



 Contrôle technique et contre-calcul d'un ouvrage en situation complexe : cas du confortement du talus marin de la station d'épuration Haliotis à Nice, en zone à aléa sismique élevé et sol liquéfiable

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER
SPÉCIALITÉ GÉNIE CIVIL - BÂTIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le 23/01/2026 par

Abdoul Razak OUMAROU SADOU (20200397)

Encadrant 2iE : Dr Nadjibou ABDOULAYE, Enseignant-chercheur, Ingénieur MTE

Maître de stage : Gaël GOURRIN, Expert technique national en sols et fondations, SOCOTEC

Structure d'accueil du stage : SOCOTEC Construction (DSTI)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Dr Aly Ngoné NGOM

Membres et correcteurs : Dr Marie-Thérèse GOMIS/MBENGUE

M. Daroche G. NGOUDIMAMBA SAH

Promotion 2025/2026

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire, fruit de cinq années d'études enrichissantes et formatrices, à ma famille.

À mes parents, Oumarou SADOU et Odile DOURAMANE, pour leur amour, leurs sacrifices et leur confiance.

À mes sœurs Balkissa, Maïmouna, Kadidiatou et Rahmatou. À mon frère Ibrahim et mon cousin Boureima.

Ensemble, vous avez contribué à faire de moi la personne que je suis aujourd'hui.

CITATION

« Le bon ingénieur, c'est celui qui, face à un problème, sait où trouver la solution. »

(Stiegler, 1994)

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont à :

- **L’Institut International d’Ingénierie de l’Eau et de l’Environnement (2iE) et ses enseignants**, pour la qualité de l’enseignement et de la formation dispensés tout au long de ces cinq années d’études.
- **L’École Nationale Supérieure d’Ingénieurs de Poitiers (ENSIP)**, qui m’a accueilli chaleureusement et m’a permis de mener à bien ce projet.
- **M. Nadjibou ABDOULAYE**, mon encadrant interne (2iE), pour son accompagnement, sa disponibilité, ses conseils et son implication constante durant l’élaboration de ce mémoire.
- **M. Gérard ROQUIER**, enseignant et référent à l’ENSIP dans le cadre de ce stage de fin d’études, pour son suivi attentif et ses conseils avisés.
- **La Direction des Solutions Techniques et de l’Innovation (DSTI) de SOCOTEC Construction** et son directeur, **M. Patrick BOSSA**, pour m’avoir intégré à des projets aussi formateurs.
- Mes tuteurs, **M. Gaël GOURRIN** et **Mme Laura GUISADO**. Gaël, merci pour ton accueil et ta bienveillance durant ces 23 semaines. Tu as su me transmettre la passion du métier. Laura, merci pour ta disponibilité malgré la distance. J’ai beaucoup apprécié ta réactivité à chaque fois que j’avais besoin d’aide. Je vous suis très reconnaissant pour la confiance que vous m’avez accordée et pour tout ce que j’ai appris à vos côtés.
- **L’Agence SOCOTEC Construction Grand Tertiaire de Paris La Défense** pour son accueil et les moyens mis à ma disposition.

RÉSUMÉ

Le projet de restructuration de la station d'épuration Haliotis à Nice, classé en catégorie de conséquence élevée (CC3) et implanté sur un site en zone de sismicité 4, prévoit la construction de l'ouvrage de protection du front de mer qui doit garantir une stabilité irréprochable face aux risques de liquéfaction des sols et de glissement du talus marin en cas d'activité sismique. Ce travail réalisé au sein de la Direction des Solutions Techniques et de l'Innovation (DSTI) de SOCOTEC s'inscrit dans le cadre d'une mission de contrôle technique renforcé (niveau DSL3). Notre démarche visait à éprouver la fiabilité de la conception géotechnique par une modélisation numérique indépendante. Pour cela nous avons réalisé un contre-calcul aux éléments finis sur CESAR-LCPC pour vérifier les études d'exécution produites sous PLAXIS 2D. La confrontation des résultats sur trois coupes de calcul révèle des écarts significatifs. Si un profil fait consensus, les deux autres montrent des divergences de comportement. Le sol y atteint sa limite de rupture ($F_s \approx 1,0$) dans notre modèle, contrairement au modèle de l'entreprise qui présente un facteur plus élevé. Toutefois l'analyse démontre que cette perte de résistance du sol est compensée par la capacité structurelle des barrettes en béton armé de la solution de confortement. Le dimensionnement structurel retenu par l'entreprise enveloppe les sollicitations maximales du contre-calcul. La stabilité globale et l'intégrité de l'ouvrage sont donc confirmées. Ce travail valide ainsi la fiabilité de la solution de confortement tout en formulant des recommandations essentielles de surveillance (méthode observationnelle) pour garantir la sécurité de cet ouvrage stratégique.

Mots Clés :

- 1 – Contrôle technique des ouvrages
- 2 – Stabilité des talus
- 3 – Contre-calcul géotechnique
- 4 – Aléa sismique et liquéfaction des sols
- 5 – Modélisation numérique en géotechnique

ABSTRACT

The Haliotis wastewater treatment plant restructuring project in Nice, classified as a high consequence class structure (CC3) and located in a seismic zone 4, includes the construction of a coastal protection structure intended to ensure impeccable stability against soil liquefaction risks and marine slope failure in the event of seismic activity. This work, carried out within the Technical Solutions and Innovation Directorate (DSTI) of SOCOTEC, forms part of an enhanced technical control assignment (DSL3 level). Our approach aimed to test the reliability of the geotechnical design through independent numerical modeling. To do this we performed a finite element counter-calculation using CESAR-LCPC to verify the execution design studies produced with PLAXIS 2D. The comparison of results across three calculation sections reveals significant discrepancies. While there is consensus on one profile, the other two show divergent behavior. In our model, the soil reaches its failure limit ($F_s \approx 1.0$), unlike the company's model which presents a higher safety factor. However, the analysis demonstrates that this loss of soil resistance is fully compensated by the structural capacity of the reinforced concrete barrettes. As the structural sizing adopted by the contractor envelopes the maximum stresses from the counter-calculation, the global stability and integrity of the structure are confirmed. This work thus validates the reliability of the reinforcement solution while formulating essential monitoring recommendations (observational method) to ensure the safety of this strategic facility.

Key words:

- 1 – Technical control of civil engineering structures
- 2 – Slope stability
- 3 – Geotechnical back-analysis
- 4 – Seismic hazard and soil liquefaction
- 5 – Numerical modeling in geotechnical engineering

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

- **2iE** : Institut International d'Ingénierie de l'eau et de l'environnement
- **AFNOR** : Association Française de Normalisation
- **AFPS** : Association Française du Génie Parasismique
- **BRGM** : Bureau de Recherches Géologiques et Minières
- **BTP** : Bâtiment et Travaux Publics
- **CC** : Classe de Conséquence
- **CESAR-LCPC** : Logiciel de calcul géotechnique issu du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)
- **CFMS** : Comité Français de Mécanique des Sols
- **CPT** : Cone Penetration Test (Essai de pénétration au cône)
- **DSTI** : Direction des Solutions Techniques et de l'Innovation
- **DSL** : Design Supervision Level (Niveau de supervision de projet)
- **DTU** : Document Technique Unifié
- **ELS** : État Limite de Service
- **ELU** : État Limite Ultime
- **ENSIP** : École Nationale Supérieure d'Ingénieurs de Poitiers
- **Fs** : Facteur de Sécurité (ou Coefficient de Sécurité)
- **G1/G2/G3** : Phases de la mission géotechnique (Étude préalable, Avant-projet, Exécution)
- **ICPE** : Installation Classée pour la Protection de l'Environnement
- **LT** : Long Terme
- **MOA** : Maîtrise d'Ouvrage (le client)
- **MOE** : Maîtrise d'Œuvre (le concepteur)
- **NGF** : Nivellement Général de la France
- **OPFDM** : Ouvrage de Protection du Front de Mer
- **PPR** : Plan de Prévention du Risque
- **RC** : Classe de Fiabilité (Reliability Class)
- **ru** : Coefficient de pression interstitielle
- **SGEO** : STRUCTURES GEOTECHNICS
- **STEP** : Station d'Épuration

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	ii
RÉSUMÉ	iii
ABSTRACT	iv
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS	v
LISTE DES FIGURES.....	viii
LISTE DES TABLEAUX	ix
1. INTRODUCTION.....	1
2. CADRE DE L'ÉTUDE ET DONNÉES DE BASE.....	3
2.1. Présentation de la structure d'accueil	3
2.2. Présentation du projet Haliotis 2 et données de contexte	5
2.2.1. Situation géographique	5
2.2.2. Présentation générale du projet.....	5
2.2.3. Enjeux Environnementaux et Sécuritaires.....	6
2.2.5. Définition réglementaire de l'action sismique.....	11
2.2.6. Le Phénomène de Liquéfaction des sols.....	12
2.2.7. Principe de la solution technique : l'Ouvrage de Protection du Front de Mer (OPFDM)	13
3. OBJECTIFS ET HYPOTHÈSES DE TRAVAIL	16
3.1. Justification du contre calcul	16
3.2. Objectif global du mémoire	17
3.3. Objectifs spécifiques.....	17
3.4. Hypothèses de travail et périmètre de l'étude.....	17
4. MÉTHODOLOGIE DE CONTRÔLE ET DE MODÉLISATION NUMÉRIQUE..	20
4.1. Analyse préalable et cadre normatif	20
4.2. Choix de l'approche numérique et des outils de calcul	21
4.3. Construction du modèle géotechnique.....	23
4.3.1. Géométrie du modèle et hypothèses de représentation	23
4.3.2. Conditions aux limites et chargements initiaux.....	24
4.3.3. Discrétisation et maillage du modèle.....	24
4.3.4. Représentation des éléments structuraux et des traitements de sol.....	25
4.4. Lois de comportement des sols et des structures	26
4.4.1. Comportement des sols.....	26
4.4.2. Prise en compte de la non-linéarité et de la rupture globale.....	26
4.4.3. Comportement des structures et des sols traités	27

4.5.	Prise en compte de l'action sismique.....	27
4.5.1.	Principe de l'approche pseudo-statique	28
4.5.2.	Modélisation différenciée des effets sismiques	29
4.5.3.	Prise en compte de la dégradation des sols et de la liquéfaction.....	29
4.6.	Phasage des calculs	30
4.6.1.	Présentation synthétique du phasage de calcul.....	30
4.6.2.	Détail du phasage de calcul	32
5.	RÉSULTATS ET ANALYSE COMPARATIVE	37
5.1.	Rappel de la démarche de comparaison.....	37
5.2.	Coupe D – Présentation et analyse des résultats	38
5.2.1.	Validation de l'état initial géostatique.....	38
5.2.2.	Comportement en phase sismique inertielle (Phase 2).....	39
5.2.3.	Comportement en phase de liquéfaction (Phase 5)	42
5.3.	Coupe E – Présentation et analyse des résultats	45
5.3.1.	Validation de l'État Initial (K0)	45
5.3.2.	Comportement en phase sismique inertielle (Phase 2).....	46
5.3.3.	Comportement en phase de liquéfaction (Phase 4)	49
5.4.	Coupe C – Présentation et analyse des résultats	52
5.4.1.	Validation de l'état initial géostatique.....	52
5.4.2.	Comportement en phase sismique inertielle (Phase 2).....	53
5.4.3.	Comportement en phase de liquéfaction (Phase 4)	55
5.5.	Synthèse globale et avis technique	57
6.	CONCLUSION ET PERSPECTIVES	60
	BIBLIOGRAPHIE	62
	ANNEXES	64

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Schéma plateau continental et plaine abyssale (Source : Pline)	1
Figure 2 : Organigramme de la Direction des Solutions Techniques et de l'Innovation (DSTI)	4
Figure 3 : Localisation du projet Haliotis 2	5
Figure 4 : Vue de dessus du site du projet Haliotis avec la station actuelle	6
Figure 5 : Extrait de la carte géologique MENTON-NICE, la zone du projet encerclé en rouge se trouve sur des formation récente (quaternaire) se chevauchant (feuillets).....	9
Figure 6 : Caisse à carotte du sondage PRO– Horizon H3.....	10
Figure 7 : Vue en plan des panneaux de confortement (Source rapport G3 SGEO)	14
Figure 8 : L'OPDFM (panneau + traitement) intégré dans le modèle	15
Figure 9 : Principe d'exécution des panneaux forés sous boue	15
Figure 10 : Coupes de calculs OPDFM (Source rapport G3 SGEO)	18
Figure 11 : exemple coupe A : la ligne rouge en pointillés représente la.....	19
Figure 12 : Conditions aux limites	24
Figure 13 : Maillage sur la coupe C	25
Figure 14 : Schéma conceptuel du phasage des calculs CESAR-LCPC	32
Figure 15 : Schéma conceptuel du phasage des calculs CESAR-LCPC	32
Figure 16 : Coupe D	38
Figure 17 : Contraintes initiales D.....	38
Figure 18 : Déplacements barrette D inertiel.....	39
Figure 19 : Moment barrettes D inertiel	40
Figure 20 : Déplacements barrette D liquéfaction.....	42
Figure 21 : Moment barrettes D liquéfaction	43
Figure 22 : Coupe E.....	45
Figure 23 : Contraintes initiales coupe E	45
Figure 24 : Déplacements barrette E inertiel	46
Figure 25 : Moment barrettes E inertiel	47
Figure 26 : Déplacements barrette E liquéfaction	49
Figure 27 : Moment barrette E liquéfaction	50
Figure 28 : Coupe C	52
Figure 29 : Contraintes initiales coupe C	52
Figure 30 : Déplacements barrette C inertiel.....	53
Figure 31 : Moment barrette C2 inertiel.....	54
Figure 32 : Déplacement barrette C2 liquéfaction.....	55
Figure 33 : Moment barrette C2 liquéfaction	55
Figure 34 : Diagramme de Gantt	64

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Niveaux de supervision selon l'Eurocode 0	16
Tableau 2 : Comparaison PLAXIS 2D et CESAR-LCPC	22
Tableau 3 : Paramètres géotechniques des barrettes	25
Tableau 4 : Phasage du contre calcul.....	31
Tableau 5 : Paramètres statique (base)	33
Tableau 6 : accélération retenue	34
Tableau 7 : Paramètres dynamiques	35
Tableau 8 : paramètres dégradés	36
Tableau 9 : Facteur de sécurité à l'inertiel de la coupe D	41
Tableau 10 : Facteur de sécurité liquéfaction D	44
Tableau 11 : Facteur de sécurité inertiel Coupe E.....	48
Tableau 12 : Facteur de sécurité liquéfaction Coupe E	51
Tableau 13 : Facteurs de sécurité inertiel Coupe C	54
Tableau 14 : Facteurs de sécurité liquéfaction Coupe C	56
Tableau 15 : Synthèse des résultats	57
Tableau 16 : Récapitulatifs des affaires suivies (Rapport de stage, s. d.)	65

1. INTRODUCTION

La gestion des infrastructures côtières implantées en zone sismique constitue aujourd'hui un enjeu majeur du génie civil, en raison des conséquences humaines, environnementales et économiques qu'une défaillance structurelle peut engendrer. En France métropolitaine, la Métropole Nice Côte d'Azur est classée en zone de sismicité 4 selon la classification nationale, correspondant au niveau d'aléa le plus élevé. Ce contexte impose des exigences renforcées en matière de conception, de vérification et de contrôle des ouvrages.

La station d'épuration Haliotis, infrastructure stratégique assurant le traitement des eaux usées de plus de 600 000 habitants, s'inscrit pleinement dans ce cadre contraint. Classée en catégorie de conséquence élevée (CC3) au sens de l'Eurocode 0, elle est implantée sur un site gagné sur la mer par remblaiement. Cette configuration géotechnique particulière se caractérise par la présence d'un talus marin profond, constitué de sols susceptibles de se liquéfier sous sollicitation sismique, représentant un risque majeur pour la stabilité globale des ouvrages et la continuité du service public. En contexte marin, le talus désigne la pente forte qui fait la transition entre le plateau continental (peu profond) et les grands fonds marins (plaine abyssale) (cf. figure 1). Afin de répondre à ces enjeux, un ouvrage de confortement du talus a été projeté.

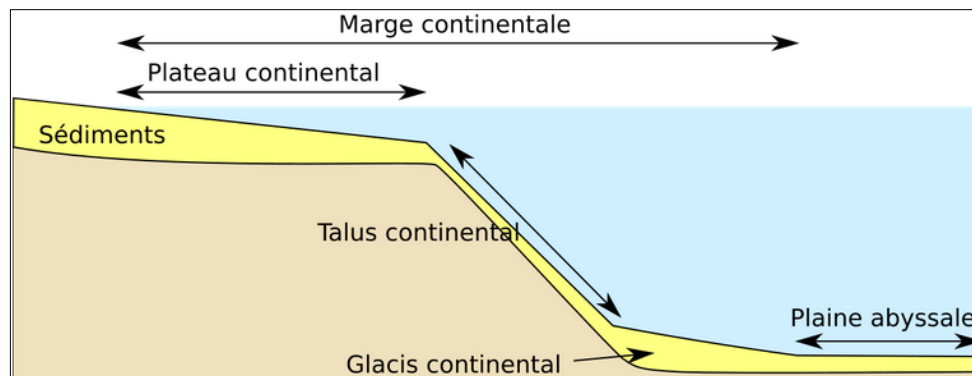


Figure 1 : Schéma plateau continental et plaine abyssale (Source : Pline)

L'analyse de la stabilité des talus en zone sismique est encadrée par l'Eurocode 8, notamment la norme NF EN 1998-5 relative aux fondations et ouvrages de soutènement. Toutefois, la prise en compte des effets sismiques et des phénomènes de liquéfaction rend ces analyses particulièrement complexes. Les méthodes classiques à l'équilibre limite montrent rapidement leurs limites, conduisant à recourir à des approches numériques avancées fondées sur la méthode des éléments finis. Ces outils, bien que puissants, présentent une sensibilité marquée

aux hypothèses de modélisation et aux paramètres mécaniques retenus, soulevant la question de la fiabilité et de la robustesse des résultats obtenus. Dans ce contexte, la problématique centrale de ce mémoire est la suivante :

Comment évaluer et garantir la sécurité de l'ouvrage de confortement du talus marin de la station Haliotis face à un aléa sismique élevé, alors que les analyses numériques mobilisées sont intrinsèquement sensibles aux hypothèses de calcul et aux données d'entrée ?

Ce travail s'inscrit dans le cadre d'une mission de contrôle technique confiée à SOCOTEC Construction, visant à porter un regard indépendant et critique sur les études d'exécution relatives au confortement du talus. L'objectif du mémoire est d'évaluer la stabilité et la robustesse de la solution retenue à travers une démarche de contre-calcul géotechnique, fondée sur une approche numérique indépendante.

Le mémoire est structuré en six chapitres. Après la présentation du cadre de l'étude et des données de base, les objectifs et hypothèses de travail sont définis. La méthodologie de contre-calcul adoptée est ensuite exposée, suivie de la présentation et de l'analyse des résultats. Enfin, une conclusion générale permet de formuler les enseignements tirés de l'étude, ainsi que des recommandations et perspectives.

2. CADRE DE L'ÉTUDE ET DONNÉES DE BASE

Cette section a pour vocation de présenter l'environnement professionnel du stage, le projet Haliotis 2, ainsi que les contraintes spécifiques qui justifient la solution de confortement retenue.

2.1. Présentation de la structure d'accueil

Le groupe SOCOTEC, fondé officiellement en 1953, est un acteur historique du secteur du contrôle et de la maîtrise des risques. Ses origines remontent toutefois à 1929 avec la création du Bureau Securitas, premier organisme d'inspection de la construction en France initié par l'OGBTP dans le contexte de la reconstruction d'après-guerre afin de répondre aux besoins croissants de sécurité des ouvrages et des installations. Il est aujourd'hui un acteur de référence à l'échelle mondiale dans le domaine du TIC (Testing, Inspection, Certification). **Son positionnement repose sur un principe fondamental : celui de la Tierce Partie Indépendante (TPI).** À ce titre, SOCOTEC n'intervient ni en tant que concepteur ni en tant que constructeur mais agit pour le compte des maîtres d'ouvrage afin de vérifier la conformité réglementaire, normative et technique des ouvrages ainsi que leur niveau de sécurité.

Au sein du groupe, la Business Unit Construction & Immobilier (SOCOTEC Construction) est spécifiquement dédiée au secteur du bâtiment. Elle assure notamment les missions de Contrôle Technique de Construction (CTC), rendues obligatoires en France par la loi Spinetta du 4 janvier 1978. La finalité de ces missions est de contribuer à la prévention des aléas techniques susceptibles d'affecter la solidité des ouvrages ou la sécurité des personnes en veillant au respect des exigences du Code de la construction et de l'habitation ainsi que des normes et règlement en vigueur. (*A propos de SOCOTEC | SOCOTEC France, s. d.*)

Sur le plan opérationnel, ces interventions sont encadrées par des missions normalisées définies par la norme NF P 03-100 (Critères généraux pour la contribution du contrôle technique à la prévention des aléas techniques dans le domaine de la construction) qui définit le CTC comme un « examen, à la demande et pour le compte du maître de l'ouvrage, de la conception et de l'exécution des ouvrages et éléments d'équipement réalisés dans le cadre d'une opération de construction en vue de contribuer à la prévention des aléas techniques et fourniture des avis correspondants ». (*NF P 03-100-Contrôle Technique, s. d.*)

Dans le cadre du projet de restructuration et de confortement de la station d'épuration Haliotis 2, notre périmètre d'intervention s'est principalement articulé autour de deux missions réglementaires :

- La mission L (Solidité), visant à s'assurer que les ouvrages présentent une stabilité suffisante vis-à-vis des actions permanentes et des charges d'exploitation ;
- La mission PS (Sécurité des personnes en cas de séisme), portant sur la vérification de la conformité des dispositions parasismiques et de la prise en compte des effets sismiques dans le dimensionnement des ouvrages.

SOCOTEC Construction s'appuie sur une direction nationale composée d'expert des différentes spécialités de la construction, la Direction des Solutions Techniques et de l'Innovation (DSTI). Elle joue un rôle de référent technique interne au groupe. Elle est chargée d'élaborer les doctrines techniques, d'harmoniser les pratiques et de traiter les dossiers dits « hors normes » ou présentant des enjeux particuliers. La DSTI collabore aussi avec des organismes techniques extérieurs et participe activement à des groupes de travail nationaux visant à l'évolution des référentiels et des pratiques du contrôle technique. C'est ce positionnement d'expertise qui justifie l'implication directe de la DSTI sur le projet Haliotis 2. Le classement de l'ouvrage en catégorie de conséquence élevée (CC3), associé à la complexité de l'interaction sol-structure en contexte marin et sismique, nécessite en effet une approche de contrôle technique renforcée, fondée sur des analyses approfondies. La Figure 1 ci-dessous présente l'organigramme de la DSTI et mon positionnement lors de ce stage.

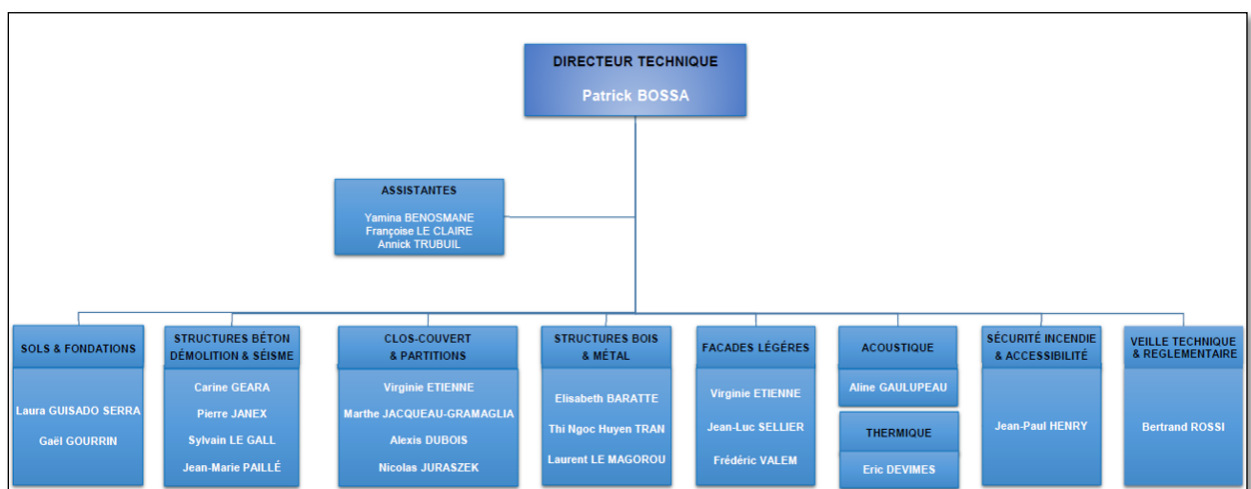


Figure 2 : Organigramme de la Direction des Solutions Techniques et de l'Innovation (DSTI)

2.2. Présentation du projet Haliotis 2 et données de contexte

2.2.1. Situation géographique

Le projet Haliotis 2 est situé dans le sud-est de la France, en région Provence-Alpes-Côte d'Azur, au sein de la métropole Nice Côte d'Azur, dans le département des Alpes-Maritimes. La station d'épuration est implantée sur la commune de Nice, à l'ouest de l'agglomération, à proximité immédiate du littoral méditerranéen. Le site s'inscrit précisément à l'embouchure du fleuve Var, dans une zone deltaïque artificialisée, comprise entre la Promenade des Anglais au sud et les pistes de l'aéroport international Nice-Côte d'Azur au nord. Cette localisation place l'ouvrage dans un environnement fortement urbanisé et soumis à de multiples contraintes naturelles et anthropiques. La station est bordée côté mer par un talus marin assurant la transition entre les plateformes aménagées du site et le domaine maritime.



Figure 3 : Localisation du projet Haliotis 2

2.2.2. Présentation générale du projet

Le projet Haliotis 2 constitue l'un des plus importants chantiers d'infrastructure environnementale en France. Porté par la Métropole Nice Côte d'Azur, il vise la déconstruction puis la reconstruction complète de la station d'épuration existante, assurant le traitement des eaux usées de 26 communes. Au-delà de son rôle sanitaire, le projet s'inscrit dans une démarche d'innovation environnementale ambitieuse. La future station a vocation à devenir un pôle industriel à énergie positive, capable de produire jusqu'à quatre fois plus d'énergie qu'elle n'en consomme, tout en intégrant des procédés avancés de traitement des micropolluants.

Le marché a été attribué en conception-réalisation à un groupement conduit par SUEZ, associé aux entreprises Razel-Bec et Triverio pour les travaux de génie civil.



Figure 4 : Vue de dessus du site du projet Haliotis avec la station actuelle

2.2.3. Enjeux Environnementaux et Sécuritaires

Cette exigence de sécurité ne découle pas uniquement de la géographie du site, mais d'un cadre réglementaire strict visant à concilier santé publique, préservation de la biodiversité et sécurité industrielle. En associant le traitement des eaux usées à une production d'énergie (biométhane), l'usine est soumise à une double réglementation :

- Premièrement, le site est classé **ICPE** (Installation Classée pour la Protection de l'Environnement) à cause des unités de méthanisation. Ce qui oblige le constructeur à réaliser des études pour prévenir tout risque d'incendie ou d'explosion en zone urbaine.
- Deuxièmement, le projet relève de la Loi sur l'Eau (IOTA) qui conditionne l'autorisation d'exploitation à une maîtrise des rejets en mer. En conséquence l'enquête publique ainsi que l'avis de la Mission Régionale d'Autorité Environnementale (MRAe) ont fixé une ligne rouge, l'acceptabilité du projet repose sur l'absence de tout rejet accidentel vers la ville ou le milieu marin.

La réponse technique à ces exigences réglementaires se traduit par une multiplication des installations au sol. Le projet intègre une file eau de nouvelle génération utilisant une filtration

membranaire pour l'élimination des microplastiques couplée à une file boues par digestion anaérobie. La situation est aggravée par une contrainte logistique majeure qu'est le phasage des travaux. La nécessité de maintenir la continuité du service public d'assainissement impose de construire la nouvelle usine sur l'emprise foncière restante tout en maintenant l'ancienne en fonctionnement. Cette opération implique une coactivité et interdit toute défaillance structurelle. Tout mouvement de terrain ou instabilité durant cette phase transitoire pourrait compromettre l'existant et les ouvrages en construction créant un risque sanitaire majeur pour la Métropole.

L'étude d'impact a permis d'identifier deux vecteurs de risques que le Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES) vise à neutraliser :

- Le premier concerne le milieu humain et la gestion des nuisances. La station étant situé à proximité de zones résidentielles doit garantir une absence totale de nuisances olfactives (pollution atmosphérique sensorielle générés par la fermentation des eaux usées et des boues). Cela impose le confinement des bâtiments et la mise en dépression des ouvrages.
- Le second enjeu, concerne la protection du milieu marin. L'émissaire de rejet débouche à proximité d'un herbier de Posidonie (*Posidonia oceanica*), habitat protégé très sensible à la turbidité. Le PGES impose donc d'éviter tout déversement accidentel d'effluents non traités ou de boues.

C'est à l'interface de ces enjeux environnementaux et des aléas naturels que se cristallise l'importance de l'Ouvrage de Protection du Front de Mer (OPFDM). Une rupture du talus marin entraînerait non seulement la perte de l'assise foncière, mais aussi la rupture des canalisations de liaison et des digesteurs provoquant une catastrophe écologique majeure. Le dimensionnement de l'ouvrage de protection étudié constitue ainsi la principale mesure d'évitement du risque accidentel environnemental.

2.2.4. Contexte géologique et stratigraphie du site (données G2 PRO)

Le site de la station est implanté sur une plateforme artificielle issue de remblais gagnés sur la mer. Cette configuration géomorphologique particulière induit une forte hétérogénéité des sols superficiels (cf. figure 3) et une stratigraphie complexe (cf. figure 5), caractérisée par la présence de formations récentes, meubles et saturées.

Le site est soumis à plusieurs aléas naturels dont la combinaison rend le contexte particulièrement défavorable du point de vue géotechnique :

- Aléa Sismique : Zone de sismicité 4 (aléa moyen) avec instabilité du talus et présence de sols liquéfiables en cas d'activité sismique. C'est l'aléa dimensionnante.
- Autres aléas : un risque de mouvement de terrain, classé comme "Néant" officiellement car il n'y a pas de retour d'expérience concernant cet aléa dans la zone. Le risque est jugé non nul par les études à cause du talus sous-marin qui présente une hauteur d'environ 130 m pour une longueur de l'ordre de 500 à 550 m. Un risque de submersion marine a été également identifié. la nappe côtière fluctue entre 0 et +2 m niveau général de France (NGF).

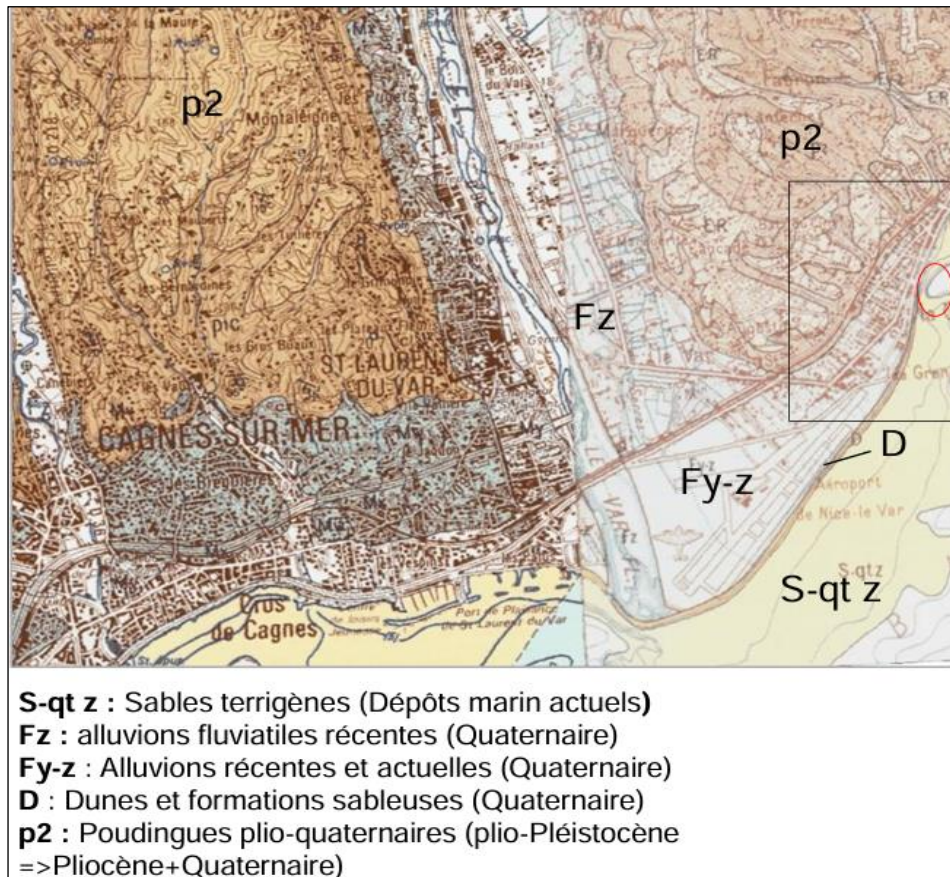


Figure 5 : Extrait de la carte géologique MENTON-NICE, la zone du projet encadrée en rouge se trouve sur des formations récentes (quaternaire) se chevauchant (feuillets)

Afin de caractériser précisément ce contexte complexe, des campagnes de reconnaissances géotechniques approfondies ont été menées sur toutes les phases du projet, complétées par des investigations maritimes spécifiques destinées à analyser la géomorphologie réelle du talus marin. Dans le cadre de la mission G2 PRO, la campagne terrestre comprend :

- 121 essais d'identification,
- 27 essais œdométriques et triaxiaux statiques,
- 10 essais triaxiaux cycliques dédiés à l'étude du comportement sismique des sols.

Les investigations maritimes sont constituées d'essais de type Vibrocore et des essais de pénétration statique au cône (CPT) en mer. Ces essais ont permis de préciser la géométrie du talus marin et la continuité des formations sous la plateforme ainsi que le comportement mécanique des couches en profondeur.

Trois horizons géotechniques principaux ont été identifiés :

- Horizon H1 - Remblais anthropiques (10 à 45m d'épaisseur) : Cette couche est constituée de matériaux hétérogènes déposés lors des phases de remblaiement maritime. Ces sols présentent une gradation allant de sables lâches (H1a, H1c) à des sables plus graveleux (H1b, H1d). Ces remblais sont sensibles aux tassements et aux dégradations mécaniques sous sollicitation dynamique (**liquéfaction**).
- Horizon H2 - Alluvions holocènes sablo-silteuses (5 à 25m d'épaisseur) : Cette couche compressible est composée de sables limoneux bruns subdivisés en plusieurs sous-horizons (H2a à H2c). Le niveau H2c correspond à un sable plus dense et plus grossier offrant une meilleure capacité portante. **Cet horizon présente également un risque de liquéfaction en cas d'activité sismique.**
- Horizon H3 - Alluvions sablo-graveleuses : En profondeur, le site repose sur des alluvions à dominante graveleuse, constituées de galets calcaires (cf. figure 4), issus des formations de l'arc de Nice et drainées par le Var. La frange supérieure de cet horizon se situe approximativement entre -30 et -40 m NGF. Ces matériaux présentent des caractéristiques géomécaniques élevées à très élevées, traduisant un milieu dense, peu compressible et mécaniquement compétent. Cet horizon constitue le niveau d'ancrage du site et le substratum de référence pour les analyses de stabilité.



Figure 6 : Caisse à carotte du sondage PRO – Horizon H3

2.2.5. Définition réglementaire de l'action sismique

Conformément au zonage national défini par l'Eurocode 8 (cf. figure 6), la ville de Nice est classée en zone de sismicité 4 (sismicité moyenne), correspondant au niveau d'aléa le plus élevé en France métropolitaine.

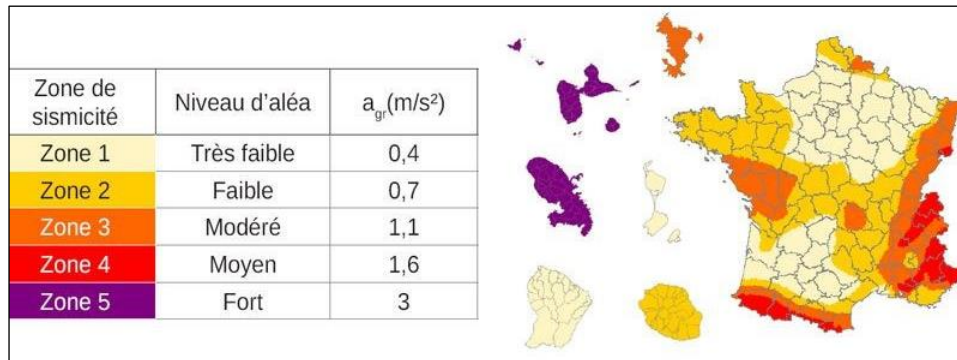


Figure 6 : Zonage sismique national en France indiquant l'accélération maximale au rocher à considérer

L'action sismique est caractérisée par l'accélération maximale au rocher a_{gr} , associée à une période de retour de 475 ans (probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans). Pour notre zone d'étude, sa valeur est fixée réglementairement à :

$$a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2 (\approx 0,16g)$$

Toutefois, la réglementation locale introduit des prescriptions spécifiques via le Plan de Prévention du Risque Sismique (PPRS) de Nice, fondé sur un micro-zonage (cf. figure 7) tenant compte de la géologie complexe du site. Deux zones distinctes sont définies :

- Zone B1 (partie nord du site) correspond à des sols sédimentaires peu épais avec un coefficient d'amplification **S = 1,71**.
- Zone B2 (partie sud du site) correspond à des sols sédimentaires d'épaisseur moyenne avec un coefficient d'amplification plus marqué **S = 2,25**.

Le site de la station se trouve à cheval sur ces deux zones et une étude spécifique a été réalisée pour définir clairement la frontière entre les deux zones. Ces paramètres constituent les données d'entrée pour la définition de l'action sismique prise en compte dans les études de stabilité et de comportement des ouvrages.

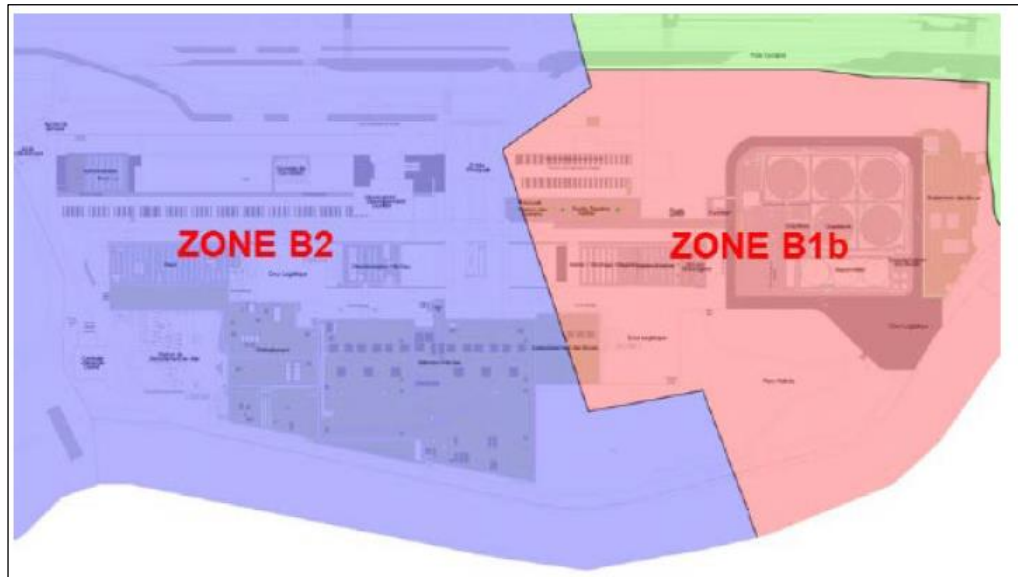


Figure 7 : Zonage du site de la station selon le PPR de NICE

2.2.6. Le Phénomène de Liquéfaction des sols

L'analyse du risque de liquéfaction sur le projet Haliotis 2 répond à une exigence réglementaire et technique définit par l'Eurocode 8 et le Plan de Prévention du Risque Sismique (PPRS) de Nice. Ce dernier classe le site sur les zones B2 et B1b où le risque est jugé avéré. Cette prescription a été corroborée par les investigations géotechniques qui ont confirmé la présence d'horizons vulnérables à savoir des remblais et alluvions granulaires peu compacts, maintenus dans un état de saturation permanente par la nappe phréatique affleurante. La combinaison sols granulaires lâches, saturés en eau, et une sollicitation sismique cyclique crée les conditions idéales au déclenchement de la liquéfaction.

Physiquement, sous l'effet des cisaillements répétés induits par un séisme, les grains de sable tendent à se réarranger vers un état plus compact. En conditions non drainées cela se traduit par une augmentation rapide de la pression interstitielle de l'eau. Lorsque cette surpression interstitielle devient équivalente à la contrainte totale exercée par le poids des terres, la contrainte effective s'annule. Le sol perd alors instantanément sa résistance au cisaillement adoptant un comportement proche de celui d'un fluide visqueux susceptible d'entraîner des désordres irréversibles pour l'ouvrage :

- Une perte de portance,
- De forts déplacements horizontaux,
- Une instabilité globale menaçant l'intégrité de la plateforme de la station.

2.2.7. Principe de la solution technique : l'Ouvrage de Protection du Front de Mer (OPFDM)

Afin de garantir la stabilité de la plateforme amont malgré la possible défaillance du talus en cas de séisme et face à l'impossibilité économique de traiter l'intégralité du volume de sol liquéfiable ou de réaliser un rabattement de nappe permanent, la stratégie de confortement repose sur la réalisation d'un Ouvrage de Protection du Front de Mer – OPFDM (cf. figure 8).

Le principe de conception est le suivant : À la suite d'un séisme, il est déterminé une configuration pour laquelle le talus marin devant la STEP Haliotis est modifié. Un ouvrage de renforcement est dimensionné pour assurer la stabilité des ouvrages en amont à la suite de cette modification de la pente du talus. L'ouvrage accepte l'action sismique, la perte d'éventuelles parties instables du talus aval et la liquéfaction des sols sur les parties non traitées mais garantit que le glissement global du talus est stoppé par des éléments de soutènement ultra-rigides. Ainsi ce dispositif vise à assurer la stabilité globale de l'ouvrage et à limiter les déplacements en cas de séisme.

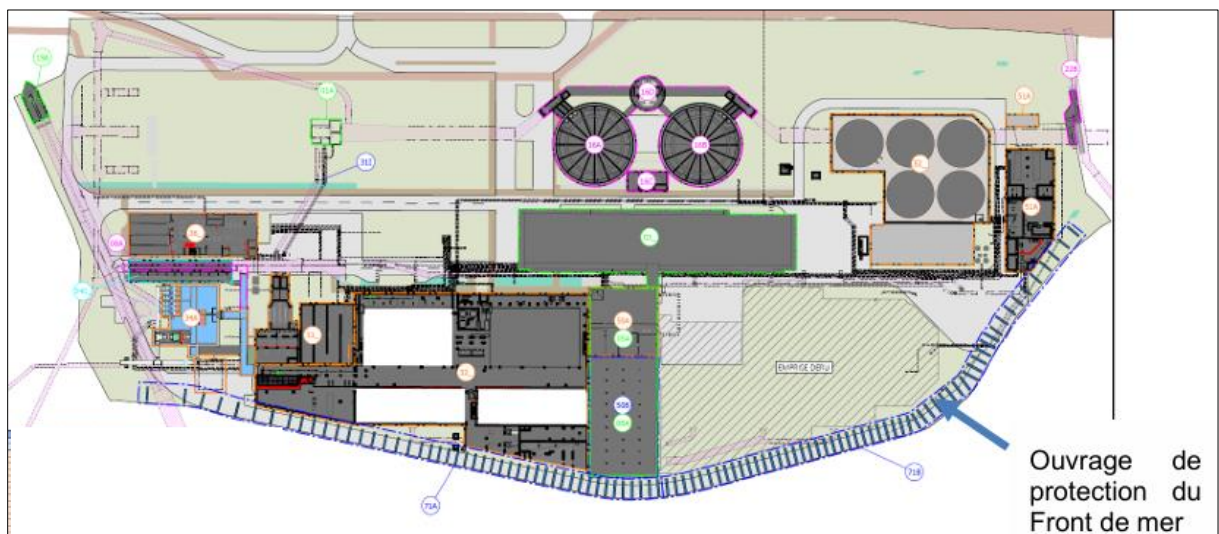


Figure 8 : Schéma en plan de l'OPFDM en bleu

La solution retenue combine :

- Des panneaux en béton armé ou barrettes : avec pour caractéristiques 6,5 à 7,5 m de long et 0,8 à 1 m de large. Ils sont espacés de 3,2 à 5,5 m. (cf. figure 9). Ces panneaux sont assimilables à des fondations profondes discontinues type foré boue (méthode d'exécution), ancrées dans le substratum (H3).

- Un traitement de sol (injections solides) entre les panneaux, avec débords amont/aval destiné à créer un volume de sol amélioré non liquéfiable autour et entre les panneaux sur l'épaisseur des couches liquéfiables H1 et H2.

En tant que contrôleur technique, notre mission n'est pas de concevoir la solution, mais de s'assurer de sa pertinence vis-à-vis du terrain, des contraintes et des objectifs du projet. Ce pendant le choix de barrettes rectangulaires en béton, de préférence à d'autres solutions alternatives a pu être dicté par deux contraintes physiques majeures :

- D'une part, les analyses sismiques mettent en évidence des sollicitations importantes en flexion, se traduisant par des moments fléchissants élevés. À section de béton équivalente, une barrette rectangulaire présente une inertie de flexion significativement supérieure à celle d'un pieu circulaire, lorsqu'elle est orientée dans le sens principal de la poussée, ce qui permet une meilleure reprise des efforts latéraux (Frank, 2017).
- D'autre part, l'ouvrage nécessite un encastrement profond dans les formations géotechniques compétentes. Dans ce contexte, certaines solutions telles que les palplanches peuvent atteindre un refus de battage bien avant la profondeur requise, notamment en présence de niveaux graveleux denses, limitant leur efficacité pour assurer la stabilité globale de l'ouvrage (Pecker, 2014).

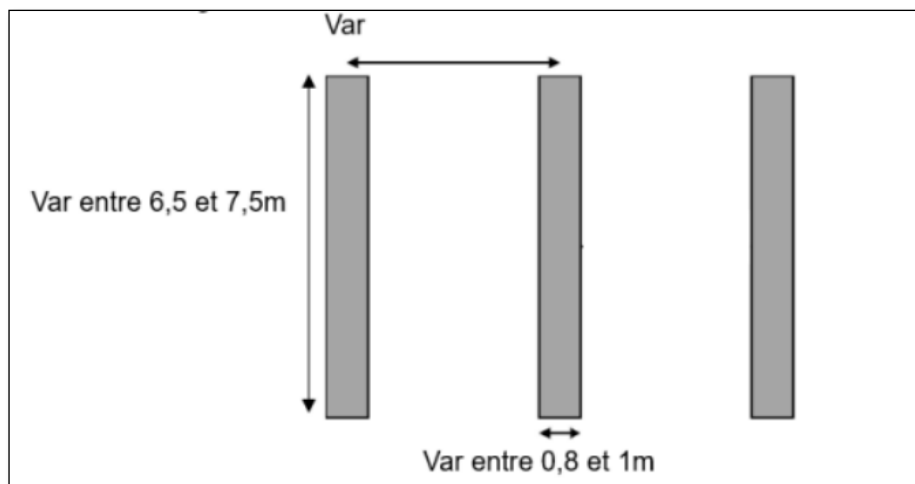


Figure 7 : Vue en plan des panneaux de confortement (Source rapport G3 SGEO)

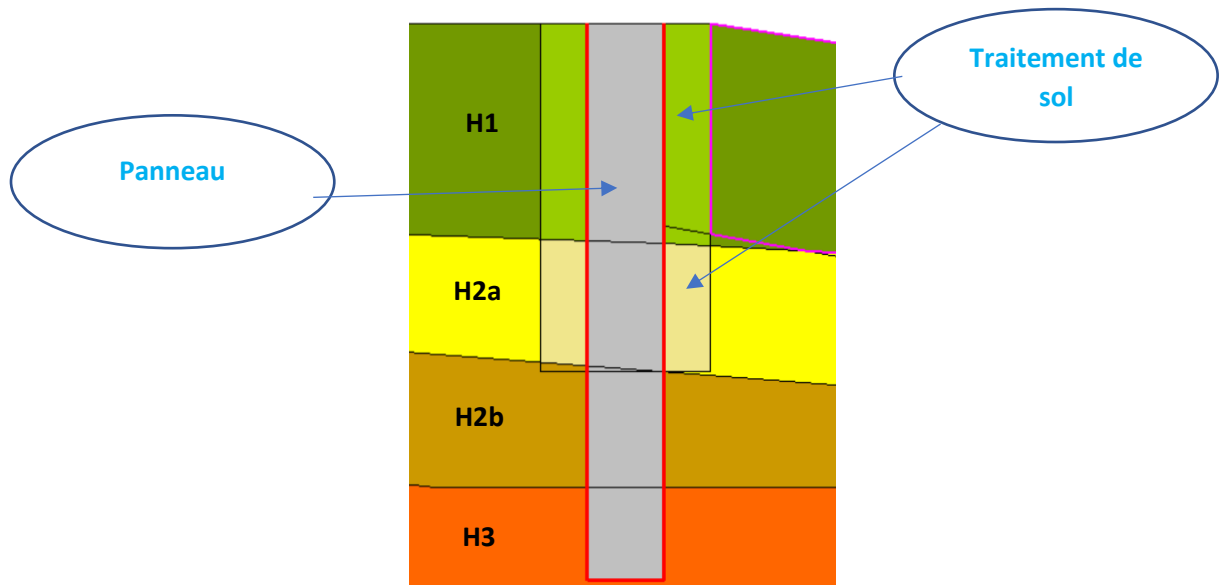


Figure 8 : L'OPFDM (panneau + traitement) intégré dans le modèle

La méthode d'exécution dite forée boue (cf. figure 10) est choisie car elle est adaptée aux sols meubles et saturés d'eau comme le nôtre. Pour faire simple, on creuse une tranchée tout en la remplissant d'une boue spéciale (la boue bentonite) qui, par sa pression, empêche les parois d'eau et de terre de s'effondrer. Une fois la tranchée creusée, la cage d'armature en acier est plongée et le béton coulé, ce qui chasse la boue. (EN 1536 ; SOCOTEC, supports de formation Sols et Fondations).

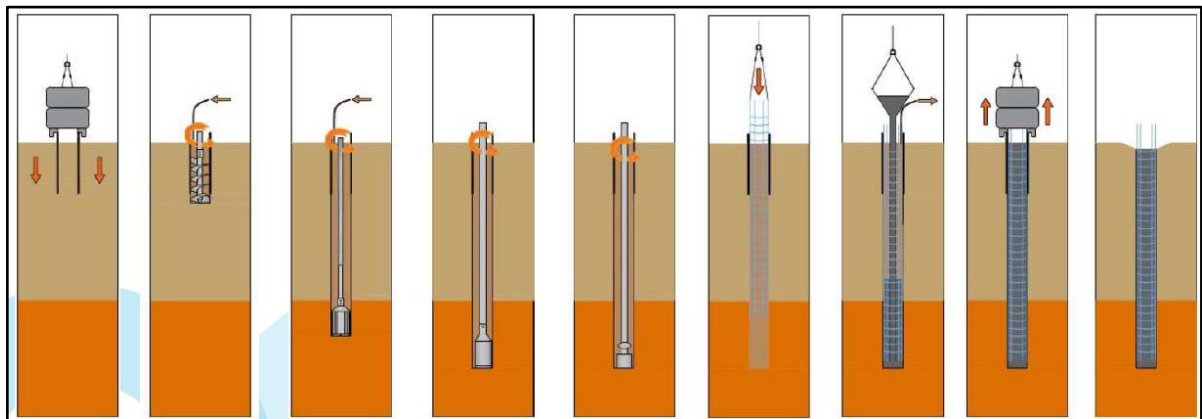


Figure 9 : Principe d'exécution des panneaux forés sous boue

3. OBJECTIFS ET HYPOTHÈSES DE TRAVAIL

La démarche de contre-calcul développée dans ce mémoire ne s'inscrit pas dans une procédure standard de contrôle technique, mais répond à une exigence spécifique liée à la criticité exceptionnelle du projet Haliotis 2 et aux risques majeurs associés à sa défaillance.

3.1. Justification du contre calcul

SOCOTEC ne réalise pas systématiquement des contre-calculs complets dans le cadre de ses missions de contrôle technique. Cette démarche lourde en moyens humains et numériques est réservée aux ouvrages présentant une complexité technique élevée ou des enjeux de sécurité particulièrement importants.

Dans le cas du projet Haliotis 2, cette décision découle directement de l'Eurocode 0 (NF EN 1990 – Bases de calcul des structures) qui introduit une classification des ouvrages selon leur niveau de conséquences en cas de défaillance et le niveau de supervision requis.

L'ouvrage de protection du front de mer est classé en **Classe de Conséquence CC3** (conséquences humaines, économiques et environnementales élevées). Cette classification implique un niveau de fiabilité structurelle renforcé (**RC3**).

À cette classe de fiabilité est associé un coefficient multiplicateur des actions K_{FI} . Le cas échéant un niveau de supervision de la conception **DSL3** (Design Supervision Level 3) est exigé. Ce niveau, comme l'illustre le tableau 1 ci-après, recommande une supervision étendue des études et la vérification des calculs par une tierce partie indépendante.

Tableau 1 : Niveaux de supervision selon l'Eurocode 0

Coefficient K_{FI} pour les actions	Classe de fiabilité		
	RC1	RC2	RC3
K_{FI}	0,9	1,0	1,1

Niveaux de supervision de projet	Caractéristiques	Exigences minimales recommandées pour le contrôle des calculs, des plans et des spécifications
DSL3 lié à RC3	Supervision élargie	Contrôle par tierce partie : Contrôle réalisé par un organisme différent de celui qui a préparé le projet
DSL2 lié à RC2	Supervision normale	Contrôle réalisé par des personnes différentes de celles initialement responsables et en conformité avec la procédure de l'organisme.
DSL1 lié à RC1	Supervision normale	Auto-contrôle : Contrôle réalisé par la personne qui a préparé le projet

3.2. Objectif global du mémoire

L'objectif global de ce mémoire est de vérifier la robustesse de la conception géotechnique de l'ouvrage de protection du front de mer, en confrontant les résultats issus des notes de calculs d'exécution de l'entreprise à ceux d'un contre-calcul indépendant réalisé par la tierce partie SOCOTEC, conformément aux exigences recommandées du niveau de supervision DSL3.

3.3. Objectifs spécifiques

Afin d'atteindre cet objectif global, le travail se décline en objectifs opérationnels précis :

- Réaliser un contre-calcul numérique indépendant à l'aide du logiciel CESAR-LCPC, distinct de l'outil utilisé par l'entreprise (PLAXIS 2D), afin de s'affranchir de tout biais lié au code de calcul.
- Comparer les résultats obtenus par les deux approches numériques sur les grandeurs dimensionnantes de l'ouvrage (déplacements, efforts internes dans les panneaux, stabilité globale).
- Vérifier que les écarts observés restent inférieurs ou égaux à 15 %. Ce critère a été défini par un consensus en amont de cette étude basé sur les recommandations de l'Eurocode 0.
- En cas d'écarts supérieurs à 15%, identifier la possible origine (effets numériques ou instabilité physique).

3.4. Hypothèses de travail et périmètre de l'étude

Le contrôle technique du projet s'appuie sur six profils géométriques identifiés comme dimensionnants de A à F (cf. figure 11). Les profils A, B et F ayant fait l'objet de vérifications antérieures, ce mémoire se concentre sur l'analyse approfondie des trois coupes C, D et E.

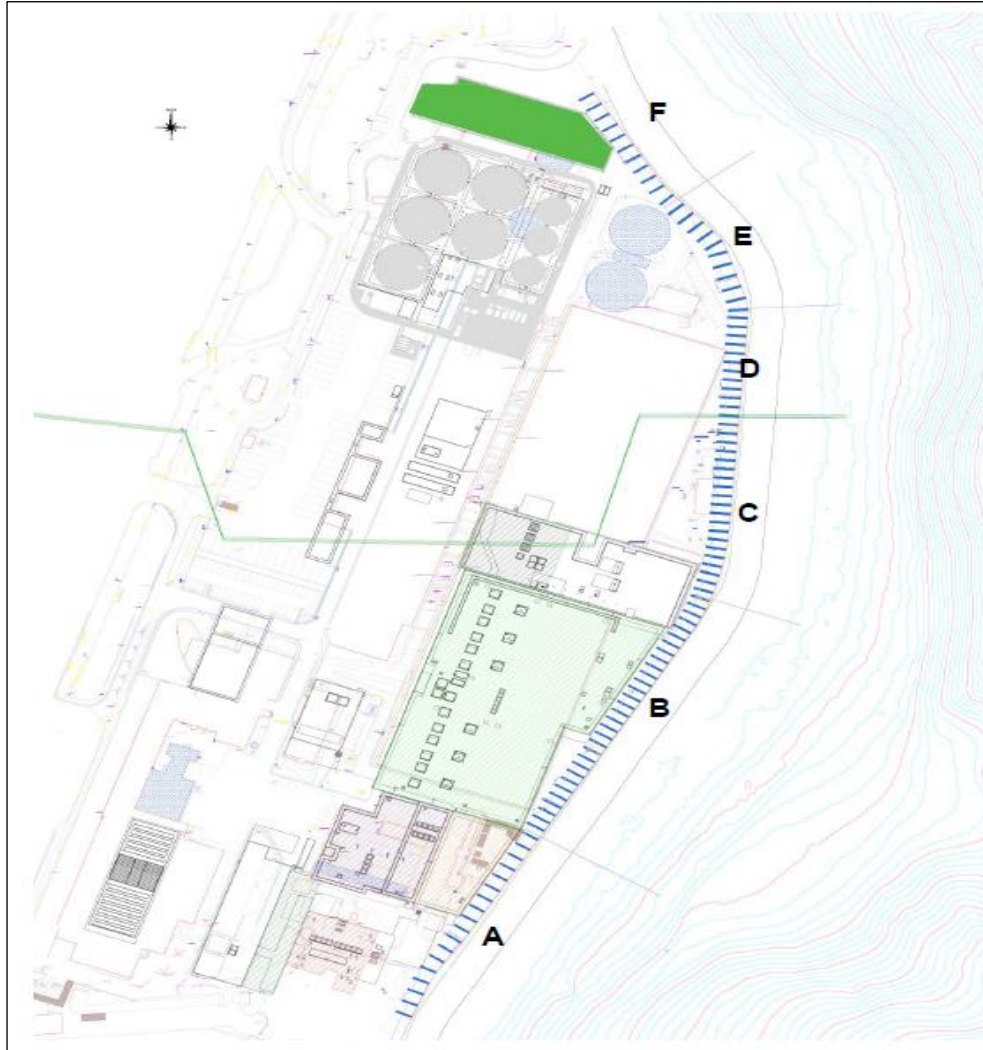


Figure 10 : Coupes de calculs OPDFM (Source rapport G3 SGEO)

Ci-dessous un exemple de la coupe A. **la ligne rouge en pointillé représente la partie instable du talus déterminé et qui est perdu à l'arrivée du séisme :**

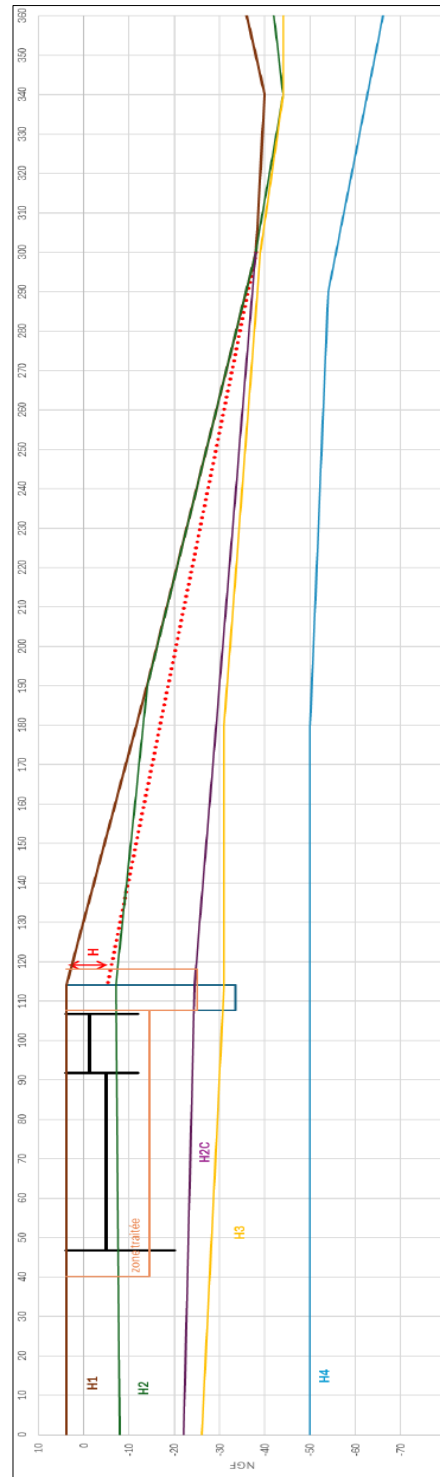


Figure 11 : exemple coupe A : la ligne rouge en pointillés représente la

Afin de garantir la comparabilité des résultats et d'isoler les écarts liés à la modélisation numérique, l'hypothèse fondamentale retenue consiste à utiliser les paramètres géotechniques et la géométrie des coupes du site validés par l'ensemble des parties en phase PRO. Toute divergence observée entre les modèles sera ainsi imputable aux choix de calcul et non aux données d'entrée.

4. MÉTHODOLOGIE DE CONTRÔLE ET DE MODÉLISATION NUMÉRIQUE

4.1. Analyse préalable et cadre normatif

La réalisation du contre-calcul ne constitue pas la première étape de la mission de contrôle mais l'aboutissement d'une démarche de vérification. Avant d'engager toute modélisation numérique indépendante, il a été nécessaire d'analyser les notes de calcul d'exécution de l'entreprise avec un œil de contrôleur technique. Cette phase d'examen critique a pour but de s'approprier la conception, de comprendre les choix de l'entreprise et surtout de vérifier la conformité des hypothèses de départ (stratigraphie, paramètres de sol, niveaux d'eau, actions) vis-à-vis des règles et des conclusions des études antérieures. L'analyse s'est appuyée sur le référentiel normatif suivant :

Les normes et règlements applicables au projet Haliotis 2 sont les suivants :

- Règlements et textes administratifs (Cadre Légal) :
 - Arrêté du 22 octobre 2010 fixant les règles de construction parasismique.
 - PPRS de Nice (Plan de Prévention du Risque Sismique) imposant le zonage et les coefficients de sol.
- Normes de conception et de calcul (Les Eurocodes) :
 - Eurocode 0 (NF EN 1990) : Bases de calcul des structures.
 - Eurocode 7 (NF EN 1997-1) et ses normes d'application nationale : NF P 94-261 : Justification des ouvrages de fondations profondes.
 - NF P 94-282 : Justification des écrans de soutènement
 - Eurocode 8 (NF EN 1998-1 et 1998-5) : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
 - Eurocode 2 (NF EN 1992-1-1) : Calcul des structures en béton

4.2. Choix de l'approche numérique et des outils de calcul

Pour l'analyse de la stabilité d'un talus soumis à des sollicitations sismiques en présence de sols liquéfiables, les méthodes classiques à l'équilibre limite montrent rapidement leurs limites. Ces méthodes basées sur des hypothèses simplificatrices de surfaces de rupture et de lois de comportement ne permettent pas de représenter correctement les mécanismes de redistribution des contraintes et les grands déplacements. Ainsi de nos jours les approches numériques par la Méthode des Éléments Finis (MEF) sont privilégiées pour ce type d'ouvrage.

Elles permettent :

- Une représentation réaliste de la stratigraphie,
- La prise en compte des phases de construction,
- L'analyse de l'interaction sol-structure,
- Et l'étude de scénarios sismiques.

L'entreprise a réalisé ses études d'exécution à l'aide du logiciel PLAXIS 2D qui est largement utilisé en géotechnique pour ce type de problématique. Dans le cadre du contrôle technique, nous avons utilisé le logiciel CESAR-LCPC développé initialement par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Ce choix permet de limiter le risque de biais liés à un logiciel donné.

Le tableau 2 ci-dessous présente des différences que nous avons relevés entre les deux logiciels et leur possible impact sur notre mission de contrôle technique. Cette comparaison n'est pas exhaustive et concerne surtout les aspects pouvant avoir une influence sur l'évaluation de la stabilité globale et du comportement de l'ouvrage.

Tableau 2 : Comparaison PLAXIS 2D et CESAR-LCPC

Critère	PLAXIS 2D (outil entreprise)	CESAR-LCPC (outil de contrôle)	Impact sur la mission de contrôle
Philosophie générale	Logiciel EF orienté conception et dimensionnement	Code EF généraliste à vocation scientifique	Indépendance entre conception et vérification
Maillage	Maillage automatique en éléments triangulaires à haut ordre	Maillage contrôlé par l'utilisateur (triangles et quadrilatères)	Meilleure maîtrise des gradients de contraintes
Interfaces sol-structure	Interfaces simplifiées via le facteur de réduction Rinter	Éléments de contact explicites avec loi de frottement de type Coulomb	Représentation plus réaliste du glissement sol / structure
Lois de comportement des sols	Large bibliothèque de lois intégrées, y compris des modèles avancés	Lois de comportement classiques paramétrées explicitement par l'utilisateur	Hypothèses plus facilement traçables et justifiables
Action sismique	Analyse pseudo-statique avec coefficient d'accélération équivalent	Analyse pseudo-statique avec possibilité de différenciation spatiale	Représentation plus réaliste de l'action sismique
Méthode de calcul du facteur de sécurité (Fs)	Réduction progressive des paramètres c et ϕ	Réduction progressive des paramètres c et ϕ	Comparabilité directe des facteurs de sécurité
Algorithme de résolution non linéaire	Solveur implicite avec paramétrage limité et incrémentation automatique	Solveur entièrement paramétrable	Maîtrise des paramètres numériques
Gestion des grandes déformations	Acceptation de grandes déformations plastiques tant que l'équilibre global est assuré	Sensibilité accrue aux distorsions locales et à la perte de convergence	Détection plus précoce des situations instables
Critère d'arrêt du calcul	Arrêt lorsque l'équilibre global ne peut plus être atteint	Arrêt en cas de non-convergence liée aux distorsions ou instabilités locales	Approche plus prudente
Sensibilité aux hypothèses de modélisation	Relativement faible (processus de calcul guidé)	Élevée (choix utilisateur déterminants)	Mise en évidence directe de l'influence des hypothèses
Facteur de sécurité obtenu	Légèrement plus élevé que CESAR	Souvent légèrement plus faible que PLAXIS	Résultats plus prudents

4.3. Construction du modèle géotechnique

La construction du modèle numérique conditionne la capacité du calcul à reproduire fidèlement les mécanismes physiques en jeu et à fournir des résultats exploitables. Le modèle développé vise à représenter de manière réaliste la géométrie de l'ouvrage, la stratigraphie du site et les interactions sol-structure tout en restant compatible avec les hypothèses retenues et les limites intrinsèques d'un calcul bidimensionnel.

4.3.1. Géométrie du modèle et hypothèses de représentation

Les calculs sont réalisés à partir de coupes géotechniques représentatives du site extrait des plans d'exécution et des documents issus des missions géotechniques. Conformément au périmètre défini à la section 3 de ce mémoire (objectifs et hypothèses de travail), les analyses portent sur les trois profils C, D et E.

La modélisation est conduite en déformation plane (2D). Cette hypothèse simplificatrice est également adoptée par l'entreprise dans sa modélisation (PLAXIS 2D). Elle est jugée pertinente compte tenu de :

- La géométrie globalement linéaire de l'ouvrage suivant l'axe longitudinal du front de mer,
- La continuité des panneaux sur de grandes longueurs,
- Et du caractère essentiellement transversal des mécanismes de rupture étudiés.

Chaque coupe intègre les horizons géotechniques identifiés lors de la reconnaissance (H1 à H3), ainsi que la géométrie de l'Ouvrage de Protection du Front de Mer. Le modèle s'étend suffisamment en profondeur et en largeur afin que les zones de rupture potentielles soient contenues à l'intérieur du domaine.

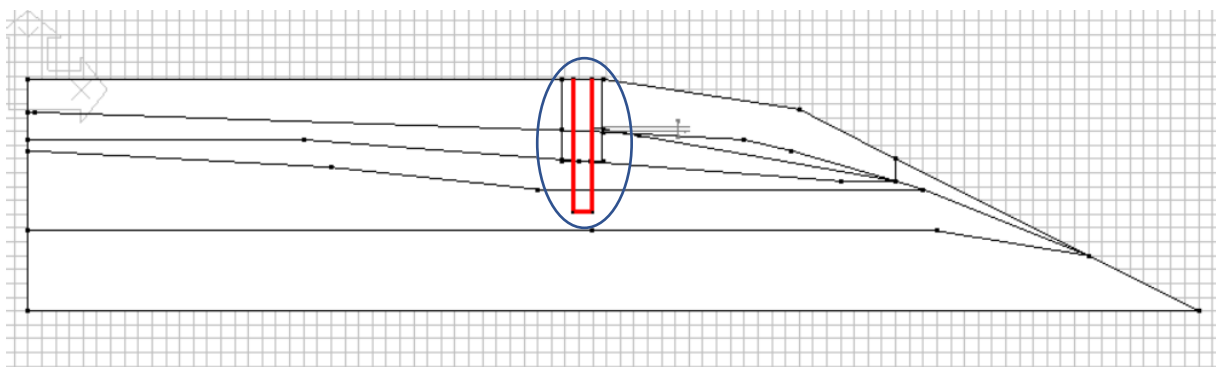


Figure 14 : modélisation 2D de la coupe C sur CESAR avec L'OPDFM encerclé en bleu

4.3.2. Conditions aux limites et chargements initiaux

Les conditions aux limites définies sont les suivantes :

- La base du modèle est bloquée en déplacements horizontaux et verticaux pour simuler un substratum rigide en profondeur.
- Les frontières latérales sont bloquées en déplacements horizontaux afin de prendre en compte les tassements.
- La surface libre du terrain ne reçoit aucune contrainte imposée mise à part les chargements correspondant au poids propre et aux ouvrages.

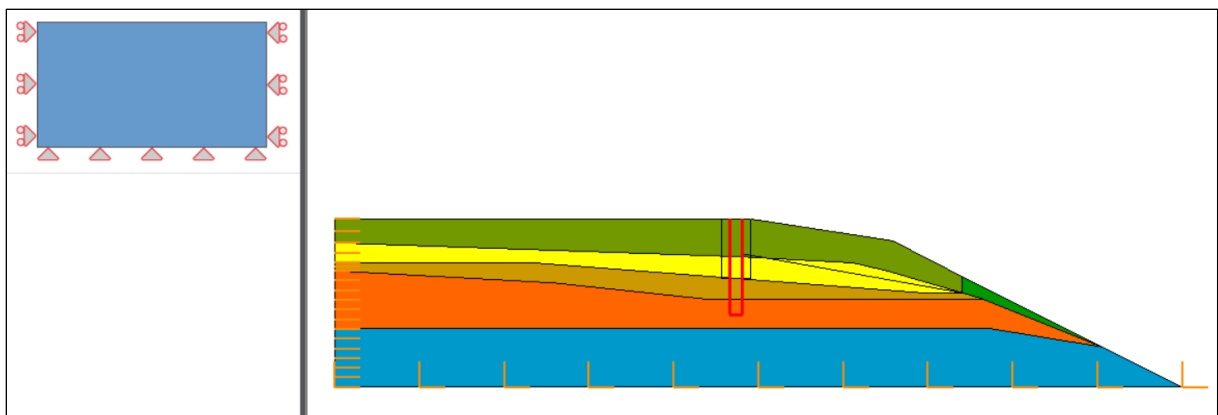


Figure 12 : Conditions aux limites

L'état initial des contraintes est obtenu par application progressive de la gravité seule. Permettant d'obtenir un champ de contraintes géostatiques compatibles avec les propriétés mécaniques des sols et leur état au repos. Cette étape est nécessaire pour disposer d'un état de référence stable avant toute introduction de l'ouvrage ou de sollicitations supplémentaires.

Les charges permanentes liées à l'ouvrage sont ensuite intégrées avec le phasage de construction, afin de respecter l'histoire réelle de chargement du site.

4.3.3. Discrétisation et maillage du modèle

La discrétisation spatiale du domaine est réalisée par la méthode des éléments finis. Une attention particulière est portée à la qualité du maillage car celui-ci joue un rôle déterminant dans la capacité du modèle à représenter les gradients de contraintes et les mécanismes de cisaillement. Le maillage est volontairement raffiné dans les zones d'intérêt notamment au voisinage des panneaux en béton armé et le long des interfaces sol - structure. À l'inverse, un maillage plus grossier est retenu dans les zones éloignées afin d'optimiser les temps de calcul sans dégrader la précision globale. Le choix d'un maillage suffisamment régulier et homogène

permet de limiter les effets numériques indésirables tels que la localisation artificielle des déformations ou l'orientation préférentielle des surfaces de rupture.

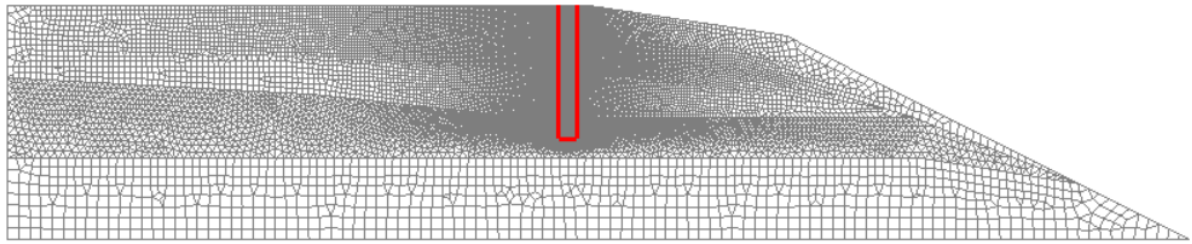


Figure 13 : Maillage sur la coupe C

4.3.4. Représentation des éléments structuraux et des traitements de sol

Les panneaux constituant l'OPFDM sont intégrés au modèle comme des éléments continus, représentant le béton armé par un matériau homogène aux caractéristiques mécaniques équivalentes. Les paramètres géotechniques sont présentés dans le tableau 3. Cette approche permet de prendre en compte leur rigidité, leur ancrage dans le substratum et leur interaction avec les sols environnants, sans recourir à une modélisation détaillée. Le traitement de sol par injections est modélisé sous la forme d'un volume de sol amélioré, aux propriétés mécaniques homogénéisées. Les paramètres retenus traduisent l'objectif du traitement, à savoir :

- L'augmentation de la rigidité,
- La réduction de la compressibilité,
- Et la limitation du potentiel de liquéfaction des zones traitées.

Cette stratégie de modélisation a été également adoptée par l'entreprise dans ses calculs.

Tableau 3 : Paramètres géotechniques des barrettes

Formation	p_i^* (MPa)	Courbe	f_{sol}	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	q_s (kPa)
H1 traité	1.63	Q2	65.5	1.4	90
H2 ab traité	1.64	Q2	65.7	1.4	90
H2 non traité	1.09	Q2	51.7	1.4	72
H3	4.60*	Q2	105.6	1.4	90

4.4. Lois de comportement des sols et des structures

La modélisation du comportement mécanique des sols et des ouvrages constitue un élément central de l'analyse numérique. Compte tenu de la complexité géotechnique du site et des objectifs du contrôle technique, le choix des lois de comportement doit permettre de représenter les mécanismes essentiels de déformation et de rupture tout en conservant une robustesse numérique compatible avec une analyse comparative.

4.4.1. Comportement des sols

Les différents horizons géotechniques (H1 à H3) sont modélisés à l'aide d'une loi de comportement élasto-plastique parfaite de type Mohr-Coulomb. Ce modèle est largement utilisé en pratique à cause de sa simplicité et sa stabilité numérique.

Pour des niveaux de sollicitation faibles, le comportement du sol est élastique linéaire (la loi de Hooke) définie par le module de Young E et le coefficient de Poisson ν . Les déformations sont encore réversibles et proportionnelles aux contraintes appliquées. Lorsque l'état de contrainte atteint l'enveloppe de rupture alors le comportement devient plastique. La résistance au cisaillement est alors limitée par le critère de Mohr-Coulomb exprimé en contraintes effectives par la relation :

$$\tau = c' + \sigma n' \tan \phi' \quad (1)$$

Où :

- τ est la contrainte de cisaillement mobilisée.
- $\sigma n'$ est la contrainte normale effective.
- c' et ϕ' sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement effectifs.

Ce critère définit la frontière entre les états admissibles et non admissibles du matériau sur le logiciel. Toute tentative de dépassement de cette enveloppe est corrigée numériquement par une redistribution des contraintes afin de traduire la plastification du sol.

Ce choix de la loi de Mohr-Coulomb est celui adopté également par l'entreprise pour modéliser l'ensemble des horizons géotechniques du site à travers les notes de calculs reçues.

4.4.2. Prise en compte de la non-linéarité et de la rupture globale

À chaque pas de chargement, le modèle vérifie le respect du critère de plasticité et ajuste le champ de contraintes pour atteindre un état d'équilibre. La rupture globale du massif est

identifiée lorsque l'équilibre ne peut plus être atteint malgré les itérations successives traduisant l'apparition de mécanismes de glissement et de déformations incompatibles avec un état stable.

Pour les analyses de stabilité, le facteur de sécurité est déterminé par la méthode de réduction des paramètres de résistance ($c-\phi$ réduction). Le principe consiste à diminuer progressivement ces paramètres de résistance du sol selon un facteur jusqu'à l'apparition de la rupture :

$$c'_{calcul} = \frac{c'}{\Sigma Msf} \text{ et } \tan\phi'_{calcul} = \frac{\tan\phi'}{\Sigma Msf} \quad (2)$$

Le facteur de sécurité global F_s correspond à la valeur maximale du coefficient ΣMsf pour laquelle la convergence du calcul est encore assurée. Cette méthode présente l'avantage de ne pas imposer a priori de surface de rupture et de permettre l'identification de mécanismes complexes compatibles avec la géométrie réelle de l'ouvrage.

4.4.3. Comportement des structures et des sols traités

Les panneaux en béton armé constituant l'OPFDM sont modélisés comme des matériaux continus homogènes à comportement élastique linéaire. Les caractéristiques mécaniques retenues (module d'Young et coefficient de Poisson) correspondent à des valeurs équivalentes permettant de représenter la rigidité globale de l'élément.

Selon les phases de calcul, différents modules de rigidité peuvent être considérés afin de distinguer le comportement :

- En situation de service ou à long terme,
- Et en situation accidentelle, notamment lors de la sollicitation sismique.

Le traitement de sol par injections est représenté par un milieu équivalent homogène, caractérisé par une rigidité et une résistance au cisaillement améliorée par rapport aux sols naturels environnants. Cette modélisation permet de traduire l'effet global du traitement sur la stabilité de l'ouvrage. Ces hypothèses ont été également adoptées par l'entreprise.

4.5. Prise en compte de l'action sismique

Elle se base sur une approche pseudo-statique permettant d'intégrer les effets essentiels du séisme de manière robuste.

4.5.1. Principe de l'approche pseudo-statique

L'approche pseudo-statique consiste à remplacer l'action dynamique réelle du séisme par des forces d'inertie équivalentes, appliquées au modèle sous la forme d'accélération constantes. Ces forces, proportionnelles aux masses mises en jeu, traduisent l'effet le plus défavorable du séisme sur l'équilibre global du système.

Conformément au principe fondamental de la dynamique (deuxième loi de Newton), toute masse soumise à une accélération sismique génère une force d'inertie :

$$F = m \cdot a \quad (3)$$

Dans le cadre de la modélisation pseudo-statique, le séisme est figé à l'instant où l'accélération atteint sa valeur maximale. Cette accélération est alors appliquée comme un chargement statique permanent au modèle numérique. Concrètement, cela revient à introduire des forces volumiques équivalentes, pilotées par des coefficients sismiques adimensionnels.

Coefficient Horizontal (k_h) : Il représente la sévérité du séisme horizontal.

$$k_h = \frac{a_{max}}{g} \quad (4)$$

Coefficient Vertical (k_v) : L'Eurocode 8 impose de considérer les effets verticaux lorsque l'accélération est forte ($a > 0.6m/s^2$).

$$k_v = 0,5 \times k_h \quad (5)$$

L'accélération de calcul en surface a_{max} ou a_g est donnée par :

$$a_g = S \times \gamma_i \times a_{gr} \quad (6)$$

Où :

- a_{gr} est l'accélération de référence au rocher ($1,6m/s^2$).
- S est le coefficient d'amplification lié au sol selon la zone B1 ou B2.
- γ_i est le coefficient d'importance, fonction de la durée de vie et de la période de retour du séisme.

Le coefficient d'importance peut être estimé par la relation ci-dessous pour obtenir la même probabilité de dépassement en T_L années qu'en T_{NCR} années :

$$\gamma_i \sim (T_{ncr}/T_l) - 1/k \quad (7)$$

Avec k dépendant de la sismicité régionale (en France, $k \approx 3$).

4.5.2. Modélisation différenciée des effets sismiques

Contrairement à une application uniforme de l'accélération sismique à l'ensemble du modèle, la méthodologie retenue suit les préconisations de l'étude spécifique de site établie par le cabinet AP Consultant sur la base des avis de Alain Pecker. Cette approche introduit une différenciation spatiale des accélérations afin de traduire fidèlement le comportement non-linéaire des matériaux et l'interaction sol-structure.

Les principes suivants sont adoptés :

- **Les sols sains et rigides, ainsi que les panneaux en béton**, sont considérés comme ayant un comportement élastique linéaire. Ils transmettent intégralement l'énergie sismique venant du substratum et sont donc soumis à une accélération proche de l'accélération maximale **a_{max} (100%)**.
- **Les sols traités** présentent une réponse intermédiaire. Bien que le traitement améliore leurs caractéristiques, l'amortissement interne du matériau composite dissipe une partie de l'énergie, limitant la transmission des ondes sismiques à **30% de a_{max}** .
- **Les sols meubles et potentiellement liquéfiables** sont soumis à une accélération fortement réduite (**10% de a_{max}**). Cette valeur, issue de l'expertise d'Alain Pecker, reflète le phénomène d'isolation sismique par liquéfaction : lorsque le sol se liquéfie, il perd sa résistance au cisaillement et devient incapable de transmettre efficacement les ondes de cisaillement vers la surface bien que les déplacements y soient importants.

4.5.3. Prise en compte de la dégradation des sols et de la liquéfaction

La liquéfaction induite par les sollicitations sismiques est prise en compte par les deux parties, à travers deux types de dégradations progressives appliquées au modèle :

- La dégradation des paramètres mécaniques pour les horizons sensibles à la liquéfaction. Les paramètres (c' et ϕ') sont réduits afin de représenter la perte de résistance effective liée à l'augmentation des pressions interstitielles.
- L'augmentation de la pression interstitielle est introduite par l'application d'un coefficient de surpression **ru** représentant la part de la contrainte totale reprise par l'eau interstitielle.

4.6. Phasage des calculs

La modélisation numérique d'un ouvrage géotechnique soumis à un aléa sismique nécessite la reproduction fidèle de son histoire de chargement, depuis l'état naturel du site jusqu'aux situations les plus défavorables post-sismiques. Dans cette optique, le contre-calcul a été structuré autour d'un phasage progressif, permettant d'analyser séparément les contributions respectives de la construction, du séisme et de la dégradation des sols.

Ce phasage constitue un élément central de la démarche de contrôle technique, car il garantit :

- La traçabilité des sollicitations appliquées,
- La compréhension des mécanismes de déformation et de rupture,
- Et la comparabilité directe avec la méthodologie de l'entreprise.

4.6.1. Présentation synthétique du phasage de calcul

Le phasage retenu pour les calculs sous CESAR-LCPC est composé de cinq phases principales, résumées dans le tableau 3 ci-dessous.

Tableau 4 : Phasage du contre calcul

Phase	Intitulé	Objectif principal	Actions et hypothèses clés	Vérifications associées
Phase 0	Initialisation géostatique (K_0)	Établir l'état initial du massif	Application de la gravité seule, contraintes au repos	Stabilité initiale du site
Phase 1	Construction de l'ouvrage (statique long terme)	Vérifier la stabilité après travaux	Mise en place des panneaux, charges permanentes, béton long terme	F_s statique $> 1,5$, efforts ELS
Phase 2	Choc sismique initial	Vérifier la tenue immédiate sous séisme	Accélération sismique maximale, déchaussement du talus, béton sismique	Absence de rupture immédiate ($F_s > 1$)
Phase 3	Décélération	Prendre en compte la perte de rigidité des sols	Accélération différenciées selon les matériaux	Stabilité globale résiduelle
Phase 4	Liquéfaction et état dégradé final	Vérifier la stabilité ultime de l'ouvrage	Suppression interstitielle, paramètres résiduels	F_s sismique ≥ 1

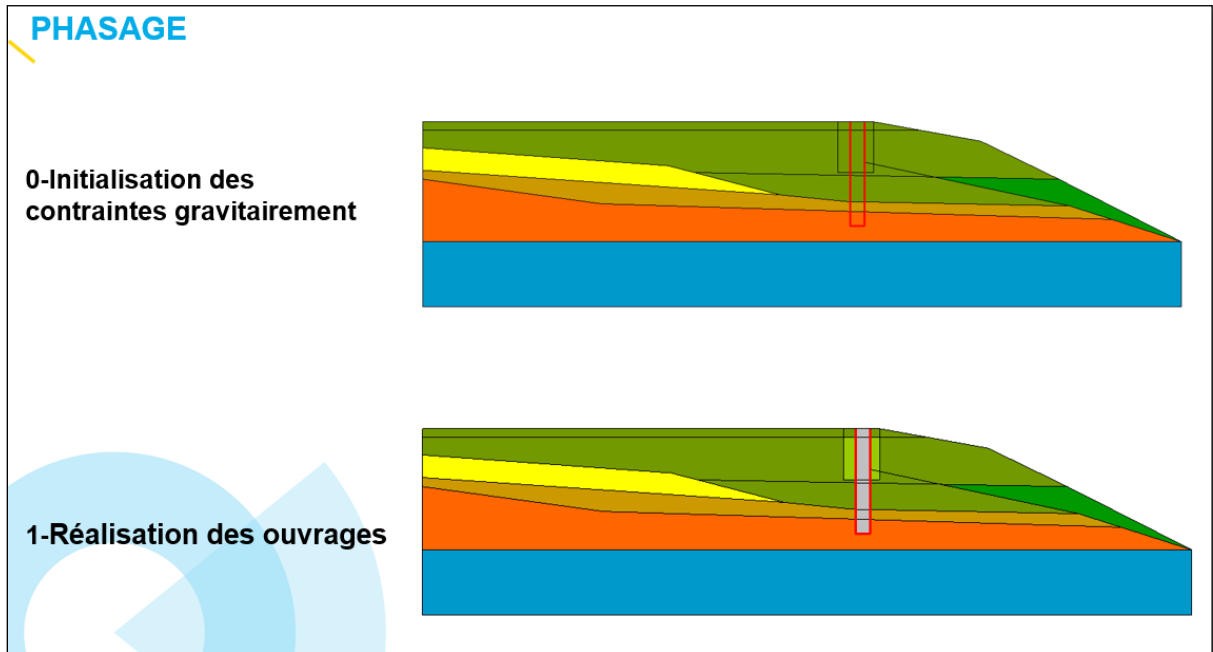


Figure 14 : Schéma conceptuel du phasage des calculs CESAR-LCPC

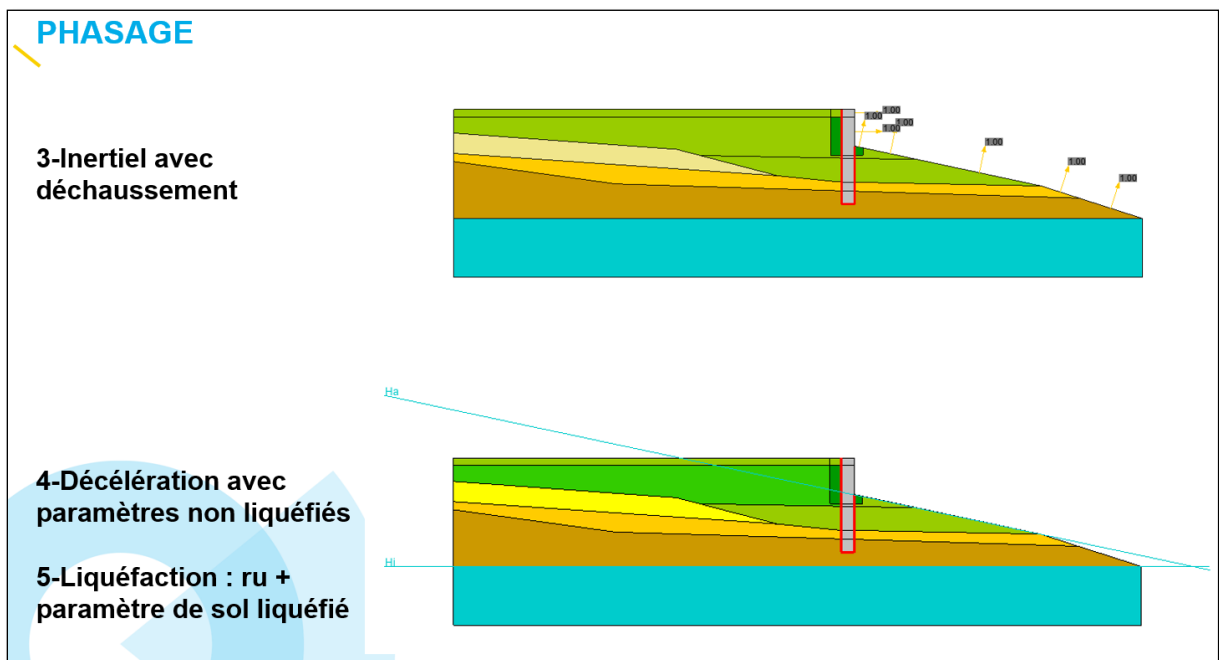


Figure 15 : Schéma conceptuel du phasage des calculs CESAR-LCPC

4.6.2. Détail du phasage de calcul

Phase 0 – Initialisation géostatique (état initial K_0) : La phase 0 constitue un préalable indispensable à toute modélisation géotechnique par la méthode des éléments finis. Son objectif est de reconstituer l'état de contraintes initial du massif de sol, avant toute intervention humaine et avant toute sollicitation dynamique. Dans cette phase, seule l'action de la gravité est

appliquée au modèle. Les contraintes géostatiques se développent progressivement jusqu'à l'atteinte d'un état d'équilibre mécanique correspondant à un sol au repos, caractérisé par le coefficient de pression horizontale K_0 .

L'ensemble des horizons géotechniques est modélisé avec leurs paramètres mécaniques intacts, tels que validés en phase PRO (**voir Tableau 6**). Aucune structure n'est encore présente, et aucun chargement externe autre que le poids propre n'est introduit. L'objectif principal de cette phase est double :

- Vérifier que le massif naturel est stable avant travaux,
- Générer un champ de contraintes réaliste servant de référence pour toutes les phases ultérieures.

Toute divergence à ce stade aurait remis en cause la validité du modèle géotechnique ou des paramètres d'entrée, et aurait nécessité une révision préalable avant toute poursuite du calcul. Le tableau 4 ci-dessous présente les paramètres statiques des couches de sol.

Tableau 5 : Paramètres statique (base)

	paramètres de base				
	densité	c	Φ	E'	v
	KN/m ³	kPa	degrés	MPa	
H1	19	1	35	43	0.3
H2 ab	20	1	36	36.9	0.3
H2 c	20	1	37	106	0.3
H3	20	1	37	526	0.3
H4	20	100	37	526	0.3
H1 traité	19	1	35	64	0.3
H2 ab traité	20	1	36	55	0.3

Phase 1 – Construction de l'ouvrage en conditions statiques long terme : Cette phase vise à simuler la mise en place de l'Ouvrage de Protection du Front de Mer (OPFDM) et à vérifier la stabilité du système sol–structure en conditions statiques, avant toute sollicitation sismique. Les panneaux en béton armé sont introduits dans le modèle. Le comportement mécanique du béton est caractérisé par un module d'Young long terme E_{LT} (cf. figure 15) afin de tenir compte des effets différés (fluage) sous chargements permanents. Les paramètres mécaniques des sols restent inchangés par rapport à la phase géostatique, aucune dégradation n'étant considérée à ce stade. Les objectifs principaux de cette phase sont :

- Vérifier que l'introduction de l'ouvrage ne génère pas d'instabilité globale du site ;
- Contrôler que le facteur de sécurité statique ($F_s > 1,5$)
- Déterminer les efforts internes de service (ELS) dans les panneaux.

Les efforts obtenus à l'ELS sont ensuite majorés par un coefficient partiel de sécurité afin d'obtenir les efforts de dimensionnement à l'ELU, utilisés pour les vérifications structurales ultérieures. La convergence du calcul et l'absence de mécanisme de rupture confirment que l'ouvrage est stable sous charges permanentes et constitue une base saine pour l'analyse sismique. Nous modélisons les structures en béton avec deux modules selon que l'on soit en phase statique ou dynamique :

$$Ec_{stat} = \frac{Ecm}{3} \quad \text{et} \quad Ec_{dyn} = \frac{Ecm}{2} \quad (8)$$

Phase 2 – Déclenchement du séisme (choc sismique initial) : correspond à la modélisation de l'arrivée brutale du séisme. Cette phase intègre simultanément deux phénomènes physiques majeurs :

- L'application de l'accélération sismique maximale sous forme pseudo-statique sur l'ensemble du modèle. Le tableau 5 ci-dessous présente les accélérations retenues selon le zonage du PPRS de Nice.

Tableau 6 : accélération retenue

	a_h	a_v
Zone B2	0,136. g	0,068. g
Zone B1b	0,138. g	0,069. g

- Le déchaussement de la partie instable du talus aval.

On considère la valeur sismique du module d'élasticité du béton E_{sis} , afin de représenter le comportement du matériau soumis à une sollicitation rapide. Les coefficients sismiques horizontaux et verticaux (k_h et k_v) sont appliqués pour générer des forces d'inertie proportionnelles aux masses du sol et des structures. Les vérifications réalisées à cette phase portent sur :

- La non-rupture immédiate de l'ouvrage ($F_s > 1$) ;
- L'amplitude des déplacements ;
- Les efforts accidentels maximaux induits dans les panneaux.

Les couches de sols sont modélisées avec leurs paramètres dynamiques présentés dans le tableau 6 ci-dessous.

Tableau 7 : Paramètres dynamiques

	paramètres dynamiques				
	densité	c	Φ	E'	v
	KN/m ³	kPa	degrés	MN/m ²	
H1 traité ou pas	19	5	40	180	0.48
H2 ab traité ou pas	20	5	41	95	0.48
H2 c	20	5	41	302	0.48
H3	20	10	41	3000	0.48
H4	20	100	41	4000	0.48

Phase 3 – Décélération et amortissement des sollicitations sismiques : La phase 3 vise à traduire l'amortissement progressif de l'onde sismique, lié à la dégradation de la rigidité des sols saturés soumis à des sollicitations cycliques. Contrairement à une application uniforme de l'accélération, une répartition différenciée des champs d'accélération est adoptée afin de mieux représenter la réalité physique :

- 100 % de l'accélération maximale est maintenue dans le substratum sain (H3), les sols denses (H2c) et les panneaux en béton ;
- 30 % de l'accélération est appliquée aux sols traités ;
- 10 % seulement est retenu dans les sols en cours de liquéfaction (H1 et H2 meubles).

Phase 4 – Liquéfaction et état post-sismique dégradé : La phase 4 représente l'état ultime post-sismique, correspondant à la liquéfaction effective des horizons granulaires saturés. Deux mécanismes majeurs sont introduits simultanément :

- L'application d'une surpression interstitielle modélisée par un coefficient $ru = 30\%$ traduisant l'augmentation de la pression de l'eau dans les pores ;
- La dégradation des paramètres mécaniques des sols liquéfiés, avec le basculement vers des valeurs résiduelles de cohésion et d'angle de frottement.

Les sols traités conservent des caractéristiques mécaniques améliorées, tandis que les panneaux assurent le rôle principal de retenue des terres amont. Cette phase est dimensionnante pour le projet. Les critères de vérification sont :

- La stabilité globale du système ($F_s > 1$) ;

- Le contrôle des déplacements horizontaux ;
- La vérification que les efforts internes dans les panneaux restent compatibles avec leur dimensionnement structurel.

Le tableau 7 ci-dessous présente les paramètres dégradés utilisés à cette phase.

Tableau 8 : paramètres dégradés

		paramètres dégradés				
		densité	c	Φ	E'	v
		KN/m ³	kPa	degrés	MN/m ²	
Zone B2	H1 dégradé	19	1	20	48	0.48
	H2 ab dégradé	20	1	10	24	0.48
Zone B1b	H1 dégradé	19	1	23	48	0.48
	H2 ab dégradé	20	1	26	24	0.48

NB : Il convient de souligner une différence entre le présent contre-calcul et la note de calcul fournie par l'entreprise. En effet l'entreprise applique simultanément les efforts inertiels réduits, la dégradation des paramètres de sol et la surpression interstitielle ($r_u=30\%$). Pour ce contre-calcul, nous avons fait le choix délibéré de dissocier ces phénomènes en deux étapes distinctes (Phase 3 puis Phase 4) pour une meilleure analyse.

5. RÉSULTATS ET ANALYSE COMPARATIVE

5.1. Rappel de la démarche de comparaison

L'objectif de cette section est de présenter et d'analyser les résultats issus du contre-calcul réalisé par le contrôle technique, puis de les confronter aux résultats produits par l'entreprise dans ses notes de calcul d'exécution. Cette analyse comparative constitue le cœur de la mission de contrôle technique sur le projet Haliotis 2, dont l'enjeu principal est la validation de la robustesse de la solution de confortement face au risque sismique. La comparaison s'appuie sur deux outils numériques distincts :

- PLAXIS 2D, utilisé par l'entreprise pour les études d'exécution ;
- CESAR-LCPC, utilisé par SOCOTEC dans le cadre du contre-calcul.

L'étude comparative est menée sur trois coupes dimensionnantes pour le projet, à savoir les coupes C, D et E.

Les résultats sont analysés pour les phases de calcul suivantes :

- Inertiel : choc sismique initial et déchaussement de la partie instable du talus ;
- Liquéfaction : état post-sismique dégradé des sols.

Les grandeurs physiques retenues pour la comparaison sont :

- Le facteur de sécurité global, obtenu par réduction des paramètres de résistance au cisaillement ;
- Les déplacements horizontaux ;
- Les efforts internes dans les panneaux en béton armé (moments fléchissant).

L'analyse qui suit ne se limite pas à une simple confrontation des valeurs numériques mais vise à interpréter les écarts observés, à identifier les origines possibles et à évaluer leur impact réel sur la stabilité globale et la sécurité de l'ouvrage conformément à notre mission de contrôle technique.

5.2. Coupe D – Présentation et analyse des résultats

La coupe D2 est située dans la zone sud du site, caractérisée par une géométrie de talus défavorable et par la présence de sols potentiellement liquéfiables sur une grande épaisseur. Elle constitue l'une des sections les plus sollicitées du projet.

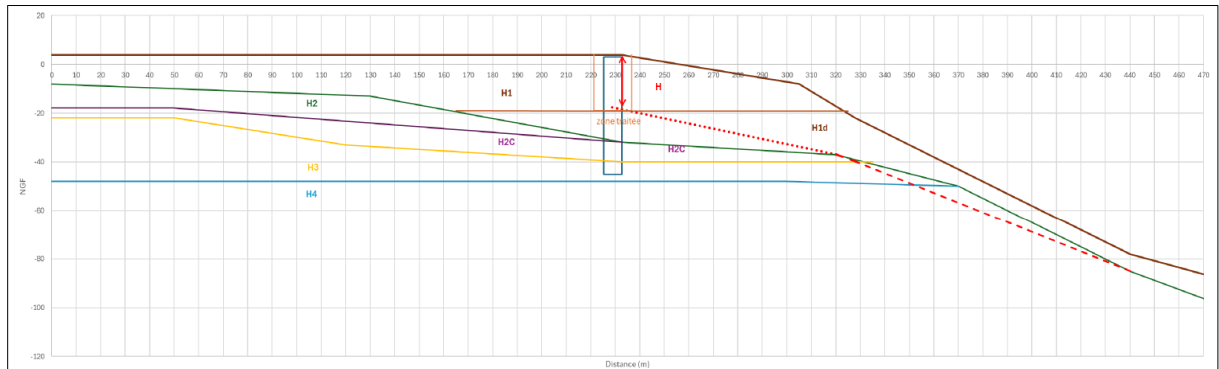


Figure 16 : Coupe D

5.2.1. Validation de l'état initial géostatique

La phase d'initialisation (K_0) a permis de vérifier la bonne reproduction du poids des terres avant toute sollicitation :

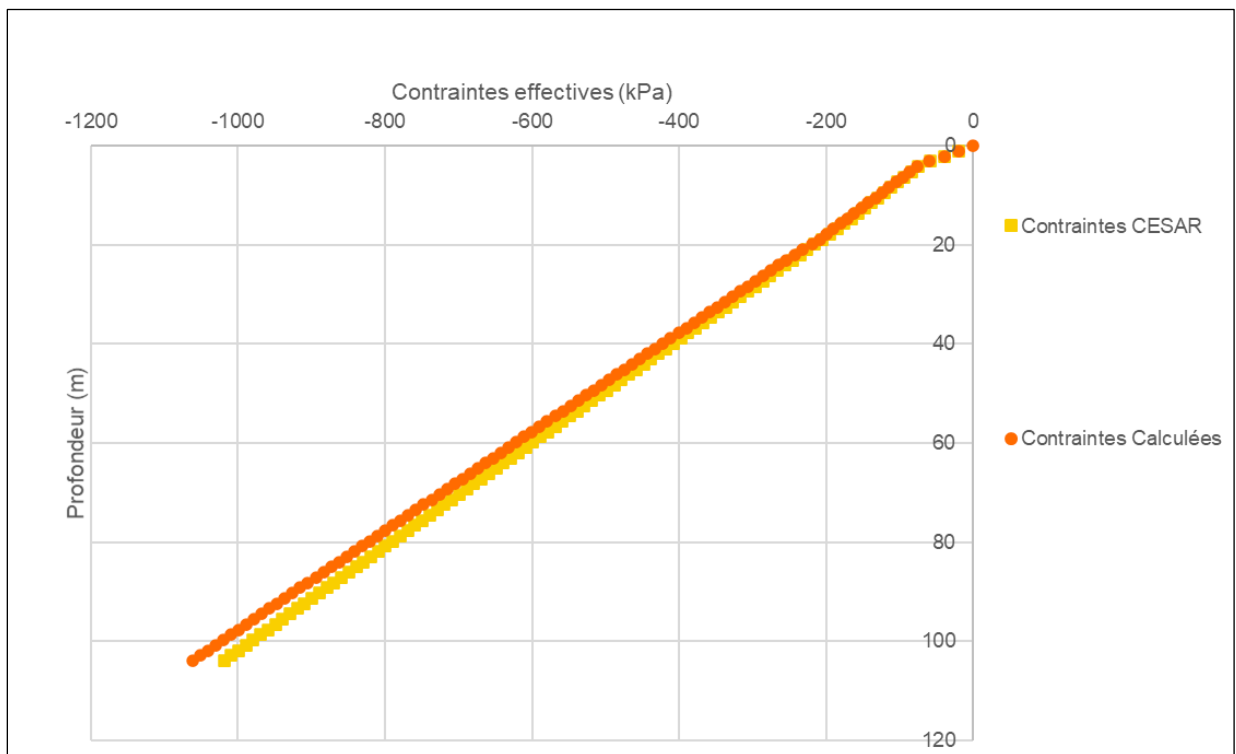


Figure 17 : Contraintes initiales D

La superposition quasi parfaite entre les contraintes verticales effectives théoriques et celles calculées par le modèle CESAR sur l'ensemble de la profondeur confirme la validité de l'état de contraintes initial. Cette étape garantit que les résultats obtenus lors des phases ultérieures ne sont pas affectés par un biais d'initialisation du modèle.

5.2.2. Comportement en phase sismique inertielle (Phase 2)

5.2.2.1. Déplacements (U_x)

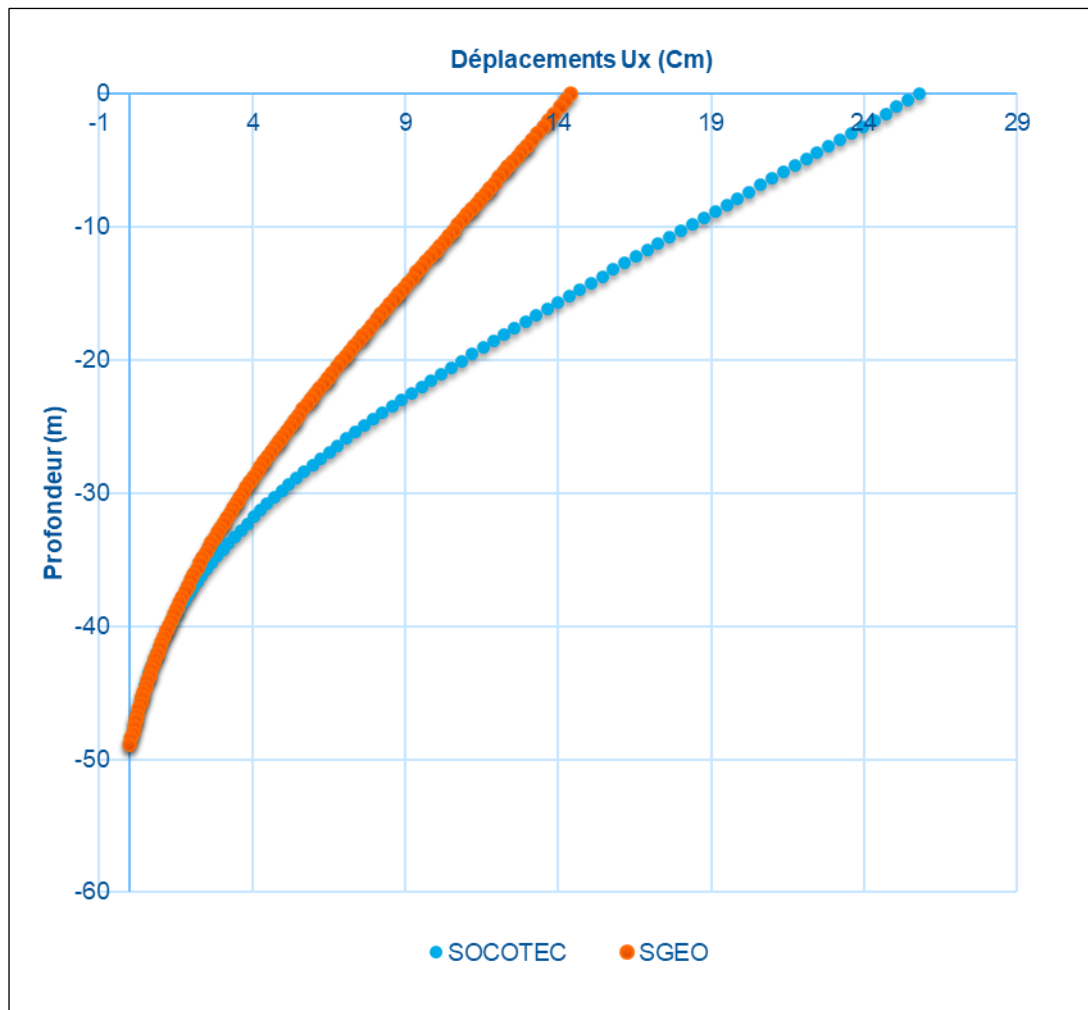


Figure 18 : Déplacements barrette D inertielle

Le contre-calcul réalisé sous CESAR prédit un déplacement maximal en tête de paroi de 26 cm, contre 14 cm pour le modèle de l'entreprise (PLAXIS). Bien que les profils de déplacement convergent en profondeur à partir de la cote -40 m (toit de la couche d'ancrage H3), l'écart significatif en surface met en évidence une différence de rigidité globale entre les deux modèles. Cette divergence peut être due à une surestimation des modules de déformation des remblais superficiels (H1 et H2) dans le modèle de l'entreprise. Le contre-calcul présente des résultats

plus défavorables. Cela impose donc une vérification attentive des sollicitations structurales induites.

5.2.2.2. Sollicitations structurales – moments fléchissants

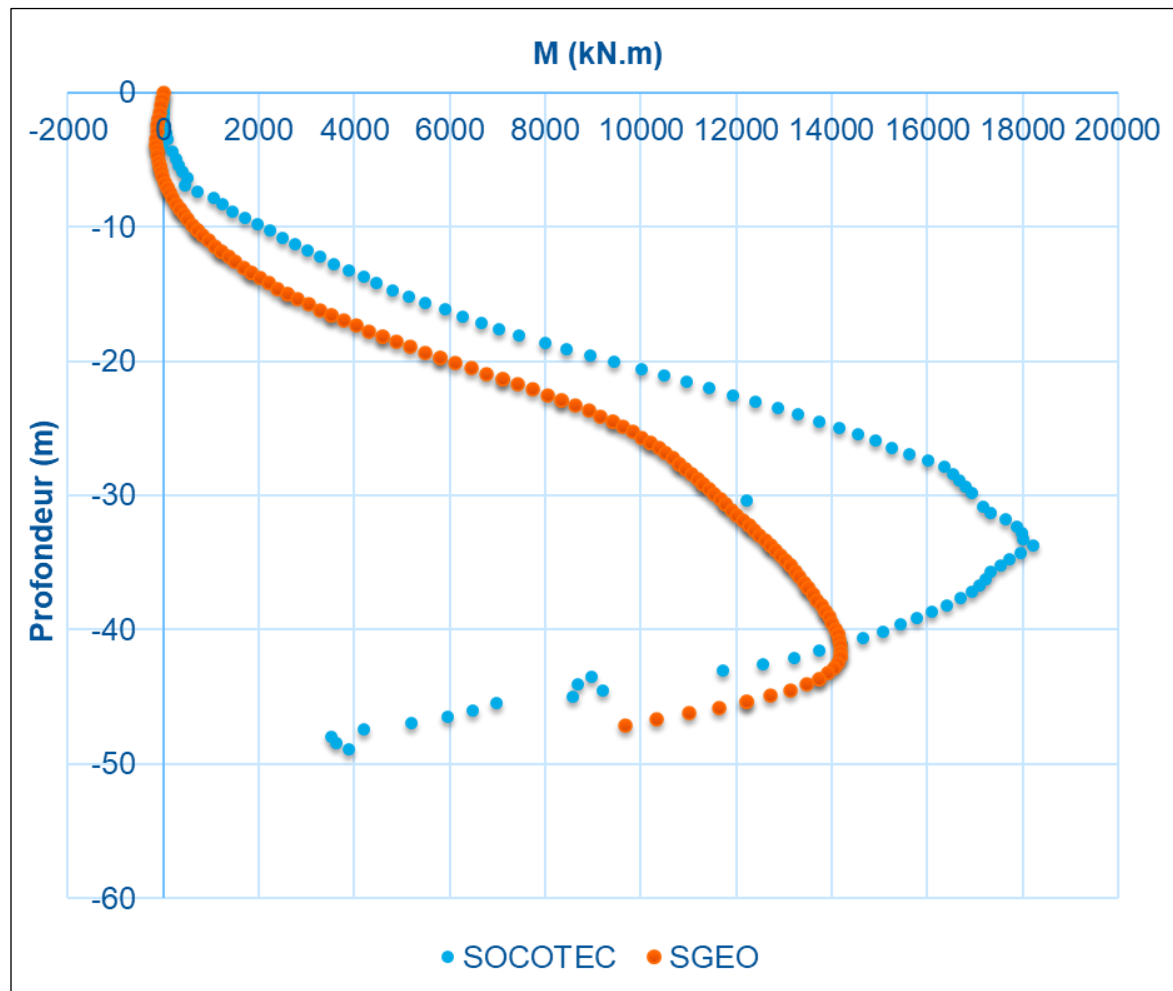


Figure 19 : Moment barrettes D inertiel

Bien que les profils de moments fléchissants conservent une allure générale similaire, le contre-calcul présente des moments nettement supérieurs. Les écarts de déplacements observés précédemment se répercutent directement sur les efforts internes de la paroi. Une déformée plus importante impose nécessairement une courbure accrue de la paroi, générant ainsi un moment de flexion plus élevé. Concrètement, le modèle CESAR aboutit à un moment fléchissant maximal de 18 000 $\text{kN}\cdot\text{m}$, contre 14 000 $\text{kN}\cdot\text{m}$ pour le modèle de l'entreprise. De plus, ce pic d'effort se situe à une profondeur inférieure dans le contre-calcul (-34 m) que dans le modèle PLAXIS (-45 m). Cela qui confirme une mobilisation plus marquée des couches supérieures du massif.

5.2.2.3. Stabilité globale

Les facteurs de sécurités obtenues en phase inertielle sont indiqués dans le tableau 8 suivant :

Tableau 9 : Facteur de sécurité à l'inertiel de la coupe D

Phase de Calcul	Fs (Entreprise/Plaxis)	Fs (SOCOTEC/CESAR)
Phase 2 (Choc Sismique)	1.13 (13% de marge)	1.02 (2% de marge)

Les facteurs de sécurité obtenus approchent de l'état d'équilibre limite sur les deux modèles. Toutefois, le modèle CESAR présente une marge de sécurité nettement plus réduite : elle n'est que de 2 %, contre 13 % pour le calcul de l'entreprise.

Ce résultat corrobore les observations précédentes décrivant un système globalement plus sollicité au niveau du contre calcul. Cette très faible réserve de stabilité, couplée à des déplacements significatifs avant même l'apparition de la liquéfaction, confirme le caractère critique de cette section du talus.

5.2.3. Comportement en phase de liquéfaction (Phase 5)

5.2.3.1. Déplacements (U_x)

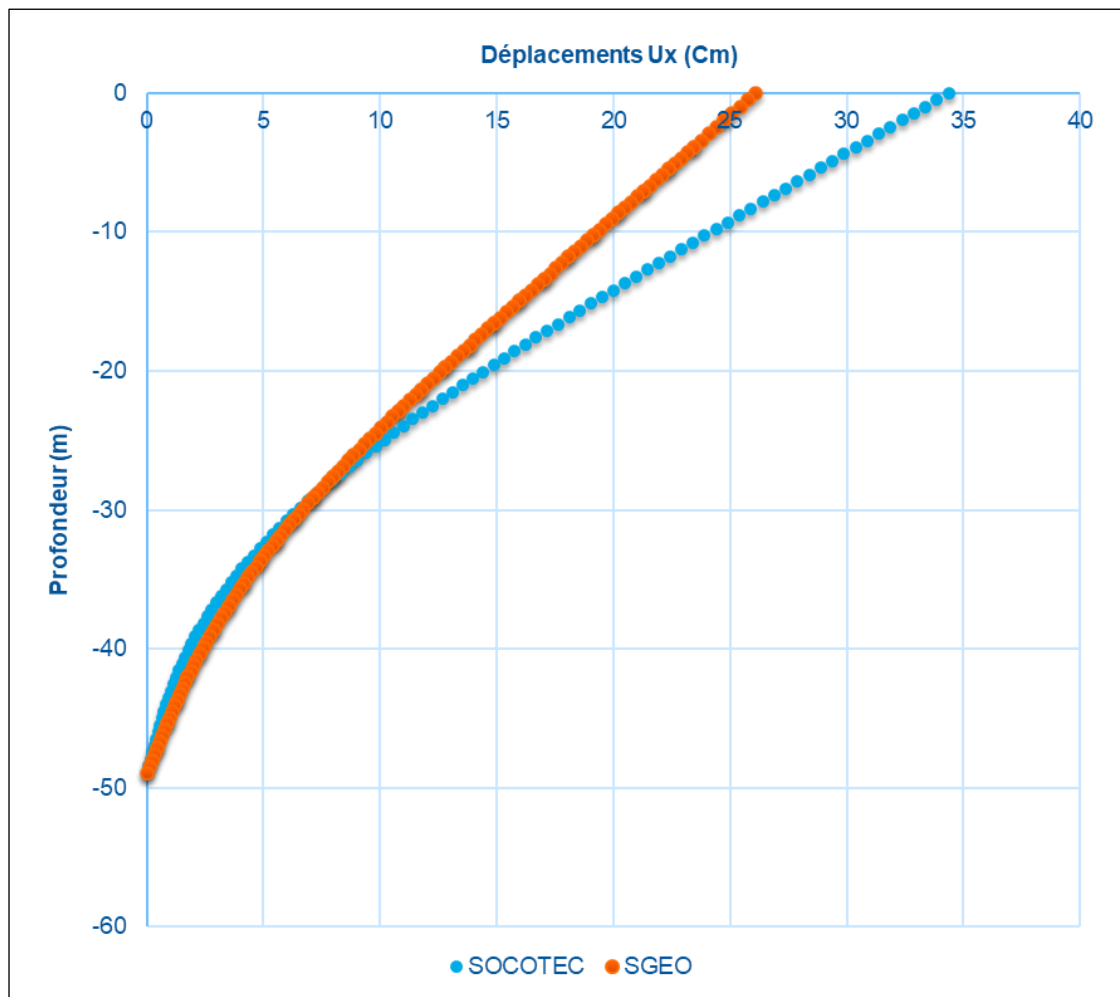


Figure 20 : Déplacements barrette D liquéfaction

L'analyse de la phase de liquéfaction s'inscrit dans la continuité logique de la phase inertielle. Si les deux courbes conservent une allure générale similaire, elles confirment une divergence de comportement en surface. Le contre-calcul prédit un déplacement maximal en tête de 35 cm, contre 26 cm pour le modèle de l'entreprise. Cet écart significatif valide l'hypothèse d'une plus forte déformabilité des couches supérieures dans le contre-calcul. L'impact de cette souplesse reste toutefois localisé aux horizons superficiels, puisque les deux profils finissent par converger à la cote -30 m.

5.2.3.2. Sollicitations structurales – moments fléchissants

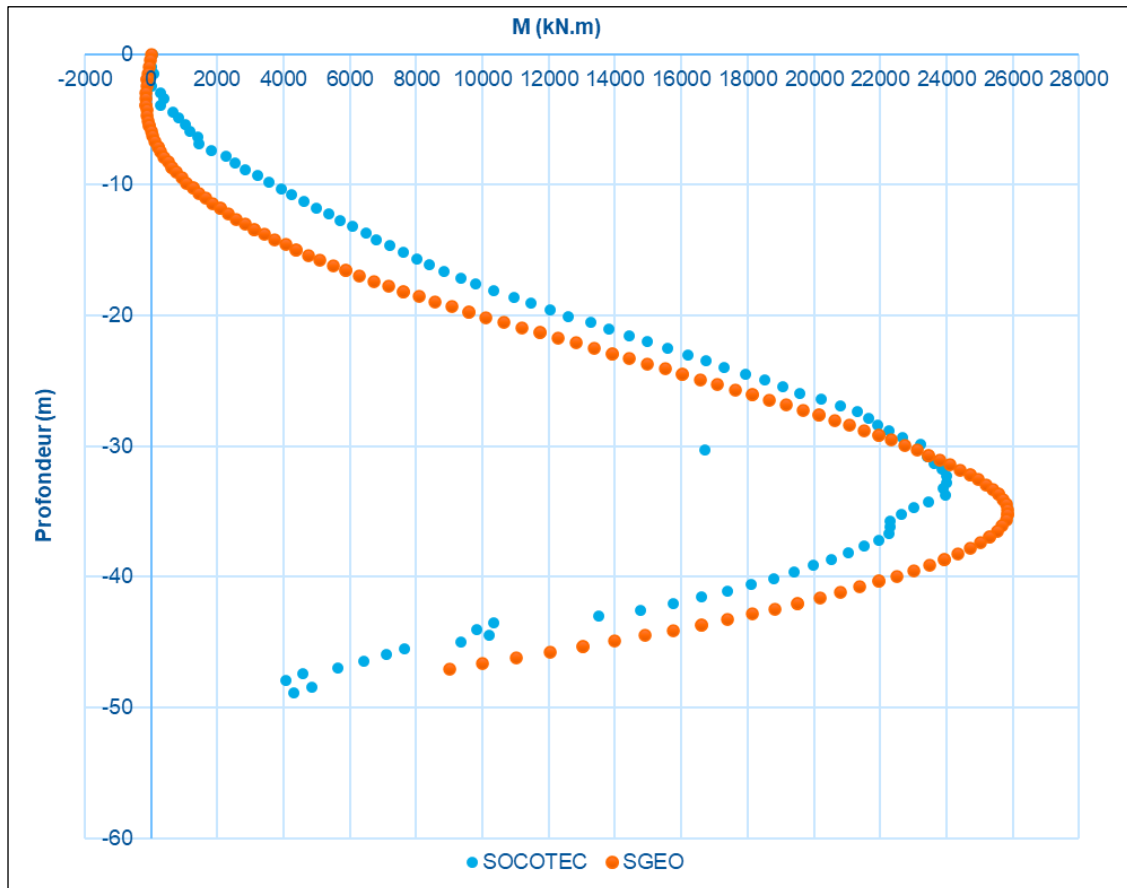


Figure 21 : Moment barrettes D liquéfaction

En phase de liquéfaction on observe une inversion de la situation. Contrairement aux phases précédentes, le modèle de l'entreprise devient ici dimensionnant. Le moment fléchissant maximal y atteint 26 000 kN·m, surpassant les 24 000 kN·m obtenus par le contre-calcul. Les deux pics de sollicitation se situent à des profondeurs comparables (environ – 35 m). Ce résultat soulève pourtant une interrogation mécanique. En effet il apparaît contre-intuitif que le modèle de l'entreprise qui prédit des déplacements plus faibles génère des efforts internes plus importants. À l'inverse, le contre-calcul CESAR conserve une cohérence globale vis-à-vis des phases précédentes liant proportionnellement déplacements et efforts. Le point positif reste la convergence des résultats.

5.2.3.3. Stabilité globale post-liquéfaction

Les facteurs de sécurités obtenues en phase de liquéfaction sont indiqués dans le tableau 9 suivant :

Tableau 10 : Facteur de sécurité liquéfaction D

Phase de Calcul	Fs (Entreprise /Plaxis)	Fs (SOCOTEC/CESAR)
Phase 4 (Liquéfaction)	1,687 (69% de marge)	1,001 (0.1% de marge)

Les facteurs de sécurité calculés illustrent une divergence entre les deux approches. Le contre-calcul CESAR traduit un état d'équilibre limite strict ($F_s \approx 1,0$), soit une situation plus critique qu'en phase inertielle. Ce résultat suit une logique physique : La liquéfaction dégradant les propriétés mécaniques du sol, l'ouvrage perd sa réserve de stabilité géotechnique. Dans cette configuration, la sécurité globale ne repose plus que sur la capacité structurelle des panneaux à encaisser les reports de charge.

À l'opposé, le modèle de l'entreprise affiche pour cette même phase un facteur de sécurité de 1,69 (marge de 69 %). Ce résultat implique, de manière paradoxale, que la stabilité géotechnique serait meilleure en phase post-liquéfaction qu'en phase inertielle (où la marge n'était que de 13 %). Au regard de ces résultats, le modèle de l'entreprise semble incohérent.

5.3. Coupe E – Présentation et analyse des résultats

La coupe E1 est située dans la partie sud du site aussi mais avec une géométrie moins pénalisante que la coupe D2.

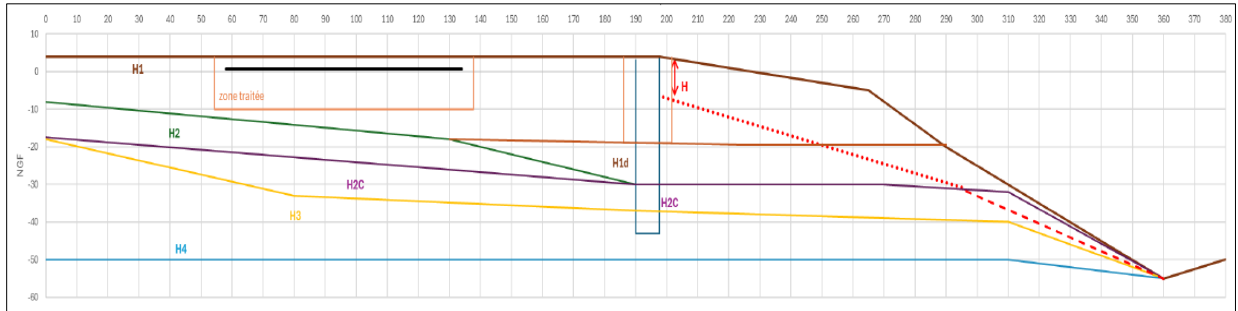


Figure 22 : Coupe E

5.3.1. Validation de l'État Initial (K0)

La phase d'initialisation du modèle (K₀) a permis de vérifier la cohérence de l'état de contraintes avant toute sollicitation.

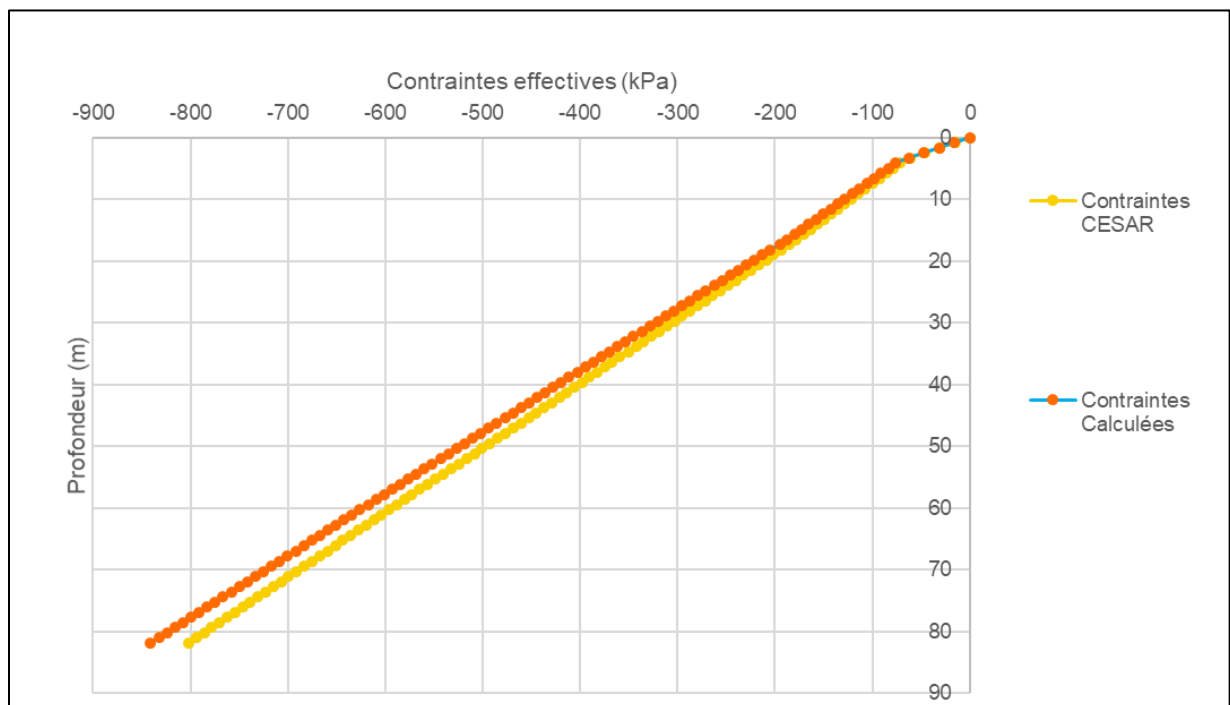


Figure 23 : Contraintes initiales coupe E

La comparaison entre la contrainte verticale effective théorique ($\gamma' \cdot z$) et celle calculée par CESAR montre une superposition quasi parfaite sur l'ensemble de la profondeur. Cette concordance valide la bonne prise en compte du poids des terres et confirme la représentativité du modèle géotechnique initial utilisé pour les phases de calcul ultérieures.

5.3.2. Comportement en phase sismique inertielle (Phase 2)

5.3.2.1. Déplacements Horizontaux (U_x)

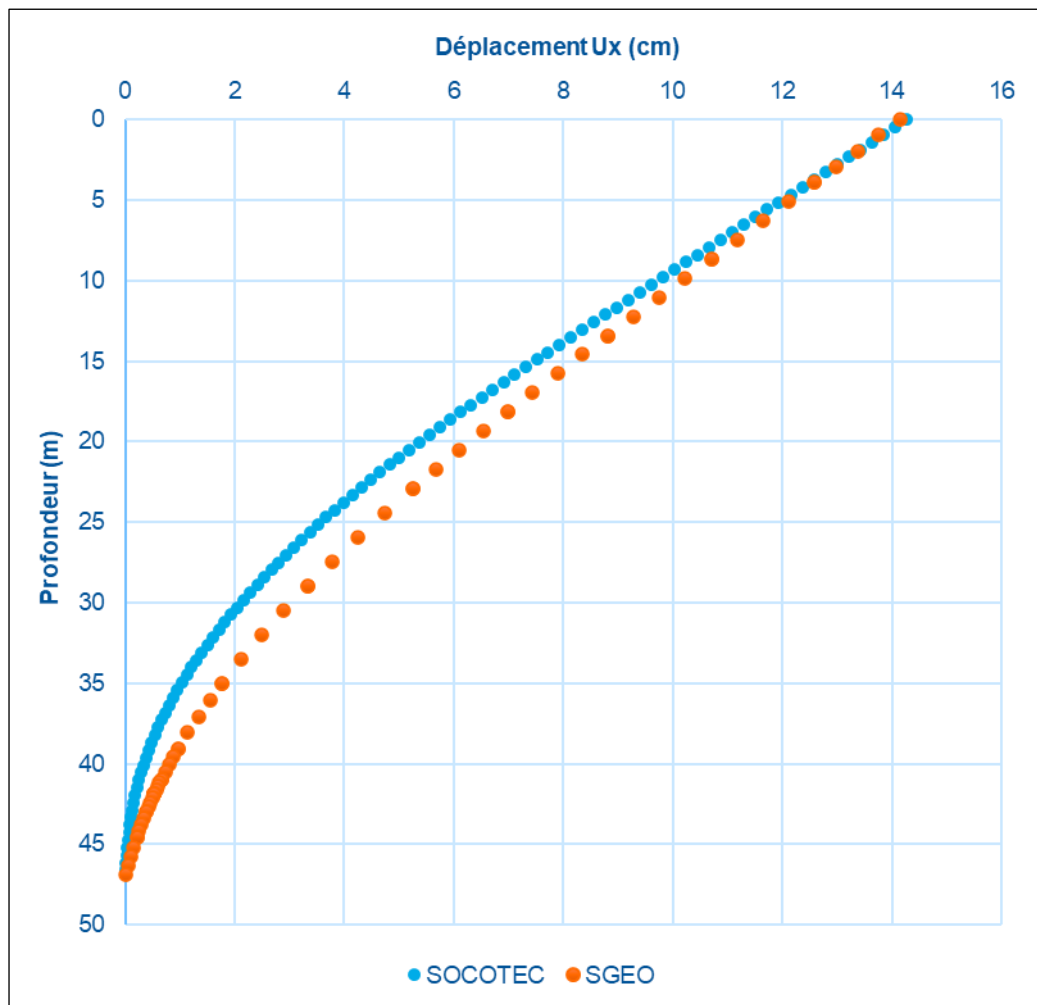


Figure 24 : Déplacements barrette E inertiel

Sous l'effet du pic d'accélération sismique, les deux modèles numériques présentent un comportement globalement convergent en tête de paroi. Le déplacement maximal atteint 14 cm dans les deux approches, ce qui confirme la cohérence de l'intensité du chargement sismique introduit dans les modèles. En revanche, une divergence apparaît à mi-hauteur de la paroi, le modèle CESAR présentant des déplacements inférieurs à ceux obtenus par l'entreprise. Cette différence de forme de la déformée suggère une rigidité flexionnelle plus élevée du système sol-structure dans le contre-calcul.

5.3.2.2. Sollicitations Structurales (Moments Fléchissant)

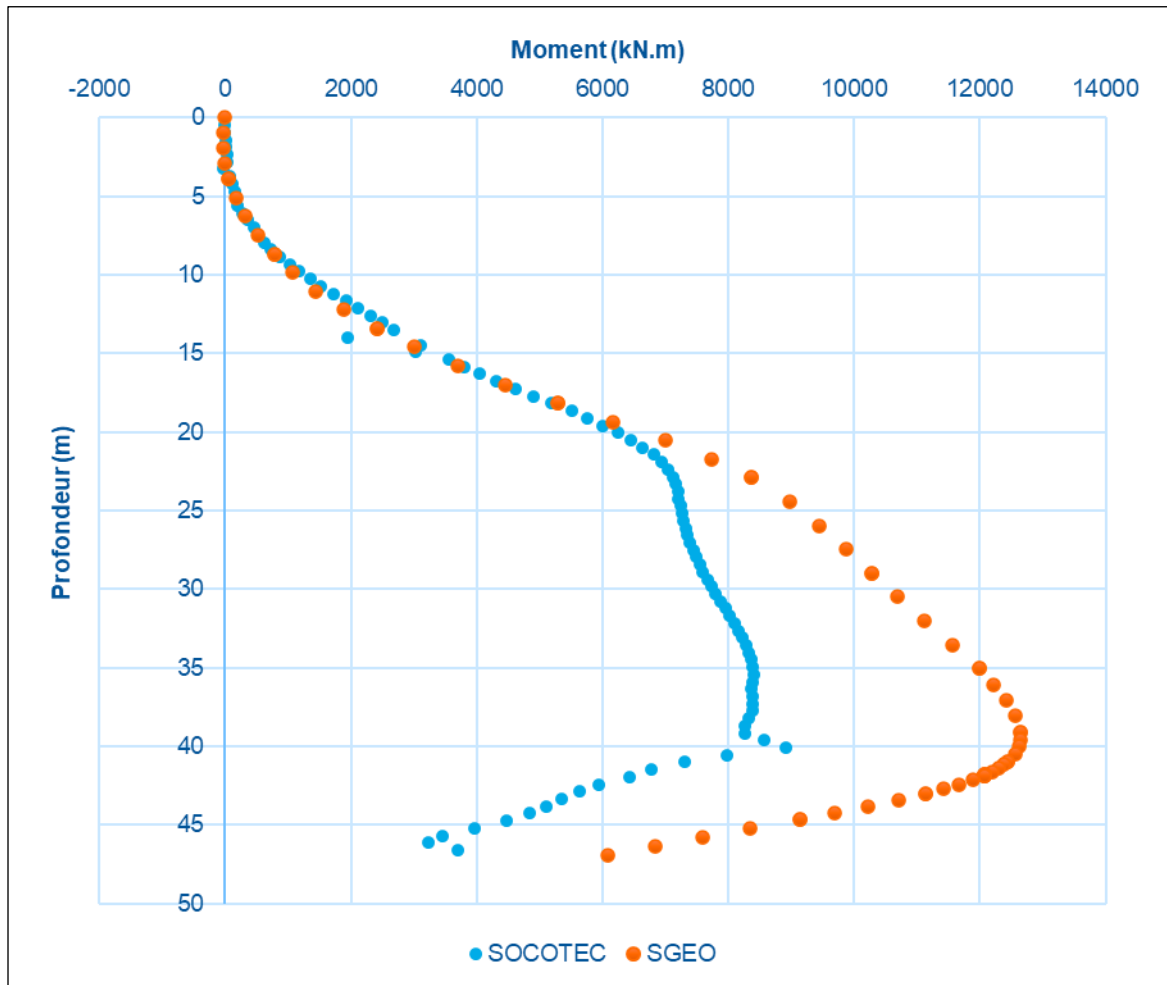


Figure 25 : Moment barrettes E inertiel

Les profils de moments fléchissants affichent une morphologie comparable, marquée par un pic d'effort centré autour de la cote – 40 m. Toutefois, les deux modèles commencent à diverger dès la profondeur de – 20 m. Au-delà de cette cote, l'intensité des sollicitations diffère nettement, le modèle de l'entreprise s'avère ici plus dimensionnant, avec un maximum d'environ 13 000 kN·m, contre seulement 9 000 kN·m pour le contre-calcul CESAR. Cette tendance se confirme jusqu'en pied de paroi, où le calcul de l'entreprise prédit également des moments résiduels plus élevés.

5.3.2.3. Stabilité globale

Les facteurs de sécurités obtenues en phase inertielle sont indiqués dans le tableau 10 suivant :

Tableau 11 : Facteur de sécurité inertiel Coupe E

Phase de Calcul	Fs (Entreprise /Plaxis)	Fs (SOCOTEC/CESAR)
Phase 2 (Choc Sismique)	1,18 (18% de marge)	1,001 (0.1% de marge)

En termes de stabilité globale, le résultat CESAR traduit une situation proche de l'équilibre limite, tandis que le modèle de l'entreprise conserve une marge de sécurité plus confortable.

5.3.3. Comportement en phase de liquéfaction (Phase 4)

5.3.3.1. Déplacements horizontaux

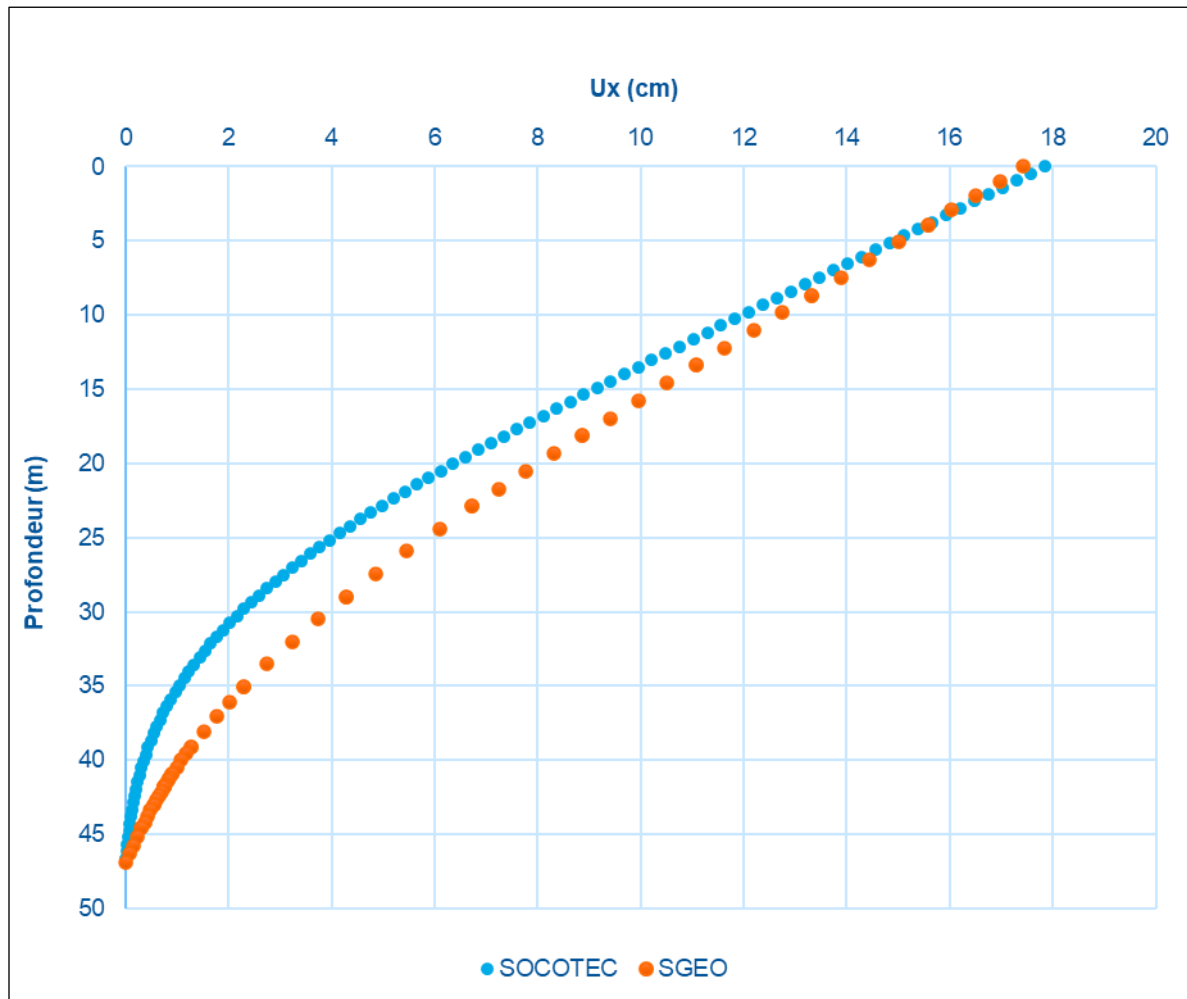


Figure 26 : Déplacements barrette E liquéfaction

La phase de liquéfaction conduit à une augmentation des déplacements en tête de paroi, qui atteignent 18 cm dans les deux modèles. Cette convergence confirme la cohérence de la dégradation mécanique introduite pour simuler la perte de résistance des sols liquéfiés.

À mi-hauteur la divergence observée précédemment s'accroît et le modèle PLAXIS présente une déformée plus marquée. Ce comportement est cohérent avec une rigidité globale plus faible du système sol-structure dans le modèle de l'entreprise face à la poussée des terres liquéfiées. L'augmentation du déplacement entre la phase inertielle et la phase de liquéfaction traduit la chute de la résistance au cisaillement des sols et la perte de butée liée au déchaussement de la partie instable du talus.

5.3.3.2. Sollicitations structurales – moments fléchissants

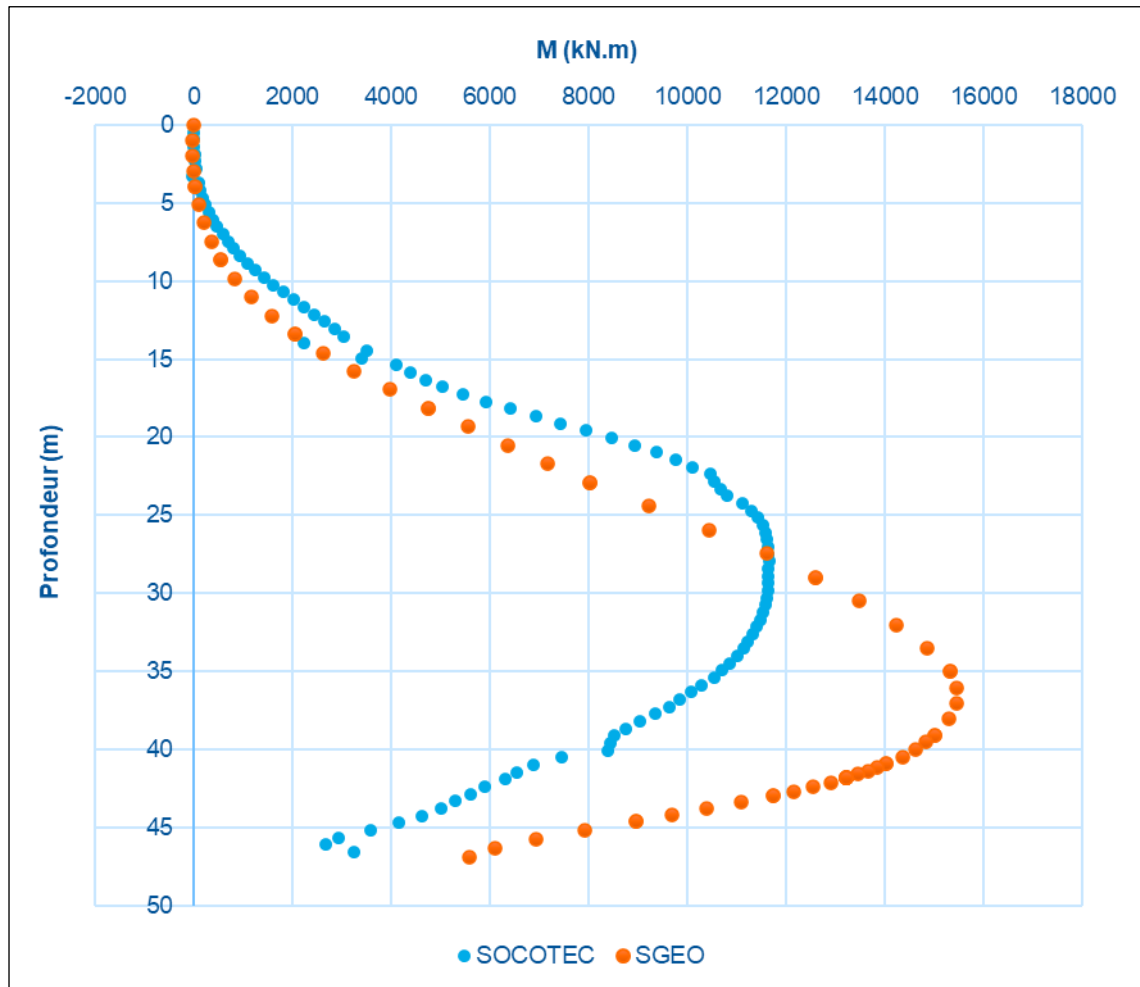


Figure 27 : Moment barrette E liquéfaction

Les moments augmentent logiquement en phase de liquéfaction. Le contre-calcul CESAR atteint un pic de l'ordre de 12 000 kN·m contre environ 16 000 kN·m pour le modèle de l'entreprise. Le pic d'effort est localisé plus profondément dans le modèle PLAXIS (environ – 36 m) que dans le modèle CESAR (environ – 28 m). Ce décalage suggère que, dans le modèle de l'entreprise, la perte de butée affecte des horizons plus profonds, contraignant la paroi à mobiliser sa réaction dans le substratum à une profondeur plus importante.

5.3.3.3. Stabilité globale post-liquéfaction

Les facteurs de sécurités obtenues en phase liquéfaction sont indiqués dans le tableau 11 suivant :

Tableau 12 : Facteur de sécurité liquéfaction Coupe E

Phase de Calcul	Fs (Entreprise/Plaxis)	Fs (SOCOTEC/CESAR)
Phase 4 (Liquéfaction)	1,83 (83% de marge)	1,001 (0.1% de marge)

Le résultat CESAR correspond à un état d'équilibre limite strict, physiquement cohérent avec l'hypothèse d'un sol liquéfié présentant une résistance résiduelle très faible. L'ouvrage ne dispose plus de réserve de stabilité géotechnique, mais conserve son intégrité grâce à la présence des panneaux de soutènement. L'entreprise quant à elle indique un résultat contre intuitif avec une marge de stabilité de 83 % largement supérieur au 18% obtenu en phase inertiel.

5.4. Coupe C – Présentation et analyse des résultats

La coupe C est située dans la partie nord du site, en zone PPRS B1. Elle se distingue des coupes sud par une hauteur de soutènement plus faible, une géométrie moins contraignante et un contexte géotechnique globalement plus favorable.

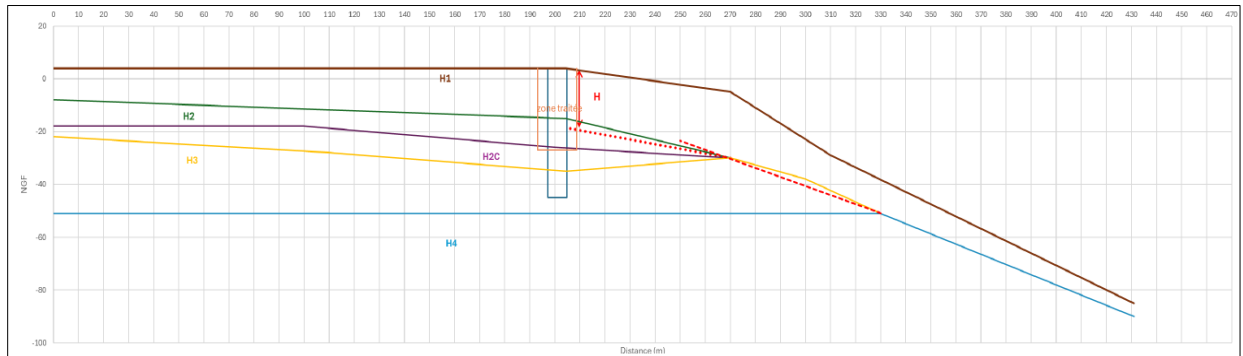


Figure 28 : Coupe C

5.4.1. Validation de l'état initial géostatique

Comme pour les autres coupes étudiées, l'état initial des contraintes a été validé par la superposition des profils de contraintes verticales effectives théoriques et numériques.

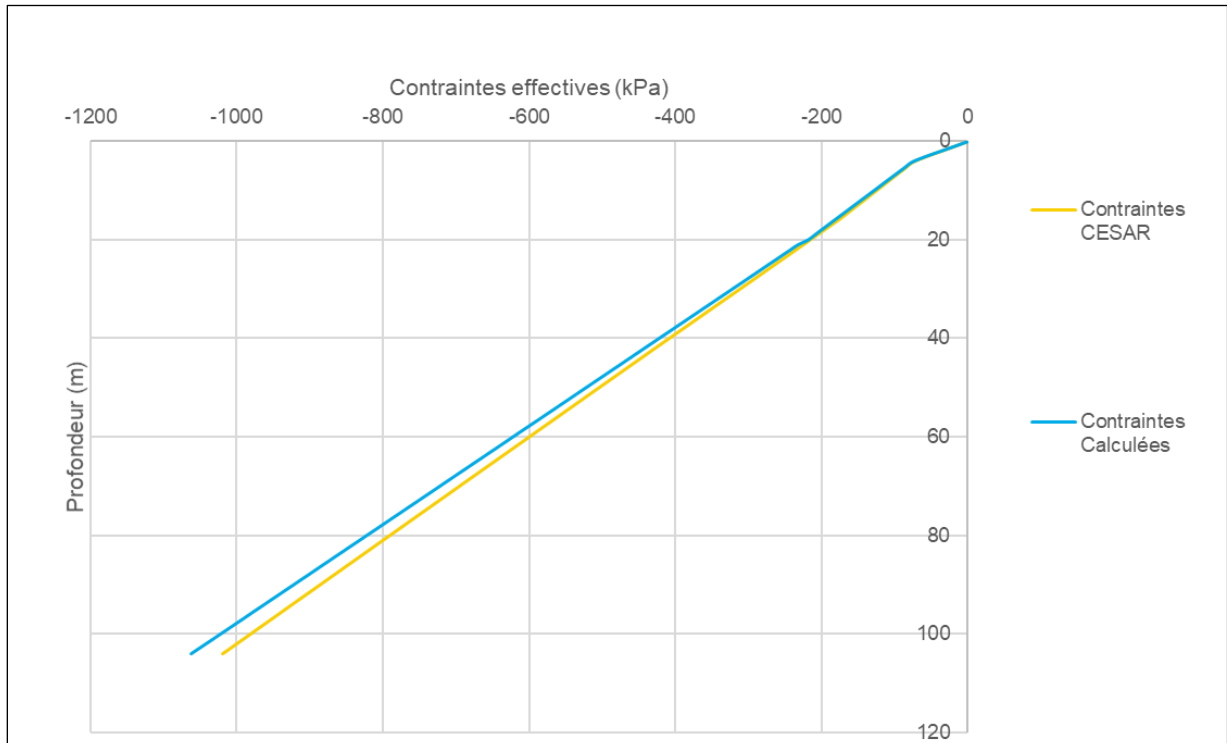


Figure 29 : Contraintes initiales coupe C

5.4.2. Comportement en phase sismique inertielle (Phase 2)

5.4.2.1. Déplacements horizontaux

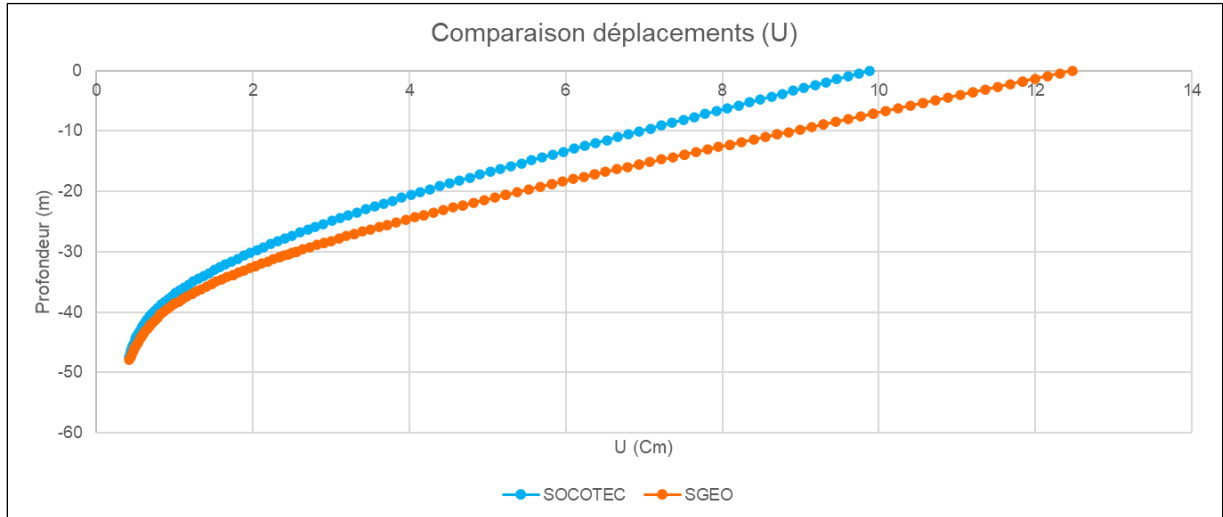


Figure 30 : Déplacements barrette C inertiel

En phase sismique inertielle, les déplacements calculés restent modérés : 12,5 cm pour le modèle de l'entreprise et 10 cm pour le contre-calcul CESAR. L'écart relatif reste stable sur toute la hauteur de la paroi. Les courbes présentent un parallélisme marqué, traduisant une cinématique de déformation presque identique dans les deux modèles. Cette observation indique que les deux outils numériques identifient le même mécanisme de glissement, la différence portant essentiellement sur la rigidité globale du système. Le modèle de l'entreprise apparaît ici légèrement plus déformable.

5.4.2.2. Sollicitations structurales – moments fléchissants

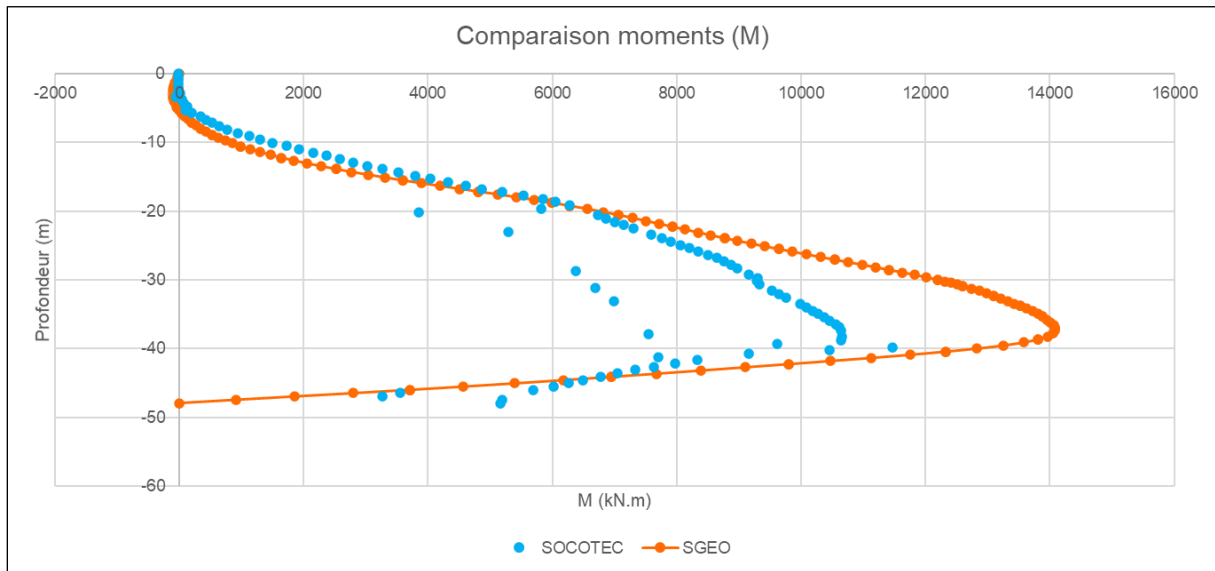


Figure 31 : Moment barrette C2 inertiel

Les profils de moments fléchissants présentent une forme similaire dans les deux modèles, avec un maximum localisé autour de -40 m. Le modèle CESAR montre des oscillations locales de type « dents de scie » entre -20 m et -45 m. Ces fluctuations correspondent à des artefacts numériques classiques liés à la discrétisation des interfaces sol-structure (maillage). Les valeurs maximales sont $14\,000$ kN·m pour le modèle de l'entreprise $11\,500$ kN·m pour le contre-calcul identifié à -40 m de profondeur sur les deux modèles.

5.4.2.3. Stabilité globale

Les facteurs de sécurité obtenues en phase inertielle sont indiqués dans le tableau 12 suivant :

Tableau 13 : Facteurs de sécurité inertiel Coupe C

Phase de Calcul	Fs (Entreprise/Plaxis)	Fs (SOCOTEC/CESAR)
Phase 2 (Choc Sismique)	1,19 (19% de marge)	1,97 (97% de marge)

Pour la première fois, le model Cesar présente un facteur de sécurité plus élevé que l'entreprise traduisant une très large réserve de stabilité géotechnique dans cette zone.

5.4.3. Comportement en phase de liquéfaction (Phase 4)

5.4.3.1. Déplacements horizontaux

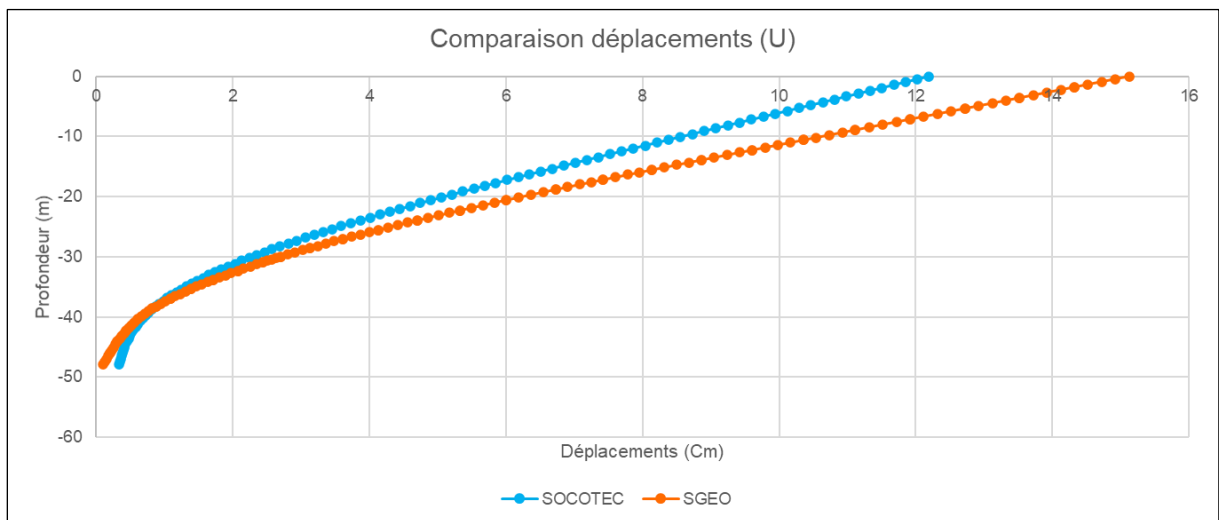


Figure 32 : Déplacement barrette C2 liquéfaction

La prise en compte de la liquéfaction entraîne une augmentation modérée des déplacements : 15 cm pour le modèle de l'entreprise et 12 cm pour le contre-calcul. L'écart relatif reste du même ordre que précédemment, indiquant une cohérence globale entre les deux approches. L'augmentation des déplacements par rapport à la phase inertielle est normal et traduit la perte de rigidité des sols liquéfiés.

5.4.3.2. Sollicitations structurales – moments fléchissants

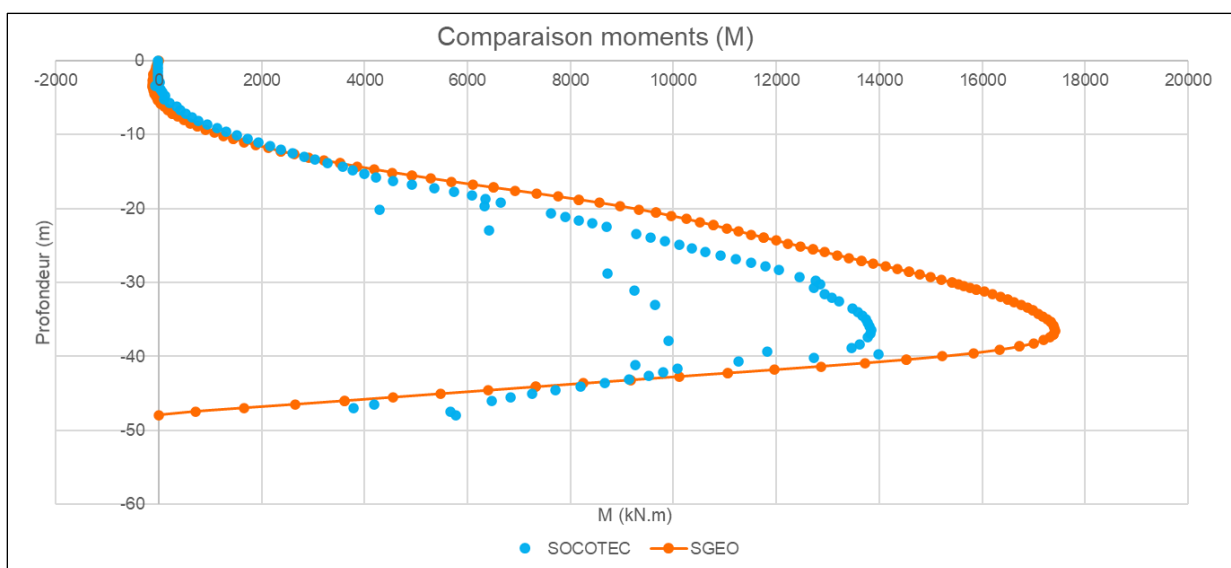


Figure 33 : Moment barrette C2 liquéfaction

En phase de liquéfaction, les moments fléchissants augmentent et atteignent 17 000 kN·m pour le modèle de l'entreprise et 14 000 kN·m pour le contre-calcul. Les deux modèles convergent sur la localisation de la zone critique, située comme à l'inertiel autour de – 40 m correspondant à la limite supérieur de la couche d'ancrage.

5.4.3.3. Stabilité globale post-liquéfaction

Les facteurs de sécurités obtenues en phase de liquéfaction sont indiqués dans le tableau 13 suivant :

Tableau 14 : Facteurs de sécurité liquéfaction Coupe C

Phase de Calcul	Fs (Entreprise/Plaxis)	Fs (SOCOTEC/CESAR)
Phase 4 (Liquéfaction)	1,3 (30% de marge)	1,3 (30% de marge)

Pour le contre calcul, le facteur de sécurité baisse ce qui est tout à fait normal. L'entreprise, elle indique une meilleure stabilité à la liquéfaction. Cependant cette convergence parfaite, obtenue à l'aide de deux codes de calcul distincts, constitue un résultat particulièrement robuste. Elle valide pleinement la conception du soutènement dans cette zone, avec une marge de sécurité de 30 % par rapport à l'équilibre limite.

5.5. Synthèse globale et avis technique

Le tableau 14 ci-dessous récapitule les indicateurs de performance pour les trois coupes étudiées, en confrontant les valeurs dimensionnantes de l'entreprise et celles du contrôle.

Tableau 15 : Synthèse des résultats

Coupe	Phase	Critère	Entreprise	Contrôle (CESAR)	Écart relatif	Appréciation
E	Inertielle	Déplacement max U_x (cm)	14	14	0 %	Convergence
		Moment max M_{Ed} (kN·m)	13 000	9 000	31 %	Entreprise dimensionnante
		Facteur de sécurité F_s	1.18	1.00	15 %	Équilibre limite (CT)
	Liquéfaction	Déplacement max U_x (cm)	18	18	0 %	Convergence
		Moment max M_{Ed} (kN·m)	16 000	12 000	25 %	Entreprise dimensionnante
		Facteur de sécurité F_s	1.83	1.00	45 %	Équilibre limite (CT)
D	Inertielle	Déplacement max U_x (cm)	14	26	85 %	Contrôle nettement plus défavorable
		Moment max M_{Ed} (kN·m)	14 000	18 000	29 %	Contrôle dimensionnant
		Facteur de sécurité F_s	1.13	1.02	10 %	Stabilité précaire
	Liquéfaction	Déplacement max U_x (cm)	26	35	35 %	Contrôle plus défavorable
		Moment max M_{Ed} (kN·m)	26 000	24 000	8 %	Entreprise dimensionnante

		Facteur de sécurité Fs	1.69	1.00	41 %	Équilibre limite (CT)
C	Inertielle	Déplacement max U_x (cm)	12,5	10	20 %	Entreprise conservatrice
		Moment max M_{Ed} (kN·m)	14 000	11 500	18 %	Entreprise dimensionnante
		Facteur de sécurité Fs	1.19	1.97	66 %	Large réserve (CT)
	Liquéfaction	Déplacement max U_x (cm)	15	12	20 %	Entreprise conservatrice
		Moment max M_{Ed} (kN·m)	17 000	14 000	21 %	Entreprise dimensionnante
		Facteur de sécurité Fs	1.30	1.30	0 %	Convergence

L'objectif central de cette étude était d'éprouver la robustesse de la conception géotechnique de l'ouvrage de protection du front de mer.

L'analyse comparative sur la coupe C montre une convergence entre les deux modèles. Bien que des écarts d'environ 20 % soient observés, l'analyse montre que le modèle de l'entreprise est conservateur avec des sollicitations sont supérieures à celles du contrôle et ses facteurs de sécurité plus prudents.

En revanche, **l'étude des coupes D et E** a révélé des divergences de comportement. Nous avons des résultats de stabilité globale de l'entreprise qui interpellent par leur caractère contre-intuitif. Leurs notes de calcul indiquent une augmentation du facteur de sécurité lors du passage de la phase sismique inertielle à la phase de liquéfaction (ex: passage de $F_s=1.13$ à 1.69 sur la coupe D). Une telle observation est physiquement difficile à justifier compte tenu de la dégradation des caractéristiques mécaniques des sols liquéfiés. Aussi là où l'entreprise affiche des facteurs de sécurité confortables ($F_s > 1.6$) en phase liquéfaction, notre contre-calcul décrit une situation bien plus sévère atteignant l'équilibre limite strict ($F_s \approx 1,0$). Il est permis de penser que ces différences trouvent leur origine dans la gestion numérique propre à chaque logiciel.

Le modèle CESAR semble capté des contraintes locales et des mécanismes de rupture que les algorithmes de l'entreprise ont pu atténuer. En conséquence notre contre-calcul décrit un comportement beaucoup plus sévère mettant en lumière une chute de la marge de sécurité jusqu'à l'équilibre limite strict sur ces profils.

Ce pendant l'atteinte d'un facteur de sécurité unitaire ($F_s = 1,0$) dans notre contre-calcul ne signifie pas la ruine de l'ouvrage mais indique la mobilisation totale des capacités résistantes du sol. Cela signifie simplement que la sécurité de l'ouvrage ne repose plus sur la réserve de résistance du sol (qui est épuisée), mais est intégralement transférée vers la structure de confortement. L'ouvrage tient alors parce que l'écran en béton armé empêche le glissement du sol instable.

Néanmoins, malgré ces écarts et les interrogations sur la modélisation de l'entreprise, l'analyse finale des sollicitations structurelles permet de rassurer sur la pérennité de l'ouvrage. En adoptant une approche basée sur l'enveloppe des efforts maximaux, nous constatons que le dimensionnement de l'entreprise demeure sécuritaire. Sur la coupe D par exemple présentant les résultats les plus défavorables, notre modèle CESAR est plus pessimiste en phase inertielle. Cependant le moment maximal absolu est calculé par l'entreprise en phase de liquéfaction (26 000 kN·m) et reste supérieur à la valeur la plus élevée obtenue par notre contre-calcul toutes phases confondues (24 000 kN·m).

En définitive bien que notre modèle mette en évidence un comportement du sol plus critique, cela ne compromet pas la tenue de l'ouvrage. La structure prend le relais. **La sécurité globale étant assurée par la robustesse de l'écran et nous confirmons ainsi la stabilité des profils C, D et E et émettons un avis favorable.**

6. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Ce travail de fin d'études s'est inscrit au cœur des enjeux de sécurité liés à la restructuration de la station d'épuration Haliotis 2 à Nice. Classé en catégorie d'importance élevée (CC3) et implanté dans un contexte géotechnique particulièrement contraint caractérisé par une sismicité moyenne et la présence avérée de sols liquéfiables, cet ouvrage impose une rigueur de conception absolue. La mission de contrôle technique confiée à la Direction des Solutions Techniques et de l'Innovation de SOCOTEC avait pour objectif premier de valider la robustesse de l'Ouvrage de Protection du Front de Mer (OPFDM), solution associant barrettes en béton armé et traitement de sol par injections. La problématique centrale de ce mémoire consistait à déterminer si la stabilité de cet ouvrage pouvait être garantie de manière fiable par une modélisation numérique indépendante capable d'éprouver les hypothèses de l'entreprise dans un domaine où la sensibilité des modèles aux paramètres du sol est critique.

L'analyse comparative menée sur les trois coupes C, D et E du projet a permis de confronter les mécanismes de rupture, les champs de déplacement et les sollicitations structurelles. Les résultats de cette confrontation ont confirmé la validité globale de la conception géotechnique tout en nuancant son fonctionnement.

En effet les deux approches numériques convergent vers des déformées similaires avec des déplacements en tête de paroi compris entre 10 et 35 cm validant ainsi la cohérence du principe de confortement retenu. L'apport notable de ce contre-calcul réside dans le fait d'avoir démontré que la sécurité de l'ouvrage repose intégralement sur la capacité structurelle des barrettes. En fin, L'analyse des moments fléchissants démontre que le dimensionnement de l'entreprise enveloppait les sollicitations les plus sévères du contre-calcul. L'intégrité de l'ouvrage est donc garantie même avec les hypothèses géotechniques pessimistes du contrôle.

Au vu de tout ce qui précède, **les recommandations suivantes sont formulées** à l'attention de la maîtrise d'ouvrage et de l'entreprise :

- Application de la « Méthode Observationnelle » compte tenu de l'équilibre strict observé sur les coupes D et E. Il est impératif de mettre en place une instrumentation géotechnique (inclinomètres, piézomètres, cibles topographiques) en phase travaux et après. Tout écart significatif entre les déplacements mesurés et les prévisions numériques devra déclencher une procédure d'alerte et de recalage du modèle.

- Le contrôle des injections car la stabilité du talus reposant en partie sur le bloc de sol traité. Il est recommandé d'effectuer des contrôles qualité (essais sur carottes) pour être sûr que les caractéristiques in situ ne sont pas inférieures aux hypothèses de calcul.
- Enfin, il est crucial de respecté les sections d'aciers calculées car elles constituent le dernier rempart de sécurité.

Ce travail présente certaines limites qui ouvrent des perspectives pour la suite. Une contrainte majeure de ce travail a résidé dans l'absence d'accès aux fichiers de calcul natifs de l'entreprise empêchant une vérification directe du calcul de l'entreprise. Aussi, l'approche Pseudo-statique employée, bien que réglementaire, ne rend pas compte de la dissipation d'énergie réelle lors d'un séisme. Le recours à des analyses dynamiques temporelles constituerait une évolution pour affiner les sollicitations. Enfin, une extension de l'étude en trois dimensions aurait permis de valoriser les effets de voûte entre les barrettes. Ces effets constituent une réserve de capacité portante supplémentaire pour la stabilité globale du talus.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages, articles et documents techniques :

AFNOR. (2005), *Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales*, Norme NF EN 1997-1, Association Française de Normalisation, La Plaine Saint-Denis.

AFNOR. (2004), *Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*, Norme NF EN 1998-1, Association Française de Normalisation.

AFNOR. (2005), *Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques*, Norme NF EN 1998-5, Association Française de Normalisation.

AFNOR. (2012), *Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes*, Norme NF P 94-262, Association Française de Normalisation.

Bentley Systems. (2024), *PLAXIS 2D Material Models Manual*, Bentley Systems Inc.

Eau d'Azur. (2023a), *Reconstruction de la station d'épuration « Haliotis » - Dossier d'autorisation au titre du code de l'environnement : Note de présentation non technique*, Réf. 13190084-ER1-ETU-ME-1-012, Métropole Nice Côte d'Azur, 29 juin.

Eau d'Azur. (2023b), *Note complémentaire n°2 en mémoire en réponse à la MRAe*, Dossier de demande d'autorisation environnementale, Réf. 13190084-ER1-ETU-ME-1-067, Métropole Nice Côte d'Azur, 15 décembre.

Frank, R. (2017), *Fondations superficielles et profondes*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Guisado L. et Gourrin G. (2025), *Formation au contrôle technique : Sols et fondations*, Support de formation interne SOCOTEC, 191 p.

ITECH. (2023), *CESAR-LCPC v7 : Manuel de référence - Module MCNL*, Institut pour la Transition Énergétique de la Construction.

Lise, D. (2023). *Reconstruction de la station d'épuration « Haliotis II » à Nice (06)*.

MR Ae Provence-Alpes-Côte d'Azur. (2023), *Avis délibéré sur le projet de reconstruction de la station d'épuration "Haliotis II" à Nice (06)*, Avis n° 2023APPACA65/3558, Mission Régionale d'Autorité Environnementale, 8 décembre.

AFNOR. (1995). *Critères généraux pour la contribution du contrôle technique à la prévention des aléas techniques dans le domaine de la construction*, Norme NF P 03-100, Association Française de Normalisation, septembre 1995.

Pecker, A. (2014), *Génie parasismique – Ouvrages géotechniques*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Préfecture des Alpes-Maritimes. (2019), *Plan de Prévention des Risques (PPR) Sismiques de la commune de Nice*, Règlement approuvé le 28 janvier 2019.

SGE. (2023), *Étude spécifique de site - Détermination des spectres de réponse sismique en surface du sol - Phase 0*, Réf. SGE ENS GEO NOT B 003 A PRE, 30 août.

SGEO-Structures Geotechnics. (2025), *Note de calcul – Ouvrage de protection du front de mer – Mission G3*, Document interne projet, 364 p.

OUMAROU SADOU, A. R. (s. d.). *Contrôle technique d'ouvrages géotechniques*. Rapport de stage.

Sites internet :

Géorisques. (2024) *Les risques près de chez moi : Nice (06000)*. Ministère de la Transition Écologique. <https://www.georisques.gouv.fr/>. Consulté le 10 avril 2025.

Métropole Nice Côte d'Azur. (2023) *Le projet Haliotis 2 : Modernisation de la station d'épuration*. Site officiel du projet. <https://www.haliotis2.fr/>. Consulté le 15 avril 2025.

SOCOTEC France. (s. d.). *À propos de SOCOTEC*. Consulté le 10 septembre 2025.

ANNEXES

Ci-dessous le résumé de mon stage (*Rapport de stage*, s. d.):

Diagramme de Gantt - Activités réalisées durant le stage												
Taches	Avril		Mai		Juin		Juillet		Aout		Septembre	
Initiation au contrôle technique (suivi d'affaires en binôme)												
Prise en main du logiciel CESAR LCPC (binôme)												
Réalisation de contre-calculs (D2, E1) en autonomie												
Suivi d'affaires et réponses aux questions des agences (binôme/autonomie)												

Figure 34 : Diagramme de Gantt

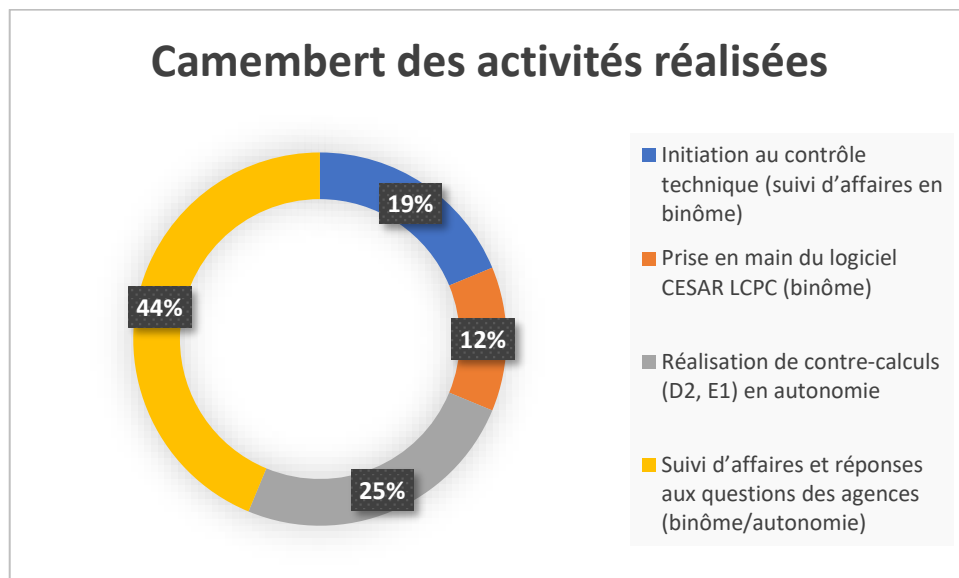


Tableau 16 : Récapitulatifs des affaires suivies (Rapport de stage, s. d.)

Projets/Affaires	Type d'ouvrage	Contrôle phase conception	Contrôle phase exécution	Visite de chantier
Château Royal D'Amboise	Confortement (tirants, pieux)			X
Gare de Nice aéroport	Fondations profondes (pieux, micropieux)	X		
Haliotis : Contre calcul C2	Confortement (barrettes)		X	
Haliotis : Contre calcul D2	Confortement (barrettes)		X	
Haliotis : Contre calcul E1	Confortement (barrettes)		X	
Bâtiment Santé Sport CANNES-LA-BOCCA	Inclusions rigides (colonnes bi-modules)		X	
Chantier Monaco	Soutènement (micro berlinoise)		X	
OA ALTIVAL	Soutènement (remblais renforcé)		X	X
RIBERAC - CMC	Inclusions rigides (colonnes à module contrôlé)		X	
SODIP - Cournon d'Auvergne - Inclusions rigides	Inclusions rigides (colonnes à module contrôlé)		X	
ICBS - Sismique	Fondations profondes (pieux)	X		
Palais des ducs d'Aquitaine POITIERS	Fondations superficielles (semelles)	X		
VALHUBERT - Paris 13 - G2 PRO	Fondations profondes (pieux)	X		
SHOWROOM Garage THIVOLLE-SAINT-ETIENNE	Fondations profondes (micropieux)	X		