en 2019, à l'aide d'un détecteur magnétométrique grande profondeur (MAGNEX 120 W), les deux premiers mètres de remblais ont été sécurisés, autorisant des préforages en toute sécurité sur cette épaisseur. Ces préforages sont réalisés à l'aide d'un marteau fond de trou ou d'une tarière.

La détection est ensuite effectuée à l'aide de camions équipés de pénétromètres statiques (CPT), comme illustré en Figure 8, et de sondes manuelles pour les zones difficiles d'accès.

Ces essais sont exécutés conformément à la norme NF EN ISO 22476-1, utilisant un fût cylindrique à pointe conique pénétrant dans le sol à vitesse constante. Les forces s'appliquant sur la pointe et le manchon sont mesurées tous les 2 cm, permettant une caractérisation en temps réel du sol. La tige est instrumentée et équipée d'une sonde électromagnétique détectant les perturbations du champ magnétique dues à la présence d'objets métalliques enfouis. Les anomalies sont visualisées en temps réel et confirmées par des sondages complémentaires. En cas d'anomalie, deux sondages supplémentaires sont réalisés à 1 m de part et d'autre du point initial. Si l'un des sondages est exempt d'anomalie, l'inclusion rigide peut être maintenue ; sinon, elle est décalée et une opération de purge est engagée. Les scénarios de décision sont détaillés dans le Tableau 4.

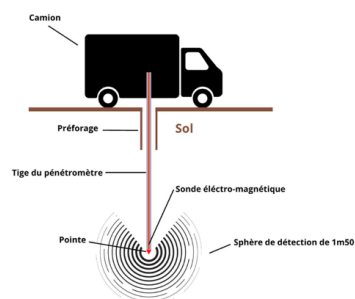





Figure 8. Schémas de la méthode de détection pyrotechnique par CPT

La méthode manuelle, quant à elle, est similaire à la méthode classique mais est réalisée par un opérateur, sans recours à un engin. Elle impose toutefois une progression par passes successives, la sonde ne sécurisant que 1,50 m sous le fond du préforage. Cette approche, bien que moins

contraignante, nécessite une coordination rigoureuse entre les équipes de préforage et de détection UXO pour garantir la sécurité et la continuité des travaux.

Tableau 4. Scénarios de décision pour la détection pyrotechnique

Aucune anomalie	Anomalie sur le sondage initial	
	Aucune anomalie sur un des sondages complémentaires	Anomalie sur les deux sondages complémentaires
Réalisation de la CMC	Purge + décalage de la CMC	Purge + décalage de la CMC
		

Il peut également arriver qu'un refus prématuré survienne sans détection d'anomalie ; dans ce cas, le préforage est prolongé d'un mètre sous le refus initial. Au cours des phases 1 et 2, aucun objet non explosé n'a été détecté. Toutefois, durant la phase 1, une adaptation de l'implantation a été nécessaire en raison d'incertitudes sur certains points. À l'inverse, l'ensemble des inclusions de la phase 2 a pu être réalisé à leur emplacement initial.

### 4.3 Aléas rencontrés durant la phase travaux

#### 4.3.1 Enjeux liés à la coactivité et solutions techniques apportées

Les deux phases du projet ont été marquées par une forte coactivité entre entreprises en raison de la concentration de plusieurs intervenants sur une emprise plus réduite que prévu, de retards et de zones de stockage limitées. Cette coactivité a été particulièrement contraignante en phase 2 en raison du maintien de l'usine en exploitation. Les interventions simultanées des équipes réalisant les fondations profondes, les améliorations de sol, les préforages, la détection pyrotechnique ainsi que les terrassements et le gros œuvre, combinées à l'utilisation d'engins de grande hauteur et à l'accumulation temporaire de déblais, ont fortement contraint la circulation sur site, visible sur la Figure 9.



Figure 9. Photographie de la coactivité sur la phase 2

Face à ces contraintes, il a été nécessaire d'adapter l'organisation sur les zones libres d'accès, tout en assurant une coordination étroite avec les autres

entreprises et en tenant compte de transferts internes liés à l'activité de l'usine. Cette adaptation s'est appuyée sur la mise en place d'outils dédiés au suivi et à l'organisation du chantier.

Un outil de suivi numérique a permis le contrôle en temps réel de la production des inclusions rigides et des paramètres d'exécution, facilitant le pilotage quotidien, l'analyse des performances et l'ajustement rapide des méthodes et des cadences. Ce suivi numérique a été complété par un ensemble de documents opérationnels (journaux de chantier, fiches de production, plans d'avancement et de récolement, suivi des effectifs et des coûts), assurant une traçabilité fine des aléas, des volumes réalisés et de leurs impacts sur le planning et le coût.

Enfin, l'organisation de réunions journalières réunissant l'ensemble des intervenants (techniques, sécurité, planning, coactivité et réclamations) a permis une coordination étroite entre les différents intervenants, l'anticipation des conflits d'interface et l'adaptation du phasage des travaux.

L'ensemble de ces outils a constitué un levier essentiel pour maintenir l'avancement du chantier et respecter les objectifs de délai malgré les contraintes rencontrées.

#### 4.3.2 Aléas pris en compte grâce à la phase 1

La réalisation de la première phase du chantier a permis d'identifier plusieurs aléas géotechniques, conduisant à l'adaptation des méthodes d'exécution pour la phase 2.

En premier lieu, la présence de la digue Saint-Jean, prolongée par un ouvrage en enrochement armé appelé « estacade », tous deux enterrés et situés dans l'emprise du projet, sont présentés dans la Figure 10. Les investigations historiques et géotechniques ont révélé des structures anciennes constituées de maçonneries et d'enrochements. La nature hétérogène de ces matériaux rend la traversée au forage complexe, ce qui a conduit à retenir l'utilisation d'un marteau fond de trou (MFT) pour réaliser les préforages avant l'exécution des inclusions rigides.

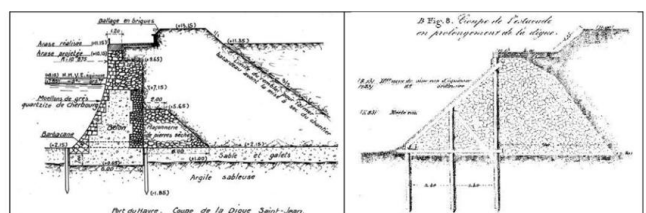


Figure 10. Coupes présentant la structure de la Digue Saint-Jean (à gauche) et de l'Estacade (à droite)

Les préforages successifs réalisés lors de la phase 1 ont néanmoins engendré des désordres superficiels

localisés (Figure 11), attribuables à l'instabilité de la maçonnerie en profondeur, à la présence de zones fracturées ou de vides non identifiés lors des reconnaissances géotechniques, ainsi qu'au possible lessivage des remblais hétérogènes lors du forage.



Figure 11. Photographies de l'affaissement localisé observé

L'utilisation du MFT s'est également révélée délicate dans la zone incurvée de la digue, où des phénomènes de « ripage » du marteau ont été observés. Pour garantir la verticalité des préforages et éviter que certaines inclusions ne soient implantées dans l'emprise de la paroi incurvée, une adaptation du maillage des CMC a été nécessaire, conduisant au déplacement de l'implantation de plusieurs inclusions (Figure 12).

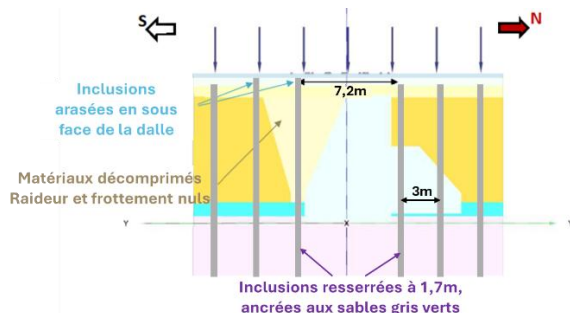


Figure 12. Adaptation du maillage des CMC au niveau de la digue Saint-Jean

Afin de limiter ces phénomènes lors de la phase 2, les préforages au MFT ont été réalisés de manière alternée et immédiatement tubés à l'aide de tubes PVC de diamètre 250 mm sur une longueur de 8 m.

Enfin, la phase 1 a mis en évidence la présence d'un horizon sableux à très forte compacité dans la zone B2, nécessitant la réalisation de préforages d'environ 10 m pour permettre l'exécution des inclusions rigides. Pour la phase 2, ces préforages ont été systématisés à l'aide d'une pelle équipée d'une tarière, afin de foisonner les sables avant la réalisation des inclusions.

## 5 CONCLUSIONS

Cette étude présente la conception et la justification de fondations sur inclusions rigides CMC sous une usine d'éoliennes offshore, en s'appuyant sur des approches analytiques calées par des modules élastiques équivalents dans les horizons compressibles pour

représenter la consolidation primaire et le fluage à long terme. Ce calage a permis de substituer utilement des modélisations numériques complexes par des outils analytiques robustes tout en maintenant la fidélité des réponses mécaniques à l'échelle de l'ouvrage.

Le dimensionnement des inclusions rigides, conduit conformément aux recommandations ASIRI et aux modèles analytiques MV2/MH2, confirme la stabilité des ouvrages, le contrôle des tassements et la performance des inclusions, y compris en présence d'efforts parasites (frottement négatif, déplacements latéraux) rarement intégrés de manière systématique dans les projets d'inclusions rigides. Pour l'ensemble des cas étudiés, les ordres de grandeur de moment fléchissant et de cisaillement ne justifient pas l'emploi d'armatures ; en revanche, pour les zones du bâtiment B2 adjacentes à l'aire extérieure de stockage lourd, le seuil de tassement a été porté à 50 mm et le diamètre des CMC sous les semelles a été augmenté à 360 mm.

Enfin, la gestion conjointe du risque pyrotechnique et des contraintes d'un site industriel a requis des mesures dédiées et une coordination renforcée (détection normée, phasage adaptatif, suivi numérique), complétées par des adaptations constructives liées aux aléas associés à la digue Saint-Jean et à l'estacade (MFT, tubage immédiat, recalage d'implantations). Ces dispositions ont permis d'exécuter les inclusions en sécurité, de maîtriser la coactivité, de respecter les délais, et d'aborder la phase 2 avec une meilleure maîtrise des risques.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFNOR (2012). NF P 94-262 Justification des ouvrages géotechniques. Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes, Afnor EDITIONS, France.
- AFNOR (2022). NF EN ISO 22476-1 Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 1 : Essais de pénétration au cône électrique et au piézocône, Afnor EDITIONS, France.
- AFNOR (2014). NF P 94-113 Détection et gestion du risque lié aux engins explosifs non explosés (UXO) dans le cadre des opérations géotechniques, Afnor EDITIONS, France.
- ASIRI (2012). Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales. Presse des Ponts, Paris, France.
- CFMS (2023). Recommandations pour la modélisation numérique des ouvrages géotechniques.
- Gray, H. (1936). Stress distribution in elastic solids. *Proceedings 1st International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering*, Vol. 2, pp. 157-168, Cambridge.