République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème :

ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS DE FOUILLE (PROVISOIRE ET DEFINITIVE) DE CONSTRUCTION D'UN HOTEL EN R+6+2 ATTIQUES AVEC 2 SOUS SOL - SIDI M'HAMED - ALGER CENTRE

Présenté par :

SAI Anfel

REZIK Insaf

Encadré par :

Mr. HAMADI Kamel

Promotion 2025/2026

Remerciement

Avant tout, nous remercions Dieu le Tout-Puissant de nous avoir donné la force, la volonté et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur, Monsieur HAMADI, pour avoir dirigé ce travail. Nous le remercions pour ses précieux conseils techniques, sa rigueur scientifique et le temps qu'il a consacré au suivi de ce projet. Nous associons à ces remerciements l'ensemble de son équipe pour leur aide et leur bienveillance.

Nos remerciements s'adressent également à la société GCB pour nous avoir permis d'accéder aux ressources nécessaires, ainsi que pour le soutien technique précieux apporté par son personnel durant ce projet.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude au service de scolarité DIB, en particulier à Mme. MAKOUDI Imane, Mme. BOUREBIA Mehdia, Mme. LOUNAS Sabrina et à tout le personnel de l'ENSTP.

À titre personnel, je remercie mon binôme pour son implication totale et notre collaboration harmonieuse tout au long de cette année.

Enfin, nous tenons à exprimer notre plus profonde gratitude à nos familles respectives. Merci pour votre soutien, vos prières et vos sacrifices constants qui nous guident depuis notre plus tendre enfance et tout au long de notre parcours de vie. Ce succès est avant tout le vôtre.

Que toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail trouvent ici l'expression de nos sincères remerciements.

Dédicace

Tout d'abord, je remercie Allah le Tout-Puissant de m'avoir donné la force, la patience et le courage d'accomplir ce travail. Al-hamdulillah pour toutes Ses bénédictions.

الحمد لله الذي وهبنا من فضله وزادنا علما

Du fond du cœur, je dédie ce mémoire :

À maman et papa,

Mes repères de toujours. Ce travail est autant le vôtre que le mien. Merci pour votre amour infini, vos prières et votre patience. J'espère que ce diplôme vous rendra fiers.

À mes frères, Yahia, Islem et Abdessamed

Pour votre présence, vos sourires et vos encouragements qui m'ont redonné de la force quand j'en avais besoin. Je vous aime.

À mon binôme, Insaf,

Pour tous les défis que nous avons relevés ensemble, les heures de travail partagées et ta précieuse collaboration. Merci d'avoir été la meilleure des partenaires pour ce projet d'ingénieur.

À mes amis, Maria, Sarra, Yousra, Lyna, Mahdia, Saoussen, Lyna et Maroua,

Les vrais, ceux qui ont partagé mes rires, mes doutes et mes longues journées de travail. Merci d'avoir toujours été là pour me changer les idées et me soutenir. Vous avez rendu ce parcours tellement plus beau.

À toutes les personnes bienveillantes,

Qui m'ont aidé, conseillé, ou simplement encouragé tout au long de ce projet. Chaque geste et chaque mot ont compté.

Merci à toutes et tous d'avoir été présents dans les moments importants de ce parcours.

SAI ANFEL

Dédicace

Je remercie avant tout Allah, pour toutes les bénédictions qu'Il m'a accordées, pour Sa miséricorde et pour m'avoir permis d'arriver jusqu'à ce jour.

الحمد لله رب العالمين اللهم ليس بجدي واجتهادي إنما بكرمك وفضلك ومنتك علي

Je dédie ensuite ce travail à mes très chers parents

À mon père,

Pour sa présence protectrice, son courage et ses sacrifices. Merci d'avoir toujours cru en moi et de m'avoir soutenue avec tant de force à chaque étape de ma vie.

À ma mère,

Pour sa tendresse infinie, ses prières précieuses et sa patience exemplaire tout au long de mon parcours.

À mes frères Adem, Djawed et Amir et ma seule sœur Mounira,

Pour leur soutien moral, leur joie de vivre et leur présence, qui m'ont toujours apporté du réconfort et de la motivation tout au long de mon parcours.

À ma meilleure binôme Anfel,

En signe de reconnaissance pour ton sérieux, ta collaboration et ton soutien constant durant la réalisation de ce projet. Ce fut une chance de partager cette étape avec toi.

À ma famille d'accueil,

Les mots me manquent pour exprimer toute ma reconnaissance envers vous. Durant ces cinq années, vous m'avez accueillie comme l'une des vôtres, avec une générosité, une affection et une bienveillance qui ont profondément marqué mon parcours. Merci pour votre soutien, votre présence, votre écoute et tous les moments partagés qui ont fait de votre maison un véritable refuge loin de chez moi. Cette réussite est aussi un peu la vôtre.

À mes amis

À vous qui avez transformé les longues journées de stress en moments de rire et de partage, rendant ce parcours tellement plus léger. Merci d'avoir été là dans les hauts comme dans les bas, et d'avoir rendu ces années d'études aussi belles qu'inoubliables.

REZIK INSAF

Résumé

Les travaux de fouille profonde en milieu urbain nécessitent une attention particulière en Les travaux de fouille profonde en milieu urbain nécessitent une attention particulière en raison des risques d'instabilité des terrains et de l'influence des excavations sur les ouvrages voisins. Le choix d'un système de soutènement adapté constitue ainsi un élément essentiel pour assurer la sécurité du chantier et la stabilité des structures environnantes.

Ce travail de fin d'études porte sur l'étude de la stabilité des parois de fouille du projet de construction d'un hôtel en R+6 avec deux attiques et deux sous-sols situé à Sidi M'Hamed, Alger-Centre, présentant une profondeur d'excavation de 7,5 mètres. Une étude géotechnique du site a permis de déterminer les caractéristiques des terrains en place à travers différents essais et investigations.

À la suite de cette étude, plusieurs solutions de soutènement ont été analysées afin de répondre aux contraintes du projet et de l'environnement urbain. Des solutions adéquates de soutènement provisoire, stabilisées par appuis internes, ont été étudiées. Les calculs de stabilité et de dimensionnement ont été réalisés afin d'assurer la sécurité et le bon comportement de l'ouvrage durant les différentes phases d'exécution.

Enfin, une étude approfondie a permis de proposer une solution de soutènement définitive, assurant la stabilité à long terme des parois de l'excavation et s'intégrant de manière optimale aux structures définitives du projet.

Mots-clés : fouille profonde, hôtel en R+6, profondeur d'excavation (7,5 m), soutènement provisoire, soutènement définitif, stabilité des parois.

الملخص

تتطلب أعمال الحفر العميق في الوسط الحضري عناية خاصة نظرا لمخاطر عدم استقرار التربة وتأثير الحفريات على المنشآت المجاورة. لذا، فإن اختيار نظام سند مناسب يعد عنصرا أساسيا لضمان سلامة موقع العمل واستقرار الهياكل المحيطة.

يتناول مشروع التخرج هذا دراسة استقرار جدران الحفر لمشروع بناء فندق مكون من طابق أرضي و 6 طوابق مع طابقي علية وطابقين تحت أرضيين يقع في سيدي امحمد، وسط الجزائر، ويبلغ عمق الحفر فيه 7.5 متر. وقد سمحت دراسة جيوتقنية للموقع بتحديد خصائص التربة الموجودة من خلال مختلف الاختبارات والتحقيقات.

وعقب هذه الدراسة، تم تحليل عدة حلول للسند من أجل تلبية متطلبات المشروع والبيئة الحضرية. وقد تمت دراسة حلول مناسبة للسند المؤقت، يتم تثبيتها بواسطة دعامات داخلية. وأجريت حسابات الاستقرار والتصميم لضمان سلامة المنشأة وسلوكها الجيد خلال المراحل المختلفة للتنفيذ.

وأخيرا، سمحت دراسة متعمقة باقتراح حل سند نهائي، يضمن الاستقرار على المدى الطويل لجدران الحفرة ويتكامل بشكل مثالي مع الهياكل النهائية للمشروع.

الكلمات المفتاحية: لحفر العميق، فندق ، عمق الحفر (7.5 م)، السند المؤقت، السند النهائي، استقرار الجدران

Abstract

Deep excavation works in urban areas require particular attention due to the risks of ground instability and the impact of excavations on neighbouring structures. Selecting a suitable shoring system is therefore essential to ensure site safety and the stability of surrounding structures.

This graduation project focuses on the stability analysis of the excavation walls for the construction of a hotel comprising a ground floor plus six upper floors (G+6) with two penthouse floors and two basement levels located in Sidi M'Hamed, central Algiers, involving an excavation depth of 7.5 metres. A geotechnical survey of the site was carried out to determine the characteristics of the existing ground through various tests and investigations.

Following this study, several shoring solutions were analysed to meet the project's requirements and those of the urban environment. Suitable temporary shoring solutions, stabilised by internal supports, were examined. Stability and design calculations were carried out to ensure the safety and proper behaviour of the structure during the various construction phases.

Finally, an in-depth study led to the proposal of a permanent retaining solution, ensuring the long-term stability of the excavation walls and integrating seamlessly with the project's permanent structures.
Keywords: deep excavation, G+6 hotel, excavation depth (7.5 m), temporary shoring, permanent retaining solution, stability analysis

Liste des abréviations

ELS : État Limite de Service.

ELU : État Limite Ultime.

Fs : Facteur de sécurité.

Kh : Coefficient horizontal de séisme.

Kv : Coefficient vertical de séisme.

K_0 : Coefficient de poussée au repos

Pc (kPa) : Pression de consolidation.

Ip : Indice de plasticité.

Ic : Indice de consistance.

Sr : Degré de saturation.

P^*_l (kPa) : Pression limite nette.

α : Coefficient rhéologique du sol.

EM (kPa) : Module pressiométrique du sol.

γ' (kN/m³) : Poids volumique déjaugé du sol.

γ (kN/m³) : Poids volumique du sol.

γ_F : Facteur partiel des actions.

γ_M : Facteur partiel des paramètres du sol.

$\gamma_{R,b}$: Facteur partiel de butée

C'(kPa) : Cohésion drainée du sol.

ϕ (°) : Angle de frottement du sol.

Cu (kPa) : Cohésion non drainée du sol.

SP : Sondage pressiométrique.

Rc : Résistance à la compression.

SPT : Standard Pénétration Test.

SC : Sondage carotté.

W : Poids.

γw : Poids volumique de l'eau.

F : hauteur de fiche.

H : hauteur de fouille.

DA : Dinar algérien.

AL : Argile limoneuse.

SD : Sable dense.

MC : Marne compacte.

PS : Pieux sécants.

PB : Paroi berlinoise.

PPM : Partie par million

Liste des figures

Figure I-1 : Fouille en rigole. 2
Figure I-2:fouille en tranchée. 2
Figure I-3:Fouille en pleine masse. 2
Figure I-4:Fouille en excavation. 2
Figure I-5 : Fouille avec soutènement par butonnage (vue en plan). 3
Figure I-6:Fouille en porte-à-faux (cantilever). 3
Figure I-7 : Fouille en talus. 3
Figure I-8 : Méthode de construction par la technique du “top-down”. 4
Figure I-9 : Profil de la méthode de fouille ancrée (avec tirants d’ancrage). 4
Figure I-10 : Fouille en îlot avec un seul niveau de butons. 4
Figure I-11 : Vue en plan de fouille en îlot. 4
Figure I-12 : Illustration des mouvements verticaux (a) et horizontaux (b) du sol autour d'une excavation. 5
Figure I-13 : Caractérisation des mouvements autour d'une excavation. 6
Figure II-1 : Schéma d’un mur-poids. 10
Figure II-2 : Schéma des principaux types de murs de soutènement (mur gravitaire et mur voile en console/cantilever). 10
Figure II-3 : Schéma d’un mur de soutènement cantilever. 10
Figure II-4 : Schéma d’un mur en gabions. 11
Figure II-5 : Exemples d'écrans verticaux, continus et plans (NF P94-282 2009-03). 11
Figure II-6 : Schéma des étapes de réalisation d’un terrain cloué. 12
Figure II-7 : Différence de fonctionnement entre un mur poids et un écran de soutènement. 13
Figure II-8 : Écrans de soutènement réalisés à partir de pieux forés sécants (NF P94-282 2009-03). 14
Figure II-9 : Méthode de réalisation d’un pieu foré moulé en place. 15
Figure II-10 : Paroi avec Pieux contigus. 15
Figure II-11 : Paroi avec Pieux tangents. 16
Figure II-12 : Paroi moulée à contreforts réalisée à partir d’éléments de parois moulées en béton armé (NF P94-282 2009-03). 17
Figure II-13 : Méthode d'exécution des parois moulées. 18
Figure II-14 : Rideau de palplanches simples ancré avec un contre rideau (NF P94-282 2009-03). 19
Figure II-15 : Paroi parisienne avec voile en béton armé (NF P94-282 2009-03). 21
Figure II-16 : Paroi berlinoise avec voile en béton armé (NF P94-282 2009-03). 21
Figure II-17 : Effondrement d’un immeuble à Hussein Dey, 2025 ALGER. 23
Figure II-18 : Effondrement d’un immeuble de la résidence URBA 2000 à El Achour. 24
Figure II-19 : Effondrement de terrain à Aïn El Turk (Oran) –juin 2025. 24
Figure II-20 : Instabilité d’un système de soutènement en excavation profonde à Bab Ezzouar (Alger) – 2020. 25
Figure III-1 : Plan de localisation du projet. 28
Figure III-2 : Coupe architecturale de l’hôtel. 28
Figure III-3 : Photo réelle côté Nord (voie publique et bâtiment en R+2). 29
Figure III-5 : Photo réelle cote Est (voie publique et bâtiment en R+3). 30
Figure III-4 : Photo réelle côté Sud (bâtiment en R+2). 30

Figure III-6 : Vue satellite du site du projet avec délimitation de l'emprise (image Google Earth). 31
Figure III-7 : Carte de Zonage sismique du territoire national. 31
Figure III-8 : Carte géologique régionale du nord d'Alger (contexte du site d'étude). 32
Figure III-9 : Carte géologique locale de la zone d'étude (Hassiba). 33
Figure IV-1 : Plan d'implantation des sondages in situ. 37
Figure IV-2 : Photo de caisse du sondage SC :01. 38
Figure IV-3 : Schéma de la sonde pressiométrique. 39
Figure IV-4 : Représentation graphique des modules pressiométriques selon la profondeur. . 40
Figure IV-5 : Représentation graphique des pressions limites selon la profondeur. 40
Figure IV-6 : Photo de caisse du sondage SC :01. 41
Figure V-1 : Courbe de réaction généralement adoptée. 49
Figure V-2 : Limites d'emprise du projet. 51
Figure V-3 : la coupe lithologique A–A. 53
Figure V-4 : Corrélation entre le NSPT et l'angle de frottement des sables. 54
Figure V-5 : La géométrie des profilés métalliques. 57
Figure VI-1 : Coupe type du soutènement par parois moulées. 60
Figure VI-2 : Diagrammes du déplacement et du moment fléchissant de la paroi moulée 61
Figure VI-3 : Vue en plan de la variante 1 (Ecran de pieux séants). 62
Figure VI-4 : Coupe type de la variante 1 (coté SUD). 63
Figure VI-5 : Diagrammes du déplacement et du moment fléchissant de la variante 1. 65
Figure VI-6 : Vue en plan de la variante 2. 67
Figure VI-7 : Coupe type de la variante 2. 68
Figure VI-8 : Diagrammes du déplacement et du moment fléchissant de la variante 2. 70
Figure VI-9 : Représentation 3D du système de soutènement butonné sous K-Réa. 72
Figure VI-10 : Champ de déplacements du soutènement stabilisé par butons. 73
Figure VI-11 : Coupe type du soutènement stabilisé par bracons. 74
Figure VI-12 : Diagrammes du déplacement et du moment fléchissant du soutènement stabilisé par bracons. 75
Figure VII-1 : Vue en plan du système de soutènement retenu. 79
Figure VII-2 : Coupe Ouest–Est de la fouille présentant la solution de soutènement retenue. 80
Figure VII-3 : Coupe Nord–Sud de la fouille présentant la solution de soutènement retenue. 81
Figure VII-4 : coupe en élévation de l'écran en pieux sécants (nord et sud). 82
Figure VII-5 : coupe en élévation de l'écran en paroi berlinoise (ouest). 83
Figure VII-6 : détail d'assemblage pieu-lierne-bracon (configuration adoptée sur site). 84
Figure VII-7 : Basculement autour d'un appui en tête (NF P 94-282). 85
Figure VII-8 : Exemple de rupture de structure d'un écran de soutènement (NF P 94-282). .. 87
Figure VII-9 : Coupe transversale et détails de ferraillage des pieux sécants (zone courante). 89
Figure VII-10 : Coupe transversale et détails de ferraillage des pieux sécants (zone renforcée). 89
Figure VII-11 : Rupture d'un buton (NF P 94-282). 91
Figure VII-12 : Illustration des composantes des résistances au glissement. 93
Figure VII-13 : Dimensions géométriques de la semelle. 94
Figure VII-14 : Exemple de mécanisme de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran (NF P 94-282). 96
Figure VII-15 : Plan de glissement critique situation fondamentale – côté Sud. 97

Figure VII-16 : Réseau d'écoulement – côté Sud. 97
Figure VII-17 : Déplacements de l'écran sud en pieux sécants lors de la dernière phase de terrassement. 98
Figure VII-18 : Déplacements de l'écran Ouest en paroi berlinoise lors de la dernière phase de terrassement. 99
Figure VIII-1 : Vue en plan du système de soutènement. 104
Figure VIII-2 : : Diagrammes du déplacement et du moment fléchissant de l'écran de pieux sécants sous sollicitation sismique. 106
Figure VIII-3 : Plan de glissement critique situation sismique– côté Sud. 107
Figure IX-1 : Mise en place de la cage de ferraillage. 111
Figure IX-2 : première phase du terrassement généralisé - état réel réalisé sur site. 111
Figure IX-3 : Exécution des écrans de soutènement (vue en plan). 113
Figure IX-4 : Exécution des écrans de soutènement (coupe type). 114
Figure IX-5 : : Premier terrassement généralisé et premier niveau d'appui (vue en plan). 115
Figure IX-6 : Premier terrassement généralisé (coupe type). 116
Figure IX-7 : Deuxième terrassement avec maintien d'une risberme (vue en plan). 117
Figure IX-8 : Deuxième terrassement avec maintien d'une risberme (coupe type). 118
Figure IX-9 : Pose des bracons (vue en plan). 119
Figure IX-10 : Pose des bracons (coupe type). 120
Figure IX-11 : Terrassement de la risberme de terre (vue en plan). 121
Figure IX-12 : : Terrassement de la risberme de terre (coupe type). 122
Figure IX-13 : Nettoyage final et réglage du fond de fouille à la cote -7,50 m/TN (vue en plan). 123
Figure IX-14 : Nettoyage final et réglage du fond de fouille à la cote -7,50 m/TN (coupe type). 124
Figure IX-15 : Coulage du radier général (coupe type). 126
Figure IX-16 : Réalisation du voile périphérique (coupe type). 127
Figure IX-17 : Réalisation du plancher intermédiaire (coupe type). 128
Figure X-1 : Schéma d'implantation des appareils d'auscultation proposés 132
Figure X-2 : Fonctionnement d'une alarme avec bande morte. 134

Liste des tableaux

Tableau I-1 : La classification des fouilles. 1
Tableau I-2:synthèse des principales méthodes d'excavation des fouilles profondes. 2
Tableau II-1 : Une synthèse des principales techniques de soutènement adaptées à notre projet. 12
Tableau II-2 : Les principales caractéristiques techniques des parois en pieux. 16
Tableau II-3 : Les avantages et les inconvénients des parois en pieux. 16
Tableau II-4 : Les principales caractéristiques techniques de la paroi moulée. 18
Tableau II-5 : Les avantages et les inconvénients de la paroi moulée. 19
Tableau II-6 : Les principales caractéristiques techniques des rideaux de palplanches métalliques. 20
Tableau II-7 : Synthétise les avantages et les inconvénients des rideaux de palplanches métalliques. 21
Tableau II-8 : Les principales caractéristiques techniques des parois composites. 22
Tableau II-9 : Les avantages et les inconvénients des parois composites. 22
Tableau IV-1 : Résultats des sondages. 38
Tableau IV-2 : Résultats pressiomètres SP1. 40
Tableau IV-3 : Résultats pressiomètres SP2. 40
Tableau IV-4 : Classification de la compacité du sol en fonction des valeurs de N-SPT (Classification de Terzaghi et Peck (1967)). 41
Tableau IV-5 : Résultats SPT. 41
Tableau IV-6 : Résultats des essais physiques. 42
Tableau IV-7 : Résultats des essais mécaniques. 42
Tableau IV-8 : Résultats des analyses chimiques du sol exprimé en % poids. 43
Tableau IV-9 : Résultats des analyses chimiques de l'eau. 43
Tableau V-1 : Les données sismiques des différentes situations. 46
Tableau V-2 : Facteurs partiels pour les actions (γF) ou les effets des actions (γE). 47
Tableau V-3 : Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γM). 48
Tableau V-4 : Facteur partiel de résistance (γR). 48
Tableau V-5 : Surcharges appliquées au voisinage de la fouille. 51
Tableau V-6 : Caractéristiques mécaniques des sols en place. 54
Tableau V-7 : Caractéristiques du béton. 56
Tableau V-8 : Caractéristiques du profilé HEB 240. 56
Tableau VI-1 : Paramètres de conception de la variante 1. 64
Tableau VI-2 : Devis quantitatif estimatif de la variante 1. 65
Tableau VI-3 : Paramètres de conception de la variant 2. 69
Tableau VI-4 : Devis quantitatif estimatif de la variante 2. 70
Tableau VI-5 : Tableau récapitulatif des principaux critères de comparaison. 71
Tableau VI-6 : Les principaux critères de comparaison entre les butons et les bracons. 76
Tableau VII-1 : Synthèse de la vérification de la résistance de la butée sous la situation fondamentale. 86
Tableau VII-2 : Synthèse de la vérification de la résistance de la butée sous la situation sismique. 86
Tableau VII-3 : Vérification des longueurs de fiches de l'écran en console en situation fondamentale. 87

Tableau VII-4 : Vérification des longueurs de fiches de l'écran en console en situation sismique. 87
Tableau VII-5 : Valeur de protection des armatures. 88
Tableau VII-6 : Dimensionnement du parement en béton projeté. 90
Tableau VII-7 : Vérification de la stabilité structurale des profilés métalliques. 91
Tableau VII-8 : Vérification de la résistance des bracons. 92
Tableau VII-9 : Vérification de la stabilité au glissement 94
Tableau VII-10 Paramètres géotechniques et résultats du calcul de la capacité portante. 95
Tableau VII-11 : Paramètres géotechniques et résultats du calcul de la capacité portante du fond de fouille sous le radier. 100
Tableau VII-12 : Paramètres de calcul du tassement du radier. 101
Tableau X-1 : Paramètres suivis et dispositifs de mesure. 131
Tableau XI-1 : Devis Quantitatif et Estimatif. 136

Sommaire

Introduction Générale

I. Généralités sur les travaux de fouilles et d'excavation 1

I.1. Introduction 1

I.2. Classification des fouilles 1

I.3. Méthodes d'excavation des fouilles profondes 2

I.4. Méthodes de stabilisation des parois de fouille 4

I.4.1. Le blindage 4

I.4.2. Le talutage 4

I.5. Mouvements autour d'une excavation 5

I.5.1. Déformée de l'écran de soutènement 6

I.5.2. Tassements derrière l'écran 6

I.5.3. Soulèvement du fond de fouille 6

I.6. Réglementation du blindage en Algérie 6

I.7. Principaux accidents liés aux travaux d'excavation 7

I.8. Conclusion 7

II. Présentation et analyse des techniques de soutènement des fouilles 10

II.1. Introduction 10

II.1.1. Murs de soutènement : 10

II.1.2. Écrans de soutènement : 11

II.1.3. Massifs renforcés et terrains cloués : 12

II.2. Comparatif des solutions de soutènement appliquées au projet 12

II.3. Fonctionnement des murs écrans 13

II.3.1. Les Butons : 14

II.3.2. Tirants d'ancrage : 14

II.4. Principales techniques de soutènement pour les fouilles profondes 14

II.4.1. Les Parois de pieux 14

II.4.1.5. Avantages et inconvénients 16

II.4.2. La paroi moulée 17

II.4.3. Rideaux de palplanches métalliques 19

II.4.3.2. Méthode d'exécut 20

II.4.4. Parois composites 21

II.5. État de l'art des accidents liés aux travaux de fouille 23

II.5.1. Effondrement d'un immeuble à Hussein Dey (Alger) – Novembre 2025 23
II.5.2. Effondrement d'un immeuble de la résidence URBA 2000 à El Achour (Alger) –14 octobre 2016 23
II.5.3. Effondrement de terrain à Aïn El Turk (Oran) –juin 2025 24
II.5.4. Instabilité d'un système de soutènement en excavation profonde à Bab Ezzouar (Alger) –2020 25
II.5. Conclusion 26
III. Présentation générale du projet étudié 28
III.1. Introduction 28
III.2. Présentation générale du projet 28
III.2.1. Situation et localisation du site 29
III.3. Topographie du site 31
III.4. Contexte sismique 31
III.5. Contexte géologique général 32
III.5.1. Le socle métamorphique (massif d'Alger) 32
III.5.2. Les lacunes stratigraphiques 32
III.5.3. Les formations tertiaires 32
III.5.4. Les formations quaternaires 32
III.6. Contexte géologique local 33
III.7. Conclusion 33
IV. Campagne de Reconnaissance Géotechnique 36
IV.1. Introduction 36
IV.2. Consistance de la campagne d'investigation : 36
IV.3. Les sondages carottés 37
IV.3.1. Principe des sondages 37
IV.3.2 Résultats des sondages 37
IV.4. Essai pressiométrique : 39
IV.4.1. Principe de l'essai 39
IV.4.3 Résultats des essais 40
IV.5. Essai SPT : 41
IV.5.1. Principe de l'essai 41
IV.5.2. Résultats des essais 41
IV.6. Essais au laboratoire : 42
IV.6.1. Résultats des essais physico-mécaniques 42
IV.6.2. Résultats des Analyses chimiques sol/eau 42

IV.7. Conclusion 44
V. Hypothèses de calcul 46
V.1. Introduction 46
V.2. Situations de calcul, ... 46
V.3. Catégorie géotechnique et classe de conséquence 47
V.4. Limites admissibles des tassements et déformations 47
V.5. Approche de calcul adoptée 47
V.6. Modèles de calcul adoptés 48
V.7. Paramètres géotechniques d'interaction sol–structure 49
V.7.1. Coefficient de poussée au repos K_0 49
V.7.2. Coefficient de réaction horizontale du terrain 49
V.7.3. Raideur du système d'étaiement 49
V.8. Caractéristiques de l'ouvrage et contraintes d'environnement 50
V.9. Synthèse du contexte géotechnique 52
V.9.1. Valeurs caractéristiques retenues 54
V.10. Caractéristiques des matériaux 55
V.10.1. Béton 55
V.10.2. Profilés métalliques 56
IV.11. Conclusion 57
VI. Conception des solutions de soutènement 59
VI.1. Introduction 59
VI.2. Contraintes du projet et critères de choix du soutènement 59
VI.3. Proposition des solutions de soutènements 60
VI.4. Présentation et analyse des variantes de soutènement 61
VI.4.1. Variante 1 : Paroi en pieux sécants armés stabilisée par appuis 61
e. Inconvénients 66
VI.4.2. Variante 2 : Paroi berlinoise stabilisée par appuis 66
e. Inconvénients 70
VI.4.3. Choix du type d'écran retenu 71
VI.4.4. Analyse des systèmes d'appui 72
VI.5. Conclusion 76
VII. Dimensionnement de la variante retenue 78
VII.1. Introduction 78
VII.2. Description de la variante retenue 78
VII.2.1. Typologie des écrans de soutènement 78

VII.2.2. Système de stabilisation 78
VII.3. Calcul de stabilité 85
VII.3.1. Défaut de butée 85
VII.3.2. Vérification de la résistance structurelle (STR) 87
VII.3.3. Vérification de la stabilité des appuis 91
VII.3.4. Vérification de la stabilité générale 96
VII.3.5. Vérification des déplacements (ELS) 97
VII.3.6. Stabilité du fond de fouille (GEO) 99
VII.4. Conclusion 101
VIII. Étude de passage du soutènement provisoire en ouvrage définitif 103
VIII.1. Introduction 103
VIII.2. Justification du choix de soutènement pour l'ouvrage définitif (pieux sécants homogénéisés). 103
VIII.3. Optimisation structurelle et nouveau rôle des éléments de l'infrastructure 105
VIII.4. Calcul de stabilité 105
VIII.3.1. Vérification des déplacements (ELS) 106
VIII.3.2. Vérification de la stabilité générale 106
VIII.4. Conclusion 108
IX. Phasage des travaux du projet 110
IX.1. Introduction 110
IX.2. Procédure d'exécution et stabilisation des parois de l'excavation 110
IX.3. Phase d'exécution de l'infrastructure et pérennisation de l'ouvrage 125
IX.4. Conclusion 129
X. Auscultation du projet 131
X.1. Introduction 131
X.2. Paramètres suivis et dispositifs de mesure 131
X.3. Gestion des mesures et seuils d'alerte 133
X.4. Conclusion 134
XI. Devis Quantitatif et Estimatif 136
XI.1. Introduction 136
XI.2. Devis Quantitatif et Estimatif 136
XI.2. En conclusion 137
XII. Conclusion Générale 139

Références bibliographies.
Annexes :

Annexe 1 : Détail de calcul du défaut de butée avec butons pour la variante 1 et 2.

Annexe 2 : Détail de calcul du défaut de butée pour la solution retenue (situation fondamentale) écran 1 et 4.

Annexe 3 : Détail de calcul du défaut de butée pour la solution retenue (situation sismique) écran 1 et 4.

Annexe 4 : Détail de calcul du défaut de butée pour la solution définitive (situation sismique)

Annexe 5 : vérification des Profilés métalliques

Annexe 6 : ferraillage des pieux.

Annexe 7 : ferraillage des parements en béton projeté

Annexe 8 : Stabilité générale avec logiciel SLIDE

Annexe 9 : Capacite portante avec FOXTA 4

Annexe 10 : Plan de dimensionnement et de conception (format A3)

Introduction Générale

Les projets de construction d'envergure en milieu urbain dense représentent aujourd'hui l'un des défis les plus complexes de l'ingénierie géotechnique et des travaux publics. L'étroitesse des sites, la mitoyenneté immédiate d'ouvrages existants parfois fragiles et la densité du trafic routier imposent des contraintes d'exécution drastiques. Dans ce contexte, la réalisation d'excavations profondes pour l'aménagement de niveaux de sous-sols ne peut plus s'envisager par de simples fouilles à ciel ouvert. Elle exige la conception et le dimensionnement rigoureux de systèmes de soutènement structurels capables de garantir à la fois la sécurité du chantier et l'intégrité des infrastructures environnantes.

C'est dans cette problématique d'ingénierie complexe que s'insère notre projet de fin d'études. Notre travail porte sur l'étude de la stabilité, en phases provisoire et définitive, des talus de fouille requis pour la construction d'un complexe hôtelier en R+6 avec deux niveaux d'attiques et deux niveaux de sous-sol. Le projet est localisé à la rue Hassiba Ben Bouali, au cœur de la commune de Sidi M'Hamed (Alger-Centre). La situation du site d'implantation cumule plusieurs contraintes majeures.

L'objectif majeur de cette étude est de concevoir, de dimensionner et de justifier un système de soutènement performant, capable d'isoler l'excavation et d'assurer sa stabilité globale tout en minimisant l'impact sur l'environnement immédiat.

Pour répondre aux exigences réglementaires et de sécurité, notre méthodologie s'est articulée autour des étapes clés suivantes :

- L'analyse et la synthèse des données géotechniques : L'exploitation des rapports d'essais in situ et en laboratoire a permis d'établir un modèle de sol représentatif et d'identifier les paramètres mécaniques rigoureux des différentes couches de terrain
- L'étude conceptuelle et comparative : L'évaluation de plusieurs variantes d'écrans de soutènement et de méthodes de stabilisation a été menée pour retenir la solution technique et économique la plus adaptée au contexte.
- Le dimensionnement et la modélisation numérique : Les calculs de vérification aux États Limites (ELU et ELS) ont été effectués , complétés par une analyse des déplacements des parois et du fond de fouille.
- La planification de l'exécution et de l'auscultation : L'établissement d'un phasage d'exécution précis et d'un programme d'instrumentation a été élaboré pour sécuriser la phase critique des travaux.

Le présent mémoire est organisé en plusieurs chapitres qui retracent l'ensemble de cette démarche d'ingénierie, depuis la caractérisation du site jusqu'à la formulation des recommandations techniques finales pour la réalisation de l'ouvrage.

Chapitre I : Généralités sur les travaux de fouilles et d'excavation

I. Généralités sur les travaux de fouilles et d'excavation

I.1. Introduction

Les travaux d'excavation constituent une phase fondamentale dans la réalisation des ouvrages de génie civil, conditionnant directement la qualité d'exécution des fondations. Ils regroupent l'ensemble des opérations de creusement nécessaires à la mise en place d'une assise stable, en tenant compte des caractéristiques géotechniques du terrain.

Avant le démarrage des travaux, plusieurs mesures préventives doivent être mises en œuvre afin de garantir la sécurité du chantier. Celles-ci concernent notamment la localisation des réseaux et installations souterraines existantes ainsi que l'analyse des contraintes liées aux ouvrages environnants.

Par ailleurs, une étude géotechnique préalable est indispensable pour caractériser le comportement du sol, identifier les risques d'instabilité et définir les dispositions constructives adaptées. Sur cette base, les méthodes d'exécution et les systèmes de soutènement appropriés sont sélectionnés afin d'assurer la stabilité des fouilles et la sécurité des intervenants. [11]

I.2. Classification des fouilles

Dans le domaine du génie civil, une fouille correspond à une excavation réalisée dans le sol, généralement après le décapage de la terre végétale, en vue de l'exécution des fondations ou des ouvrages enterrés.

La classification des fouilles dépend principalement de leurs dimensions géométriques et de leur fonction dans l'ouvrage. Les fouilles superficielles concernent généralement les rigoles et tranchées, tandis que les fouilles profondes incluent les excavations, les puits et les pieux, nécessitant souvent des techniques de soutènement adaptées.

Tableau I-1 : La classification des fouilles.

Type de fouille	Dimensions principales	Usage typique
Fouille en rigole	Profondeur ≤ 1 m ; Largeur ≤ 2 m	Fondations superficielles (semelles filantes)
Fouille en tranchée	Profondeur > 1 m ; Largeur ≤ 2 m	Fondations de murs, réseaux et canalisations
Fouille en excavation	Largeur > 2 m ; Profondeur ≤ largeur/2	Sous-sols, parkings, fondations étendues
Fouille en puits	Dimension horizontale ≤ 1,20 m	Fondations profondes, reconnaissance du sol
Fouille en pieux	Grande profondeur (plusieurs mètres)	Transmission de charges vers les couches résistantes
Fouille en pleine masse	Toute l'emprise de l'ouvrage	Sous-sols, ouvrages enterrés importants

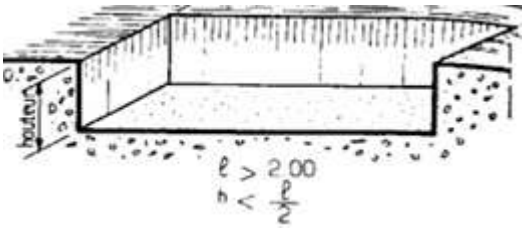


Figure I-4:Fouille en excavation.

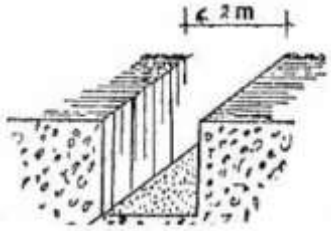


Figure I-1 : Fouille en rigole.

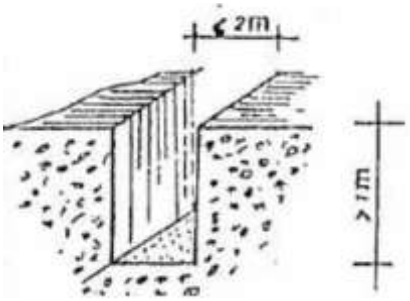


Figure I-2:fouille en tranchée.

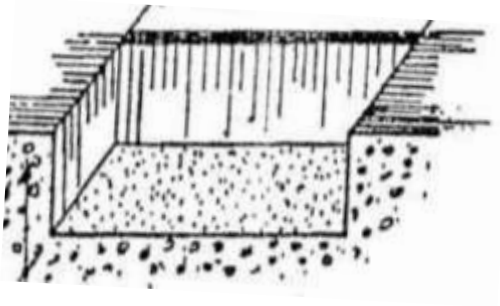


Figure I-3:Fouille en pleine masse.

I.3. Méthodes d'excavation des fouilles profondes

Le choix de la méthode d'excavation pour les fouilles profondes dépend fortement des conditions géotechniques, de la profondeur, ainsi que des contraintes liées à l'environnement urbain. En zone urbaine dense, la limitation de l'emprise au sol, la proximité des ouvrages existants et la maîtrise des déplacements du terrain constituent des critères déterminants. Les fouilles à ciel ouvert sont généralement limitées en raison du manque d'espace et des risques de déstabilisation des terrains avoisinants. Les méthodes avec soutènement, telles que les fouilles blindées par butonnage ou les fouilles ancrées, permettent de contrôler les déformations et d'assurer la stabilité des structures adjacentes. Par ailleurs, la méthode top-down est particulièrement adaptée en milieu urbain, car elle permet de combiner excavation et construction des planchers, réduisant ainsi les déplacements et les nuisances. Chaque technique présente des avantages et des contraintes spécifiques qu'il convient d'évaluer en fonction du contexte du projet [12]

Le tableau ci-après présente une synthèse des principales méthodes d'excavation des fouilles profondes, en mettant en évidence leurs principes de mise en œuvre ainsi que leurs avantages et inconvénients

Tableau I-2:synthèse des principales méthodes d'excavation des fouilles profondes.

Méthode d'excavation	Principe	Avantages	Inconvénients
Fouille à ciel ouvert	Excavation avec talus naturels (Fouille en talus), sans soutènement ou avec soutènement minimal (Fouille en porte-à-faux (cantilever)	-Mise en œuvre simple, - Coût réduit	-Emprise importante, -impossible en milieu confiné, risque pour ouvrages voisins

Fouille blindée (butonnée)	Paroi verticale (rideau/pieux/paroi moulée) + butons installés par phases	-Bonne maîtrise des déplacements, -Adaptée aux sites confinés	-Encombrement interne (butons), -Gêne pour les travaux et la logistique
Fouille blindée (ancrée)	Paroi soutenue par tirants d'ancrage actifs/passifs ancrés dans le sol	-Libère l'espace intérieur, - Adaptée aux grandes profondeurs	-Nécessite emprises extérieures (servitudes), contraintes vis-à-vis des parcelles voisines
Fouille en îlot	Excavation progressive avec maintien d'un noyau central temporaire	-Réduction du nombre de soutènements internes	-Déformations plus importantes, -Peu adaptée à proximité d'ouvrages sensibles
Méthode top-down	Construction des planchers au fur et à mesure de l'excavation (rôle de butonnage)	-Très adaptée en urbain, - Limitation des déplacements, -Réduction des nuisances (bruit, trafic)	-Technique complexe, -Coordination élevée, -Coût plus important

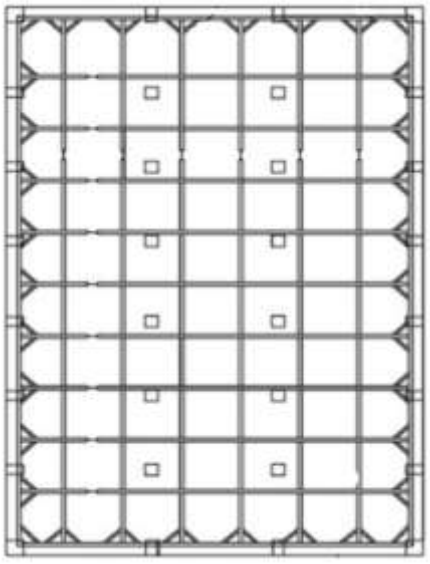


Figure I-5 : Fouille avec soutènement par butonnage (vue en plan).

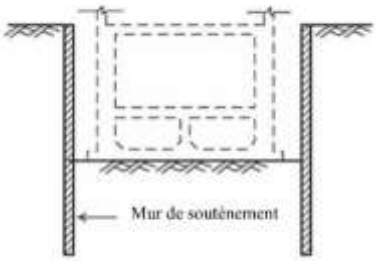


Figure I-6:Fouille en porte-à-faux (cantilever).

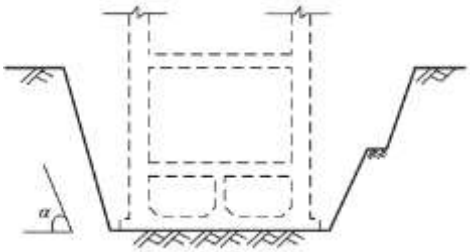


Figure I-7 : Fouille en talus.

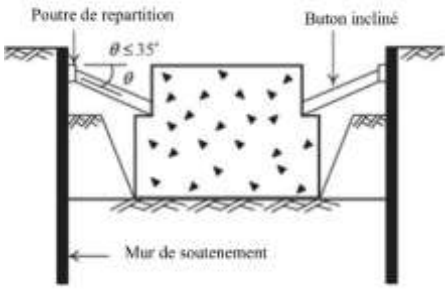


Figure I-10 : Fouille en îlot avec un seul niveau de butons.

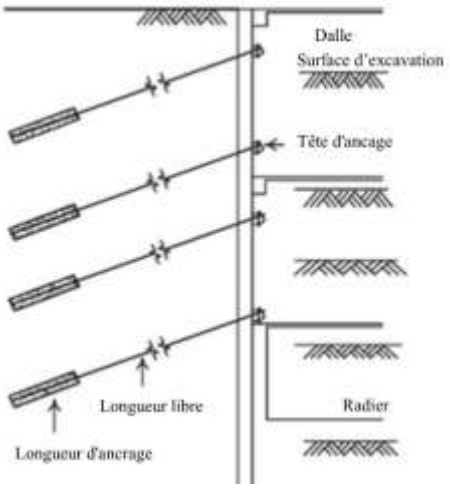


Figure I-9 : Profil de la méthode de fouille ancrée (avec tirants d'ancrage).

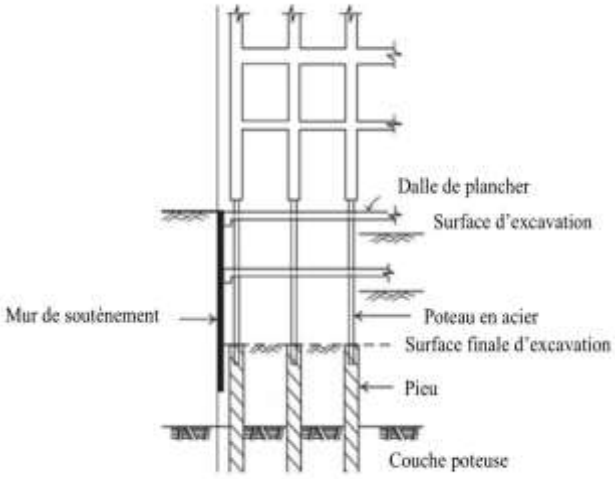


Figure I-8 : Méthode de construction par la technique du "top-down".

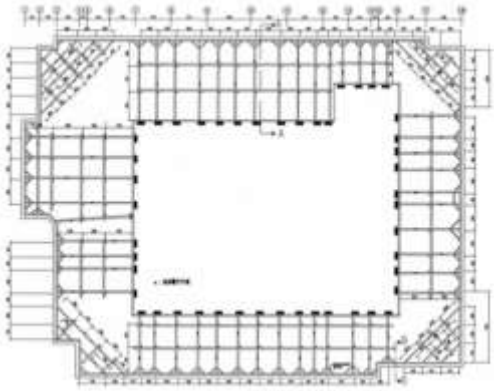


Figure I-11 : Vue en plan de fouille en îlot.

I.4. Méthodes de stabilisation des parois de fouille

La stabilité des parois d'une fouille peut être assurée par deux principales méthodes de soutènement :

I.4.1. Le blindage

Le blindage consiste à mettre en place un dispositif de soutènement provisoire ou définitif destiné à maintenir les parois de la fouille. Il permet d'assurer la stabilité des terrains et de prévenir les risques d'éboulement ou d'effondrement, notamment en milieu urbain ou en présence de sols instables.

Les différents types de blindage ainsi que leurs méthodes de mise en œuvre seront présentés en détail dans le chapitre 2.

I.4.2. Le talutage

Le talutage consiste à assurer la stabilité des parois par la réalisation d'une pente des déblais, sans mise en place de dispositifs de soutènement. La pente est définie en fonction des caractéristiques géotechniques du sol, notamment son angle de frottement interne et sa cohésion, afin de garantir la stabilité naturelle de la fouille.

Au regard des différentes méthodes de stabilisation des fouilles présentées, le choix de la technique dépend principalement des contraintes du site, notamment l'espace disponible, la nature du sol et l'environnement immédiat (la mitoyenneté et la présence des bâtiments voisins).

Dans les zones urbaines denses, le talutage devient souvent impossible en raison du manque d'emprise au sol, ce qui rend le recours aux techniques de blindage indispensable.

I.5. Mouvements autour d'une excavation

Selon les travaux de Burland et al. (1979), les déplacements du sol autour d'une excavation peuvent être assimilés à l'inverse de ceux induits par un chargement du massif, l'excavation correspondant à une phase de déchargement. Ce changement d'état de contraintes engendre des déformations dans le sol environnant, à la fois verticales et horizontales.

Les déplacements verticaux se traduisent par un soulèvement du fond de fouille et par la formation d'une cuvette de tassement en surface derrière l'ouvrage de soutènement. Les déplacements horizontaux du sol sont quant à eux dirigés vers l'intérieur de l'excavation, en raison de la réduction des contraintes latérales. [10]

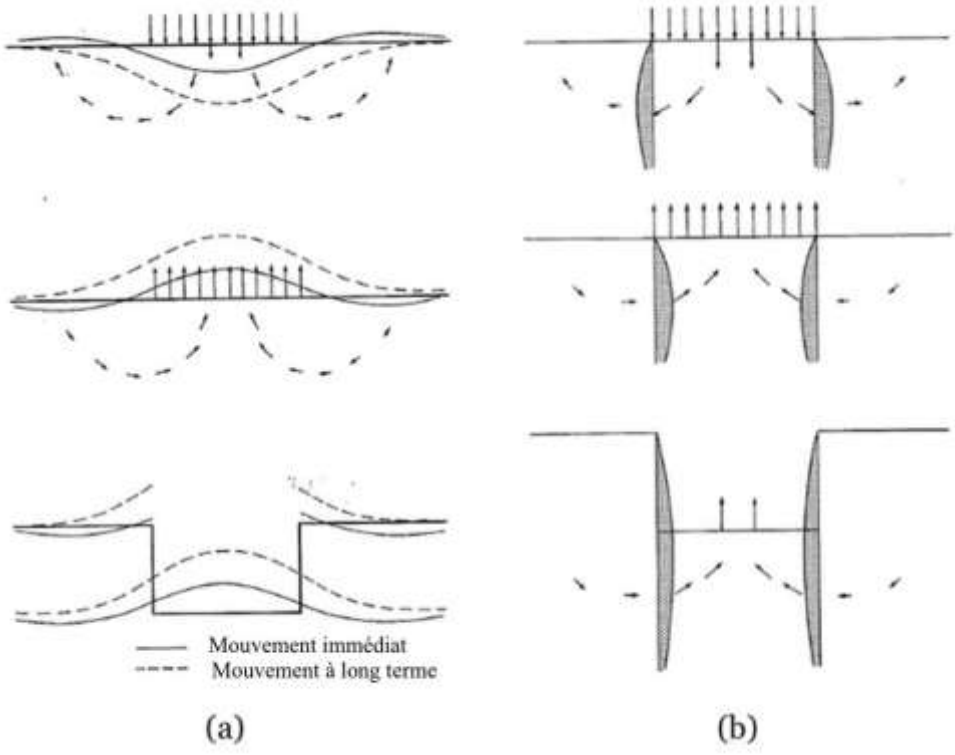


Figure I-12 : Illustration des mouvements verticaux (a) et horizontaux (b) du sol autour d'une excavation.

Ces mouvements sont généralement décrits à l'aide de trois paramètres principaux :

- La déformation horizontale de l'écran de soutènement (δh) ;
- Les tassements en surface derrière le soutènement (δv) ;
- Le soulèvement du fond de fouille (δs).

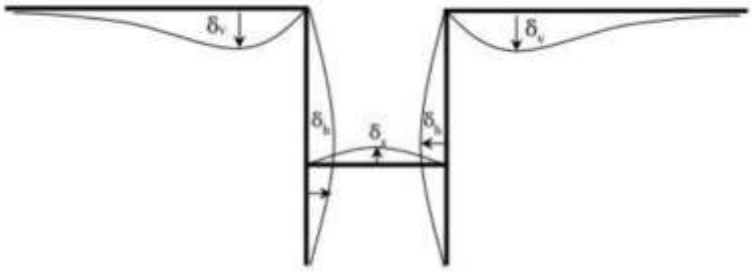


Figure I-13 : Caractérisation des mouvements autour d'une excavation.

Les études expérimentales et numériques réalisées par Long (2001), Moormann (2004), Marten (2005), ainsi que Kempfert (2006) et Zhang (2014), montrent que l'amplitude de ces déplacements dépend principalement :

- Des caractéristiques géotechniques du sol,
- De la rigidité du système de soutènement,
- De la géométrie de la fouille
- Ainsi que du phasage d'exécution des travaux.

I.5.1. Déformée de l'écran de soutènement

La déformation des écrans de soutènement constitue un paramètre essentiel du suivi des excavations. Elle est généralement mesurée à l'aide d'inclinomètres et interprétée à l'aide de modèles numériques. Son amplitude dépend fortement des propriétés mécaniques du sol, notamment du module de déformation et des conditions de chargement. [10]

I.5.2. Tassements derrière l'écran

Les tassements en surface peuvent, dans une première approximation, être reliés aux déformations de l'écran par une hypothèse de conservation de volume. Toutefois, le comportement réel du sol, de nature élasto-plastique, rend cette relation non linéaire. Les modèles numériques permettent ainsi de reproduire simultanément la déformation de l'écran et la cuvette de tassement observée in situ. [10]

I.5.3. Soulèvement du fond de fouille

Le soulèvement du fond de fouille présente généralement une amplitude limitée et un impact moindre sur la stabilité globale. Toutefois, dans les sols argileux gonflants, il peut devenir significatif et engendrer des déformations importantes. Des solutions telles que la mise en place de couches compressibles ou la création de vides techniques peuvent être utilisées pour en limiter les effets.

En pratique, la surveillance des excavations se concentre principalement sur les tassements en surface et les déformations des écrans, en raison de leur influence directe sur la stabilité des ouvrages et des structures avoisinantes. [10]

I.6. Réglementation du blindage en Algérie

En Algérie, le blindage des fouilles est encadré par le décret exécutif n°15-19 du 25 janvier 2015 relatif aux actes d'urbanisme. Ce texte impose la mise en place de dispositifs de soutènement pour toute excavation susceptible de compromettre la stabilité du terrain ou la sécurité de l'environnement immédiat. [9]

Le recours au blindage devient obligatoire notamment dans les cas suivants :

- Excavation de profondeur significative (≥ 2 m) ;

- Présence de constructions mitoyennes ou avoisinantes ;
- Proximité de réseaux enterrés ou d'infrastructures (voiries, ouvrages) ;
- Démolition et/ou construction situées dans les tissus urbains anciens (vieux bâti) ;
- Terrains présentant une instabilité (sols meubles, pente, nappe).

Le blindage est défini comme un dispositif de soutènement temporaire ou permanent visant à :

- Assurer la stabilité des parois d'excavation ;
- Prévenir les risques d'éboulement ou de glissement ;
- Protéger les ouvrages et équipements environnants.

Conformément à la réglementation, tout projet concerné doit s'appuyer sur :

- Une étude géotechnique préalable ;
- Une justification technique du système de blindage retenu ;
- Une vérification de la stabilité globale et locale de l'ouvrage.

En outre, la mise en œuvre du blindage doit être accompagnée d'un phasage d'exécution détaillé, précisant les étapes de terrassement et de mise en place du soutènement.

Ainsi, le respect de ces dispositions réglementaires constitue une exigence essentielle pour garantir la sécurité des travaux d'excavation et la protection de l'environnement urbain.

I.7. Principaux accidents liés aux travaux d'excavation

Les travaux d'excavation présentent plusieurs risques pouvant affecter la sécurité des travailleurs, notamment : [14]

- Éboulement des parois pouvant entraîner ensevelissement ou écrasement.
- Chutes de personnes dans les fouilles ou tranchées ;
- Chutes liées aux obstacles, déblais ou équipements présents sur le chantier ;
- Électrocution due aux réseaux enterrés ou aériens ;
- Instabilité des ouvrages ou structures voisines ;
- Présence d'atmosphères dangereuses (manque d'oxygène ou gaz) ;
- Chute d'engins ou de véhicules dans les fouilles.

I.8. Conclusion

Les travaux d'excavation représentent une étape critique dans le processus de construction, influençant directement la performance et la sécurité des fondations. Leur réalisation exige une préparation rigoureuse intégrant la reconnaissance du site, la protection des réseaux existants et la prise en compte des structures avoisinantes.

La stabilité des fouilles doit être assurée par des dispositifs de soutènement adaptés, principalement le blindage, maintenus durant toute la durée des travaux afin de prévenir tout risque d'effondrement ou d'instabilité.

En outre, les mouvements induits par l'excavation, tels que les tassements, les déplacements latéraux et le soulèvement du fond de fouille, doivent être anticipés dès la phase de conception. Leur maîtrise repose sur une étude géotechnique approfondie permettant d'optimiser les solutions techniques et de sécuriser l'environnement du chantier.

Ainsi, la réussite des travaux d'excavation repose sur une approche globale combinant analyse géotechnique, choix constructifs adaptés et gestion rigoureuse des risques en phase d'exécution.

Chapitre II : Présentation et analyse des techniques de soutènement des fouilles

II. Présentation et analyse des techniques de soutènement des fouilles

II.1. Introduction

Les ouvrages de soutènement regroupent l'ensemble des solutions techniques mises en œuvre pour assurer la stabilité des terrains en dénivelé ou lors de la réalisation de fouilles. Leur rôle principal est de retenir les terres en s'opposant aux pressions exercées par le sol, tout en limitant les déplacements susceptibles d'affecter les ouvrages voisins.

Le choix du type de soutènement dépend de plusieurs paramètres, notamment la nature du sol, la profondeur de la fouille, les conditions hydrogéologiques ainsi que les contraintes liées à l'environnement du projet, en particulier en milieu urbain dense.

De manière générale, les ouvrages de soutènement peuvent être classés en trois grandes catégories : les murs de soutènement, les écrans de soutènement et les techniques de renforcement des sols.

II.1.1. Murs de soutènement :

Selon le DTR, les murs de soutènement regroupent les murs-poids en maçonnerie ou en béton armé, de murs préfabriqués cantilever, ainsi que les murs en gabions, en caissons et les murs cellulaires (murs en éléments caverneux préfabriqués).

Caractéristiques principales :

- Assurent la stabilité par leur rigidité et/ou leur poids propre ;
- Résistent directement à la poussée des terres ;
- Adaptés aux hauteurs de soutènement faibles à moyennes.



Figure II-3 : Schéma d'un mur de soutènement cantilever.

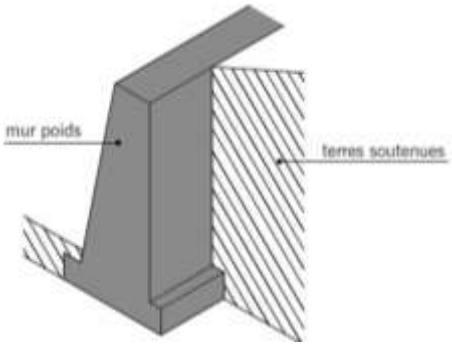


Figure II-1 : Schéma d'un mur-poids.

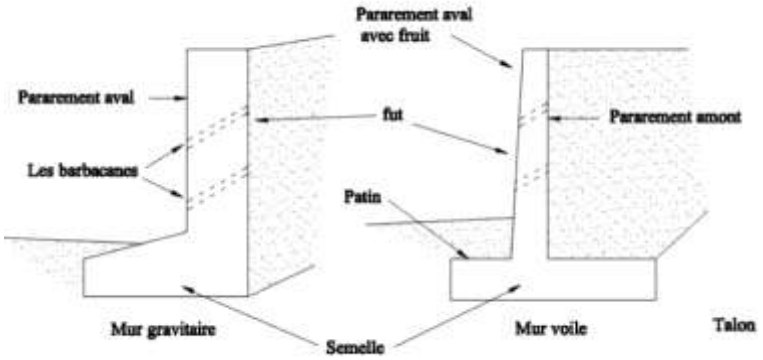


Figure II-2 : Schéma des principaux types de murs de soutènement (mur gravitaire et mur voile en console/cantilever).

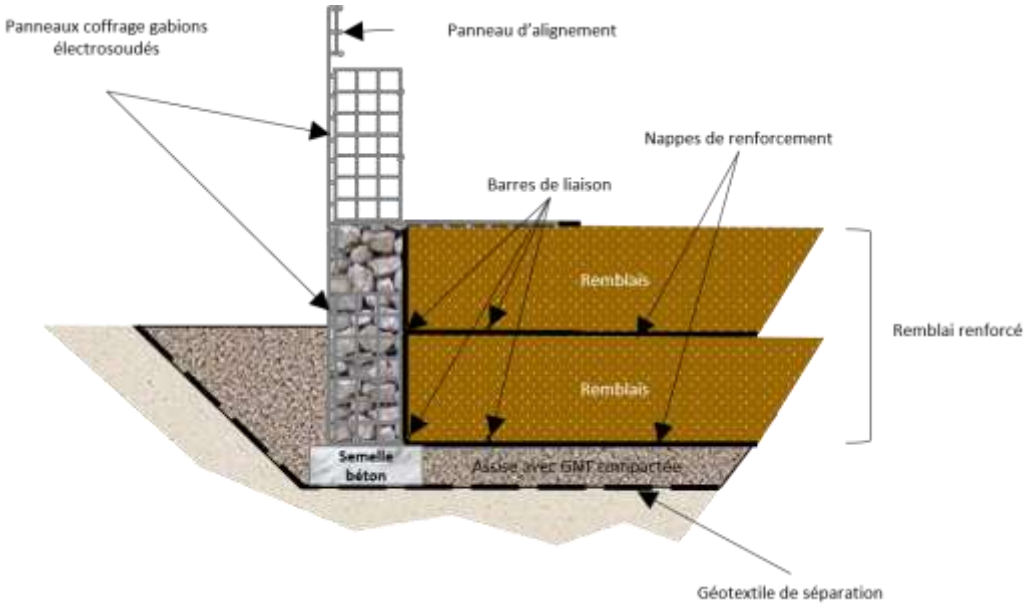


Figure II-4 : Schéma d'un mur en gabions.

II.1.2. Écrans de soutènement :

Les écrans de soutènement sont des ouvrages relativement minces, réalisés en acier, béton armé ou bois, destinés à retenir les terres. Leur stabilité repose principalement sur la résistance à la flexion et sur la butée des terres en profondeur, tandis que le poids propre de l'ouvrage joue un rôle secondaire. Ces écrans peuvent être soutenus ou stabilisés par des tirants d'ancrage, des butons ou des éléments structuraux tels que des dalles et radiers. [1]

Caractéristiques principales :

- Structures minces, généralement enfoncées dans le sol
- Fonctionnement assuré par la flexion et la réaction du sol
- Stabilisation possible par tirants ou butons
- Adaptés aux fouilles profondes, notamment en milieu urbain

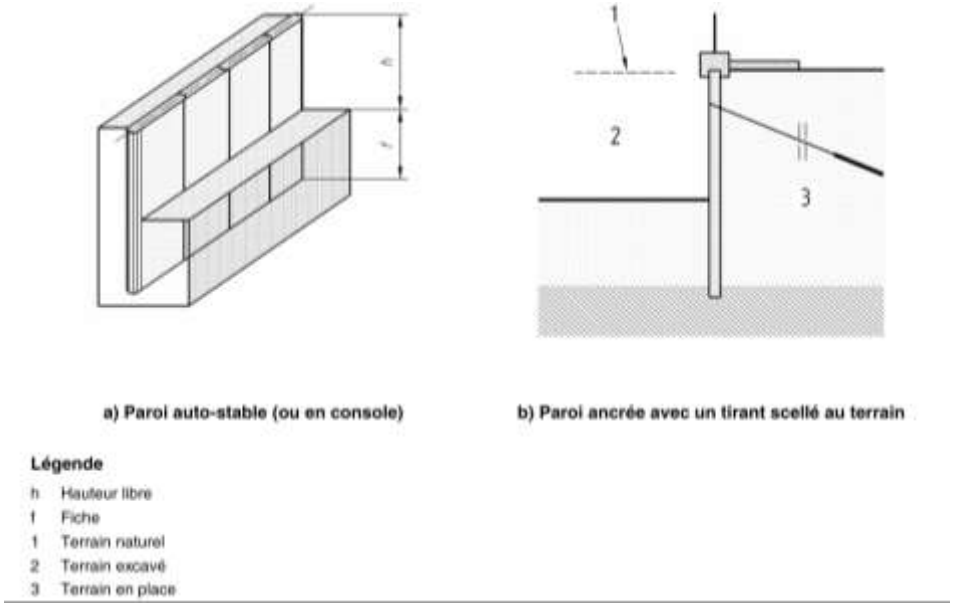


Figure II-5 : Exemples d'écrans verticaux, continus et plans (NF P94-282 2009-03).

Le fonctionnement détaillé des écrans de soutènement sera développé dans la section 3.

II.1.3. Massifs renforcés et terrains cloués :

Les massifs renforcés et terrains cloués sont constitués de remblais ou de sols existants renforcés par des éléments métalliques (barres ou clous) ou des géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, etc.). Cette technique vise à augmenter la résistance et la stabilité globale du terrain, en jouant sur le renforcement du sol lui-même plutôt que sur des structures externes.

Caractéristiques principales :

- Renforcement du sol par barres métalliques ou géosynthétiques
- Adapté aux talus et remblais
- Solution économique et rapide à mettre en œuvre

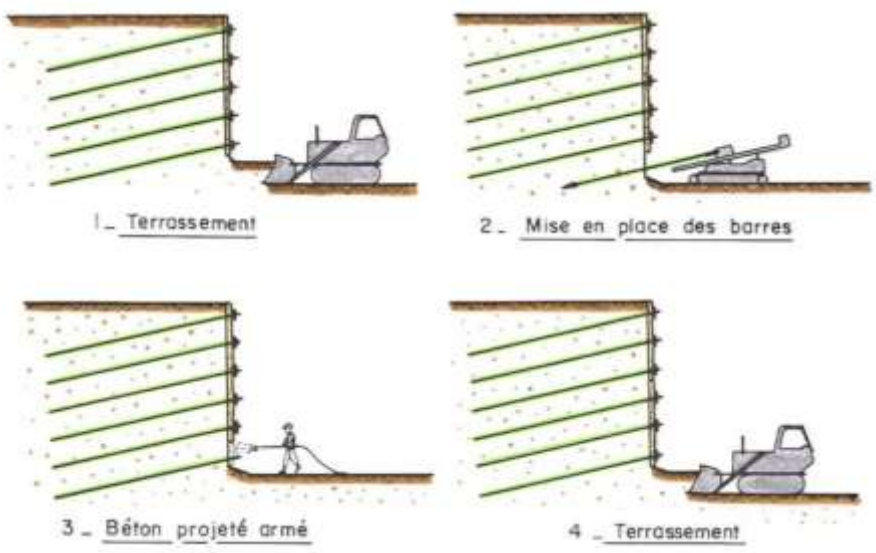


Figure II-6 : Schéma des étapes de réalisation d'un terrain cloué.

II.2. Comparatif des solutions de soutènement appliquées au projet

Le tableau ci-après présente une synthèse des principales techniques de soutènement et de blindage de fouille envisageables dans le cadre du projet de stabilisation des parois de fouille d'un hôtel R+6 avec deux sous-sols à Alger-Centre, en mettant en évidence leurs caractéristiques générales ainsi que leur adéquation aux contraintes du site étudié.

Tableau II-1 : Une synthèse des principales techniques de soutènement adaptées à notre projet.

Type de soutènement	Principe	Inconvénients	Conclusion
Murs de soutènement	Structures massives (béton armé, gabions…) assurant la stabilité par leur rigidité et/ou leur poids	- Nécessitent une grande emprise à la base - Impliquent des terrassements importants - Incompatibles avec la présence de bâtiments voisins	✗ Non adapté

Sols renforcés (sols cloués, remblais renforcés)	Renforcement du sol par clous ou géosynthétiques pour améliorer sa stabilité	- Nécessitent un espace suffisant (base large) - Risque d'interférence avec les fondations et sous-sols voisins - Difficulté d'exécution en milieu urbain dense	✗ Non adapté
Écrans de soutènement	Structures minces ancrées dans le sol (parois moulées, pieux, palplanches…)	- Coût parfois élevé - Mise en œuvre technique	☑ Solution la plus adaptée : - Faible emprise - Adaptée aux fouilles profondes - Protection des ouvrages voisins

Au regard de cette analyse, les écrans de soutènement apparaissent comme la solution la plus adaptée, notamment en raison de leur faible emprise et de leur compatibilité avec un environnement urbain contraint.

II.3. Fonctionnement des murs écrans

À partir du XX^{e} siècle, l'urbanisation croissante et la nécessité de réduire l'emprise des fouilles ont favorisé le développement des écrans de soutènement. Contrairement aux murs poids, pour lesquels le sol agit uniquement comme une charge, le sol joue dans ce cas à la fois le rôle de charge et de support, rendant le comportement des écrans plus complexe. L'efficacité de l'appui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, de la profondeur d'encastrement de l'écran et de sa rigidité. [5]

Pour des hauteurs faibles, l'écran peut être simplement encastré et fonctionner en console (écran auto-stable). Pour des fouilles plus profondes ou des efforts importants, des appuis supplémentaires, tels que tirants d'ancrage ou butons, sont nécessaires, formant respectivement un rideau ancré ou un rideau butonné.

Les écrans de soutènement ont évolué depuis les pieux en bois juxtaposés pour inclure aujourd'hui plusieurs types d'ouvrages :

- Rideaux de palplanches ;
- Parois composites ;
- Parois moulées ou préfabriquées.

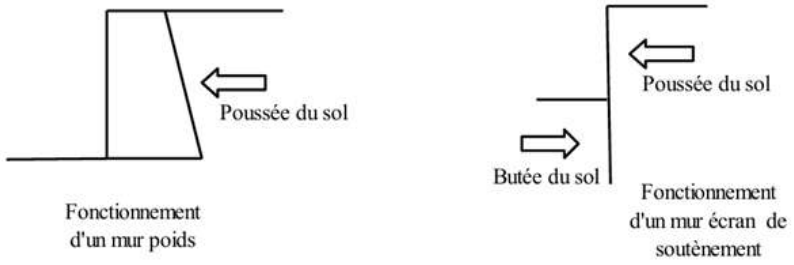


Figure II-7 : Différence de fonctionnement entre un mur poids et un écran de soutènement.

Le fonctionnement global repose sur le système d'appuis : le sol encastré constitue l'appui principal, complété si nécessaire par des butons ou tirants pour limiter les déplacements. La présence de la nappe souterraine peut également influencer les pressions exercées sur l'écran et la stabilité du sol.

II.3.1. Les Butons :

Les butons sont des éléments de compression utilisés pour soutenir les écrans de soutènement. Ils sont généralement constitués de poutres en béton armé, de profilés métalliques ou de tubes en acier, prenant appui entre deux structures opposées afin de limiter les déplacements des parois de la fouille.

L'utilisation de profilés métalliques est le plus souvent destinée aux systèmes de butonnage provisoires, tandis que les poutres ou dalles en béton armé sont plutôt employées dans le cas d'appuis permanents. [5]

II.3.2. Tirants d'ancrage :

Les tirants d'ancrage sont des éléments structuraux conçus pour reprendre et transmettre des efforts de traction vers une zone de sol située en arrière du massif soutenu. Ils permettent ainsi de stabiliser les écrans de soutènement en mobilisant la résistance du terrain situé au-delà de la surface potentielle de rupture. [6]

II.4. Principales techniques de soutènement pour les fouilles profondes

Les fouilles profondes nécessitent la mise en place de systèmes de soutènement afin d'assurer la stabilité des parois et la sécurité du chantier. Le choix de la technique dépend des conditions du sol, de la profondeur et des contraintes du site. Cette partie présente les principales techniques de soutènement utilisées en pratique.

II.4.1. Les Parois de pieux

Les parois de pieux sont constituées de pieux forés en béton armé (ou parfois métalliques) implantés verticalement pour retenir les terres et soutenir les fouilles. Selon leur configuration, elles peuvent être contiguës, tangentes ou sécantes.

II.4.1.1. Paroi de pieux sécants

II.4.1.1.1. Description

Une paroi de pieux sécants est un soutènement constitué de pieux forés en béton dont l'espacement est inférieur à leur diamètre, réalisés successivement par exécution de pieux primaires, puis de pieux secondaires. Les pieux primaires, non armés et éventuellement plus courts, assurent le blindage, tandis que les pieux secondaires, armés, viennent recouper les pieux primaires et constituent l'élément résistant vis-à-vis de la flexion [1]

Utilisées surtout en sites urbains ou terrestres, pour le blindage de fouilles, les soutènements en déblai et les passages souterrains, là où l'emprise est limitée et les terrains variés.

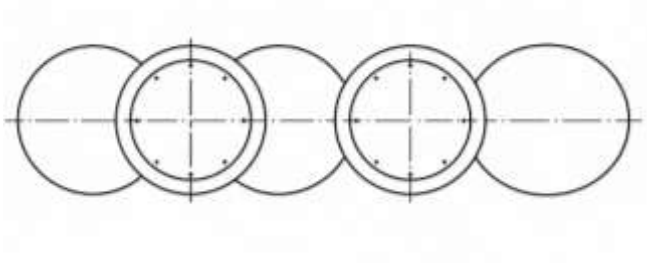


Figure II-8 : Écrans de soutènement réalisés à partir de pieux forés sécants (NF P94-282 2009-03).

II.4.1.1.2. Méthode d'exécution des pieux sécants

La réalisation des pieux sécants se fait selon les étapes suivantes :

1. Réalisation des pieux primaires puis bétonnage
2. Forage des pieux secondaires avec recoupement des primaires
3. Mise en place des armatures et bétonnage des pieux secondaires

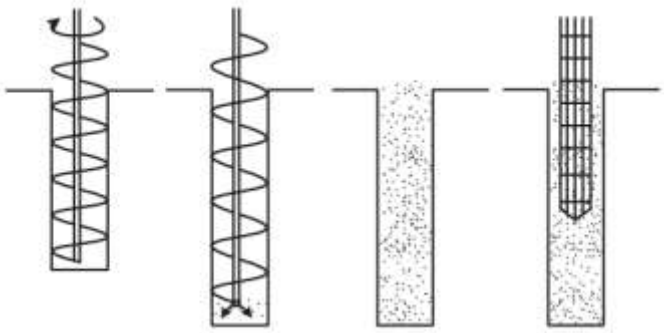


Figure II-9 : Méthode de réalisation d'un pieu foré moulé en place.

II.4.1.2. Paroi de Pieux contigus

II.4.1.2.1. Description

Les parois à pieux contigus sont constituées de pieux en béton armé disposés côte à côte, avec un petit espace compris entre 50 et 150 mm. Chaque pieu reste indépendant, et les interstices créent une continuité mécanique mais une étanchéité limitée. Ce type de paroi est surtout utilisé en site urbain ou sur des terrains nécessitant une faible emprise de fouille. Les pieux sont généralement ancrés ou butonnés pour assurer la stabilité de la paroi.

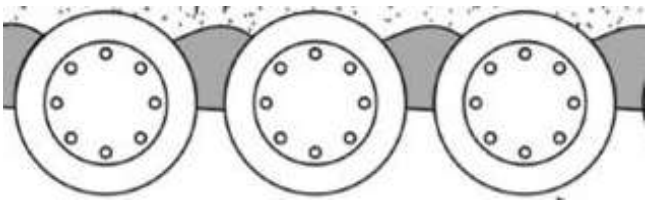


Figure II-10 : Paroi avec Pieux contigus.

II.4.1.2.2. Méthode d'exécution des pieux contigus

La réalisation des pieux contigus se fait selon les étapes suivantes :

1. Forage des pieux avec respect de l'espacement prévu
2. Mise en place des armatures
3. Bétonnage de chaque pieu
4. Réalisation successive des pieux côte à côte

II.4.1.3. Paroi de Pieux tangents

II.4.1.3.1. Description :

Les parois à pieux tangents sont formées de pieux en béton ou en métal disposés en contact direct les uns avec les autres. Contrairement aux pieux contigus, ils touchent sans se chevaucher. Cette disposition assure une meilleure continuité mécanique mais ne garantit pas

une étanchéité parfaite. Elles sont adaptées aux sites urbains et aux terrains compacts, et sont souvent renforcées par des tirants d'ancrage.



Figure II-11 : Paroi avec Pieux tangents.

II.4.1.3.2. Méthode d'exécution des pieux tangents

La réalisation des pieux tangents se fait selon les étapes suivantes :

1. Forage des pieux au contact les uns des autres
2. Mise en place des armatures
3. Bétonnage de chaque pieu
4. Réalisation successive des pieux pour assurer la continuité

II.4.1.4. Spécifications techniques

Le tableau ci-après présente les principales caractéristiques techniques des parois en pieux [4] :

Tableau II-2 : Les principales caractéristiques techniques des parois en pieux.

Paramètres	Recommandations
Diamètre des pieux	Généralement compris entre 0,60 et 1,20 m
Hauteur de fiche	F ≤ H (Doit être supérieure ou égale à 0,5 m pour assurer la stabilité)
Hauteur libre	Limitée généralement à 10 m selon la rigidité et le nombre de tirants
Tirants d'ancrage/buttons	Placés entre 1 et 3 m sous la tête, avec un espacement de 3 à 6 m

II.4.1.5. Avantages et inconvénients :

Le tableau suivant synthétise les avantages et les inconvénients des parois en pieux :

Tableau II-3 : Les avantages et les inconvénients des parois en pieux.

Type de pieux	Avantages	Inconvénients
Tangents	- Bonne continuité du mur - Réduit les infiltrations - Adapté aux terrains stables	- Mise en œuvre exigeante - Risque de friction et de défauts d'alignement - Peu adapté aux fouilles urbaines proches de bâtiments

Contigus	- Peut se réaliser près de constructions existantes - Rapidité d'exécution - Adapté aux sols hétérogènes	- Petites infiltrations possibles - Hauteur libre limitée - Risque de défauts de verticalité
Sécants	- Excellente étanchéité - Réalisation possible en milieu urbain et près de bâtiments (jusqu'à 25 cm) - Absence de vibrations et de nuisances - Adapté aux fouilles en espaces restreints - Convient aux sols instables et grandes hauteurs	- Mise en œuvre complexe et longue - Coût élevé - Risque de défauts de verticalité si mal réalisé

II.4.2. La paroi moulée

II.4.2.1. Description

La paroi moulée est un écran de soutènement en béton armé, constitué par la juxtaposition de panneaux verticaux réalisés successivement dans le sol et alignés dans un même plan. Elle se caractérise par sa rigidité, sa continuité et son étanchéité relative. Elle est adaptée aux fouilles profondes en milieu urbain et sur terrains meubles ou saturés, assurant soutènement et stabilité des ouvrages voisins. Pour des hauteurs supérieures à 6 à 8 m, la paroi doit être renforcée par des tirants d'ancrage ou des butons

La paroi moulée peut être exécutée selon différentes formes (plane, courbe ou fermée), ce qui la rend très flexible pour des configurations complexes. [4]

Légende :
1 Contreforts
2 Éléments secondaires
h Hauteur libre
f Fiche

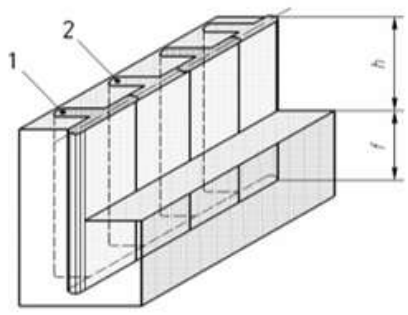


Figure II-12 : Paroi moulée à contreforts réalisée à partir d'éléments de parois moulées en béton armé (NF P94-282 2009-03).

II.4.2.2. Méthode d'exécution

La réalisation des parois moulées se fait selon les étapes suivantes :

1. Excavation de la tranchée dans le sol, maintenue par une boue bentonitique pour assurer la stabilité des parois ;
2. Mise en place de la cage d'armatures préfabriquée dans la tranchée ;
3. Bétonnage au tube plongeur sous boue pour constituer définitivement le panneau.

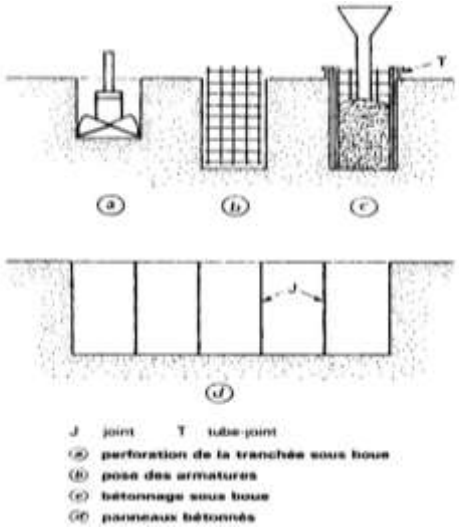


Figure II-13 : Méthode d'exécution des parois moulées.

II.4.2.3. Spécifications techniques

Le tableau ci-après présente les principales caractéristiques techniques de la paroi moulée [4] :

Tableau II-4 : Les principales caractéristiques techniques de la paroi moulée.

Élément	Type / Paramètre	Recommandations
Type de paroi	Paroi autostable (encastrée)	Hauteur libre : 5 à 6 m Stabilité assurée par la fiche
	Paroi avec contreforts	Hauteur : 10 à 12 m (bon terrain en fiche)
	Paroi ancrée ou butonnée	Utilisée pour grandes hauteurs ou limitation des déplacements
Hauteur de fiche (F)	Paroi encastrée	$F \leq H$ (souvent légèrement inférieure à H)
	1 lit de tirants	$F \leq H/3$ à $H/2$
	Plusieurs lits de tirants	Fiche possible faible
	Valeur minimale	$F \geq 0,5$ m (stabilité + exécution)
Tirants d'ancrage / buttons	1 lit de tirants	Position : 1 à 3 m sous la tête
	Plusieurs lits	Espacement vertical : 4 à 6 m
	Longueur des tirants	Dépend du sol et de l'emprise de l'ouvrage
Dimensions géométriques	Paroi moulée	Épaisseur : 0,60 à 1,00 m (max ≈ 1,50 m)

	Parois préfabriquées	Épaisseur : 0,40 à 0,80 m Hauteur max : ≈ 12 m Hauteur libre : 8 à 9 m
	Largeur des panneaux	2 à 8 m (selon stabilité du forage)

II.4.2.4. Avantages et inconvénients

Le tableau suivant synthétise les avantages et les inconvénients de la paroi moulée :

Tableau II-5 : Les avantages et les inconvénients de la paroi moulée.

Avantages	Inconvénients
-Très adaptée au milieu urbain, faibles déplacements → protège les bâtiments voisins	-Coût élevé
-Bonne étanchéité	-Technique complexe
-Peut servir de structure définitive	-Gestion de la boue bentonitique
-Permet grandes profondeurs	-Tirants difficiles à réaliser en zone urbaine

II.4.3. Rideaux de palplanches métalliques

II.4.3.1. Description

Les palplanches métalliques sont utilisées dans différents contextes :

- Milieu aquatique (usage principal) : batardeaux, quais, protections de berges.
- Milieu urbain ou terrestre : blindage de fouilles, soutènements en déblai, passages souterrains.

Une palplanche métallique est un profilé en acier de faible épaisseur et de grand élancement, pouvant être plat, en forme de U ou de Z, obtenu par laminage à chaud ou par profilage à froid.

Ces éléments sont assemblés par emboîtement pour former un rideau continu, généralement étanche, mis en œuvre verticalement dans le sol par battage, vibrage ou vérinage. Selon les conditions de projet, on distingue :

- Les rideaux simplement encastrés,
- Et les rideaux ancrés ou butonnés pour reprendre des efforts plus importants. [4]

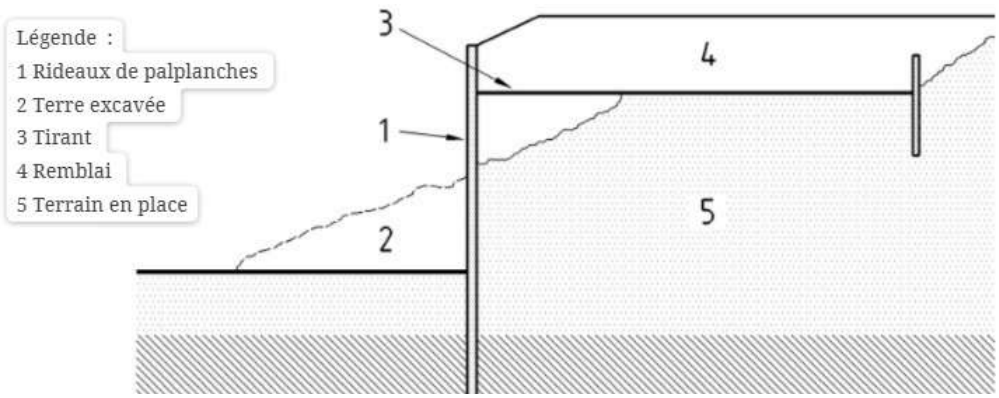


Figure II-14 : Rideau de palplanches simples ancré avec un contre rideau (NF P94-282 2009-03).

II.4.3.2. Méthode d'exécution

La réalisation des palplanches métalliques se fait selon les étapes suivantes :

1. Implanter l'alignement du rideau sur le chantier ;
2. Placer la première palplanche comme guide ;
3. Enfoncer les palplanches dans le sol à l'aide d'un vibrofonceur, marteau ou presse hydraulique ;
4. Emboîter chaque palplanche dans la précédente pour former un rideau continu ;
5. Poursuivre l'enfoncement jusqu'à la profondeur de projet ;
6. Stabiliser le rideau si nécessaire avec des tirants ou des butons.

II.4.3.3. Spécifications techniques :

Le tableau ci-après présente les principales caractéristiques techniques des rideaux de palplanches métalliques [4] :

Tableau II-6 : Les principales caractéristiques techniques des rideaux de palplanches métalliques.

Élément	Paramètres	Recommandations
Rideau encastré	Hauteur libre	Limitée généralement entre 3 et 4 m
	Fiche	Prise approximativement égale à la hauteur libre
Rideau ancré à un lit de tirants	Position des tirants / buttons	Située entre 0,5 m et 2 m sous la tête du rideau
	Fiche	Comprise entre H/3 et 2H/3
	Hauteur totale	Peut atteindre 7 à 8 m
Rideau à plusieurs lits de tirants	Espacement des tirants / buttons	3 à 6 m
	Fiche minimale	≥ 0,6 à 0,8 m

II.4.3.4. Avantages et inconvénients :

Le tableau suivant synthétise les avantages et les inconvénients des rideaux de palplanches métalliques.

Tableau II-7 : Synthétise les avantages et les inconvénients des rideaux de palplanches métalliques.

Avantages	Inconvénients
-Mise en œuvre rapide sur le chantier.	-Vibrations et nuisances sonores
-Résiste bien aux poussées de terres et à la pression hydrostatique.	-Installation difficile en sols durs ou avec obstacles souterrains.
-Palplanches récupérables et réutilisables.	-Risque de corrosion de l'acier, nécessitant une protection.
-Étanchéité relativement bonne grâce aux emboîtements.	-Nécessite un suivi des déformations et de la stabilité pendant les travaux.
-Solution économique et durable pour les ouvrages de soutènement.	

II.4.4. Parois composites

II.4.4.1. Description

Les parois composites sont formées de pieux isolés, en béton ou métalliques, espacés de 2,5 à 4 m environ, entre lesquels sont réalisés des voiles en béton coulé ou projeté. Les types les plus connus sont la berlinoise, constituée de pieux métalliques en H avec voile projeté, et la parisienne, composée de pieux préfabriqués en béton avec voile coulé.

Les pieux préfabriqués, qu'ils soient métalliques ou en béton armé, sont généralement mis en place dans un forage préalablement réalisé, à l'intérieur duquel ils sont scellés à l'aide d'un béton, d'un mortier ou d'un coulis, au moins dans la partie en fiche de la paroi.

Ces parois offrent une grande flexibilité d'utilisation et conviennent aux terrains urbains ou difficiles, mais leur étanchéité reste limitée et dépend du type de pieu et de la continuité du voile. [4]



Figure II-16 : Paroi berlinoise avec voile en béton armé (NF P94-282 2009-03).



Figure II-15 : Paroi parisienne avec voile en béton armé (NF P94-282 2009-03).

II.4.4.2. Méthode d'exécution

La réalisation des parois composites se fait selon les étapes suivantes :

- **Paroi berlinoise**

1. Mise en place des pieux métalliques (profilés H)
2. Terrassement par passes successives
3. Mise en place du remplissage (bois ou béton projeté) entre pieux au fur et à mesure
4. Installation éventuelle des tirants ou butons

- **Paroi parisienne**

1. Réalisation des pieux en béton (forés ou préfabriqués)

2. Terrassement par passes successives
3. Réalisation d'un voile en béton armé coulé en place entre pieux
4. Mise en place des tirants ou butons si nécessaire

II.4.4.3. Spécifications techniques

Le tableau ci-après présente les principales caractéristiques techniques des parois composites [4] :

Tableau II-8 : Les principales caractéristiques techniques des parois composites.

Paramètres	Recommandations
Hauteur maximale	Limitée par manutention et préfabrication
Hauteur libre	≤ 12 m pour pieux préfabriqués, ≤ 20 m pour pieux métalliques (berlinoise)
Hauteur de fiche	Souvent faible (car plusieurs niveaux de tirants)
Tirants d'ancrage / buttons	Longueur 1 à 3 m sous tête, espacement 3–6 m
Voiles intermédiaires	Exécutés par passes successives (2 à 5 m), en béton coffré ou projeté, avec liaison aux éléments porteurs principaux

II.4.4.4. Avantages et inconvénients

Le tableau suivant synthétise les avantages et les inconvénients des parois composites :

Tableau II-9 : Les avantages et les inconvénients des parois composites.

Type de paroi	Avantages	Inconvénients
Paroi Parisienne	- Technique rapide à mettre en œuvre - Solution économique pour les fouilles urbaines - Adaptée à différentes tailles de chantiers - Possibilité d'intégration dans l'ouvrage définitif	- Profondeur d'utilisation limitée - Paroi perméable (peu adaptée en présence de nappe souterraine) - Nécessite souvent des tirants ou butons pour les grandes profondeurs
Paroi Berlinoise	- Solution économique - Mise en œuvre simple et rapide - Peut servir de coffrage perdu - Éléments métalliques récupérables et réutilisables	- Rigidité limitée (déformations possibles) - Difficulté en présence d'obstacles souterrains - Génération de vibrations si la méthode de battage est utilisée pour la mise en place des profilés

II.5. État de l'art des accidents liés aux travaux de fouille

Selon le bilan élaboré par le Ministère du Travail et de la Sécurité Sociale, Plusieurs accidents surviennent fréquemment sur les chantiers de terrassement et de fouilles. En Algérie, le nombre d'accidents de travail est estimé entre 40 000 et 50 000 cas par an, dont 47 555 cas enregistrés en 2018, avec 529 décès [9]

Le secteur du BTP est particulièrement touché, représentant environ 26 % des accidents et 45 % des cas mortels. Ces chiffres montrent la dangerosité des travaux d'excavation et la nécessité de renforcer les mesures de prévention. [9]

Ci-après est présenté un état des principaux accidents survenus durant la période 2016–2025 sur le territoire algérien.

II.5.1. Effondrement d'un immeuble à Hussein Dey (Alger) – Novembre 2025

Un immeuble s'est partiellement effondré suite à des travaux d'excavation réalisés par un promoteur immobilier à proximité. Le creusement profond (plus de 4 m), combiné à l'absence de contrôle et à la fragilisation des fondations existantes, a déstabilisé le sol et provoqué l'effondrement. L'accident illustre les risques liés aux travaux urbains mal encadrés près de bâtiments anciens



Figure II-17 : Effondrement d'un immeuble à Hussein Dey, 2025 ALGER.

II.5.2. Effondrement d'un immeuble de la résidence URBA 2000 à El Achour (Alger) –14 octobre 2016

Le 14 octobre 2016, un immeuble de la résidence URBA 2000 à El Achour a subi un effondrement total à la suite d'une perte de stabilité globale de la structure. L'accident est survenu dans un contexte de travaux d'excavation à proximité des fondations, ayant entraîné une décompression du sol, des tassements différentiels importants et le basculement du bâtiment jusqu'à sa ruine complète.



Figure II-18 : Effondrement d'un immeuble de la résidence URBA 2000 à El Achour.

II.5.3. Effondrement de terrain à Aïn El Turk (Oran) –juin 2025

En juin 2025, un effondrement de terrain s'est produit sur un chantier à Aïn El Turk à la suite d'une excavation profonde réalisée sans dispositif de blindage adéquat. L'absence de soutènement des parois a entraîné une instabilité progressive du sol, provoquant son glissement brutal vers la zone excavée. La rupture s'est manifestée de manière soudaine sous l'effet des pressions latérales du terrain et des conditions géotechniques du site, mettant en évidence un défaut de sécurisation de la fouille et un non-respect des règles de stabilité des excavations profondes



Figure II-19 : Effondrement de terrain à Aïn El Turk (Oran) –juin 2025.

II.5.4. Instabilité d'un système de soutènement en excavation profonde à Bab Ezzouar (Alger) –2020

En 2020 Lors d'un chantier d'excavation profonde à Bab Ezzouar (Alger), d'importants déplacements ont été observés au niveau de la tête de l'écran de soutènement. Cet incident est principalement dû à un sous dimensionnement du système de blindage face aux poussées du terrain, aggravée par la présence d'eau dans la fouille. Ces facteurs ont entraîné une déformation excessive de la paroi et compromis la stabilité de l'excavation



Figure II-20 : Instabilité d'un système de soutènement en excavation profonde à Bab Ezzouar (Alger) – 2020.

II.5. Conclusion

À travers ce chapitre, il ressort que les travaux de fouilles et d'excavation représentent des opérations à haut risque nécessitant une maîtrise technique rigoureuse. L'étude des différents types de soutènement ainsi que l'analyse des accidents et effondrements survenus en Algérie montrent que l'absence de mesures adaptées peut engendrer des conséquences humaines, matérielles et économiques importantes. Le choix d'un système de soutènement approprié constitue donc un élément essentiel pour assurer la stabilité des terrains, la sécurité du chantier et la protection de l'environnement avoisinant. Cette analyse servira de base pour la sélection de la solution la plus adaptée au projet étudié.

Chapitre III : Présentation générale du projet étudié

III. Présentation générale du projet étudié

III.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation générale du projet étudié, en mettant en évidence ses principales caractéristiques techniques, sa localisation ainsi que son contexte d'implantation. Il vise à fournir une vision globale de l'ouvrage afin de mieux comprendre les choix de conception et les solutions retenues dans les chapitres suivants.

III.2. Présentation générale du projet

Le projet étudié porte sur la stabilisation des parois de fouille d'un hôtel en R+6 avec deux attiques et deux niveaux de sous-sol, implanté sur un terrain situé sur la rue Hassiba Ben Bouali, dans la commune de Sidi M'Hamed, au centre d'Alger.

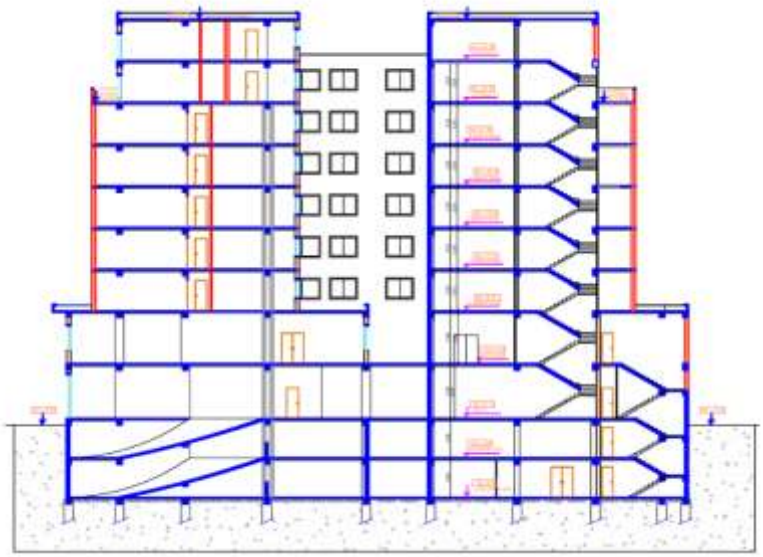


Figure III-2 : Coupe architecturale de l'hôtel.



Figure III-1 : Plan de localisation du projet.

Le projet est implanté dans un environnement urbain dense au niveau de la rue Hassiba Ben Bouali, caractérisé par la présence d'anciens bâtiments mitoyens et d'un axe principal à forte circulation. Ce contexte rend les travaux de fouille particulièrement sensibles et nécessite

l'adoption d'un système de soutènement adapté afin de limiter les déplacements du terrain et d'assurer la stabilité des ouvrages avoisinants durant les différentes phases de terrassement.

III.2.1. Situation et localisation du site

Le terrain du projet présente une superficie d'environ 1250 m² et se situe dans une zone fortement urbanisée du centre d'Alger.

Les limites du terrain sont définies comme suit :

- **Au Nord** : voie publique et bâtiment en R+2
- **Au Sud** : bâtiment en R+2
- **À l'Est :** voie publique et bâtiment en R+3
- **À l'Ouest** : boulevard Hassiba Ben Bouali

Cette configuration montre que le projet est entouré de constructions existantes, ce qui rend les travaux de terrassement particulièrement sensibles.



Figure III-3 : Photo réelle côté Nord (voie publique et bâtiment en R+2).



Figure III-5 : Photo réelle cote Est (voie publique et bâtiment en R+3).



Figure III-4 : Photo réelle côté Sud (bâtiment en R+2).



Figure III-6 : Vue satellite du site du projet avec délimitation de l'emprise (image Google Earth).

III.3. Topographie du site

Au moment de l'intervention du laboratoire géotechnique, le terrain était accessible aux engins de reconnaissance et présentait une topographie sensiblement plane, marquée par une légère pente naturelle.

III.4. Contexte sismique

Selon le Document Technique Réglementaire DTR BC 2-48 relatif aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 – Version 2024) la commune de Sidi M'Hamed (Alger) est classée en zone sismique 6, correspondant à une zone de sismicité élevée.

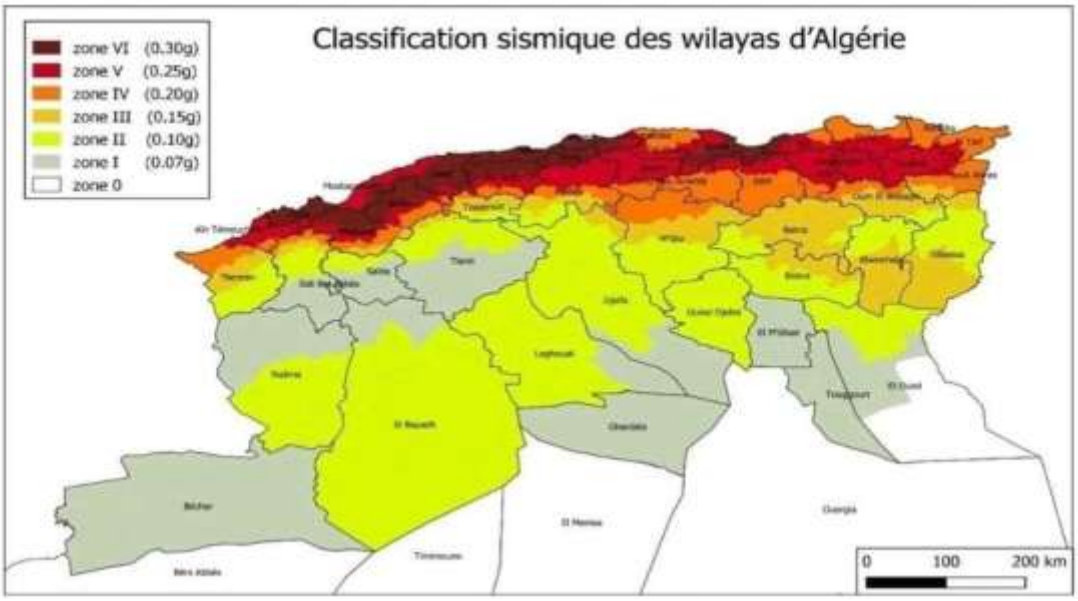


Figure III-7 : Carte de Zonage sismique du territoire national.

Cette classification impose la prise en compte des effets sismiques dans la conception des ouvrages, notamment pour les fondations et les structures de soutènement, afin d'assurer leur stabilité et leur résistance face aux sollicitations sismiques.

III.5. Contexte géologique général

Selon la carte géologique au 1/50 000 établie par A. Aymé (1964), la région d'Alger se caractérise par un socle métamorphique formant le massif d'Alger, entouré par des dépôts sédimentaires d'âge Plio-Quaternaire. Ces formations sont limitées au sud par le bassin Mio-Plio-Quaternaire de la Mitidja.

Les principales formations affleurantes dans la région sont les suivantes :

III.5.1. Le socle métamorphique (massif d'Alger)

Il est constitué de formations pélitiques et carbonatées ayant subi un métamorphisme, localement recoupées par des intrusions magmatiques.

III.5.2. Les lacunes stratigraphiques

La région d'Alger présente d'importantes lacunes stratigraphiques, notamment au niveau du Secondaire ainsi qu'à la base du Tertiaire (Éocène et Oligocène), traduisant des phases d'érosion ou de non-sédimentation.

III.5.3. Les formations tertiaires

Ces formations reposent en discordance sur le socle métamorphique et traduisent une reprise de la sédimentation après les phases tectoniques.

III.5.4. Les formations quaternaires

Elles correspondent principalement aux marnes et cailloutis du remplissage de la Mitidja, caractérisés par une grande variabilité de faciès, allant de matériaux fins à grossiers.

Le Quaternaire dans la région d'Alger regroupe divers termes lithologiques tels que les sables, grès dunaires, alluvions, éboulis, limons, argiles vaseuses et tourbes argileuses.

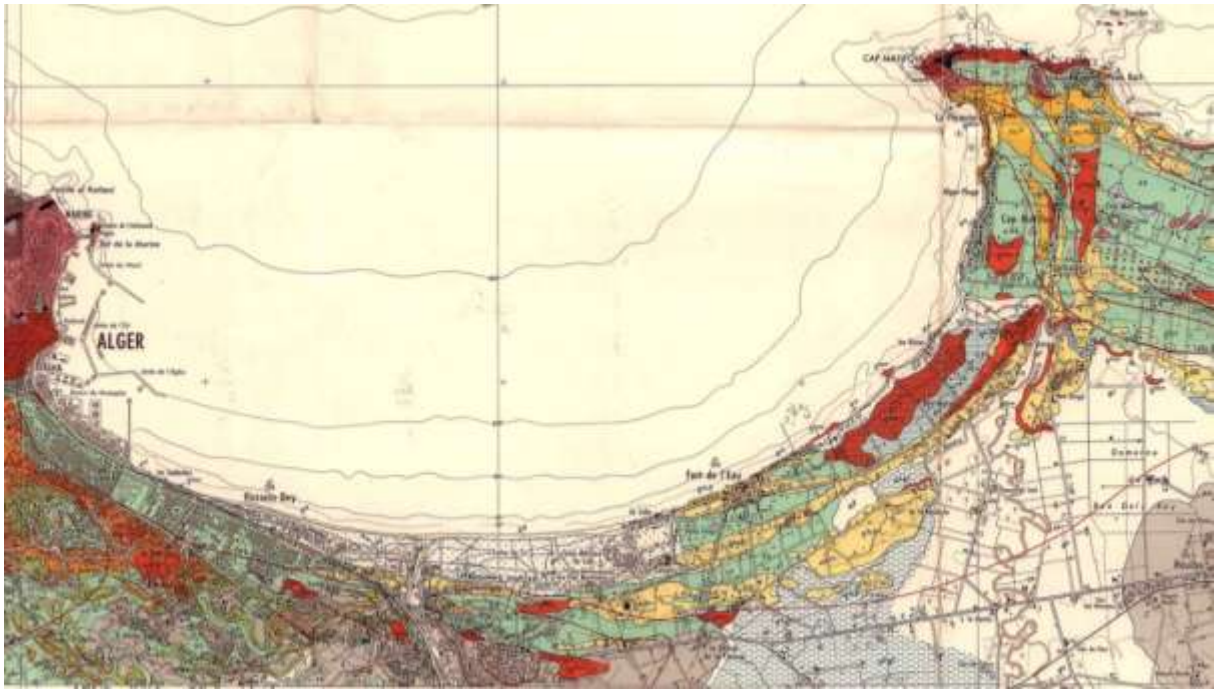


Figure III-8 : Carte géologique régionale du nord d'Alger (contexte du site d'étude).

III.6. Contexte géologique local

La zone d'étude de Hassiba s'inscrit dans le bassin d'Alger, appartenant au domaine tellien. D'après la carte géologique de la région d'Alger, le site est caractérisé par la présence de formations sédimentaires d'âge quaternaire à néogène.

Les formations superficielles sont constituées de dépôts récents quaternaires, représentés principalement par des alluvions et des formations argilo-sableuses d'origine littorale ou fluviatile.

Ces dépôts reposent sur des formations plus anciennes du Néogène, composées essentiellement de niveaux sableux à gréseux, associés à des formations marneuses largement répandues dans la région.

L'ensemble de ces formations traduit un environnement sédimentaire côtier évolutif, caractéristique du bassin d'Alger.

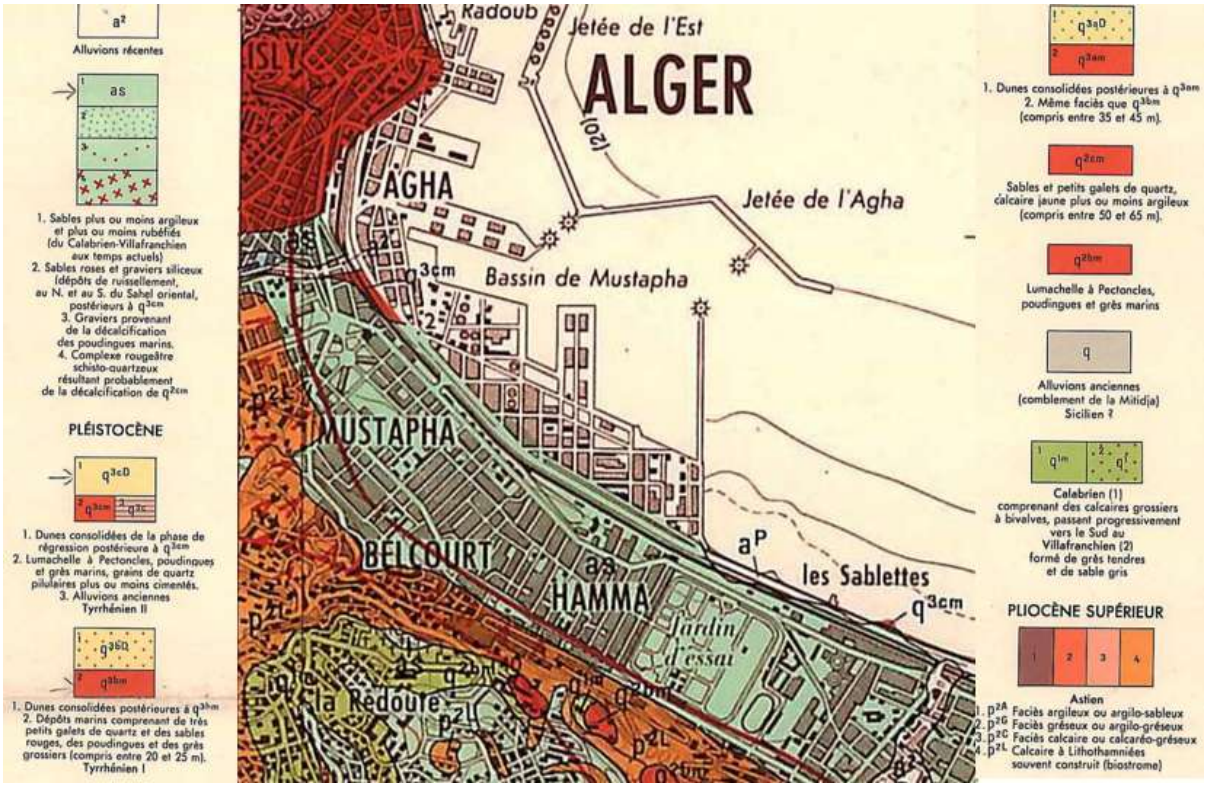


Figure III-9 : Carte géologique locale de la zone d'étude (Hassiba).

III.7. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les principales caractéristiques du projet ainsi que le contexte général du site d'implantation. Le projet étudié concerne la réalisation d'un hôtel en R+6 avec deux attiques et deux niveaux de sous-sol, implanté dans un environnement urbain dense au centre d'Alger, caractérisé par la proximité immédiate des bâtiments mitoyens et la présence d'une voie à forte circulation.

L'étude du contexte topographique, géologique et sismique a mis en évidence plusieurs contraintes techniques influençant directement les travaux de terrassement et la conception du système de soutènement. La nature des formations rencontrées, les conditions d'implantation en milieu urbain ainsi que le classement de la région en zone de forte sismicité nécessitent

l'adoption de solutions adaptées garantissant la stabilité de la fouille et la sécurité des ouvrages avoisinants.

Les éléments présentés dans ce chapitre constituent ainsi une base essentielle pour l'établissement des hypothèses de calcul et le développement des études de dimensionnement qui seront abordées dans les chapitres suivants.

Chapitre IV : Campagne de Reconnaissance Géotechnique

IV. Campagne de Reconnaissance Géotechnique

IV.1. Introduction

La conception d'un système de blindage pour des excavations profondes exige une connaissance rigoureuse des propriétés physico-mécaniques du terrain. La sécurité des parois et la maîtrise des mouvements du sol dépendent directement de la précision des paramètres intégrés dans les modèles de calcul de poussée et de déformabilité.

IV.2. Consistance de la campagne d'investigation :

Dans le but de définir le modèle géotechnique du site et d'établir une coupe lithologique fiable, la campagne d'investigation a été structurée autour d'essais complémentaires combinant reconnaissance directe, essais in situ et analyses en laboratoire.

L'ensemble des investigations a été réalisé par le laboratoire géotechnique SOIL-TECH Engineering, conformément aux normes en vigueur.

- Un sondage carotté (SC), exécuté jusqu'à 20 m de profondeur, a permis l'identification des formations lithologiques traversées, la mise en évidence du niveau de la nappe souterraine ainsi que le prélèvement d'échantillons intacts destinés aux essais de laboratoire.
- Deux essais pressiométriques Ménard (PMT) ont été réalisés afin de caractériser le comportement mécanique des sols en place. Ces essais ont permis de déterminer le module pressiométrique E_M, représentatif de la déformabilité du sol, ainsi que la pression limite Pl, paramètre essentiel pour l'évaluation du dimensionnement et des déplacements des ouvrages de soutènement.
- Des essais de pénétration standard (SPT) ont complété les investigations en fournissant une estimation de la compacité des sols.

Des essais de laboratoire ont été réalisés sur les échantillons prélevés afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols :

- Essais d'identifications physiques / Analyse granulométrique et limites d'Atterberg pour la classification des sols ;
- Essais de mécaniques /Essai de cisaillement direct pour la détermination de la cohésion C et de l'angle de frottement interne φ ;
- Essai de compression simple pour l'évaluation de la résistance à la compression non confinée Rc.

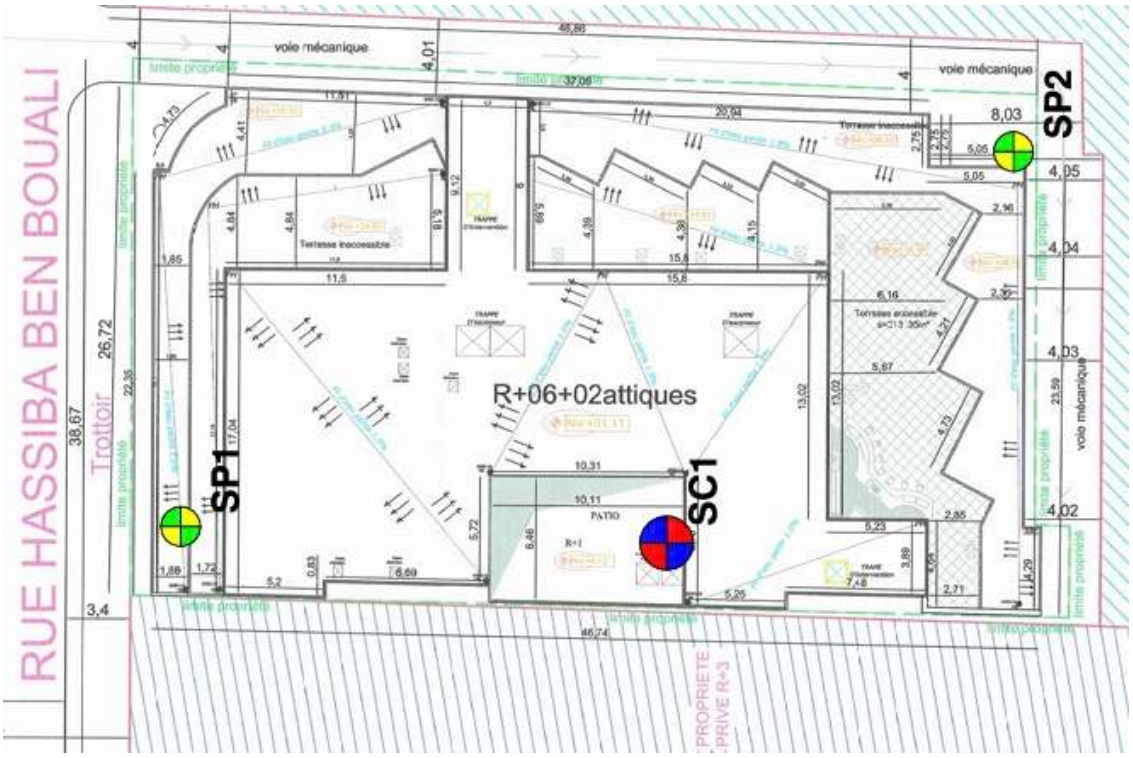


Figure IV-1 : Plan d'implantation des sondages in situ.

IV.3. Les sondages carottés

IV.3.1. Principe des sondages

Le sondage carotté consiste à découper et extraire un cylindre de terrain le plus intact possible, à l'aide d'un carottier (par rotation, fonçage ou battage), afin d'obtenir des échantillons représentatifs des différentes couches traversées et d'en déterminer la lithologie.

IV.3.2 Résultats des sondages

Les sondages carottés réalisés ont permis de mettre en évidence une succession lithologique relativement homogène, aussi bien en plan qu'en profondeur.

La stratigraphie du site est caractérisée par :

- Une couche superficielle d'argile limoneuse brunâtre (AL)
- Une alternance de bancs de grès et de sable beige (SD/G)
- Un substratum marneux gris bleuâtre, compact (MGC)

Les différentes formations rencontrées sont résumées dans le tableau suivant (Tableau IV-*1)*.

Tableau IV-1 : Résultats des sondages.

	Profondeur	Description du sol
SC 1	0.00 - 2.60 m	Argile limoneuse brunâtre.
	2.60 – 8.00 m	Grés beiges.
	8.00-20.00 m	Marne grise bleuâtre très compacte indurée en profondeur.
SP 01	0.00 – 0.50 m	Remblai.
	0.50 – 4.50 m	Argile limoneuse brunâtre.
	4.50 – 7.50 m	Alternance de blocs de grés et de sable beige
	7.50 – 8.20 m	Marne beige grisâtre.
	7.50 - 20.00 m	Marne grise bleuâtre très compacte indurée en profondeur.
SP 02	0.00 – 0.40 m	Remblai
	0.40 – 7.50 m	Alternance de blocs de grés et de sable beige.
	7.50 – 9.00 m	Marne beige grisâtre.
	9.00 - 20.00 m	Marne grise bleuâtre très compacte in durée en profondeur.

D'une manière générale, le sol présente une structure stratifiée avec une dominance de formations fines en surface, suivies de niveaux plus résistants en profondeur. La présence de marnes compactes constitue un horizon porteur favorable pour les ouvrages.



Figure IV-2 : Photo de caisse du sondage SC :01.

- **Niveau piézométrique**

Un piézomètre a été installé dans le sondage carotté afin de mettre en évidence la présence d'eau souterraine. Après stabilisation des niveaux, le niveau d'eau a été mesuré à une profondeur d'environ 4,50 m.

IV.4. Essai pressiométrique :

IV.4.1. Principe de l'essai

L'essai pressiométrique consiste à introduire dans le sol une sonde cylindrique dilatable reliée à un contrôleur pression-volume placé en surface. L'injection d'eau sous pression provoque l'expansion de la sonde et la déformation du sol environnant. Le volume injecté renseigne sur la déformation du sol, tandis que la pression appliquée traduit la contrainte reprise par le terrain. Les mesures permettent d'établir la courbe pression-volume, à partir de laquelle sont déterminés la pression limite Pl et le module pressiométrique Ménard E_M, utilisés pour le dimensionnement des fondations :

• pl : pression limite du sol (caractéristique de rupture du sol) ;

• E_M : module pressiométrique Ménard (caractéristique de déformabilité du sol).

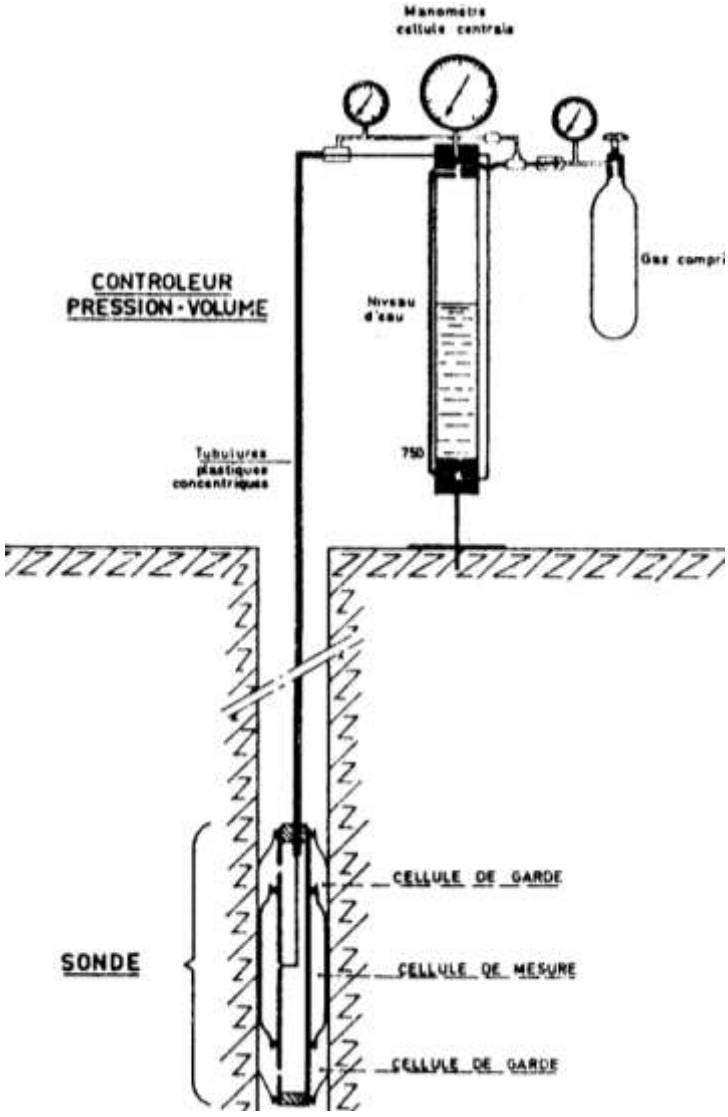


Figure IV-3 : Schéma de la sonde pressiométrique.

IV.4.3 Résultats des essais

Les résultats des essais pressiométriques réalisés sont présentés dans les tableaux ci-dessous

Tableau IV-2 : Résultats pressiomètres SP1.

Profondeur (m)	E (bars)	Pl (bars)
1	114,68	7,84
2	137,67	7,6
3	392,35	17,91
4	128,05	13,48
5	332,84	10,21
6	125,15	13,26
7	292,56	13,76
8	128,38	11,51
9	61,15	12,41
10	207,3	23,94
11	341,54	28,08
12	262,75	27,35
13	323,76	25,03
14	129,31	23,89
15	191,21	25,11
16	146,92	19,36
17	183,98	18,3
18	443,94	20,87
19	304,59	25,85

Tableau IV-3 : Résultats pressiomètres SP2.

Profondeur (m)	E (bars)	Pl (bars)
1	247,67	5,78
2	209,27	10,28
3	109,5	13,05
4	104,49	8,62
5	254,13	13,48
6	83,15	13,01
7	169,84	13,12
8	151,34	10,86
9	257,53	17,48
10	175,92	17,78
11	210,77	19,26
12	252	22,5
13	206,06	26,49
14	219,03	26,58
15	181,24	27,09
16	172,53	28,11
17	162,53	25,67
18	499,27	26,03
19	1263,33	30,9

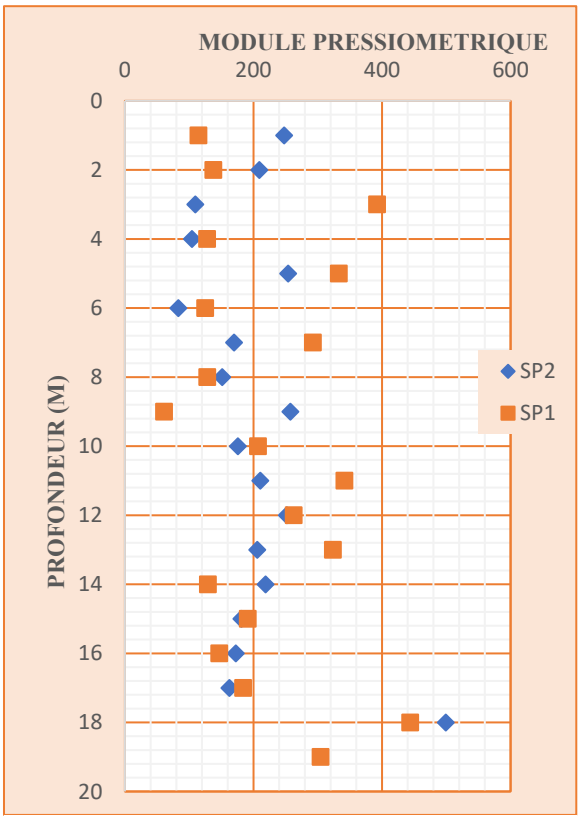


Figure IV-4 : Représentation graphique des modules pressiométriques selon la profondeur.

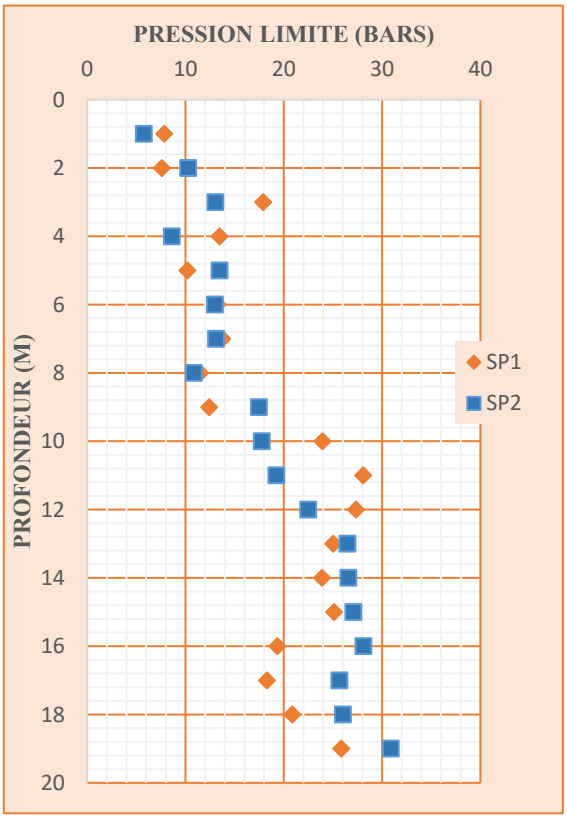


Figure IV-5 : Représentation graphique des pressions limites selon la profondeur.

L'analyse des résultats montre que :

- Les valeurs de la pression limite Pl sont généralement supérieures à 10 bars
- Le module pressiométrique E_M présente des valeurs variables selon la profondeur

IV.5. Essai SPT :

IV.5.1. Principe de l'essai

L'essai de pénétration standard (**SPT**) consiste à enfoncer un carottier normalisé au fond d'un forage stabilisé par battage à l'aide d'un mouton. Après un enfoncement initial de 15 cm (amorçage), le nombre de coups nécessaire pour un enfoncement supplémentaire de 30 cm, réalisé en deux passes de 15 cm, est mesuré. La résistance à la pénétration est donnée par :

$$N_{SPT}=N_1+N_2$$

Le paramètre N-SPT est largement utilisé pour estimer, par corrélations empiriques, la compacité des sols, l'angle de frottement interne et la capacité portante.

Tableau IV-4 : Classification de la compacité du sol en fonction des valeurs de N-SPT (Classification de Terzaghi et Peck (1967)).

NSPT	Compacité du sable
0 – 4	Très lâche
4 - 10	Lâche
10 – 30	Moyennement compact
30 – 50	Dense
> 50	Très dense

IV.5.2. Résultats des essais

Les résultats des essais au carottier SPT réalisés sur les différentes profondeurs sont donnés dans le tableau

Tableau IV-5 : Résultats SPT.

Sondage	Profondeur(m)	Unité géologique	N_0(15cm)	N_1(30cm)	N_2(45cm)	N_{SPT}
SC 01	3.00 – 3.45	AL	12	21	44	65
	6.00 – 6.45	SD	11	56	Refus	Refus
	10.50 –10.95	MGC	16	18	18	36
	15.00 –15.45	MGC	13	21	22	43



Figure IV-6 : Photo de caisse du sondage SC :01.

IV.6. Essais au laboratoire :

Des échantillons de sol, intacts et remaniés, prélevés à différentes profondeurs au cours des sondages, ont été soumis à une série d'essais physico-mécaniques et chimiques en laboratoire, dans le but de caractériser le comportement géotechnique et la nature des formations en place.

IV.6.1. Résultats des essais physico-mécaniques

Les résultats de ces essais sont consignés dans les tableaux (IV-*6*) et (IV-*7*)

Tableau IV-6 : Résultats des essais physiques.

Sondage	Prof (m)	Unité géologique	2 mm	0.08 mm	20 µ	2µ	W (%)	Sr (%)	WL (%)	IP
Sc-01	2.0 – 2.60	AL	69%	44%	34%	16%	19.39	94	37	18
	9.0 – 9.80	MGC	100%	98%	76%	48%	28.38	96	51	27

Tableau IV-7 : Résultats des essais mécaniques.

Sondage	Prof (m)	Unité géologique	γ_d(t/m3)	γ_h(t/m)	C_{CD}(bar)	φ_{CD}(°)	R_{cs} (bar)
Sc-01	2.20 – 2.60	AL	1.73	2.07	0.22	29.12	/
	8.00 – 8.20	SD/G	2.38	/	/	/	160.9
	9.40 – 9.80	MGC	1.51	1.93	0.50	26.6	/
	10.0 – 10.5	MGC	1.50	1.93	/	/	6.23
	13.5 – 14.0	MGC	1.48	1.92	0.38	26.15	/
	17.0 – 17.5	MGC	1.56	2.00	/	/	/

Les résultats montrent que le sol présente une teneur en eau naturelle avoisinant 28 %, traduisant un état hydrique relativement élevé. Le degré de saturation, proche de l'unité, indique un sol détrempé à saturé.

L'analyse granulométrique met en évidence une prédominance des éléments fins, avec plus de 50 % de particules inférieures à 0,08 mm et une fraction argileuse d'environ 48 %.

Selon la classification de Casagrande, basée sur les limites d'Atterberg (WL et IP) le sol présente une plasticité moyenne dans les horizons superficiels, puis évolue vers une plasticité élevée au niveau des formations marneuses profondes.

IV.6.2. Résultats des Analyses chimiques sol/eau

Les résultats de l'analyse chimique effectuée sur des échantillons de sol et d'eau prélevés à différentes profondeurs sont présentés dans les tableaux (IV-*8*) et (IV-*9*)

- **Sol**

Tableau IV-8 : Résultats des analyses chimiques du sol exprimé en % poids.

Sondage	Profondeur (m)	Unité géologique	Sulfates SO_4^-	Carbonates CaCO3	Chlorures Cl^-
Sc-01	2.20 à 2.60	AL	0.18	13.31	0.09
	9.40 à 9.80	MGC	0.12	39.94	0.02

Les teneurs en sulfates mesurées dans les échantillons de sol varient entre 1200 et 1800 ppm, ce qui traduit un environnement faiblement agressif pour le béton selon la classe d'exposition XA1.

Ces conditions permettent l'utilisation d'un ciment ordinaire sans mesures de protection particulières, sous réserve du respect des règles de mise en œuvre.

Les teneurs en carbonates confirment la présence d'une formation argilo-limoneuse en surface, reposant sur une marne.

- **Eau souterraine :**

Tableau IV-9 : Résultats des analyses chimiques de l'eau.

Paramètres	Résultats	Unité de mesure	Classe d'agressivité
Calcium (Ca^{++})	109.22	mg/l	
Magnésium (Mg^{+})	41.95	mg/l	< XA1
Dureté Totale	44.78	°F	
Titre Alcalimétrique	Néant	°F	
Titre Alcalimétrique complet	30.70	°F	< XA1
Chlorures (Cl^-)	153.66	mg/l	
Sulfates (SO_4^{--})	107.56	mg/l	< XA1
Carbonates (CO^{--})	Néant	mg/l	
Bicarbonates (HCO_3^-)	374.60	mg/l	
Ph	7.13	UpH	< XA1
Résidu sec à 105°C	962.00	mg/l	
CO_2 dissous	10.12	mg/l	
CO_2 agressif	Néant	mg/l	< XA1

L'interprétation des résultats obtenus permet de dégager les conclusions suivantes :

Conformément aux dispositions de la norme NA 16-002, l'ensemble des paramètres analysés (CO_2 agressif, sulfates, magnésium, pH et équilibre calco-carbonique) classe l'eau dans la catégorie XA1 (agressivité faible).

Cette classification s'explique par le fait que tous les agents agressifs étudiés présentent des niveaux inférieurs aux seuils critiques.

- Le résidu sec à 105°C indique une eau moyennement minéralisée, traduisant une concentration modérée en sels dissous.
- La dureté totale, exprimée en degrés français (°F), est supérieure au titre alcalimétrique complet (TAC), ce qui confère à l'eau une nature bicarbonatée calcique.

- Le pH de l'eau est proche de la neutralité, caractéristique des eaux naturelles, ce qui correspond à une faible agressivité chimique (< XA1).
- L'eau est en état de sursaturation, ne contenant pas de CO_2 agressif, ce qui confirme une agressivité très faible.
- La teneur en sulfates est inférieure à 200 ppm, indiquant une agressivité inférieure à XA1.
- La teneur en magnésium est largement inférieure au seuil critique de 300 ppm, traduisant également une faible agressivité.

IV.7. Conclusion

L'ensemble des résultats issus des essais in situ (sondages carottés, essais pressiométriques, essais SPT) et des essais de laboratoire permet d'établir une interprétation globale du comportement géotechnique du site.

Les sondages carottés ont mis en évidence une stratification relativement homogène, constituée d'une couche superficielle d'argile limoneuse reposant sur une alternance de niveaux sableux et gréseux, l'ensemble est posé sur un substratum marneux compact en profondeur.

Les essais de laboratoire confirment la nature fine et plastique des formations superficielles, caractérisées par une teneur en eau relativement élevée et un degré de saturation proche de l'unité. Ces caractéristiques traduisent un état hydrique saturé susceptible d'influencer la compressibilité des formations superficielles.

Les essais pressiométriques montrent des pressions limites élevées ainsi qu'un module de déformation important, indiquant une amélioration progressive des caractéristiques mécaniques du sol avec la profondeur, passant d'un comportement moyennement déformable en surface à un comportement rigide en profondeur.

Les essais SPT, avec des valeurs N_{SPT} comprises entre 36 et 100 coups, confirment une compacité dense à très dense des formations profondes, traduisant une bonne capacité portante.

Par ailleurs, la présence d'eau à une profondeur d'environ 4,00m doit être prise en compte dans l'analyse du comportement du sol, notamment vis-à-vis des tassements et des conditions d'exécution.

Les analyses chimiques du sol et de l'eau indiquent une agressivité faible (classe XA1), ce qui est favorable à la durabilité des ouvrages.

Globalement, le site présente un sol compressible en surface et résistant en profondeur, avec des caractéristiques mécaniques satisfaisantes pour la reprise des charges.

L'étude géotechnique réalisée permet non seulement d'orienter le choix du type de fondation, mais également de définir les conditions de stabilité des fouilles.

Ainsi, la présence de sols fins en surface et d'une nappe souterraine peu profonde impose la mise en œuvre d'un blindage approprié, afin de garantir la stabilité des fouilles et d'assurer la sécurité des travaux.

Chapitre V : Hypothèses de calcul

V. Hypothèses de calcul

V.1. Introduction

Ce chapitre présente les principales hypothèses et paramètres adoptés pour le dimensionnement des solutions de soutènement. Il regroupe les caractéristiques géotechniques du site, les propriétés des matériaux utilisés ainsi que les coefficients et modèles de calcul retenus pour l'analyse de l'interaction sol–structure et la vérification de la stabilité de l'ouvrage.

V.2. Situations de calcul,

Conformément aux principes des normes NF EN 1990 et NF EN 1997-1, les vérifications du soutènement doivent être réalisées en considérant les différentes situations de projet susceptibles d'affecter l'ouvrage durant son cycle de vie. On distingue principalement :

- **Situation durable (SD)** : Correspond aux conditions normales d'exploitation de l'ouvrage.
    - ❖ **SD1** : Elle correspond à la phase finale du projet (le placement des bracons et le terrassement final jusqu'au fond de fouille). Constitue la situation de calcul de référence prise en compte pour tout le dimensionnement et les vérifications de l'ouvrage.
- **Situations transitoires (ST)** : Liées aux phases provisoires d'exécution (terrassement, mise en place des appuis, excavation partielle, etc.).
- **Situation accidentelles (SA)** : Elles correspondent à des conditions exceptionnelles et de faible probabilité d'occurrence. Pour le présent projet, aucune situation accidentelle spécifique n'a été retenue.
- **Situations sismiques (SS)** : prennent en compte l'action sismique correspondant à une zone de forte sismicité (VI) et un site meuble (S3). Deux situations sont définies comme suit :
    - ❖ **SS1** : Elle correspond à la situation sismique du soutènement provisoire, avec une importance du projet considérée faible (Groupe3) compte tenu de la courte durée d'exposition.
    - ❖ **SS2** : Elle correspond à la situation sismique du soutènement définitif. avec une importance du projet considérée moyenne (Groupe2).

Les données sismiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V-1 : Les données sismiques des différentes situations.

Situations	Coef d'Accélération de Zone A	Catégorie de site (S3)	Coefficient d'importance I	Kh=A*I*S	Kv= (+/-) 1/2 Kh
SS1	0.3	1.3	0.8	0.312	0.156
SS2	0.3	1.3	1	0.39	0.195

V.3. Catégorie géotechnique et classe de conséquence

Selon l'Eurocode 7, le projet est classé en CG2, correspondant aux ouvrages géotechniques courants nécessitant des investigations et vérifications de stabilité conformes aux normes.

Selon l'EN 1990, le projet est classé en classe de conséquence CC2**,** correspondant à des ouvrages dont les défaillances peuvent entraîner des conséquences modérées pour les personnes et significatives sur le plan économique et structurel.

V.4. Limites admissibles des tassements et déformations

Selon l'Eurocode 7, le seuil de distorsion angulaire de δ_l admissible est de l'ordre de 1/500, avec des tassements usuels de l'ordre de 50 mm et des tassements différentiels d'environ 20 mm entre appuis adjacents pour les ouvrages courants.

Les déplacements horizontaux de l'écran ont été fixés comme suit :

- 20 mm pour la zone de l'écran située à proximité immédiate des bâtiments voisins ;
- 50 mm pour la partie de l'écran située côté voirie.

V.5. Approche de calcul adoptée

Les vérifications géotechniques du projet sont réalisées conformément à l'approche de calcul 2 de l'Eurocode 7.

Dans cette approche, les coefficients partiels de sécurité sont appliqués aux actions (ou aux effets des actions) ainsi qu'aux résistances du terrain et des éléments structuraux.

La combinaison des ensembles de coefficients partiels utilisée est la suivante :

A1+M1+R2

Avec :

- A1 : coefficients appliqués aux actions ;
- M1 : coefficients appliqués aux paramètres géotechniques du sol ;
- R2 : coefficients appliqués aux résistances.

Cette approche permet de garantir un niveau de sécurité adéquat vis-à-vis de la stabilité et de la résistance de l'ouvrage de soutènement.

❖ Coefficients partiels de l'approche 2

Les coefficients partiels appliqués dans cette approche sont présentés ci-après.

Tableau V-2 : Facteurs partiels pour les actions (γF) ou les effets des actions (γE).

Action	Symbole	Fondamentale	Sismique
Actions permanentes défavorables	γ_{Gsup}	1,35	1,00
Actions permanentes favorables	γ_{Ginf}	1,00	1,00
Actions variables défavorables	γ_{Qsup}	1,50	1,00
Actions variables favorables	γ_{Qinf}	0,00	1,00

Tableau V-3 : Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γM).

Paramètre géotechnique	Symbole	Fondamentale	Sismique
Angle de frottement interne[a]	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,00
Cohésion effective	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,00	1,00
Compression simple	γ_{qu}	1,00	1,00
Poids volumique du sol	γ_{γ}	1,00	1,00
[a] Ce facteur est appliqué à tan φ'.			

Tableau V-4 : Facteur partiel de résistance (γR).

Résistance	Symbole	Fondamentale	Sismique
Glissement	$\gamma_{R;h}$	1,1	1,00

V.6. Modèles de calcul adoptés

La norme distingue deux grandes familles de modèles :

- Les modèles d'équilibre limite (MEL) ;
- Les modèles d'interaction sol–structure (MISS), comprenant les modèles aux coefficients de réaction ainsi que les modèles numériques par éléments finis ou différences finies.

La méthode MISS (Modèle d'Interaction Sol–Structure) constitue une approche de référence pour l'analyse des écrans de soutènement comportant plusieurs niveaux d'appuis ou présentant un fonctionnement hyperstatique. Contrairement à la méthode MEL fondée sur l'équilibre limite, la méthode MISS prend en compte l'interaction entre le sol, l'écran et les appuis au cours des différentes phases d'excavation.

Selon la norme NF P94-282, les modèles MISS regroupent :

- Les modèles aux coefficients de réaction ;
- Les modèles numériques par éléments finis ou par différences finies.

V.6.1. Les modèles d'équilibre limite (MEL)

Selon la norme NF P 94-282, le modèle en équilibre limite repose sur une approche cinématique ou plastique à la rupture. En appliquant les pressions limites de poussée et de butée sur l'écran, on vérifie l'équilibre global des forces et des moments. Cette méthode, préconisée par la norme, permet de garantir la sécurité du système de soutènement de manière simple et robuste. Elle est particulièrement adaptée aux écrans autostables, mais nécessite des vérifications complémentaires pour les structures hyperstatiques.

V.6.2. Modèle aux coefficients de réaction

La méthode MISS (Méthode d'Interaction Sol-Structure), également appelée méthode aux coefficients de réaction, est une approche utilisée pour le calcul des écrans de soutènement. Elle

consiste à modéliser l'écran comme une poutre élastique reposant sur des appuis continus représentant la réaction du sol.

Le comportement du terrain est pris en compte à travers les coefficients de poussée active K_a de butée passive K_p et le coefficient de réaction horizontale K_h qui relie le déplacement de l'écran à la réaction du terrain. Les appuis éventuels, tels que les butons ou tirants, sont représentés par leur raideur K_t

Cette méthode permet d'évaluer les déplacements de l'écran ainsi que les efforts internes développés lors des phases d'excavation. Elle est couramment utilisée pour le dimensionnement des soutènements selon la norme NF P94-282**.**

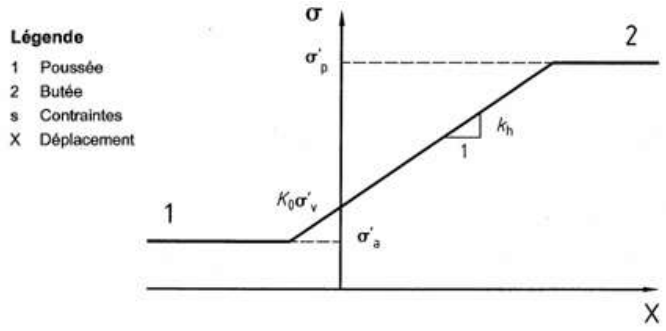


Figure V-1 : Courbe de réaction généralement adoptée.

V.7. Paramètres géotechniques d'interaction sol–structure

Cette partie présente les principaux coefficients géotechniques utilisés dans le calcul de la paroi de soutènement, ainsi que les paramètres de modélisation des appuis, notamment les butons.

V.7.1. Coefficient de poussée au repos K_0

Dans le cas d'un terrain à surface horizontale, le coefficient de poussée des terres au repos K_0 peut être déterminé à partir de la relation suivante :

$$K_0 = Roc\ (1-\sin\varphi')$$

Où :

- Roc : rapport de surconsolidation ;
- φ' : angle de frottement interne effectif du sol.

Dans le cas des sols normalement consolidés, le rapport de surconsolidation est égal à 1

V.7.2. Coefficient de réaction horizontale du terrain

La norme NF P 94-282 propose, selon la méthode de Schmitt, une expression du coefficient de réaction du sol permettant d'évaluer sa raideur en fonction du module pressiométrique et des caractéristiques de rigidité de la structure.

$$K_h = 2 \times \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha}\right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{EI}{B0}\right)^{\frac{1}{3}}}$$

V.7.3. Raideur du système d'étaiement

Selon la norme NF P 94-282, la raideur globale d'un dispositif d'étaiement est fonction de la rigidité du buton et de celle du massif de réaction.

La raideur équivalente du système est donnée par :

$$\frac{1}{k_{ME}} = \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_R}$$

Avec :

- K_{ME} : raideur globale du dispositif ;
- K_B : raideur du buton ;
- K_R : raideur du massif de réaction.

La rigidité du buton est déterminée à partir de la relation suivante :

$$K_B = \frac{E_b A}{l}$$

Où :

- E_b : module d'élasticité du matériau ;
- A : section du buton ;
- l : longueur libre du buton.

La raideur du massif de réaction peut être estimée par :

$$K_R = E_M \frac{9L}{\lambda_C \alpha + 2\frac{B_0}{B}\left(\lambda_d \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha}}$$

Où :

• B0 : largeur de référence = 0.60 m ;

• B, L : largeur et longueur de la semelle avec B ≤ L [m] ;

• α : coefficient rhéologique ;

• λc, λd : coefficients de forme relatifs aux tassements volumique et déviatorique.

La prise en compte de la raideur du système d'étaiement permet de représenter de manière réaliste l'interaction entre le soutènement et le terrain, ainsi que d'évaluer les déplacements horizontaux de l'écran.

V.8. Caractéristiques de l'ouvrage et contraintes d'environnement

Le projet consiste en la construction d'un hôtel en R+6 avec deux niveaux d'attiques, reposant sur deux niveaux de sous-sol. L'implantation de l'infrastructure nécessite une excavation importante dont les caractéristiques et les conditions de voisinage dictent les choix techniques du soutènement.

La fouille, destinée à recevoir les fondations et les niveaux enterrés, présente une emprise sensiblement rectangulaire avec les dimensions suivantes :

- **Longueur :** environ 49 m
- **Largeur :** environ 28 m
- **Superficie :** environ 1250 m²
- **Profondeur d'excavation :** 7.5 m par rapport au terrain naturel (TN).

Le projet se situe dans un tissu urbain dense, imposant des contraintes de mitoyenneté strictes sur l'ensemble de ses limites :

- **Nord :** voie publique et bâtiment existant en R+2
- **Sud :** bâtiment existant en R+2
- **Est :** voie publique et bâtiment existant en R+3
- **Ouest :** boulevard Hassiba Ben Bouali, axe routier principal

Pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement, les surcharges ont été définies conformément aux DTR en vigueur et aux spécificités du site :

Tableau V-5 : Surcharges appliquées au voisinage de la fouille.

Origine de l'action	Nature de l'action	Valeur adoptée
Route	Variable	10 kPa/m²
Trottoirs	Variable	5 kPa/m²
Chantier	Variable	20 kPa/m²
Bâtiments mitoyens	Permanente	10 kPa/ étage

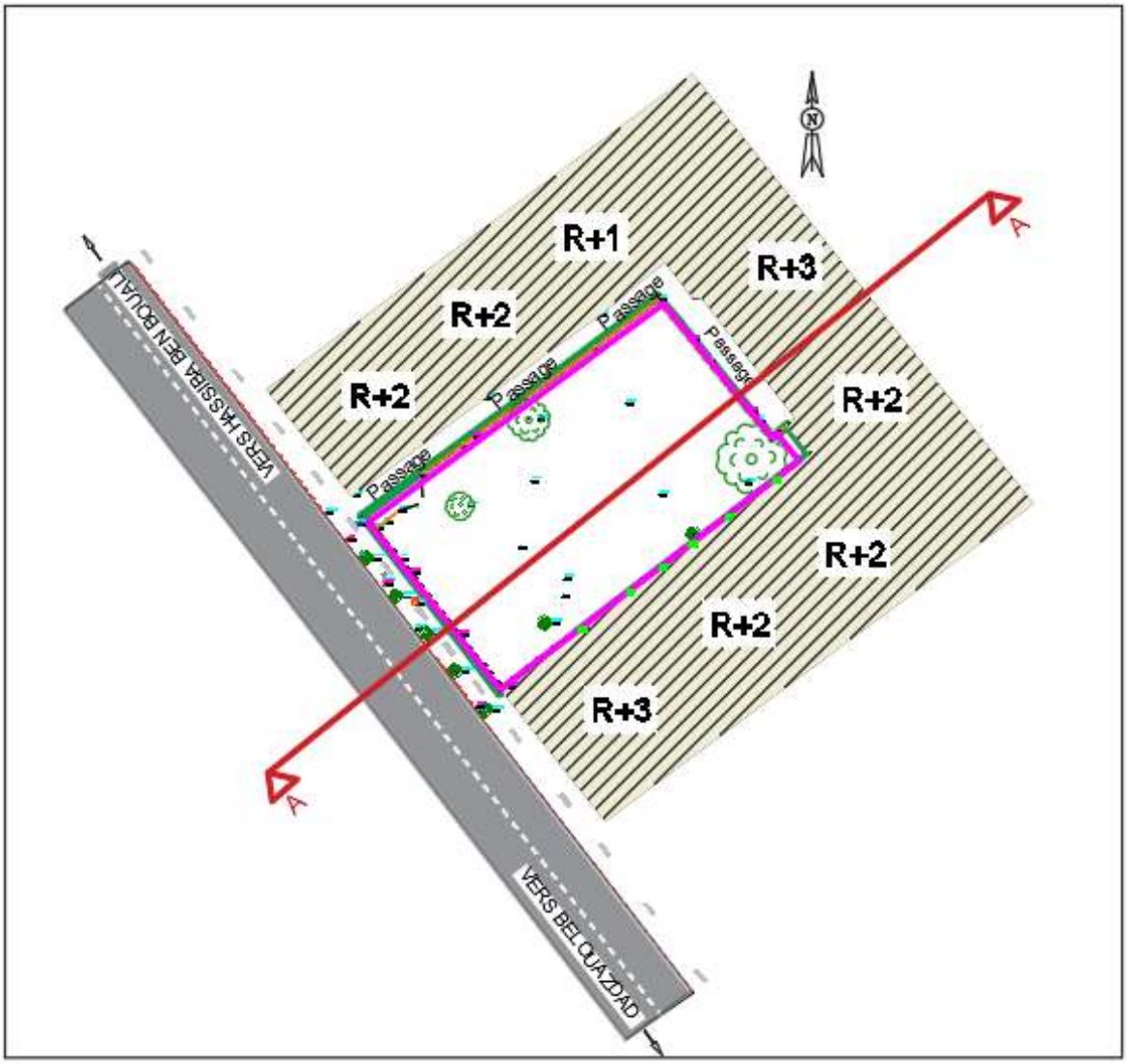


Figure V-2 : Limites d'emprise du projet.

V.9. Synthèse du contexte géotechnique

La stratigraphie du site est caractérisée par :

• Une couche superficielle d'argile limoneuse brunâtre (AL).

• Une formation intermédiaire constituée d'une alternance de bancs de grès et de sable beige (SD/G).

• Un substratum marneux gris bleuâtre, raide à dur (MGC), constituant un horizon rigide en profondeur.

La présence d'eau a été observée à une profondeur d'environ 4 m par rapport au terrain naturel, pouvant influencer le comportement mécanique des formations sableuses.

Le profil géotechnique, présenté dans la coupe A–A ci-dessous, met en évidence une amélioration progressive des caractéristiques mécaniques avec la profondeur.

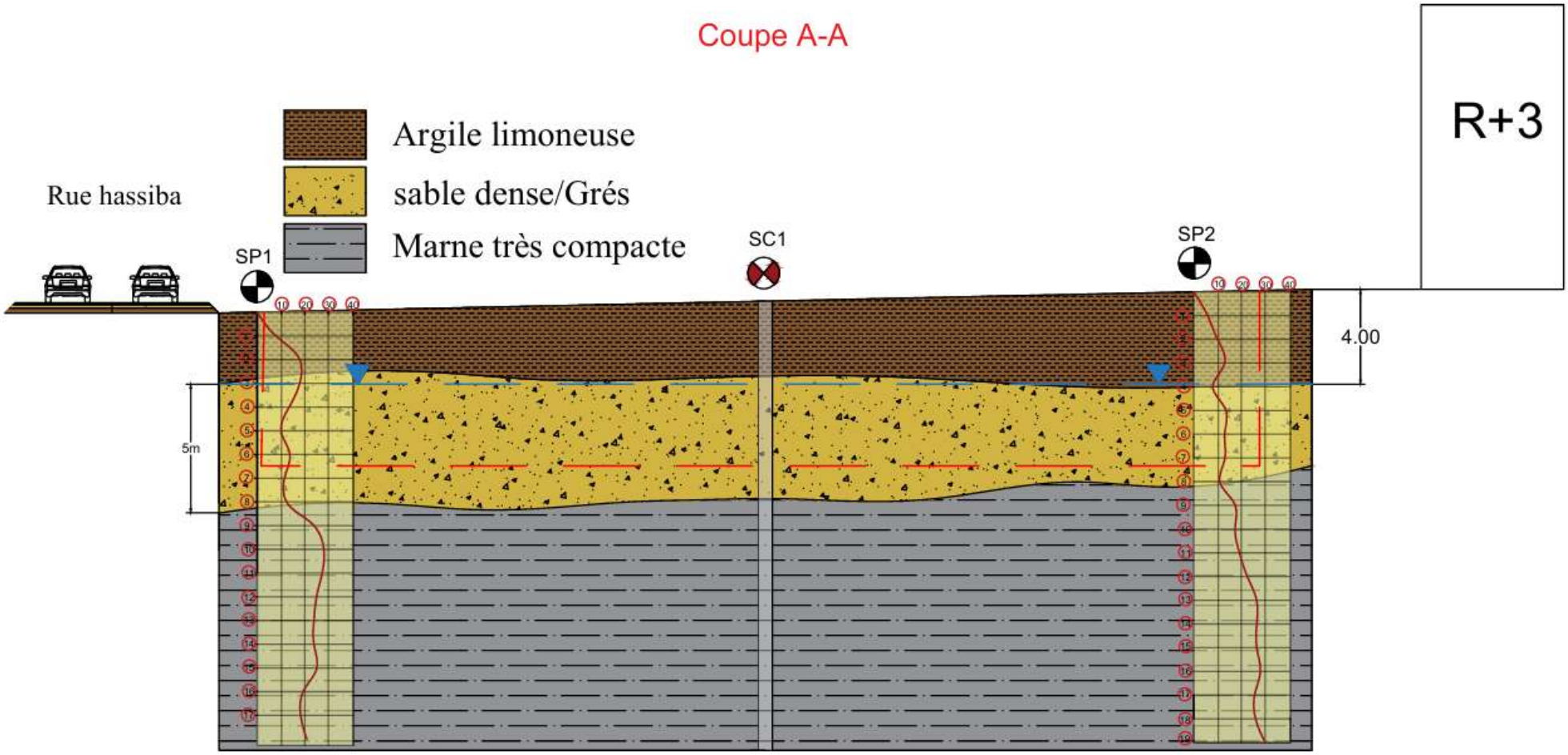


Figure V-3 : la coupe lithologique A–A.

V.9.1. Valeurs caractéristiques retenues

Les caractéristiques géotechniques des sols retenues pour les calculs justificatifs ont été déterminées selon deux approches complémentaires :

- **Méthode directe** : à partir des résultats issus des reconnaissances géotechniques (essais in situ et essais de laboratoire), fournissant des mesures directes des paramètres du sol ;
- **Méthode indirecte** : par l'utilisation de corrélations empiriques usuelles reliant les différents paramètres géotechniques, notamment à partir des essais SPT et pressiométriques. Ces corrélations permettent d'estimer certains paramètres non mesurés directement ou d'ajuster les valeurs obtenues afin d'assurer leur cohérence.

L'ensemble des paramètres retenus est présenté dans le tableau ci-après.

Tableau V-6 : Caractéristiques mécaniques des sols en place.

Couches	Épaisseur (m)	γh (KN/m³)	φ' (°)	C′ (kPa)	Cu (kPa)	$\tau_{cy,u}$ (kPa)	Pl* (kPa)	E (kPa)	α
Argile limoneuse	3 à4	20.5	29	10	85 (**)	-	700	18 000	2/3
Sable dense/grés	3 à5	21	36 (*)	0	-	75	1250	75 000	1/3
Marne compacte	Substratum	22	26	38	270 (**)	-	2400	100 000	1/2

(*) Paramètre obtenu par corrélation à partir des essais SPT.

(**) Paramètre obtenu par corrélation à partir des essais pressiométriques

❖ **Corrélation de l'essai SPT pour les sols sableux :**

Plusieurs chercheurs ont proposé des corrélations empiriques reliant le nombre de coups SPT corrigé N_{60} à l'angle de frottement interne ϕ des sols granulaires. De Mello a établi une première relation basée sur les travaux de Gibbs and Holtz. Par la suite, Wolff a proposé l'expression suivante [2] :

$$\Phi' (°) = 27.1 + 0.3N_1 - 0.00054N_1^2$$

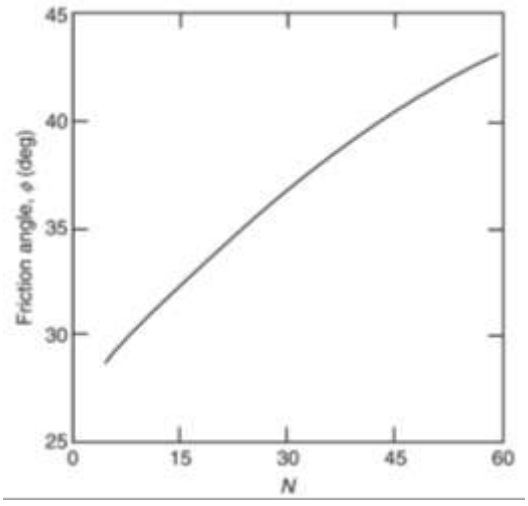


Figure V-4 : Corrélation entre le NSPT et l'angle de frottement des sables.

La valeur corrigée, notée $(N_1)_{60}$, est déterminée par la relation :

$$(N_1)_{60}=C_N N_{60}$$

Pour obtenir $(N1)_{60}$ correctement, il faut d'abord corriger la valeur mesurée N_{SPT} par les coefficients liés à l'énergie et aux conditions d'essai

$$N_{60}=N\cdot\eta_H\cdot\eta_B\cdot\eta_S\cdot\eta_R /60$$

Où :

- η_H : rendement du marteau
- η_B : correction diamètre du forage
- η_S : correction échantillonneur
- η_R : correction longueur des tiges
- C_N est le coefficient de correction lié à la surcharge effective verticale

$$C_N= [1/ (\sigma'/Pa)]^{0.5}$$

Avec Pa=100kPa

❖ **Corrélation pressiométrique pour les argiles**

Cassan et Amar et Jézéquel ont proposé des relations empiriques permettant d'estimer la cohésion non drainée des argiles à partir des paramètres pressiométriques, selon la consistance du sol :

Argiles molles à fermes : $Cu=(Pl-P_0) /5.5$

Argiles fermes à raides : $Cu=(Pl-P_0) /8$

Argiles raides à très raides : $Cu=(Pl-P_0) /15$

V.10. Caractéristiques des matériaux

Le dimensionnement des différents éléments de soutènement repose sur les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés. Cette partie présente les propriétés des matériaux retenus pour le projet.

V.10.1. Béton

Le béton utilisé pour les éléments structuraux du soutènement est un béton de classe C30/37, caractérisé par une résistance à la compression à 28 jours notée (f_{c28}).

❖ **Résistance à la compression**

La résistance caractéristique du béton à un âge (j) est donnée par les relations suivantes :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} : \quad f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83\times j} \times f_{c28}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} : \quad f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95\times j} \times f_{c28}$$

❖ **Résistance à la traction**

La résistance à la traction du béton est liée à sa résistance à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

❖ **Module d'élasticité du béton**

Sous des sollicitations de longue durée, le module de déformation longitudinale différée est donné par :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{fcj}$$

Tableau V-7 : Caractéristiques du béton.

Caractéristique	Symbole	Valeur
Résistance en compression à 28 jours	f_{c28}	30 MPa
Résistance à la traction	f_{t28}	2,4 MPa
Module d'élasticité à 28 jours	E_{i28}	20 264 MPa
Poids volumique du béton	γ_b	25 kN/m³

❖ **Armatures du béton armé**

Les armatures utilisées pour le dimensionnement des éléments en béton armé sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500. Leurs principales caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- Limite d'élasticité : fe =500 MPa ;
- Module d'élasticité : Es =210 GPa.

Les diamètres commerciaux des barres HA utilisés dans le projet sont : 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40 mm.

V.10.2. Profilés métalliques

Les éléments métalliques utilisés dans le système de soutènement sont des profilés de type HEB 240 en acier de construction. Ces profilés assurent la reprise des efforts de flexion, de cisaillement et de compression générés par les poussées des terres et les charges appliquées sur l'écran de soutènement.

Les principales caractéristiques mécaniques de l'acier (S355) utilisé sont les suivantes :

Tableau V-8 : Caractéristiques du profilé HEB 240.

Caractéristique	Symbole	Valeur
Hauteur du profilé	h	240 mm
Largeur des ailes	b	240 mm
Épaisseur de l'âme	t_w	10 mm
Épaisseur des ailes	t_f	17 mm
Rayon de raccordement	r	21 mm
Aire de la section	A	106 cm²
Poids linéique	G	83.2 kg/m
Moment d'inertie suivant l'axe fort	I_y	11260 cm⁴
Moment d'inertie suivant l'axe faible	I_z	3923 cm⁴

Module d'inertie élastique suivant l'axe fort	$W_{el,y}$	938cm³
Module d'inertie élastique suivant l'axe faible	$W_{el,z}$	327 cm³
Module d'inertie plastique suivant l'axe fort	$W_{pl,y}$	1053 cm³
Module d'inertie plastique suivant l'axe faible	$W_{pl,z}$	498 cm³
Rayon de giration axe fort	i_y	10.31cm
Rayon de giration axe faible	i_z	6.08 cm
Module d'élasticité de l'acier	Es	210 GPa
Limite d'élasticité	f_y	355 MPa

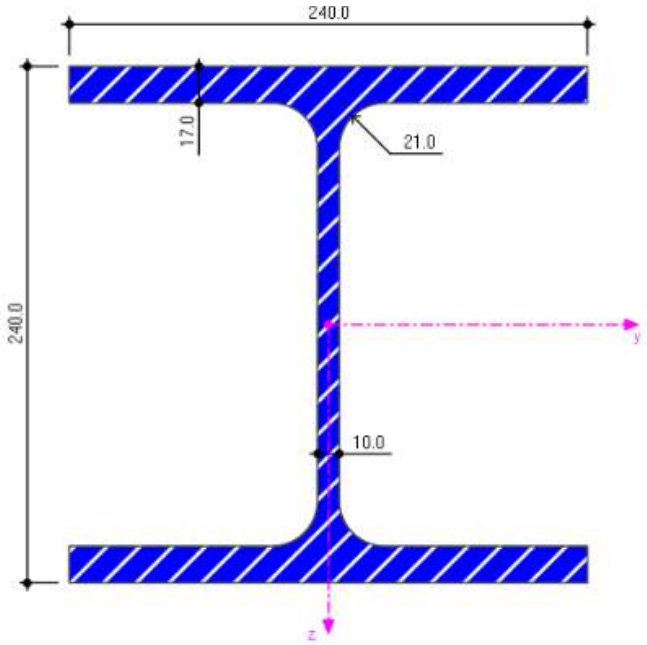


Figure V-5 : La géométrie des profilés métalliques.

IV.11. Conclusion

Les différentes hypothèses et paramètres présentés dans ce chapitre constituent la base du dimensionnement et de la vérification des solutions de soutènement étudiées. Les caractéristiques géotechniques du site, les propriétés des matériaux ainsi que les coefficients et modèles de calcul retenus permettront d'assurer une modélisation cohérente du comportement de l'ouvrage et de son interaction avec le sol.

Chapitre VI : Conception des solutions de soutènement

VI. Conception des solutions de soutènement

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, plusieurs variantes de soutènement sont étudiées, leurs conceptions a été menée selon une approche progressive afin d'identifier la solution la plus adaptée au projet.

Dans un premier temps, une analyse comparative a été réalisée pour sélectionner le type d'écran de soutènement répondant aux exigences géotechniques et aux contraintes du site.

Dans un second temps, une étude comparative des systèmes d'appui internes a été effectuée afin de choisir la solution la plus appropriée (butons ou bracons). Cette démarche a permis d'évaluer successivement le comportement des écrans puis l'efficacité des dispositifs d'appui, afin d'aboutir à une conception optimale des variantes proposées.

VI.2. Contraintes du projet et critères de choix du soutènement

Dans le cadre de ce projet, la réalisation d'une excavation d'environ 7,5 m de profondeur en milieu urbain nécessite la mise en place d'un système de soutènement adapté. Le site étudié présente plusieurs contraintes majeures :

- Proximité immédiate des bâtiments mitoyens anciens, augmentant les risques de tassements et de déplacements des fondations voisines durant les travaux d'excavation ;
- La difficulté de recourir aux tirants d'ancrage est liée à la présence probable de sous-sols au niveau des bâtiments voisins, ainsi qu'au risque d'interférence avec leurs fondations. Cette contrainte est renforcée par l'absence de données fiables concernant les réseaux enterrés dans le secteur d'Alger Centre, limitant fortement la faisabilité de toute implantation d'ancrages dans le sous-sol adjacent ;
- Un espace de travail limité, excluant les solutions nécessitant une large emprise ;
- La présence d'eau à environ 4 m de profondeur, soit au-dessus du fond de fouille ;
- Dans une optique d'optimisation foncière, le maître d'ouvrage vise une exploitation maximale du terrain, ce qui se traduit par la nécessité de limiter autant que possible l'épaisseur du dispositif de soutènement.

Au regard des contraintes précédemment identifiées, le choix du système de soutènement repose sur les critères suivants :

- Rigidité suffisante pour limiter les déplacements et protéger les ouvrages voisins ;
- Capacité à assurer une étanchéité satisfaisante ou à permettre une gestion maîtrisée des venues d'eau ;
- Adaptation aux contraintes d'exécution en site urbain contraint ;
- Simplicité de la technique de mise en œuvre, favorisant la fiabilité et la rapidité d'exécution ;
- Accessibilité et facilité d'intervention des engins sur le chantier ;
- Optimisation de l'emprise du soutènement ;
- Maîtrise du coût global de la solution.

VI.3. Proposition des solutions de soutènements

Au regard des contraintes du projet, plusieurs solutions de soutènement ont été envisagées afin de procéder à une analyse comparative.

Dans un premier temps, certaines techniques ont été écartées pour les raisons suivantes :

- **Rideaux de palplanches** : difficultés de mise en œuvre liées au battage en présence d'une couche de sable avec alternance de blocs gréseux, rendant la pénétration des palplanches difficile voire aléatoire. De plus, les vibrations générées sont incompatibles avec le contexte urbain et la proximité des ouvrages existants ;
- **Paroi moulée** : bien que présentant de bonnes performances mécaniques et hydrauliques, cette solution est difficile à mettre en œuvre en milieu urbain en raison des nuisances générées (bruit, gestion des boues bentonitiques, logistique lourde). Elle reste par ailleurs peu courante en Algérie, nécessite des équipements spécialisés, et présente un coût élevé ainsi qu'une emprise importante, incompatible avec les contraintes du projet.

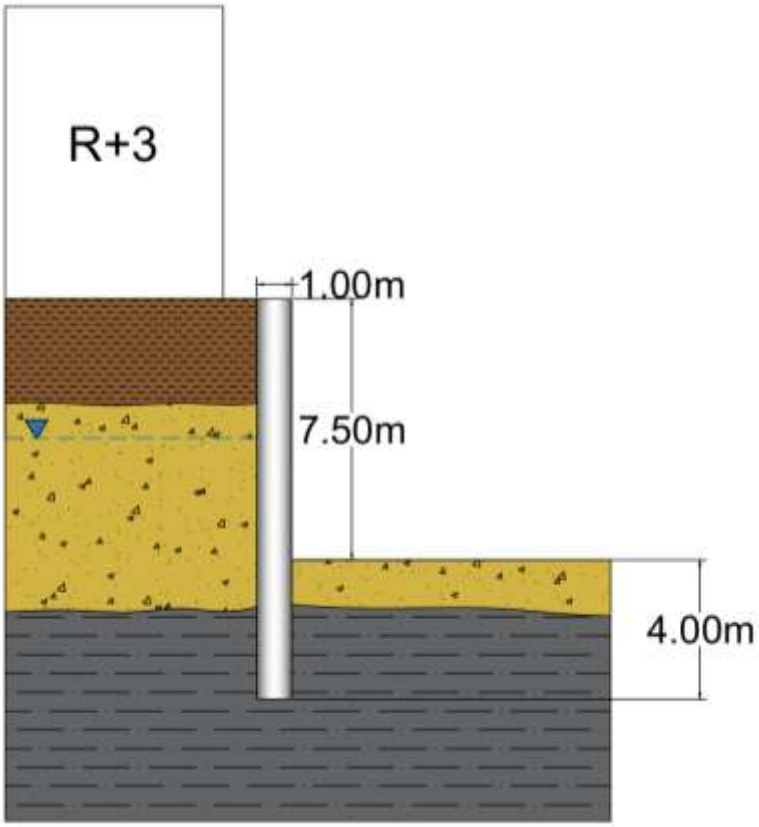


Figure VI-1 : Coupe type du soutènement par parois moulées.

Par ailleurs, une modélisation numérique réalisée à l'aide du logiciel K-RÉA a permis d'analyser le comportement d'une paroi moulée autostable d'épaisseur 1 m. Les résultats obtenus mettent en évidence des déplacements significatifs (950 mm), incompatibles avec la présence des ouvrages avoisinants. L'augmentation de l'épaisseur de la paroi, envisagée pour améliorer sa stabilité, entraînerait une emprise au sol excessive, en contradiction avec les contraintes géométriques du projet.

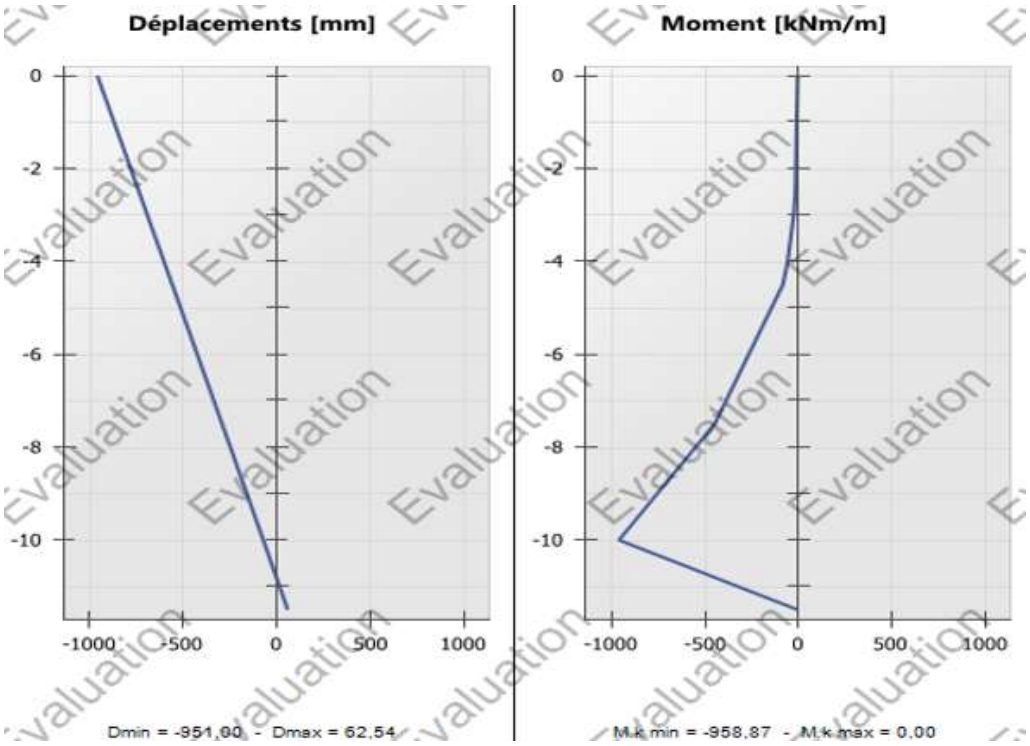


Figure VI-2 : Diagrammes du déplacement et du moment fléchissant de la paroi moulée

En raison des risques et limitations liés à l'utilisation des tirants d'ancrage en milieu urbain (présence d'avoisinants, réseaux existants et limites de propriété), le choix s'est orienté vers un système de butonnage interne.

Dans ce cadre, les variantes suivantes ont été retenues pour l'étude comparative :

- **Variante 1** : Paroi en pieux sécants armés stabilisée par appuis interne ;
- **Variante 2** : Paroi berlinoise stabilisée par appuis interne.

Ces solutions présentent une bonne adaptation aux conditions du site, notamment en termes de rigidité, de maîtrise des déplacements et de gestion des venues d'eau.

VI.4. Présentation et analyse des variantes de soutènement

VI.4.1. Variante 1 : Paroi en pieux sécants armés stabilisée par appuis

a. Description :

Cette solution correspond à une paroi en pieux sécants en béton armé assurant le soutènement et l'étanchéité, stabilisé par des appuis. Ses avantages principaux sont :

- Bonne optimisation de l'emprise en site urbain contraint ;
- Continuité de l'écran assurée par le chevauchement des pieux, confère à l'ouvrage une meilleure étanchéité en présence de la nappe souterraine ;
- Rigidité globale élevée permettant une limitation efficace des déplacements latéraux ;
- Solution éprouvée et largement utilisée en soutènement profond.

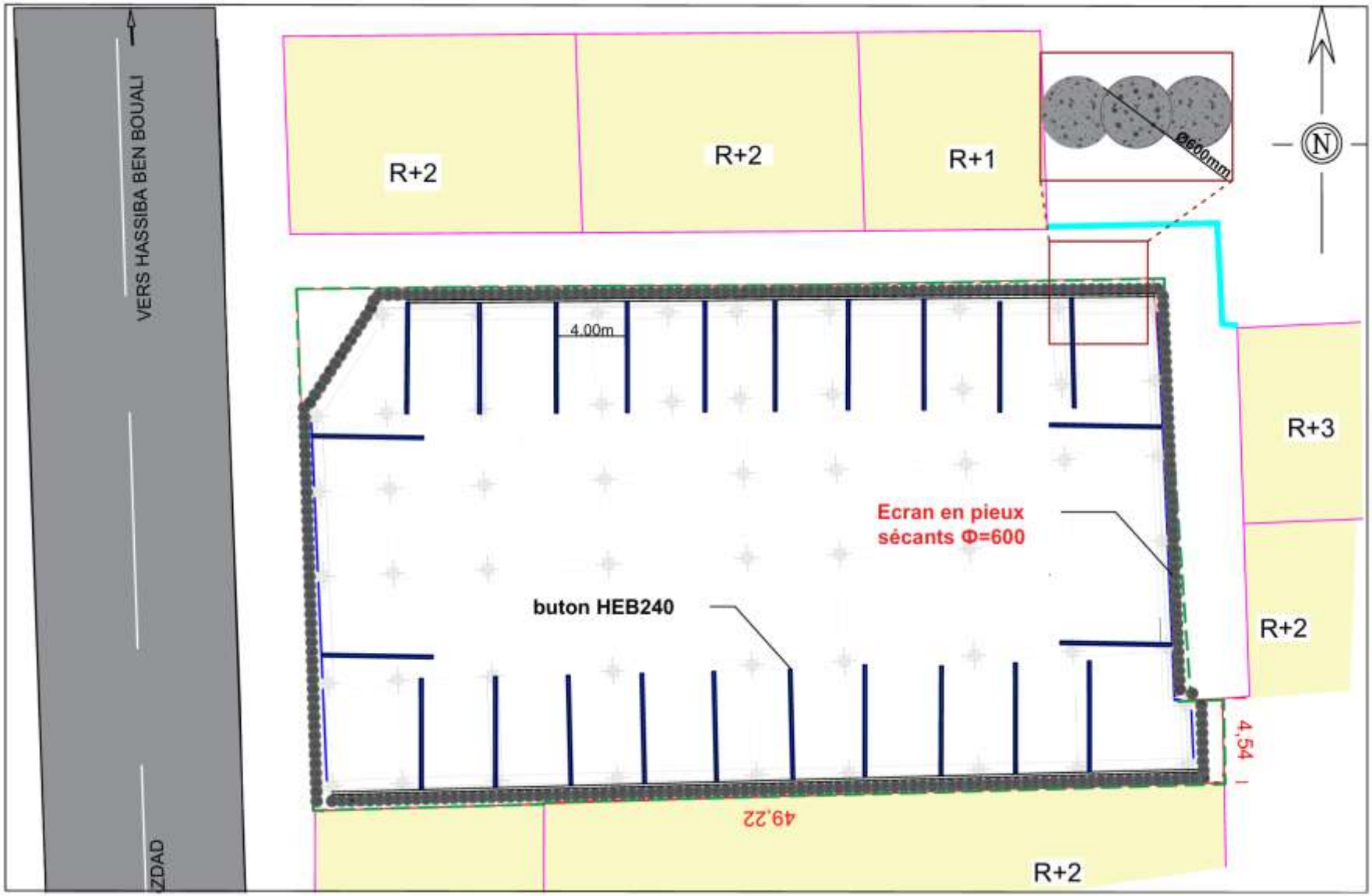


Figure VI-3 : Vue en plan de la variante 1 (Ecran de pieux séants).

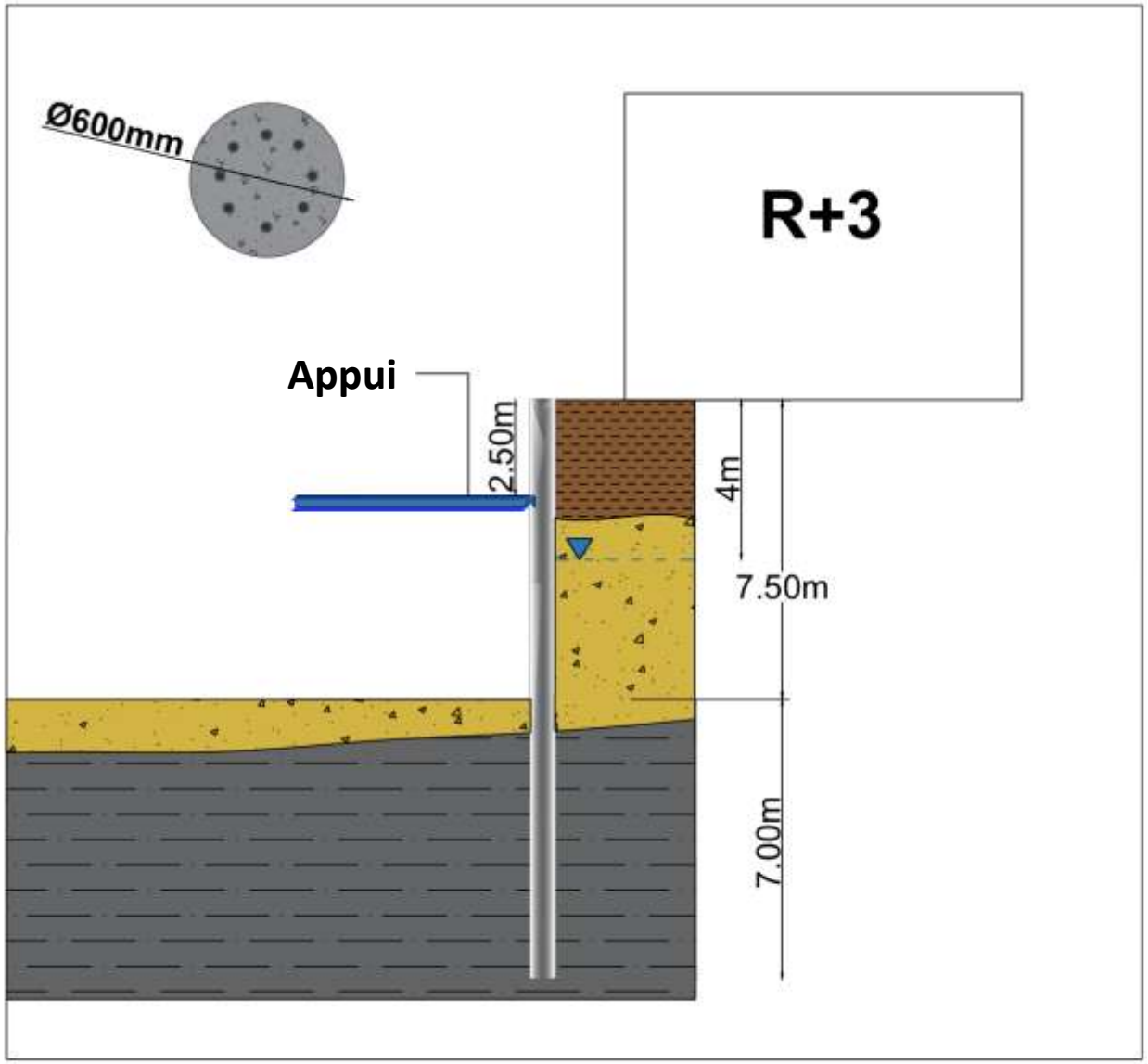


Figure VI-4 : Coupe type de la variante 1 (coté SUD).

b. Conception et paramètres dimensionnels de la variante 1 :

Le tableau ci-dessous récapitule les paramètres de conception adoptés pour la solution en pieux sécants armés.

Tableau VI-1 : Paramètres de conception de la variante 1.

Paramètre	Critères de conception	Valeur recommandée
Hauteur libre (H)	≤ 10 m, selon la rigidité et le nombre de bracons.	7.5 m
Fiche (F)	Doit être ≥ 0,5 m en cas de présence de plusieurs lits de butons.	7 m
Profondeur totale	H + F	14.5 m
Diamètre pieux (Ø)	-	600 mm
Recouvrement	10 à 15 cm	10 cm
Espacement axes	Ø-10	500 mm
Nombre d'appuis	-	1 niveau
Espacement horizontal	3 à 6 m environ	Tous les 4,00 m le long de la paroi
Type de profilé	-	HEB 240
Type de béton	-	C30/37
Acier (ordre de grandeur)	-	90 kg/m³
Type pieux	-	Alternance armé / non armé

c. Vérification de la stabilité par modélisation numérique :

Une modélisation numérique de la variante en pieux sécants a été réalisée à l'aide du logiciel K-RÉA afin d'évaluer le comportement du soutènement au cours des phases d'excavation.

L'analyse a été menée sur le profil (sud) le plus critique, situé du côté le plus proche du bâtiment avoisinant, afin de vérifier la compatibilité des déplacements avec les exigences de stabilité et de protection des ouvrages voisins.

Les résultats issus de la modélisation numérique, présentés à travers les graphes de déplacement ci-après, mettent en évidence que les déplacements horizontaux maximaux de la paroi restent inférieurs au seuil admissible de 20 mm (4.4mm < 20mm). Les déformations obtenues sont ainsi compatibles avec les exigences de service de l'ouvrage et les contraintes liées à la proximité des constructions avoisinantes.

Cette analyse confirme donc l'efficacité du système de soutènement proposé en pieux sécants et la capacité de l'ouvrage à limiter les déformations du terrain environnant.

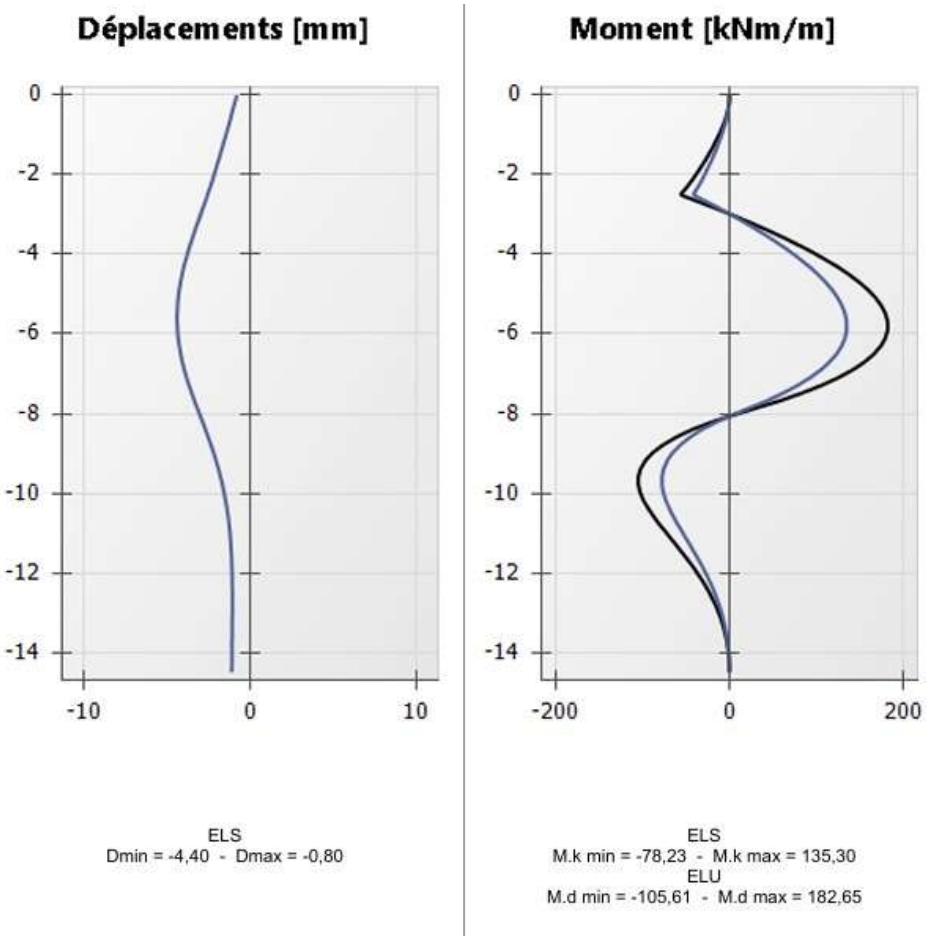


Figure VI-5 : Diagrammes du déplacement et du moment fléchissant de la variante 1.

d. Devis Quantitatif et Estimatif de la variante 1 :

À partir des caractéristiques géométriques de la solution en pieux sécants, un devis quantitatif estimatif est réalisé afin d'évaluer les quantités de béton, d'acier et des éléments de butonnage, en vue d'estimer le coût global de la variante.

Tableau VI-2 : Devis quantitatif estimatif de la variante 1.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Réalisation des pieux forés en béton armé de diamètre D600 mm	ML	2204	60 000	132 240 000
Réalisation des pieux primaires en béton foré de 14,5 de profondeur	ML	2204	25 000	55 100 000
Montant total				187 340 000

e. Inconvénients :

La solution en pieux sécants armés présente certains inconvénients, notamment :

- Emprise plus importante que les solutions optimisées à diamètre réduit ;
- Sensibilité à la qualité d'exécution, en particulier au respect du chevauchement des pieux, de leur verticalité et de la qualité du bétonnage ;
- Complexité d'exécution en site urbain contraint, en raison des difficultés d'accès et des contraintes logistiques associées.
- Délais d'exécution est globalement important compte tenu de quantité prévu et leur réalisation.

VI.4.2. Variante 2 : Paroi berlinoise stabilisée par appuis

a. Description :

Cette variante correspond à une paroi de soutènement de type berlinoise, constituée de pieux forés équipés de profilés métalliques, avec un remplissage intermédiaire réalisé en béton projeté. La stabilité est assurée par un système d'appuis. Ses avantages principaux sont :

- Une emprise réduite, adaptée aux contraintes du site urbain ;
- Une mise en œuvre relativement simple et flexible ;
- Une bonne adaptation aux conditions de chantier en milieu urbain ;
- Une solution économique par rapport aux parois continues.
- Optimisation du coût global par rapport à la solution de la solution en pieux sécant (variante 01).

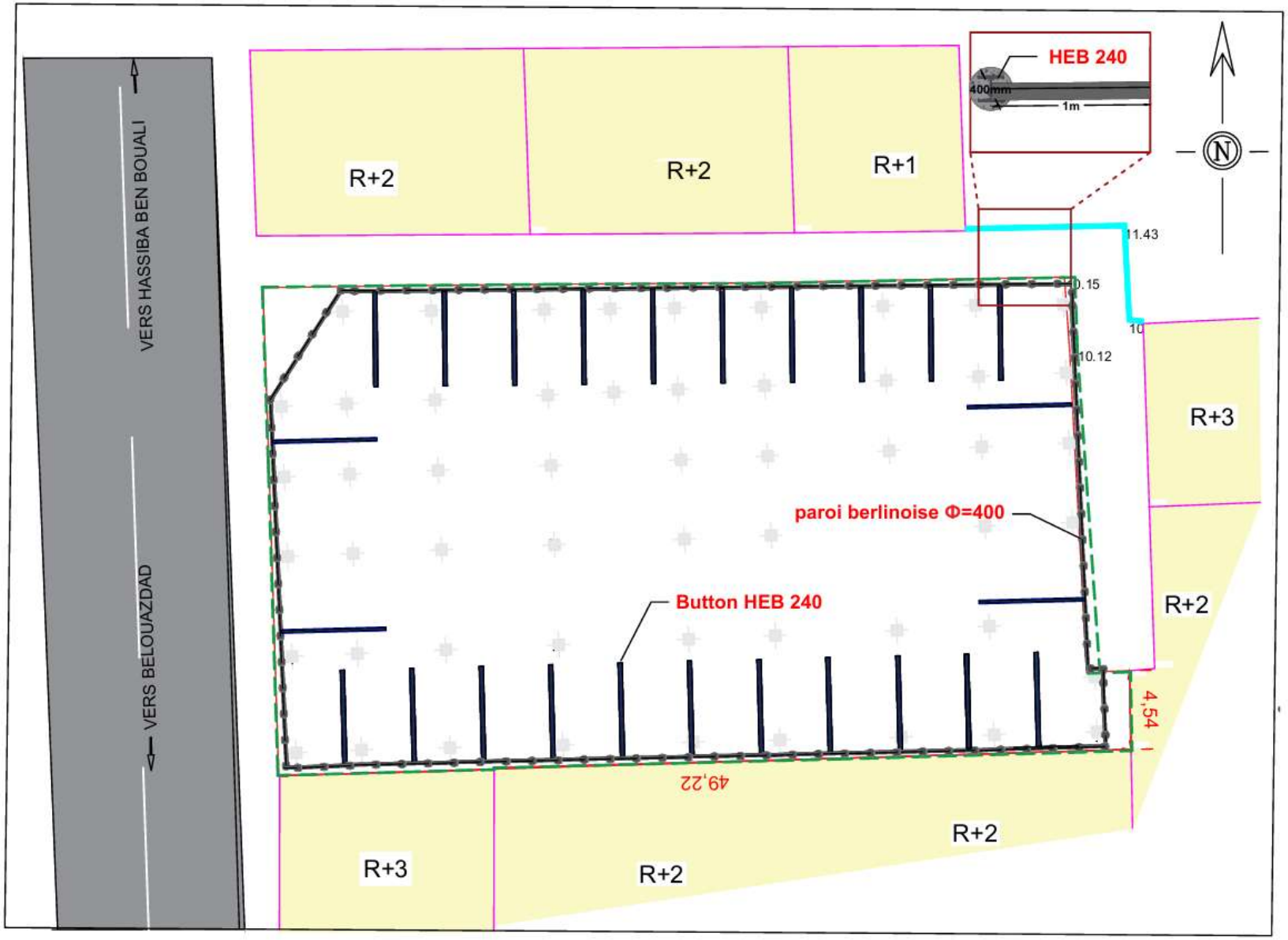


Figure VI-6 : Vue en plan de la variante 2.

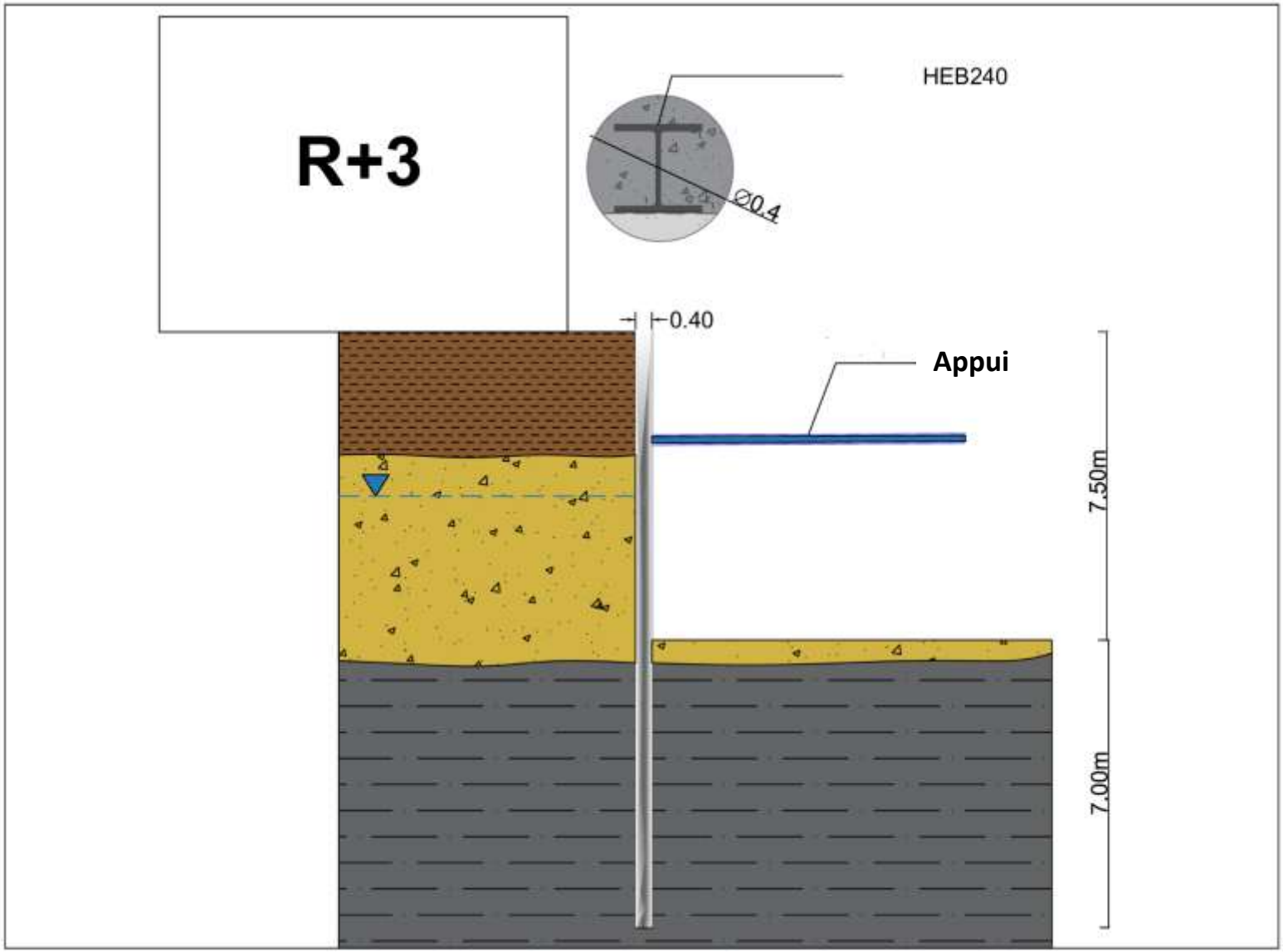


Figure VI-7 : Coupe type de la variante 2.

b. Conception et paramètres dimensionnels de la variante 2 :

Le tableau ci-dessous récapitule les paramètres de conception adoptés pour la solution en Paroi berlinoise stabilisée par appuis interne.

Tableau VI-3 : Paramètres de conception de la variant 2.

Paramètre	Critères de conception	Valeur recommandée
Hauteur libre (H)	≤ 20 m	7.5 m
Hauteur de fiche (F)	Doit être ≥ 0,5 m en cas de présence de plusieurs lits de butons.	7 m
Profondeur totale	H + F	14.5 m
Diamètre pieux (Ø)	-	400 mm
Epaisseur du béton projeté	10 à 20 cm	15 cm
Espacement axes	-	1 m
Nombre d'appuis	-	1 niveau
Espacement horizontal	3 à 6 m environ	Tous les 4,00 m le long de la paroi
Type de profilé	-	HEB 240
Type de béton	-	C30/37

c. Vérification de la stabilité par modélisation numérique :

La modélisation numérique réalisée à l'aide du logiciel K-Réa a été effectuée sur le profil (sud) critique, situé à proximité immédiate des bâtiments existants. Les résultats obtenus montrent que les déplacements de la paroi berlinoise restent dans des limites acceptables (12.9mm< 20mm), tout en présentant des amplitudes relativement importantes pour un environnement sensible aux déformations.

L'interprétation des courbes de déplacement met ainsi en évidence que cette solution de soutènement est davantage adaptée aux zones présentant des exigences moins contraignantes en matière de déformation, notamment du côté route

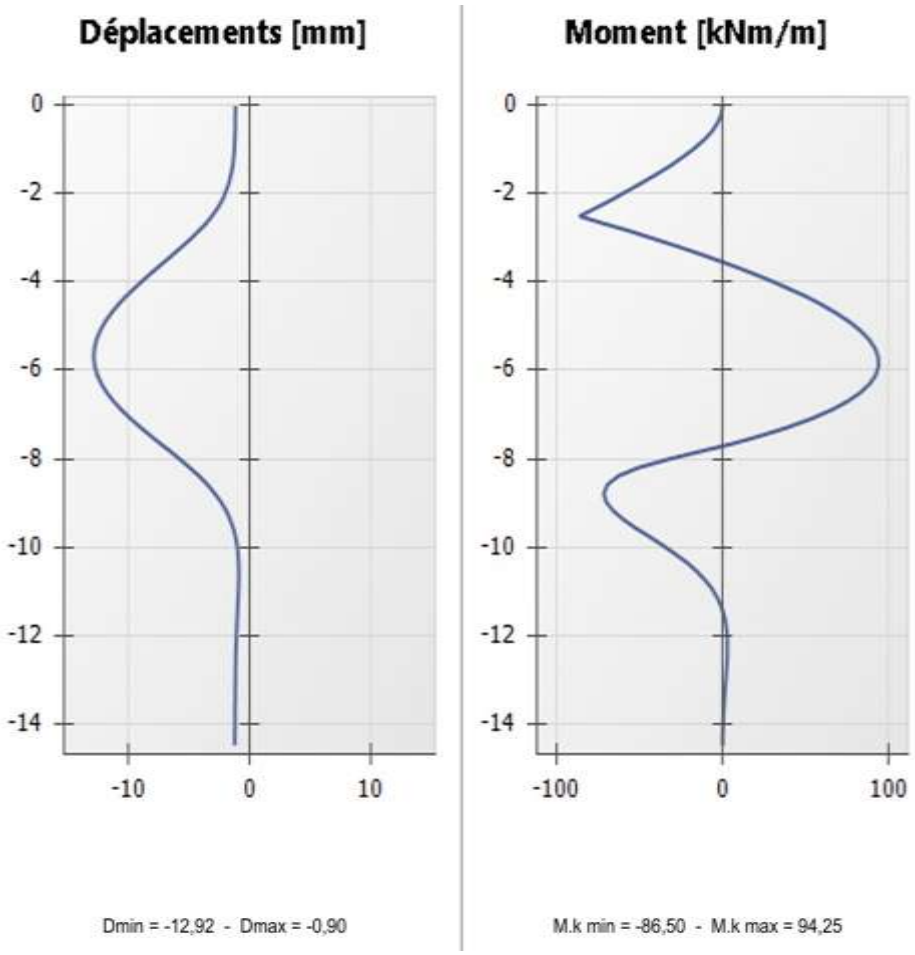


Figure VI-8 : Diagrammes du déplacement et du moment fléchissant de la variante 2.

d. Devis Quantitatif et Estimatif de la variante 2 :

À partir des caractéristiques géométriques de la solution en Paroi berlinoise stabilisée par appuis interne, un devis quantitatif estimatif est réalisé afin d'évaluer les quantités de béton, d'acier et des éléments de butonnage, en vue d'estimer le coût global de la variante.

Tableau VI-4 : Devis quantitatif estimatif de la variante 2.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Exécution des pieux en profilé métallique HEB240 (de 14.5m de longueur)	ML	2218.5	40 000	88 740 000
Réalisation de parement en béton projeté entre les pieux d'une épaisseur e=15cm	M2	2204	10 000	22 040 000
Montant total				110 780 000

e. Inconvénients :

La solution en Paroi berlinoise stabilisée par appuis interne présente certains inconvénients, notamment :

- Étanchéité insuffisante en présence d'eau, nécessitant un dispositif de rabattement et de gestion des venues d'eau ;
- Dépendance au pompage, avec augmentation des coûts d'exploitation et des contraintes de chantier ;
- Risques de tassements des terrains environnants liés à l'abaissement de la nappe, impactant les bâtiments voisins ;
- Rigidité globale limitée du système, pouvant entraîner des déplacements plus importants ;
- Sensibilité à la qualité d'exécution du béton projeté entre les profilés ;
- Solution peu adaptée en présence d'eau.

VI.4.3. Choix du type d'écran retenu

Afin de comparer de manière synthétique les 2 solutions, un tableau récapitulatif des principaux critères est présenté ci-après.

Tableau VI-5 : Tableau récapitulatif des principaux critères de comparaison.

Critère	Pieux sécants en BA	Paroi berlinoise
Rigidité	Moyenne à élevée	Moyenne
Étanchéité	Bonne	Faible
Coût	Élevé	Moyen
Emprise	Moyenne	Faible
Complexité d'exécution	Moyenne	Moyenne
Phasage	Complexe	Complexe
Adaptation au site	Bonne	Moyenne

L'analyse comparative multicritère des solutions de soutènement met en évidence des différences significatives en termes de comportement mécanique, de conditions d'exécution et d'impact sur l'environnement proche.

Les parois en pieux sécants présentent une rigidité élevée ainsi qu'une bonne continuité de l'écran, permettant une maîtrise efficace des déplacements et des venues d'eau, ce qui les rend particulièrement adaptées aux zones sensibles situées à proximité des ouvrages avoisinants.

Par ailleurs, la solution de paroi berlinoise présente l'avantage d'une emprise réduite, et d'une facilité d'exécution. Bien que caractérisée par une étanchéité limitée en présence d'eau, les venues d'eau peuvent être maîtrisées par des dispositifs adaptés de drainage et de pompage. D'un point de vue mécanique, cette solution reste acceptable au regard des critères de déformation, notamment dans les zones où les déplacements admissibles sont moins contraignants.

Compte tenu des contraintes géométriques, hydrauliques et environnementales du site, la solution retenue correspond à une variante hybride combiné par :

- Des parois en pieux sécants en béton armé au droit des zones sensibles et à proximité des bâtiments avoisinants ;
- Une paroi berlinoise au niveau de la façade donnant sur la route (boulevard Hassiba Ben Bouali), où les déplacements admissibles sont plus tolérables.

Cette configuration permet d'assurer un compromis satisfaisant entre performance mécanique, maîtrise des déplacements et optimisation économique, tout en garantissant la stabilité globale de l'excavation.

VI.4.4. Analyse des systèmes d'appui

Après le choix du type d'écran retenu, une étude comparative des systèmes d'appui est menée afin de déterminer la configuration la plus adaptée aux contraintes du projet. Deux configurations ont ainsi été étudiées : les butons horizontaux et les bracons (butons inclinés)

a. Système d'appui par butons horizontaux :

La stabilisation est assurée par des butons horizontaux réalisés à l'aide de profilés métalliques HEB 240, espacés de 4 m, permettant la reprise des efforts horizontaux exercés sur les parois de soutènement.

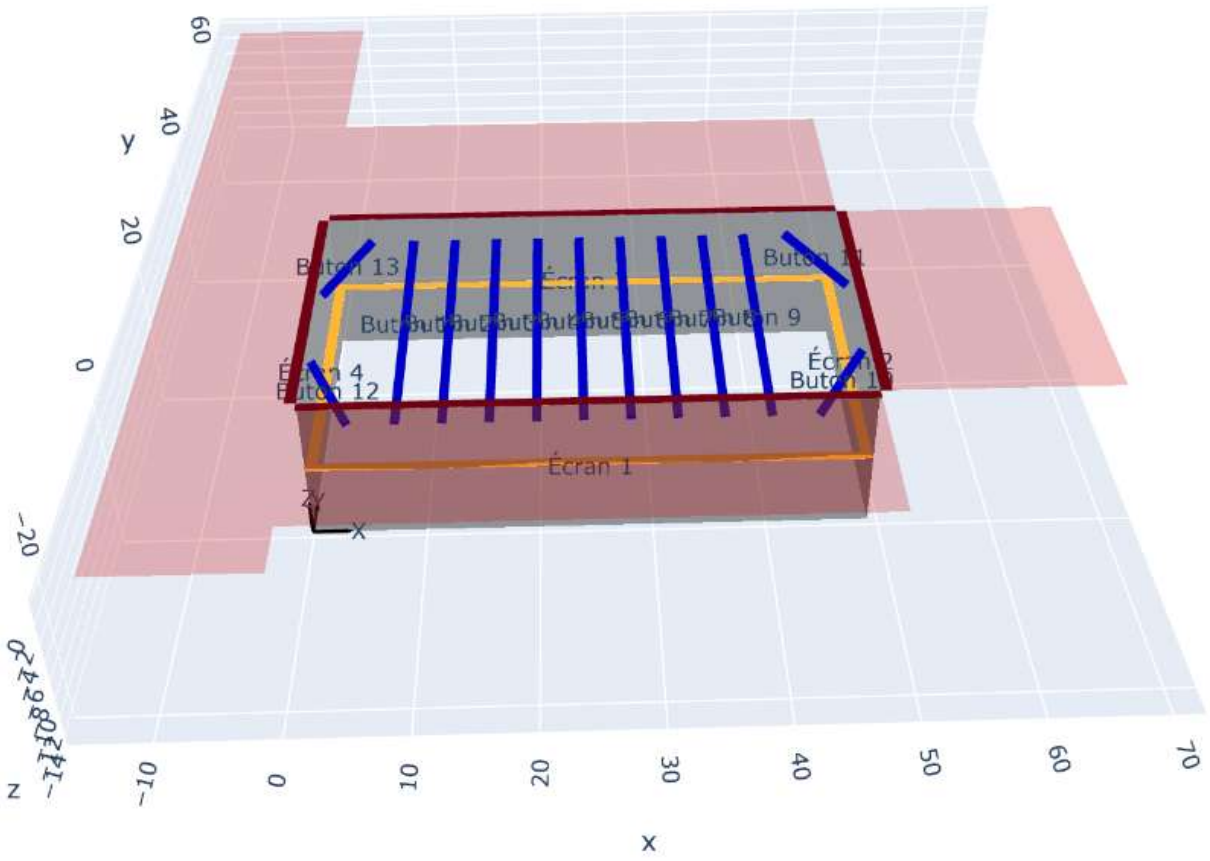


Figure VI-9 : Représentation 3D du système de soutènement butonné sous K-Réa.

a.1. Vérification de la stabilité générale par modélisation numérique :

Une modélisation avec le module 3D de K-RÉA v6 a été réalisée afin d'analyser le comportement global du système de soutènement. Les simulations confirment que les déplacements de l'écran restent inférieurs à 20 mm, seuil conforme aux exigences du projet des ouvrages avoisinants.

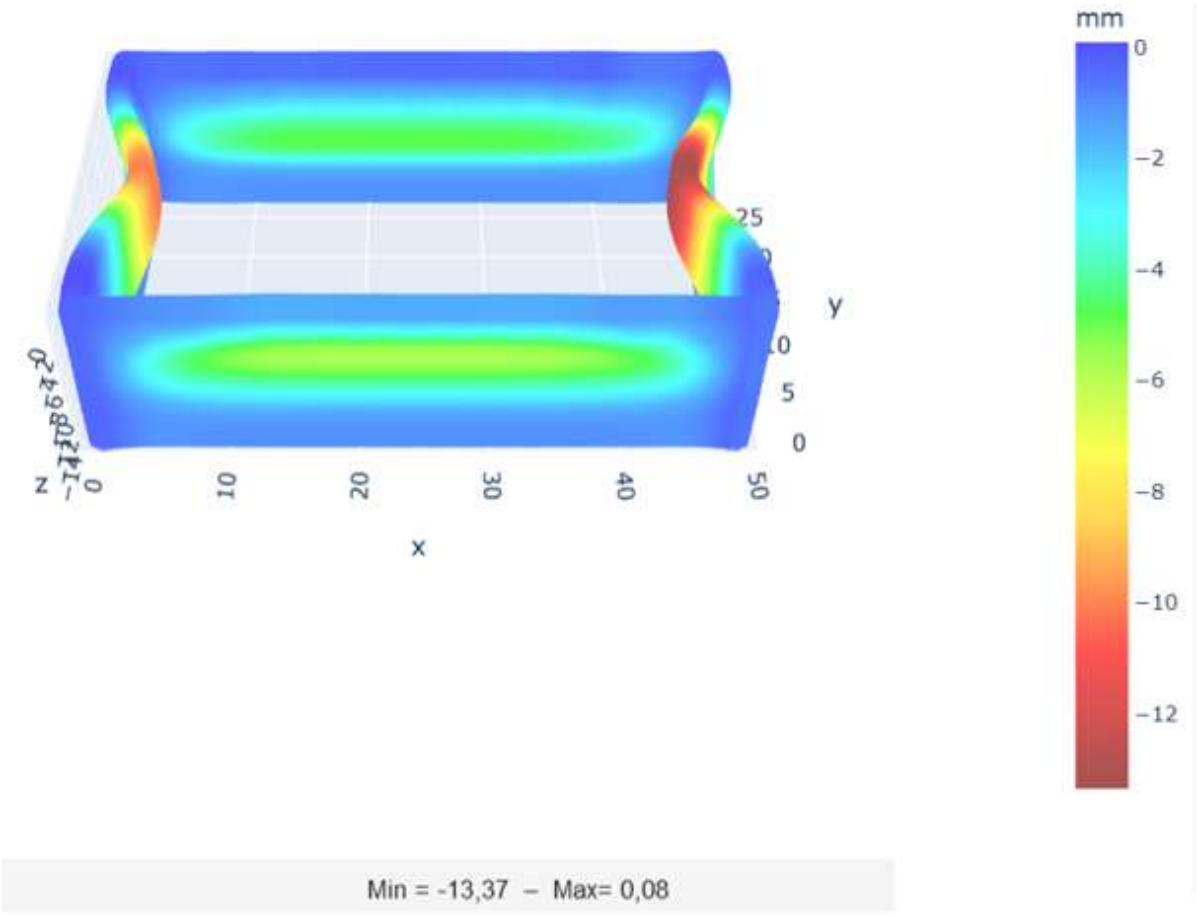


Figure VI-10 : Champ de déplacements du soutènement stabilisé par butons.

a.2. Inconvénients :

La solution présente certains inconvénients, notamment :

- Coût élevé lié à la quantité importante d'acier utilisée pour les butons ;
- Un risque élevé de flambement dû à leur grande portée ;
- Encombrement important à l'intérieur de la fouille ;
- Gêne pour la circulation des engins et l'avancement des travaux ;
- Contraintes d'exécution liées aux assemblages métalliques ;
- Réduction de l'espace disponible pendant les phases de terrassement ;

b. Système d'appui par bracons :

La stabilisation est assurée par des bracons inclinés à 40° par rapport à l'horizontale, réalisés en profilés métalliques HEB 240 avec un espacement de 4 m. Ce dispositif assure la reprise des efforts horizontaux exercés sur les parois de soutènement.

Dans un premier temps, la stabilité est assurée par une risberme de butée de section trapézoïdale en pied de paroi, laquelle est terrassée une fois les bracons installés et mis en charge.

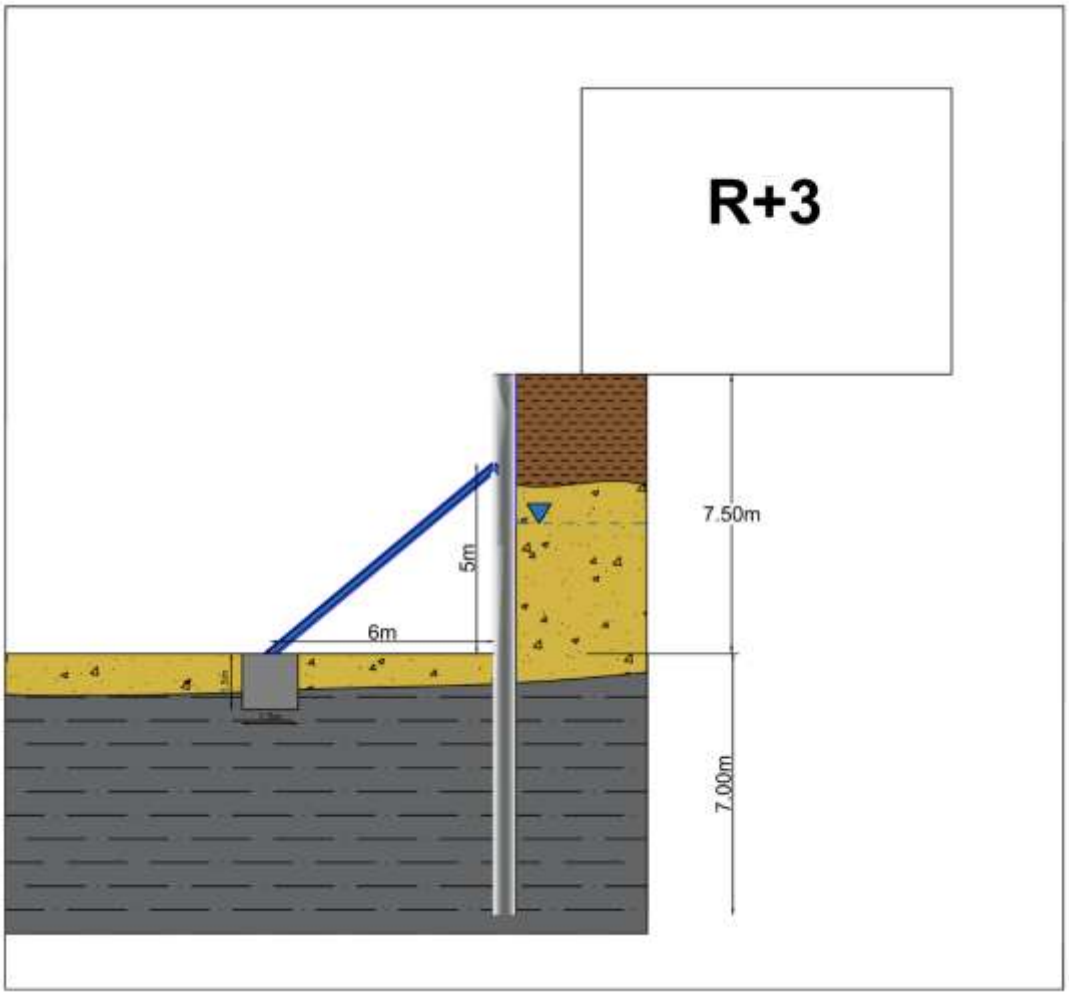


Figure VI-11 : Coupe type du soutènement stabilisé par bracons.

b.1. Vérification de la stabilité générale par modélisation numérique :

Une modélisation 2D sous K-RÉA du système par bracons inclinés a été réalisée. Les simulations confirment que les déplacements de l'écran restent inférieurs à 20 mm, respectant ainsi les seuils admissibles pour la protection des avoisinants et garantissant la stabilité globale de l'ouvrage.

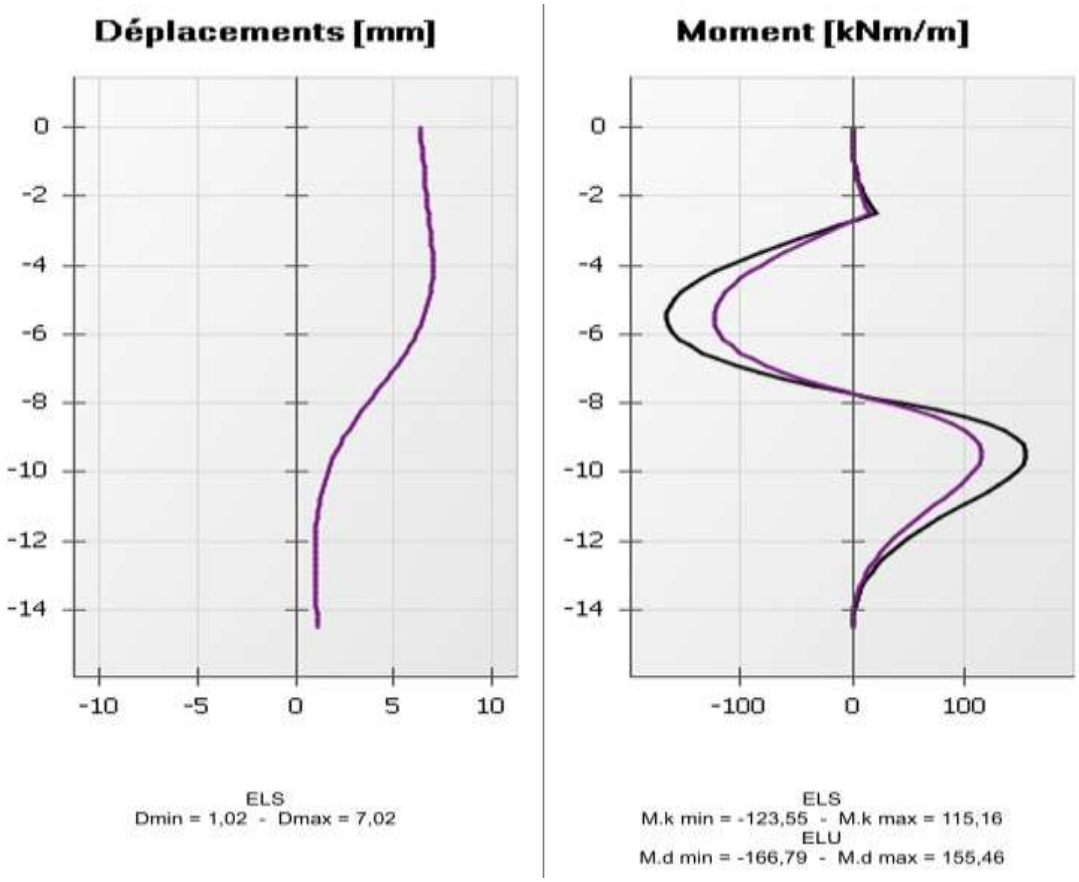


Figure VI-12 : Diagrammes du déplacement et du moment fléchissant du soutènement stabilisé par bracons.

b.2. Inconvénients :

- Nécessité de conserver provisoirement des risbermes de terrassement afin d'assurer la stabilité du sol lors de l'installation des bracons ;
- Nécessité de prévoir des réservations temporaires dans les dalles et les fondations pour le passage des bracons ;
- Nécessité de mettre en place des semelles capables de reprendre des efforts de compression importants ;
- Contrôle rigoureux nécessaire lors du montage afin d'assurer le bon alignement et la bonne inclinaison des bracons ;
- Opérations de démontage parfois délicates en phase finale des travaux.

C.1. Comparaison entre les systèmes d'appuis :

Afin de comparer les deux systèmes de soutènement intérieur envisageables pour le projet, une analyse qualitative a été réalisée selon plusieurs critères techniques et constructifs. Le tableau suivant présente une comparaison entre les butons horizontaux et les bracons (inclinés).

Tableau VI-6 : Les principaux critères de comparaison entre les butons et les bracons.

Critères	Butons horizontaux	Bracons
Configuration	Éléments horizontaux reliant les écrans	Éléments inclinés prenant appui sur des massifs en béton
Portée des éléments	Grande portée	Portée plus réduite
Rigidité du système	Moyenne	Plus importante
Déplacements des écrans	Moyen	Plus faibles
Reprise des efforts	Bonne	Plus efficace grâce à l'inclinaison
Encombrement intérieur	Important	Plus limité
Circulation des engins	Plus difficile	Plus favorable
Exécution des travaux	Peut gêner les travaux internes	Meilleure adaptation au chantier
Contraintes particulières	Besoin possible d'appuis intermédiaires	Nécessité de réservations temporaires
Coût	Très élevé	Moins cher

Au vu des résultats obtenus et des contraintes du projet, le système d'appui par bracons a été retenu comme solution la plus adaptée. Cette variante permet une meilleure maîtrise des déplacements des écrans, une réduction des portées des éléments métalliques ainsi qu'une meilleure adaptation aux conditions d'exécution de la fouille.

VI.5. Conclusion

Au terme de cette étude de conception, la variante retenue consiste en une solution hybride associant des parois en pieux sécants et des parois berlinoises, stabilisées par un système d'appui assuré par des bracons.

Le choix de cette configuration a été défini en fonction des contraintes géotechniques du site ainsi que de l'environnement immédiat de la fouille. Les zones localisées à proximité des bâtiments présentant des exigences élevées en matière de stabilité et de limitation des déplacements ont été soutenues par des parois en pieux sécants, en raison de leur rigidité et de leur capacité à réduire les déformations latérales.

En revanche, le tronçon situé du côté du boulevard Hassiba Ben Bouali a été traité à l'aide de parois berlinoises, permettant d'assurer la stabilité de la fouille tout en optimisant l'aspect économique de la solution.

Par ailleurs, l'utilisation des bracons comme système d'appui a permis de limiter l'encombrement au niveau du chantier et de faciliter les conditions d'accès et d'exécution des travaux.

Ainsi, la solution hybride adoptée constitue un compromis efficace entre la sécurité structurale, le contrôle des déplacements et l'optimisation économique, répondant de manière adéquate aux contraintes techniques et fonctionnelles du projet.

Chapitre VII : Dimensionnement de la variante retenue

VII. Dimensionnement de la variante retenue

VII.1. Introduction

Le présent chapitre est consacré au dimensionnement de la structure de soutènement. Sur la base des caractéristiques mécaniques du sol, les vérifications visent à assurer le bon comportement de l'ouvrage durant tout son cycle de vie.

L'étude de stabilité et la détermination des sections structurelles respectent les exigences des référentiels suivants :

- Norme NF P 94-282 : Justification des ouvrages de soutènement par écrans ;
- NF P 94-261 : Application de l'Eurocode 7 aux fondations superficielles ;
- Eurocode 3 (NF EN 1993) : Calcul des structures en acier ;
- Eurocode 7 (NF EN 1997-1) : Calcul géotechnique ;
- RPOA : Règlement parasismique des ouvrages d'art ;
- DTR Algérien : Réglementations techniques relatives à la géotechnique et aux fondations.
- RPA 2024 : Règles Parasismiques Algériennes.

Ces calculs permettent de valider les critères de sécurité (ELU) et de confort/déformabilité (ELS) requis pour le projet.

VII.2. Description de la variante retenue

Le système de soutènement retenu est une solution mixte associant des pieux sécants et une paroi berlinoise, adaptée aux contraintes de chaque façade de la fouille sur une hauteur de 14,5 m.

Afin de ne pas perturber les terrains sous les bâtiments avoisinants par un pompage intensif, les eaux de la nappe sont gérées de manière passive à chaque phase de terrassement

La répartition et les caractéristiques géométriques des différents écrans se présentent comme suit :

VII.2.1. Typologie des écrans de soutènement

- **Écrans Nord, Sud et Est (Parois en pieux sécants) :** Afin d'assurer une forte rigidité et de limiter les déformations du terrain, ces trois façades sont réalisées en pieux sécants d'un diamètre de 600 mm ancrés sur une hauteur totale de 14,5 m.
- **Écran Ouest (Paroi berlinoise)** : La façade Ouest est traitée via une paroi berlinoise d'une hauteur de 14,5 m. Elle est constituée de profilés métalliques verticaux de type HEB 240, disposés avec un espacement régulier de 1,00 m pour maintenir le blindage.

VII.2.2. Système de stabilisation

Pour reprendre les efforts horizontaux de poussée des terres et garantir la stabilité globale des ouvrages, un dispositif de renforcement métallique est mis en place :

- **Stabilisation par bracons :** Les parois de soutènement sont renforcées par un système de bracons inclinés (40°) en profilés HEB 240. Ces éléments de butonnage sont positionnés avec un espacement de 4,00 m pour transférer efficacement les charges vers le fond de fouille.

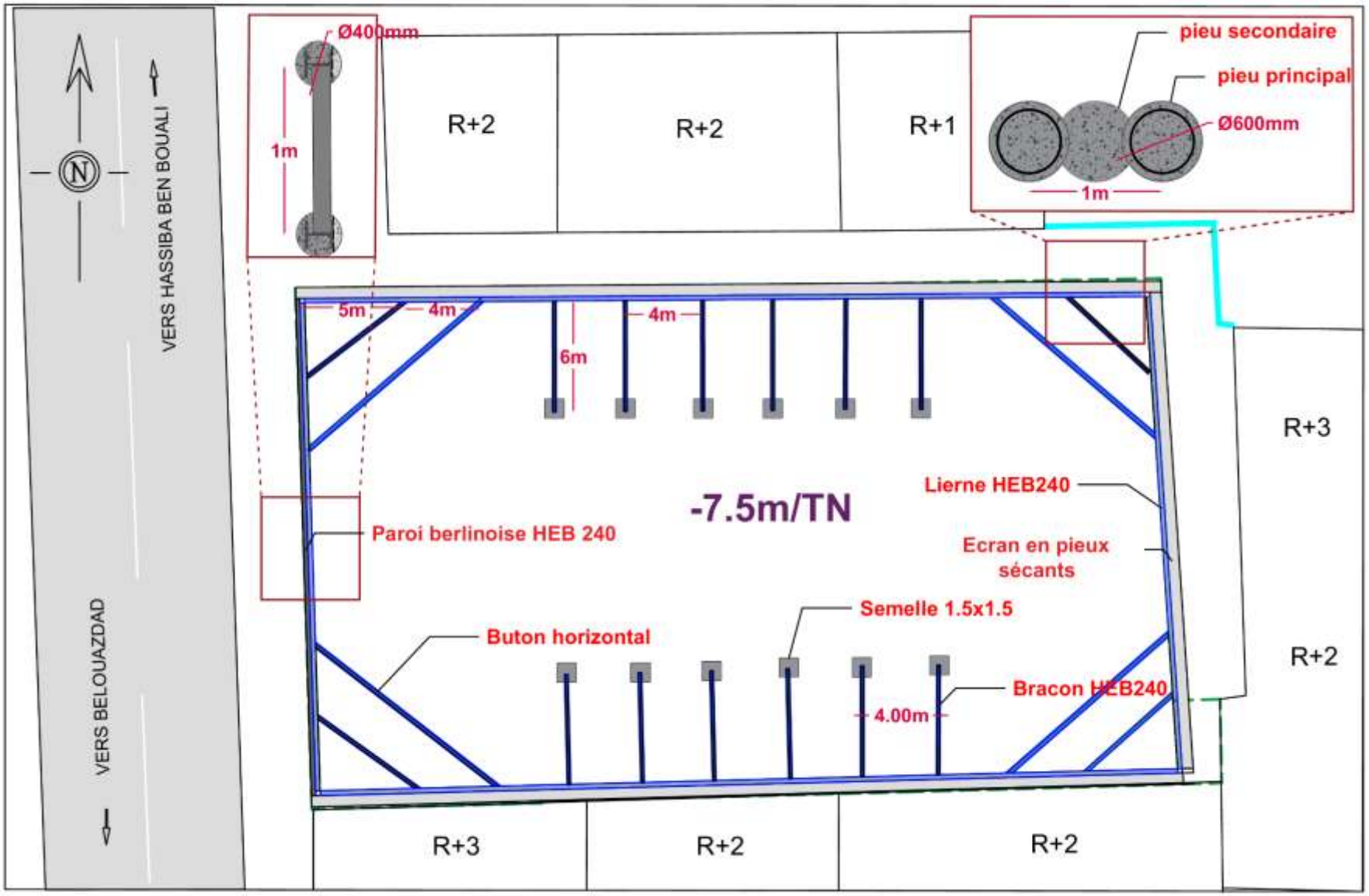


Figure VII-1 : Vue en plan du système de soutènement retenu.

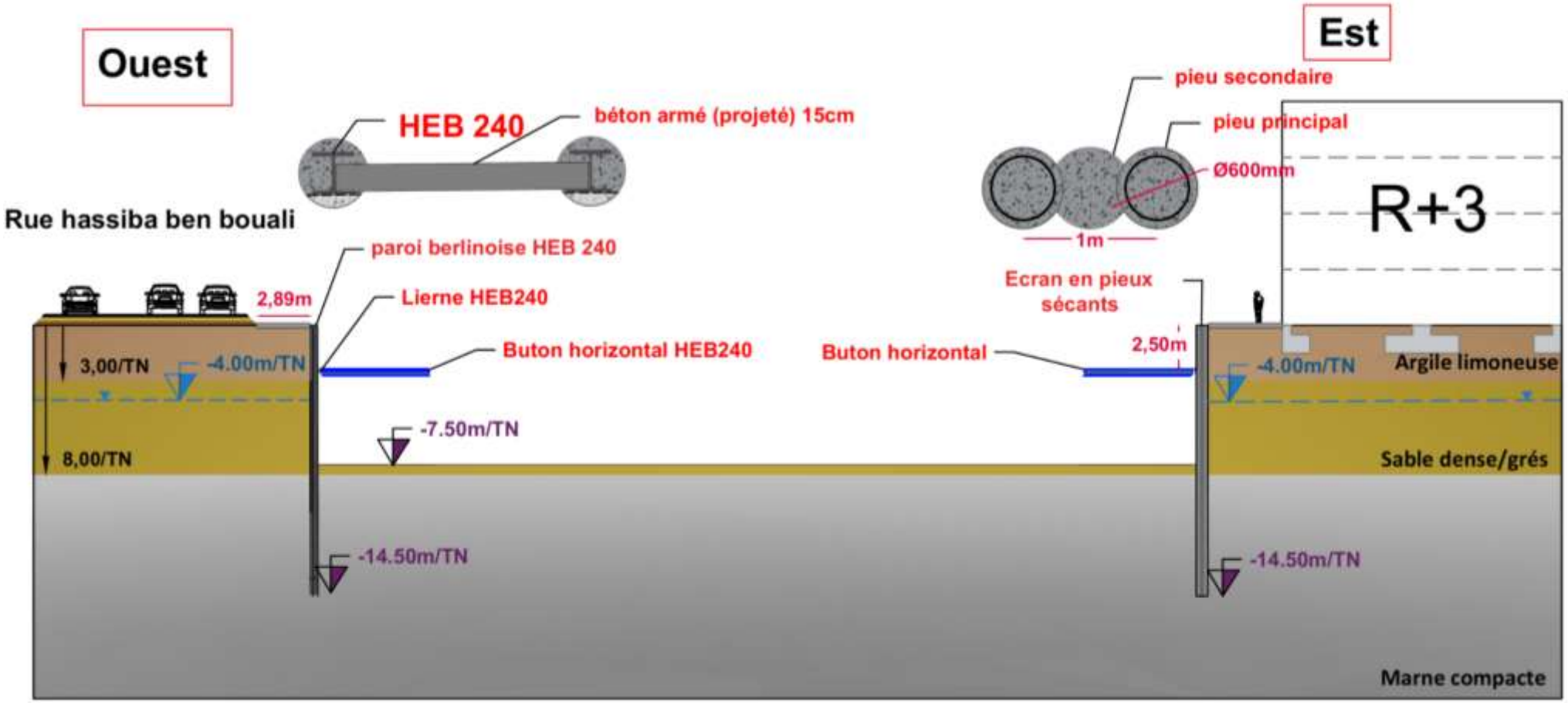


Figure VII-2 : Coupe Ouest–Est de la fouille présentant la solution de soutènement retenue.

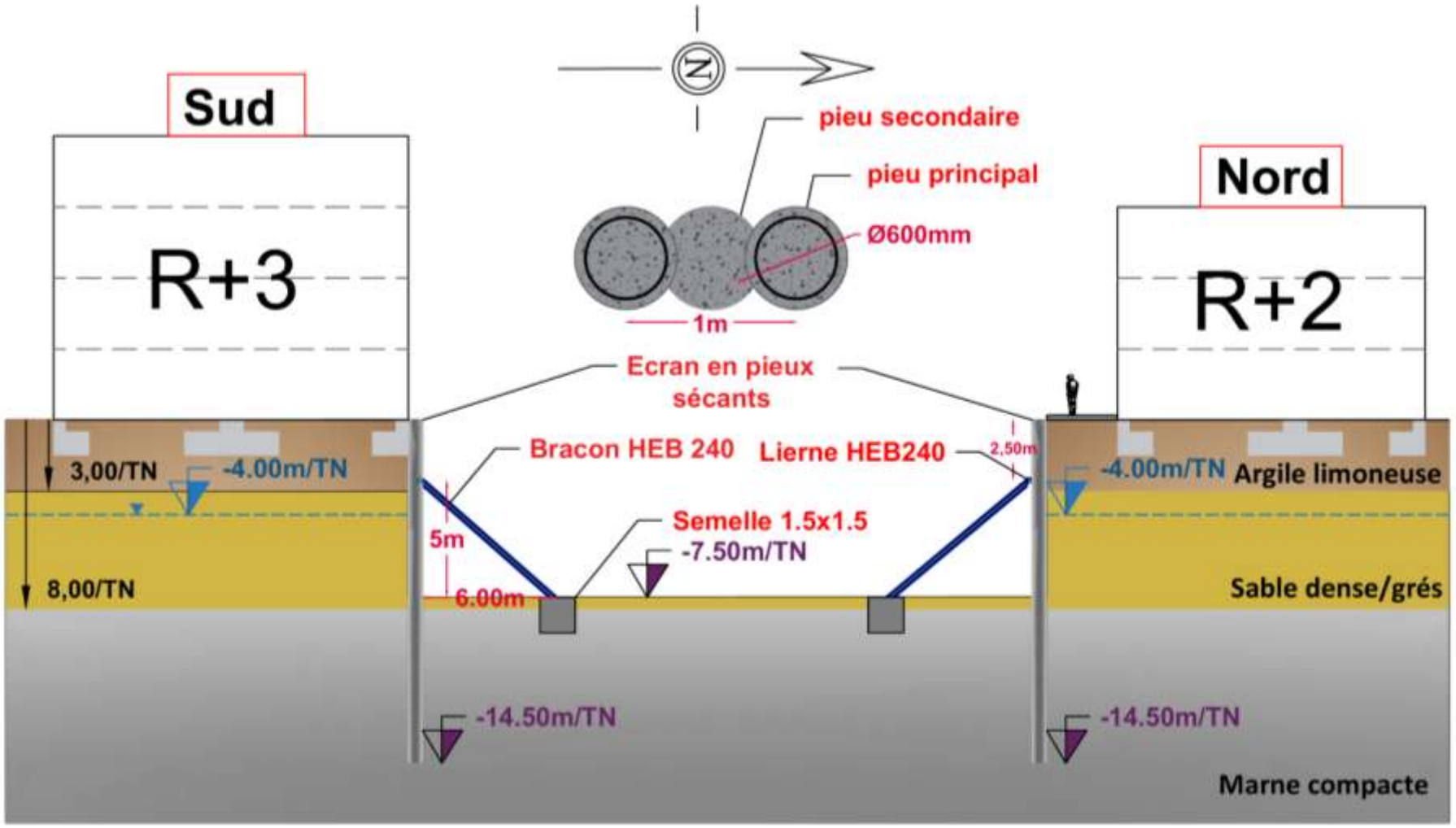


Figure VII-3 : Coupe Nord–Sud de la fouille présentant la solution de soutènement retenue.

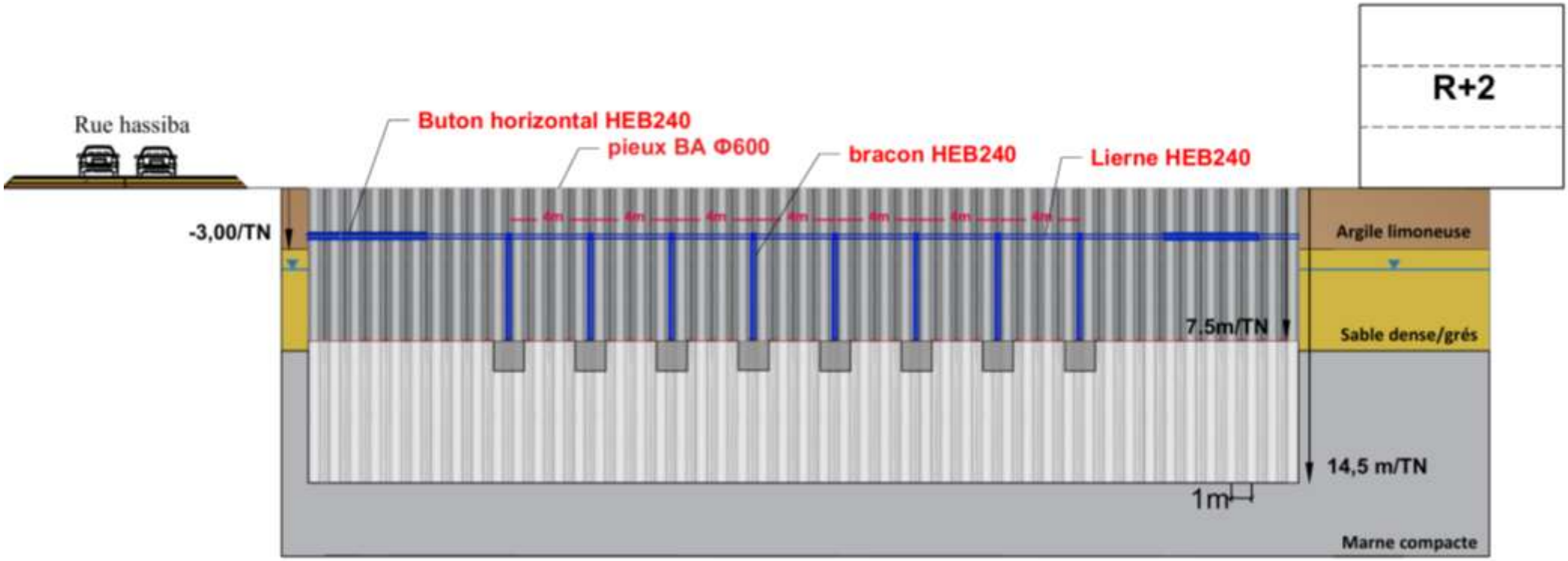


Figure VII-4 : coupe en élévation de l'écran en pieux sécants (nord et sud).

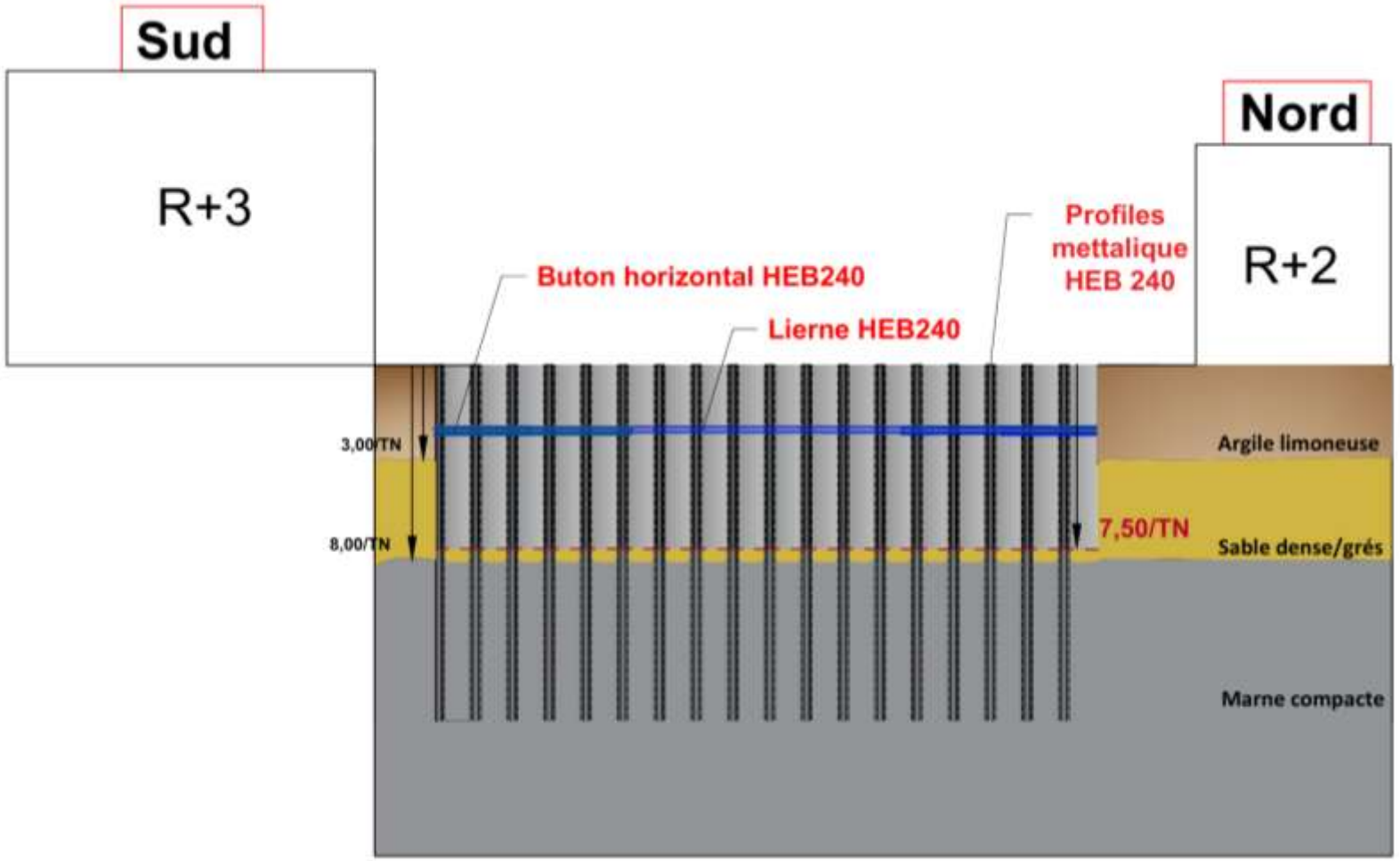


Figure VII-5 : coupe en élévation de l'écran en paroi berlinoise (ouest).

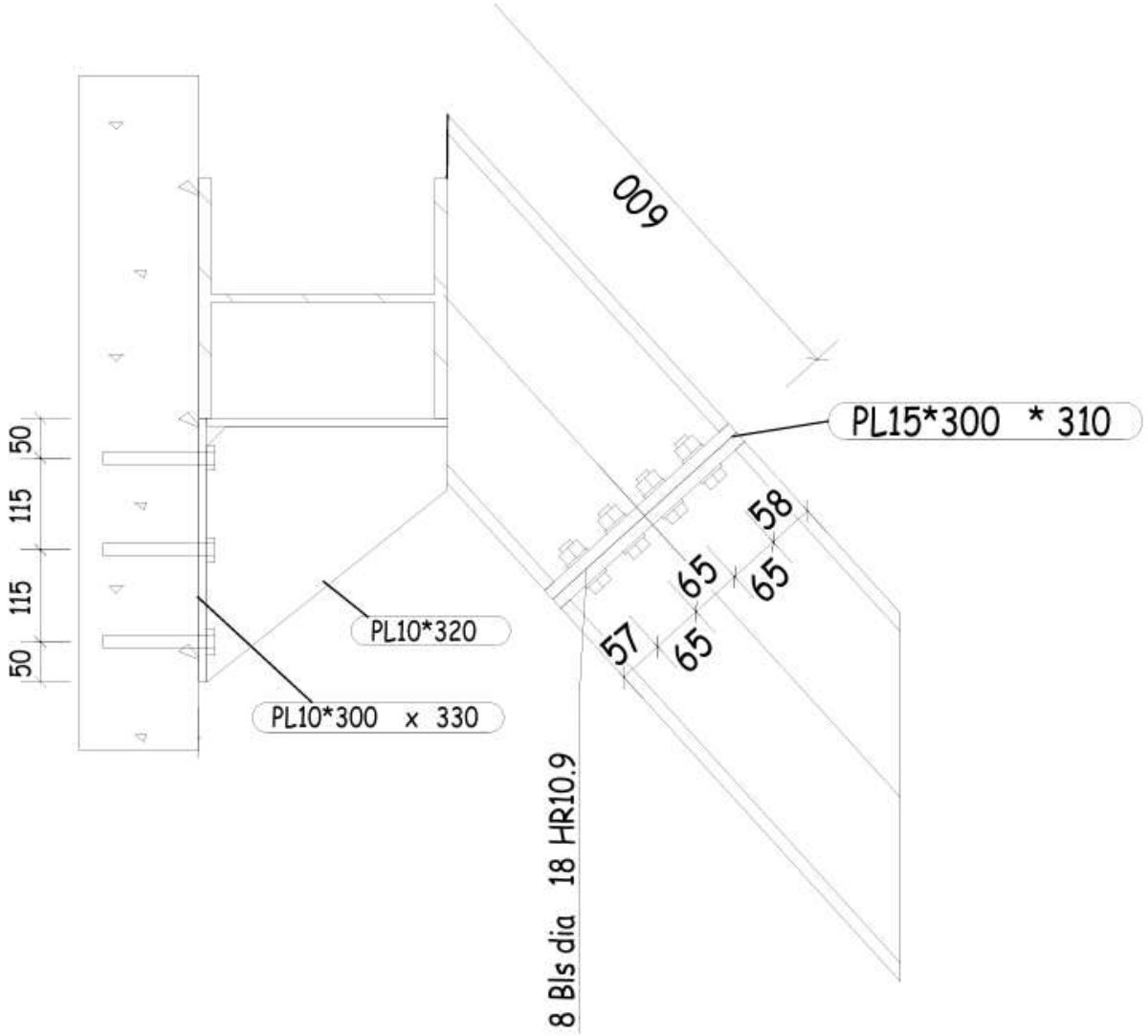


Figure VII-6 : détail d'assemblage pieu-lierne-bracon (configuration adoptée sur site).

VII.3. Calcul de stabilité

La justification de l'ouvrage repose sur les vérifications minimales aux États Limites Ultimes (ELU) et aux États Limites de Service (ELS). Ces calculs couvrent les situations de projet durables, transitoires et sismique, en examinant la stabilité structurelle (STR) et géotechnique (GEO), conformément aux prescriptions de la norme NF P94-282.

Les vérifications s'articulent autour des axes suivants :

- Stabilité globale (GEO) : Analyse de la stabilité du site vis-à-vis du glissement généralisé.
- Stabilité externe / Défaut de butée (GEO) : Vérification de la stabilité de l'ouvrage face aux risques de renversement.
- Stabilité du fond de fouille (GEO) : Vérification de l'équilibre du sol en fond d'excavation.
- Résistance structurelle (STR) : Vérification de la stabilité interne de l'ouvrage.
- Résistance des appuis (STR) : Justification de la stabilité et de la capacité porteuse du système de butonnage.
- Déplacements (ELS) : Évaluation des déplacements maximaux pour garantir l'intégrité de l'ouvrage et la protection des avoisinants

VII.3.1. Défaut de butée

Le défaut de butée correspond à une mobilisation excessive des résistances passives du sol en pied d'écran. Il peut provoquer des déplacements importants, une rotation de l'ouvrage, voire une rupture structurelle par augmentation des moments fléchissants. Ce phénomène est particulièrement critique pour les écrans en console ou insuffisamment ancrés. La conception doit garantir une réserve de sécurité suffisante vis-à-vis de la butée mobilisable. [2].

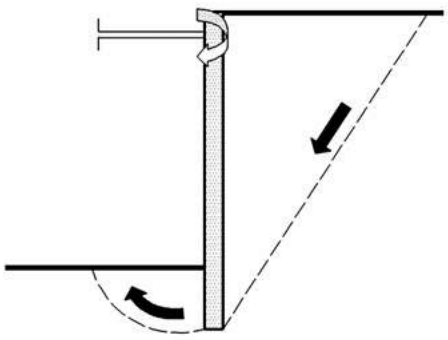


Figure VII-7 : Basculement autour d'un appui en tête (NF P 94-282).

La vérification du défaut de butée vise à vérifier que la fiche disponible permet une sécurité suffisante entre la buté mobilisable et celle nécessaire à l'équilibre. Dans le cadre du modèle d'interaction sol-structure (MISS), cette vérification est effectuée selon le formalisme suivant :

$$B_{t,d} \leq B_{m,d}$$

- $B_{t;d}$ est la valeur de calcul de la butée mobilisée sur la face aval de l'écran nécessaire à son équilibre ;
- $B_{m;d}$ est la valeur de calcul de la butée mobilisable sur la face aval de l'écran jusqu'à sa base.

❖ **Butée mobilisable**

La valeur de calcul de la butée mobilisable $B_{m;d}$ doit être déterminée à partir de la relation suivante :

$$B_{m;d} = \frac{Bm;k}{\gamma R;b}$$

$B_{m;k}$: valeur caractéristique

$B_{m;d}$: valeur de calcul

Avec γ_{Rb} = 1.4 pour les situation durable et 1.1 pour les situations transitoires.

❖ **Butée mobilisée**

La valeur de calcul de la butée mobilisée $B_{t,d}$ doit être déterminée à partir de la relation suivante :

$$B_{t,d} = 1{,}35\ B_{t,k}$$

$B_{t,k}$: valeur caractéristique

$B_{t,d}$: valeur de calcul

Les résultats présentés dans les tableaux suivants sont issus des calculs effectués à l'aide du logiciel de calcul des écrans de soutènement K-REA.

Tableau VII-1 : Synthèse de la vérification de la résistance de la butée sous la situation fondamentale.

	Situation fondamentale		
	$B_{t,d}$ (KN/m)	**$B_{m,d}$ (KN/m)**	**Vérification**
Ecran PS (sud)	884,57	1748,24	✓ Butée vérifiée
Ecran PB (Ouest)	873,10	1748.24	✓ Butée vérifiée

Tableau VII-2 : Synthèse de la vérification de la résistance de la butée sous la situation sismique.

	Situation sismique		
	$B_{t,d}$ (KN/m)	**$B_{m,d}$ (KN/m)**	**Vérification**
Ecran PS (sud)	1610,22	4518,82	✓ Butée vérifiée
Ecran PB (Ouest)	1518,56	4518,82	✓ Butée vérifiée

Dans le cas où l'écran travaille temporairement en console avant la mise en place des appuis, la vérification du défaut de butée est réalisée conformément à la norme NF P94-282 à l'aide d'un modèle en équilibre limite (MEL) à l'ELU.

Cette approche est utilisée lorsque le comportement de l'écran est principalement gouverné par l'équilibre des poussées et des butées du sol. La vérification consiste alors à s'assurer que la fiche de l'écran permet de mobiliser une résistance passive suffisante pour garantir l'équilibre de l'écran.

La condition suivante doit être respectée :

$$F_b \geq 1{,}2\ F_0$$

F_0 : est la fiche de l'écran sous le point de pression différentielle nulle ;

F_b : est la fiche minimale sous le point de pression différentielle nulle nécessaire à l'équilibre des moments en pied de l'écran.

Les résultats présentés dans les tableaux suivants sont issus des calculs effectués à l'aide du logiciel de calcul des écrans de soutènement K-REA.

Tableau VII-3 : Vérification des longueurs de fiches de l'écran en console en situation fondamentale.

	Situation fondamentale		
	F_0 (m)	**F_b (m)**	**Vérification**
Ecran PS (sud)	1.38	12	✓ Butée vérifiée
Ecran PB (Ouest)	0.85	12	✓ Butée vérifiée

Tableau VII-4 : Vérification des longueurs de fiches de l'écran en console en situation sismique.

	Situation sismique		
	F_0 (m)	**F_b (m)**	**Vérification**
Ecran PS (sud)	0,46	12	✓ Butée vérifiée
Ecran PB (Ouest)	0,32	12	✓ Butée vérifiée

VII.3.2. Vérification de la résistance structurelle (STR)

La ruine structurelle survient lorsque les sollicitations internes (moment fléchissant, effort tranchant, traction ou compression) dépassent la capacité résistante de l'écran ou de ses appuis. Les vérifications doivent être menées pour toutes les phases de construction et d'exploitation, conformément aux règlements de dimensionnement applicables aux structures en béton armé, acier ou autres matériaux. [2]

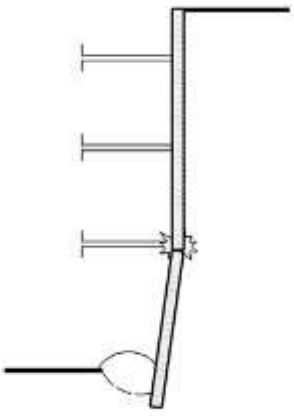


Figure VII-8 : Exemple de rupture de structure d'un écran de soutènement (NF P 94-282).

VII.3.2.1. Calcul du ferraillage pieux sécants :

Le ferraillage longitudinal et transversal du pieu est fait comme suit :

❖ **Armature longitudinale**

Les armatures longitudinales du pieu doivent respecter les conditions minimales suivantes présentés par le RPOA :

- Section minimale : 0,5% de la section du pieu $\left(\text{As, min } = \frac{0.5\times\pi\times D^2}{100\times4}\right)$
- Nombre minimal de barres : 6 barres réparties sur le périmètre.
- Diamètre minimal : 12 mm.

Le dimensionnement des armatures longitudinales et transversales des pieux a été réalisé à l'aide du logiciel Robot Expert. L'ensemble des notes de calcul détaillées et des justifications techniques sont présentés en Annexe [6] du présent rapport.

As,min = 31.6 (cm2) On opte pour 16 HA 16 = 32.17 (cm2)

❖ **Armature transversale**

Dispositions constructives relatives aux armatures transversales conformément au RPOA :

- Diamètre minimal des barres : 10 mm
- Espacement maximal de nu à nu (S) :

  En zone courante : 12 ×Φl = 19 cm

  En zone renforcée : 10 cm fixe sur une profondeur de 2D (1.2m) à partir du sommet,4D (2.4m) en zone d'ancrage et en zone de recouvrement des aciers 50 Φl (0.8m on opte pour 1m).

Avec :

D : diamètre du pieu.

Φl : diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales adoptées consistent en des cerces HA12 espacées de 15 cm (en zone courante).

❖ **Enrobage**

L'enrobage réglementaire c est déterminé par la relation :

$$c \geq \max(a\ ;\ \Phi l)$$

Avec :

- Φl: Diamètre des armatures longitudinales.
- a : Protection des armatures dépendant des conditions d'exposition (Tableau ci-dessous).

Tableau VII-5 : Valeur de protection des armatures.

Environnement	Protection (a)
Ouvrages en mer ou exposés à une atmosphère agressive	5 cm
Parois exposées aux intempéries ou au contact du sol / liquide	3 cm
Parois situées dans des locaux clos et couverts	1 cm

D'où :

$$c \geq \max(3\ ;\ 2) \text{ alors } c \geq 3 \text{ cm}$$

On opte pour un enrobage de 5 cm.

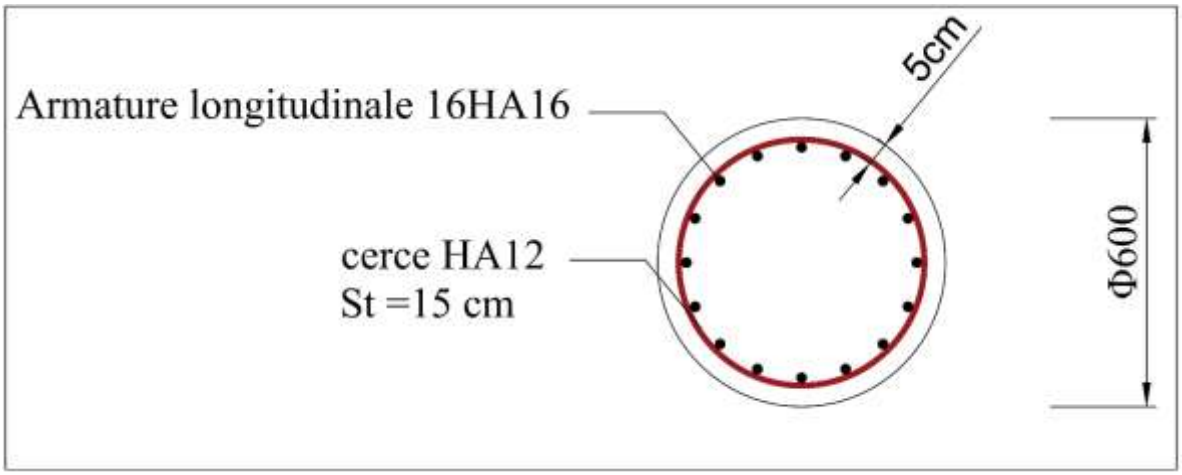


Figure VII-9 : Coupe transversale et détails de ferraillage des pieux sécants (zone courante).

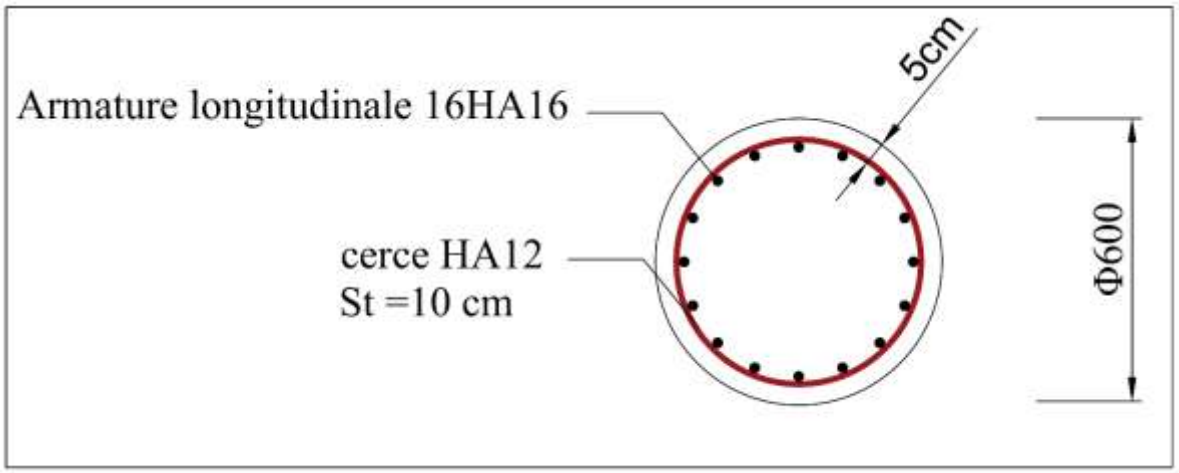


Figure VII-10 : Coupe transversale et détails de ferraillage des pieux sécants (zone renforcée).

VII.3.2.2. Dimensionnement du parement en béton projeté (Blindage secondaire)

Le dimensionnement du parement en béton projeté (épaisseur 15cm), faisant office de blindage secondaire pour l'écran Ouest (paroi berlinoise), est réalisé vis-à-vis de la flexion simple. Le moment de flexion sollicitant (noté M_{Ed}) agissant sur le parement est déterminé par la formule suivante :

$$M_{Ed} = \frac{p \times l^2}{8}$$

Où :

- l : la longueur d'entre-axe entre deux profilés ou pieux (m).
- p : l'effort de poussée à l'État Limite Ultime (ELU) appliqué au parement, calculé à la hauteur critique de H/3 par rapport au fond de fouille.

Le tableau ci-dessous regroupe les sollicitations issues de la modélisation ainsi que la section d'armature calculée et adoptée pour le blindage

Tableau VII-6 : Dimensionnement du parement en béton projeté.

Profil	l(m)	P (KN/m)	M_{Ed} (kN.m)	Section calculée As (cm²)	Section adoptée (Section minimale)
Ouest	1	105	13.2	2.5	2.57 cm² (Treillis ST25)

VII.3.2.3. Vérification de la stabilité structurale des profilés métalliques

La vérification structurale des profilés métalliques consiste à s'assurer que les sections en acier présentent une résistance suffisante vis-à-vis des sollicitations de flexion et d'effort tranchant, conformément aux dispositions de l'Eurocode 3.

Les sollicitations agissant sur les écrans proviennent des calculs de l'interaction sol-structure menés sur le logiciel K-Réa. Les valeurs caractéristiques obtenues sont ensuite majorées aux états limites de la manière suivante :

- **Moment fléchissant de calcul :** $M_{Ed} = \gamma_{m_t} \times M_k$
- **Effort tranchant de calcul :** $V_{Ed} = \gamma_{m_t} \times V_k$

Pour valider la résistance de la section, nous vérifions que les sollicitations de calcul M_{Ed} et V_{Ed} restent inférieures aux résistances plastiques limites définies par l'Eurocode 3 :

❖ **Résistance plastique de calcul au cisaillement ($V_{pl,Rd}$) :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_w \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

❖ **Résistance plastique réduite à la flexion ($M_{pl,Rd}$) :**

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma M_0} \times \left[W_{Pl,y} - \frac{\rho . A_w{}^2}{4.t_w}\right]$$

Avec :

$$\rho = \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2$$

Pour :

$$V_{Ed} > 0{,}5 V_{pl,Rd}$$

Et :

$$\rho = 0 \quad si \quad V_{Ed} \leq 0{,}5 V_{pl,Rd}$$

Où :

- f_y=355 N/mm^2 : limite d'élasticité de l'acier ;
- A_w : aire conventionnelle de l'âme du profilé ;
- t_w : épaisseur de l'âme du profilé ;
- $W_{pl,y}$: module plastique de la section suivant l'axe de forte inertie ;
- γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité du matériau (pour la vérification des sections en acier à l'ELU γ_{M0}=1).

Le tableau suivant présente les résultats des vérifications des profilés métalliques retenus pour le système de soutènement.

Tableau VII-7 : Vérification de la stabilité structurale des profilés métalliques.

Sollicitation	Valeur Agissante (Ed)		Valeur Résistante (Rd)	Vérification
	Fondamentale	Sismique		
Effort Tranchant	121,68 kN	330,45 KN	681,24 kN	✓ Conforme
Moment Fléchissant	98,44 kN.m	274,58 KN	373,8 kN.m	✓ Conforme

VII.3.3. Vérification de la stabilité des appuis

Les butons peuvent rompre sous l'effet des efforts transmis. Leur défaillance entraîne souvent une redistribution brutale des efforts dans l'écran, pouvant provoquer des déplacements excessifs ou une rupture globale. Une conception redondante et un contrôle rigoureux des appuis sont donc indispensables. [2]

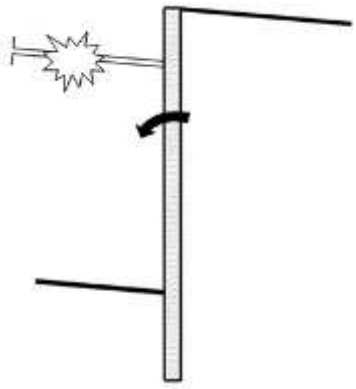


Figure VII-11 : Rupture d'un buton (NF P 94-282).

VII.3.3.1. Vérification de la résistance des bracons

Le bracon est une pièce structurelle principalement sollicitée en compression simple (effort axial N_{Ed}). Sa vérification nécessite de valider deux conditions réglementaires selon la norme NF EN 1993-1-1 : la résistance intrinsèque de la section transversale et la stabilité globale vis-à-vis du risque de flambement.

❖ **Résistance de la Section Transversale**

Pour une section de Classe 1, la résistance de calcul à la compression uniforme ($N_{c,Rd}$) est déterminée sur la base de sa capacité plastique maximale :

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Où :

- A : Aire de la section brute du profilé ;
- f_y : Limite d'élasticité de l'acier (355 MPa pour l'acier S 355) ;

- γ_{M_0}: Coefficient partiel de sécurité pour la résistance des sections (γ_{M_0}= 1,00).

La condition de résistance est satisfaite si :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,R_d}} \leq 1$$

❖ **Stabilité Globale de la Barre (Flambement)**

En raison de la grande longueur du buton (L = 8,00 m), la pièce est particulièrement vulnérable au flambement.

La résistance de calcul au flambement ($N_{b,Rd}$) est donnée par la formule :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

- χ: Coefficient de réduction minimal applicable pour l'axe le plus défavorable ;
- γ_{M1}: Coefficient partiel de sécurité pour la stabilité des barres γ_{M1}= 1).

La condition de stabilité globale est validée si :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,R_d}} \leq 1$$

Le tableau suivant présente les résultats des vérifications des profilés métalliques retenus pour le système d'appui :

Tableau VII-8 : Vérification de la résistance des bracons.

Type de Vérification	Effort Sollicitant de Calcul (N_{Ed})	Résistance Ultime de Calcul	Vérification
Résistance de la section (Compression simple)	692,00 kN	$N_{c,Rd}$ = 3762,50 kN	✓ Conforme
Stabilité globale (Flambement)	692,00 kN	$N_{b,Rd}$ =950,37 kN	✓ Conforme

VII.3.3.2. Vérification de la stabilité au glissement du massif de réaction des bracons

A l'ELU, pour les situations durables, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite :

$$H_{Ed} \leq R_{h;d} + R_{p;d}$$

Avec :

- H_{Ed} : valeur de calcul de la composante horizontale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;
- $R_{p;d}$: valeur de calcul de la résistance frontale de la fondation à l'effet de H_{Ed} ;
- $R_{h;d}$: valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain.

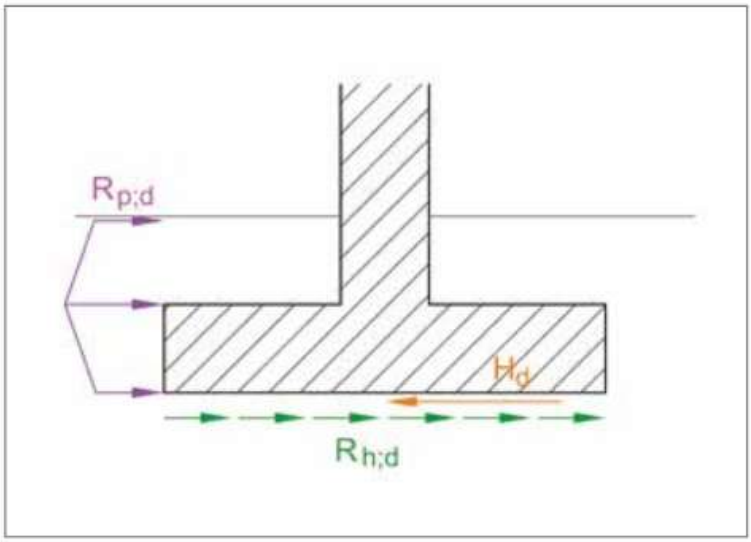


Figure VII-12 : Illustration des composantes des résistances au glissement.

❖ **Calcul de $R_{h;d}$ en conditions drainées :**

$$R_{h;d} = \frac{VEd \cdot \tan(\delta d)}{\gamma R;h \times \gamma R;d;h}$$

Avec

- $R_{h;d}$: valeur de calcul de la résistance ultime par glissement ;
- V_{Ed} : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;
- δd : Angle de frottement de calcul de l'interface. Pour une semelle en béton rugueuse coulée en place, l'Eurocode 7 autorise δd = φ' ;
- $\gamma_{R;h}$: Coefficient partiel de sécurité de frottement. Pour les situations fondamentales durables, $\gamma_{R;h} = 1,1$;
- $\gamma_{R;d;h}$: coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 1,1.

❖ **La contrainte de butée à une profondeur donné z :**

$$\sigma p(z) = \gamma \times z \times K_{py}$$

$$Rp;d = \frac{Fp}{\gamma R;e}$$

- $\gamma_{R;e}$ est le facteur partiel dépendant du type de réaction mobilisée devant la semelle et du type d'état limite ultime (selon l'Eurocode 7 $\gamma_{R;e} = 1,4$).

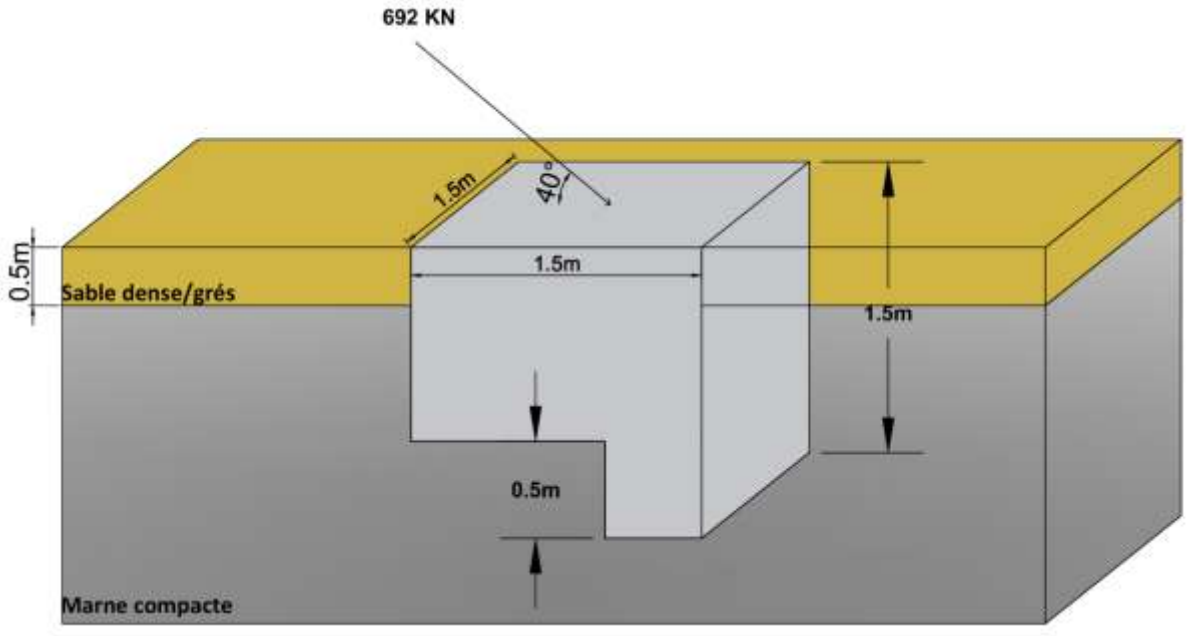


Figure VII-13 : Dimensions géométriques de la semelle.

La vérification de la stabilité au glissement a été réalisée pour la situation de calcul fondamentale. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau VII-9 : Vérification de la stabilité au glissement

ELU	H_{Ed}	$R_{h;d}$	$R_{p;d}$	Vérification
Fondamentale	530 kN	215 KN	406.9 KN	✓ Conforme

VII.3.3.3. Vérification de la stabilité au renversement du massif de réaction des bracons

Dans cette partie, on présente la vérification de la stabilité des semelles superficielles au renversement sous les combinaisons d'actions aux états limites ultimes selon le DTR.

$$\left(\frac{1-2e_B}{B}\right)\left(\frac{1-2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$$

Avec :

- e_B : excentricité de la charge suivant la largeur B de la semelle ;
- e_L : excentricité de la charge suivant la longueur L de la semelle ;
- B : largeur de la semelle ;
- L : longueur de la semelle.

Dans ce cas la semelle est soumise à une charge supposée centrée, les excentricités selon les deux directions sont nulles (e_B=e_L=0). Dans cette situation, la résultante des efforts passe par le centre de gravité de la semelle, ce qui assure un contact uniforme avec le sol et vérifie automatiquement la condition de stabilité au renversement définie précédemment.

VII.3.3.4. Vérification de la portance du massif de réaction des bracons

Le calcul de la portance sous la semelle superficielle du bracon a pour objectif de vérifier que les contraintes transmises restent inférieures à la capacité portante admissible du terrain. La force transmise par le bracon étant inclinée, la contrainte de rupture est calculée par la méthode pressiométrique (Fascicule 62, Titre V) selon la formule :

$$ql = q0 + i\delta \times kp \times ple^*$$

Avec :

- ql : Contrainte de rupture ;
- q0 : Contrainte totale verticale au niveau de la base (après travaux) ;
- Kp: Facteur de portante pressiométrique;
- Ple*: Pression limite nette équivalente*.
- iδ : Coefficient minorateur iδ pour une charge inclinée sur un sol horizontal.

Le calcul de la capacité portante de la semelle isolée du bracon a été réalisé à l'aide du logiciel FOXTA. Les calculs intègrent l'inclinaison de la force transmise par le bracon via la méthode pressiométrique. Les principaux paramètres introduits dans le logiciel sont résumés ci-dessous, tandis que l'ensemble des notes de calcul détaillées et des résultats graphiques est reporté en Annexe [9].

Tableau VII-10 Paramètres géotechniques et résultats du calcul de la capacité portante.

Paramètre	Valeur	Unité
Profondeur d'encastrement (D)	1,25	m
Largeur du radier (B)	1,5	m
Longueur du radier (L)	1,5	m
ple*	24	bars
Kp	1,21	
q0	0	bars
iδ	1,22	
ql	626	bars
ql_U	550,25	bars

La capacité portante de la semelle est vérifiée à l'ELU fondamental. La charge verticale maximale apportée par le bracon est de 445 KN inférieure à la capacité ultime du sol qui est de 550 KN. La stabilité est donc assurée.

Note : Lors des calculs effectués sur le logiciel FOXTA (FONDSUP), la stabilité au glissement de la fondation n'apparaît pas validée. Cela s'explique par le fait que le logiciel néglige implicitement la contribution résistante de la butée des terrains situés au-dessus de la base de la semelle. Afin de s'assurer de la conformité de l'ouvrage, une vérification manuelle intégrant cette butée a été réalisée : les calculs analytiques confirment que la sécurité vis-à-vis du glissement est vérifiée.

VII.3.4. Vérification de la stabilité générale

Au-delà des vérifications locales, l'écran peut être affecté par une instabilité globale impliquant l'ouvrage et le terrain environnant. Cette situation peut résulter d'une stabilité initiale insuffisante du site ou d'un déséquilibre créé par l'excavation. Une analyse globale de stabilité doit être réalisée pour identifier les surfaces de rupture potentielles et garantir la sécurité générale du projet. [2]

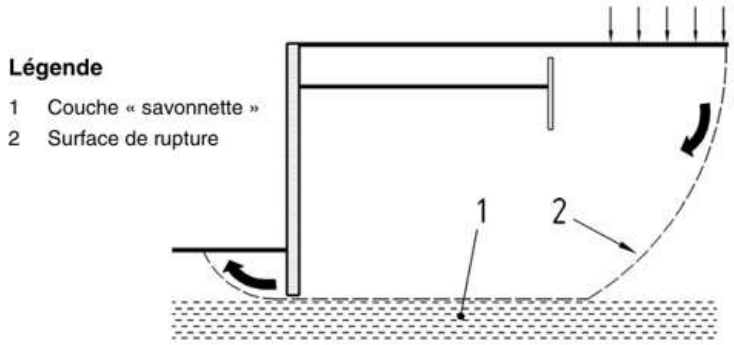


Figure VII-14 : Exemple de mécanisme de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran (NF P 94-282).

L'analyse de la stabilité vis-à-vis d'un glissement englobant l'écran a été réalisée au niveau du profil Sud, considéré comme le cas le plus défavorable. Le calcul a été effectué à l'aide du logiciel SLIDE selon une approche en équilibre limite basée sur la formulation de Spencer.

La répartition des pressions interstitielles a été obtenue à partir d'un modèle aux éléments finis, en supposant l'écran imperméable et en adoptant des hypothèses défavorables sur la perméabilité des sols.

Les conditions hydrauliques retenues considèrent une charge nulle au niveau de la surface libre de la nappe, en amont et en aval de l'écran.

Dans ce cadre, la méthode de Spencer a été retenue comme approche de référence pour le calcul du coefficient de sécurité. Le calcul a permis d'obtenir un facteur de sécurité minimal de FS = 1,518 > 1 confirmant ainsi la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du glissement englobant l'écran.

VII.3.4.1. Le principe de spencer

La méthode de Spencer est une méthode des tranches générale développée sur la base de l'équilibre limite. Elle nécessite un équilibre satisfaisant des forces et des moments agissant sur des blocs individuels. Les blocs sont créés en divisant le sol au-dessus de la surface de glissement par des plans de division.

❖ **Hypothèses :**

Les hypothèses suivantes sont introduites dans la méthode de Spencer pour calculer l'équilibre limite des forces et des moments sur des blocs individuels :

- Les plans de divisions entre les blocs sont toujours verticaux ;
- L'inclinaison des forces agissant entre les blocs est constante pour tous les blocs et égale à θ, par contre aux points d'extrémité de la surface de glissement θ est nulle.

La figure ci-après montre le cercle de glissement critique obtenu (FS=1,518) en situation fondamentale.

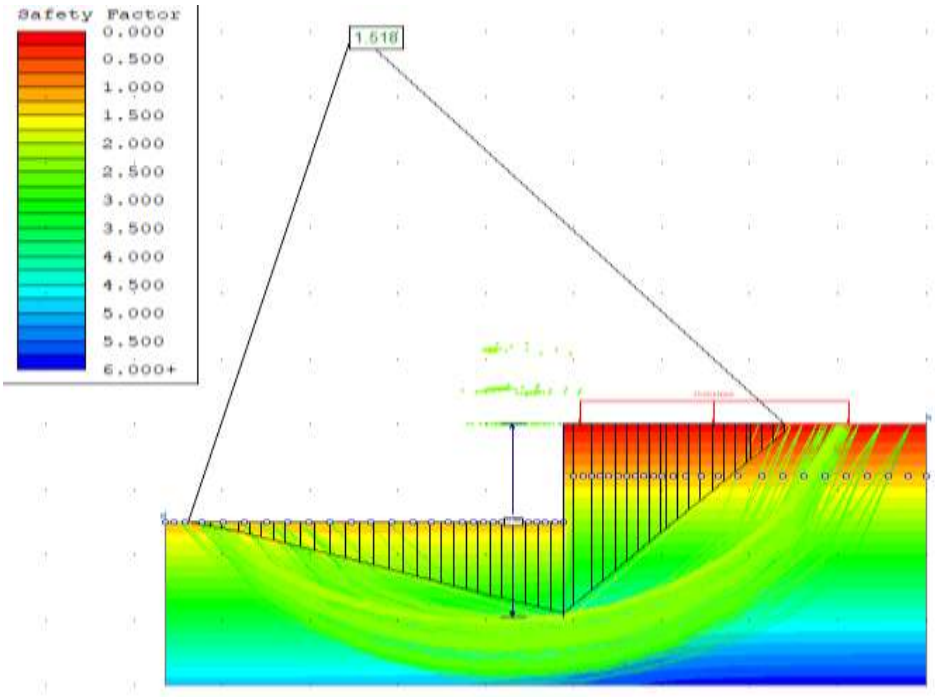


Figure VII-15 : Plan de glissement critique situation fondamentale – côté Sud.

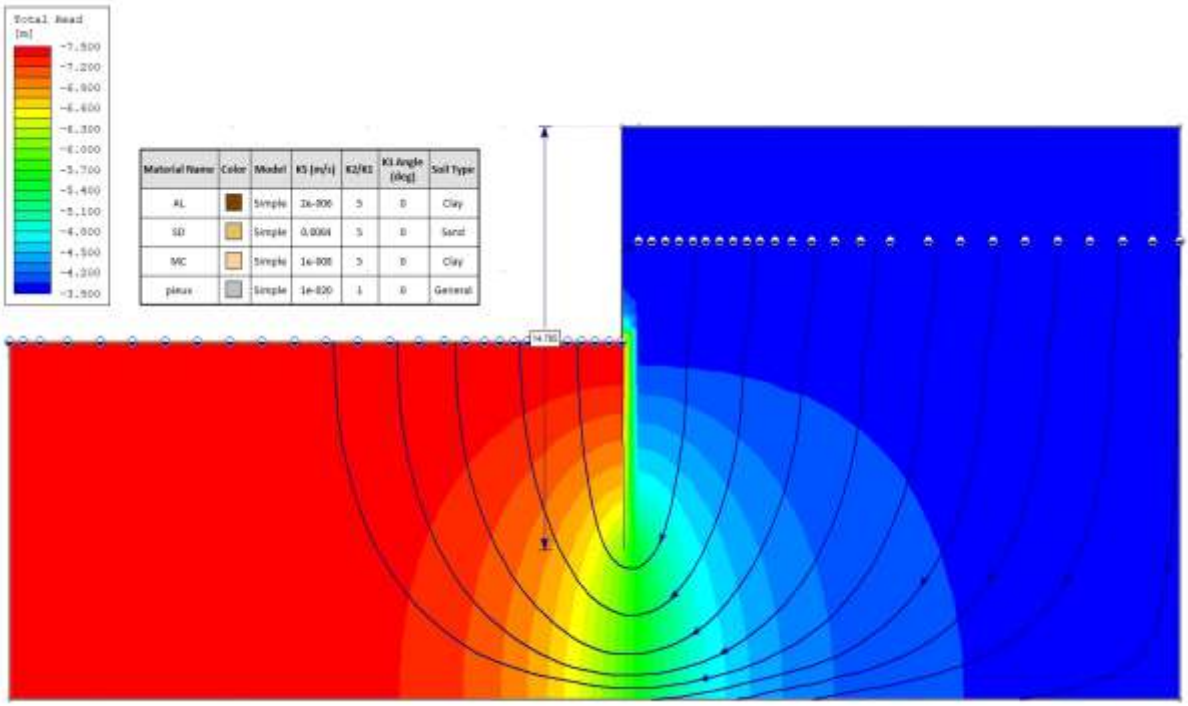


Figure VII-16 : Réseau d'écoulement – côté Sud.

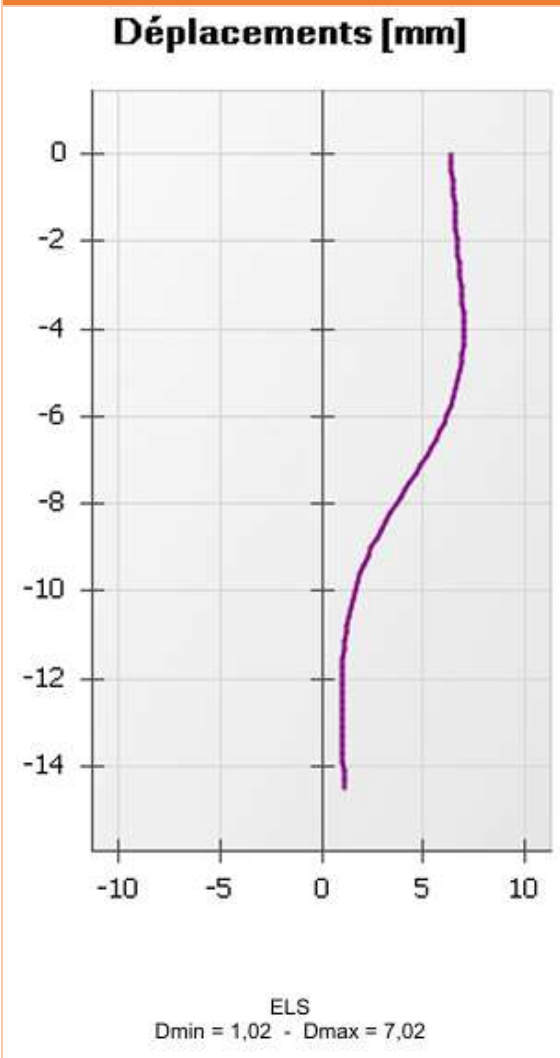
VII.3.5. Vérification des déplacements (ELS)

Les déplacements le long de l'écran ont été déterminés à l'aide du modèle MISS intégré au logiciel K-Réa. Les résultats obtenus montrent que les déplacements restent inférieurs aux seuils admissibles en situation fondamentale, fixés à 50 mm du côté Ouest et à 20 mm du côté Sud.

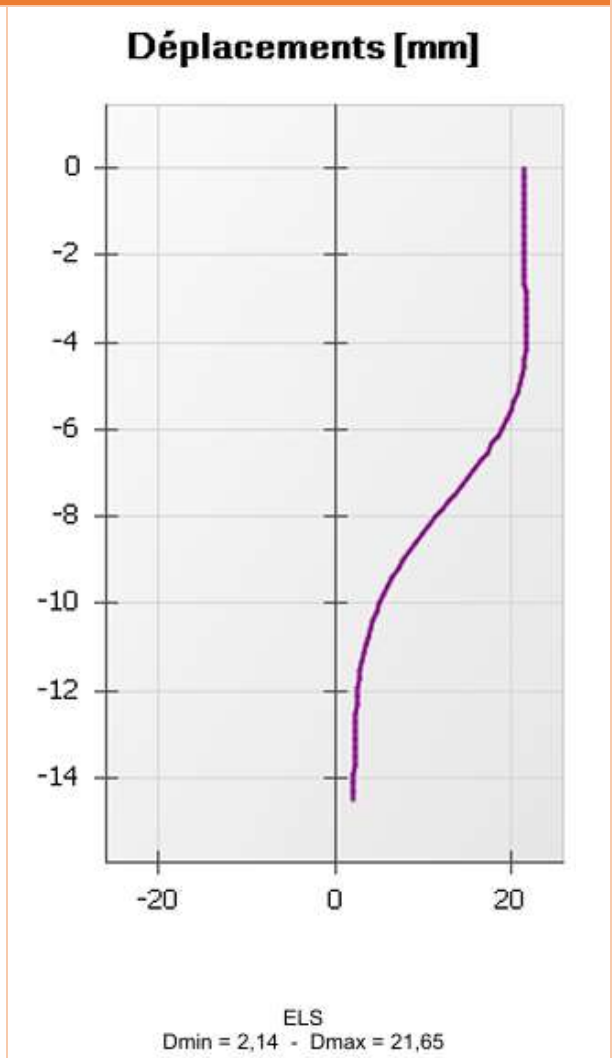
En situation sismique, une augmentation des déplacements est observée, avec des valeurs atteignant environ 55 mm du côté Ouest et 21 mm du côté Sud. Ces déformations dépassent légèrement les limites fixées en situation fondamentale, mais demeurent acceptables compte tenu du caractère exceptionnel et transitoire de la sollicitation sismique, tout en restant proches des seuils admissibles.

Les graphes ci-après présentent les déplacements des écrans les plus critiques de la solution de soutènement retenue. Il s'agit de l'écran Sud réalisé en paroi en pieux sécants et de l'écran Ouest exécuté en paroi berlinoise, correspondant à la dernière phase de terrassement.

Écran Sud (paroi en pieux sécants)



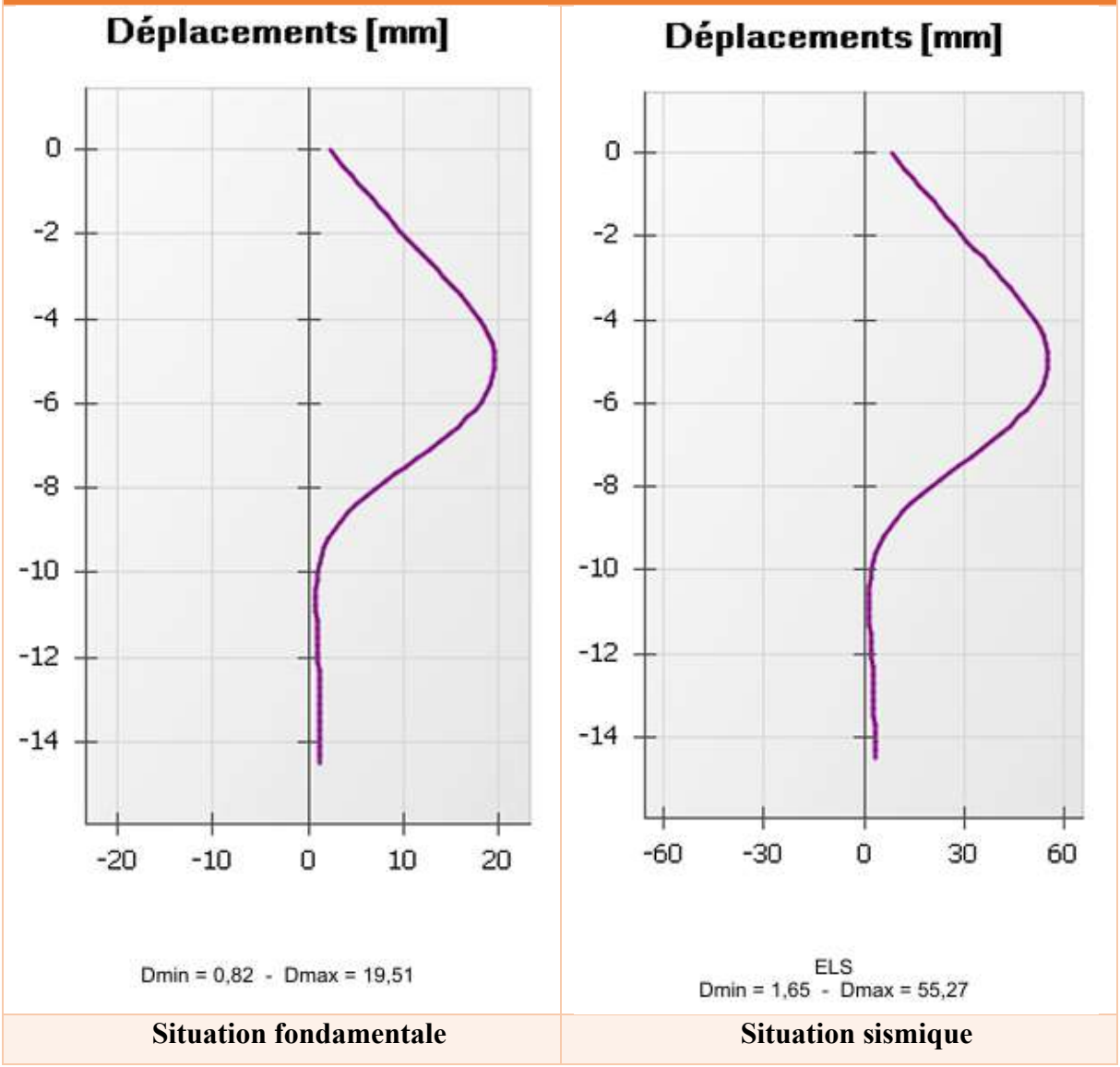
Situation fondamentale



Situation sismique

Figure VII-17 : Déplacements de l'écran sud en pieux sécants lors de la dernière phase de terrassement.

Écran Ouest (en paroi berlinoise)



Situation fondamentale | **Situation sismique**

Figure VII-18 : Déplacements de l'écran Ouest en paroi berlinoise lors de la dernière phase de terrassement.

VII.3.6. Stabilité du fond de fouille (GEO)

Conformément aux règles de l'art et aux exigences de la norme NF P 94-282 relative aux écrans de soutènement, le phénomène de "renard solide" (rupture par soulèvement de fond de fouille) ne peut se manifester que lorsque le terrain sous le niveau de l'excavation est de médiocre qualité ou soumis à un écoulement critique.

Dans le cadre de ce projet, le substratum situé sous le fond d'excavation est constitué de marnes compactes de bonne qualité et étanches, présentant des caractéristiques mécaniques élevées. De plus, l'écran de soutènement présente une hauteur d'ancrage de 6,5 mètres dans cette formation marneuse, ce qui allonge considérablement le chemin d'écoulement et fait barrière à l'eau. Cette compacité, associée à l'imperméabilité naturelle du massif marneux et à la profondeur de l'ancrage, exclut intrinsèquement tout risque de circulation d'eau ascendante ou de boulance. Par conséquent, l'application de cette vérification n'est pas requise pour notre profil.

VII.3.6.1. Calcul de la capacité portante du fond de fouille à partir de l'essai au pressiomètre Ménard

Le calcul de la portance du fond de fouille sous le radier a pour objectif de vérifier que les contraintes transmises au sol par l'ouvrage restent inférieures à la capacité portante admissible du terrain, afin d'assurer la stabilité et le bon comportement de la fondation. Selon le fascicule 62, titre V (1993), la contrainte de rupture est donnée par la formule :

$$ql = q0 + kp \times ple^*$$

Avec :

- ql : Contrainte de rupture ;
- q0 : Contrainte totale verticale au niveau de la base (après travaux) ;
- Kp : Facteur de portance pressiométrique ;
- Ple*: Pression limite nette équivalente*.

Le tableau suivant présente les paramètres géotechniques utilisés pour le calcul de la capacité portante du fond de fouille sous le radier.

Tableau VII-11 : Paramètres géotechniques et résultats du calcul de la capacité portante du fond de fouille sous le radier.

Paramètre	Valeur	Unité
Profondeur d'encastrement (D)	1,5	m
Largeur du radier (B)	26	m
Longueur du radier (L)	47	m
ple*	19,58	bars
De	4,68	m
Kp	1,27	
q0	0	bars
ql	24,8	bars
ql_U	12,44	bars
ql_{ELS}	8,3	bars

VII.3.6.2. Calcul de Tassement pressiométrique du font de fouille

Dans le cas d'un sol hétérogène, les tassements sphériques (déformations volumiques) et déviatoriques (déformations de cisaillement) se calculent selon les expressions suivantes :

$$Sc = \frac{(q-\sigma v0)\times\lambda c\times B}{9Ec}$$

$$Sd = \frac{2(q-\sigma v0)\times B0\times(\frac{\lambda d\times B0}{B})^{\alpha}}{9Ed}$$

Avec :

- Q : contrainte verticale appliquée par la fondation,

- σv : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,
- λc , λd : coefficients de forme,
- α : coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps, donné dans le tableau 10,
- B : Largeur de la fondtion,
- B0 : une dimension de référence égale à 0,60 m,
- Ec et Ed : modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement.

En l'absence des descentes de charges réelles de la structure, le calcul du tassement a été mené sous une contrainte nette forfaitaire fixée à 1.5 bars Cette approche est volontairement défavorable et sécuritaire, permettant de vérifier le tassement maximal absolu sous la configuration la plus contraignante pour le sol d'assise.

Tableau VII-12 : Paramètres de calcul du tassement du radier.

Paramètre	Valeur	Unité
q(Bar)	1,5	bars
σv (Bar)	1,26	bars
λc	1,2	/
λd	1,53	/
α	0,5	/
B	26	m
B0	0,6	m
Ed	120,5	bars
Ec=E1	128,38	bars
Sc	6,4	mm
Sd	2,4	mm
S total	8,8	mm

Tassement total calculé St=0.88cm reste bien inférieur au seuil admissible pour un bâtiment sur radier rigidifié (5cm). Le risque de désordres sur la structure ou sur les avoisinants est donc totalement écarté. Les exigences de l'ELS (État Limite de Service) sont respectées.

VII.4. Conclusion

Ce chapitre a permis de valider définitivement les caractéristiques structurales des écrans de soutènement. Grâce aux calculs réglementaires et aux modélisations numériques, les sections de ferraillage du béton armé et le choix des profilés métalliques ont été déterminés.

Les vérifications structurales et de déformation confirment que la variante mixte retenue (pieux sécants et paroi berlinoise) répond parfaitement aux exigences de sécurité et de rigidité. Ce dimensionnement rigoureux valide ainsi la viabilité technique du projet avant son exécution sur le terrain.

Chapitre VIII : Étude de passage du soutènement provisoire en ouvrage définitif

VIII. Étude de passage du soutènement provisoire en ouvrage définitif

VIII.1. Introduction

La conception initiale des ouvrages de soutènement répond à des impératifs provisoires de sécurité durant les terrassements. Cependant, dans une démarche d'optimisation technico-économique, il est particulièrement avantageux d'intégrer ce soutènement à la structure définitive du bâtiment. Cette approche offre au Maître de l'Ouvrage des gains significatifs en termes de délais et d'optimisation de l'espace utile en sous-sol, tout en allégeant la construction des voiles périphériques définitifs traditionnels.

La requalification d'un écran provisoire en ouvrage définitif impose néanmoins de respecter des exigences réglementaires strictes. Ce chapitre vise à valider la faisabilité de cette transition selon trois axes principaux :

- **La durabilité structurelle :** Vérification de la résistance à long terme des éléments (prise en compte de la corrosion des aciers et du fluage du béton).
- **La maîtrise des déformations (ELS) :** Garantie de la stabilité absolue des avoisinants et de la superstructure dans le temps.
- **L'étanchéité et la liaison structurelle :** Mise en place des dispositifs de drainage et connexion de l'écran avec les voiles du projet pour assurer la mise hors d'eau durable des sous-sols.

VIII.2. Justification du choix de soutènement pour l'ouvrage définitif (pieux sécants homogénéisés).

La transition d'un écran de soutènement du statut provisoire au statut définitif impose une révision fondamentale de sa conception. La variante initiale hybride (trois faces en pieux sécants et la paroi Ouest en paroi berlinoise), bien qu'économique en phase de chantier, s'avère incompatible avec les exigences de pérennisation à long terme du projet. Le choix s'est porté sur une homogénéisation de l'écran de pieux sécants (Ø600 mm) sur les quatre faces de l'excavation pour l'ouvrage définitif. Ce choix technique est motivé par deux impératifs majeurs :

- **L'étanchéité de l'infrastructure**
- **L'homogénéisation structurelle :** L'homogénéisation des écrans de soutènement a été adoptée afin d'assurer un comportement global cohérent de l'ouvrage en phase définitive. En effet, les planchers des sous-sols assurent le rôle de butons permanents et participent au contreventement horizontal du système.

  Une variation importante de rigidité entre les différents écrans engendre une répartition non uniforme des efforts et des déplacements différentiels. L'homogénéisation permet ainsi d'obtenir une rigidité globale plus uniforme, favorisant une meilleure répartition des efforts, la réduction des concentrations locales et une simplification du dimensionnement des planchers.

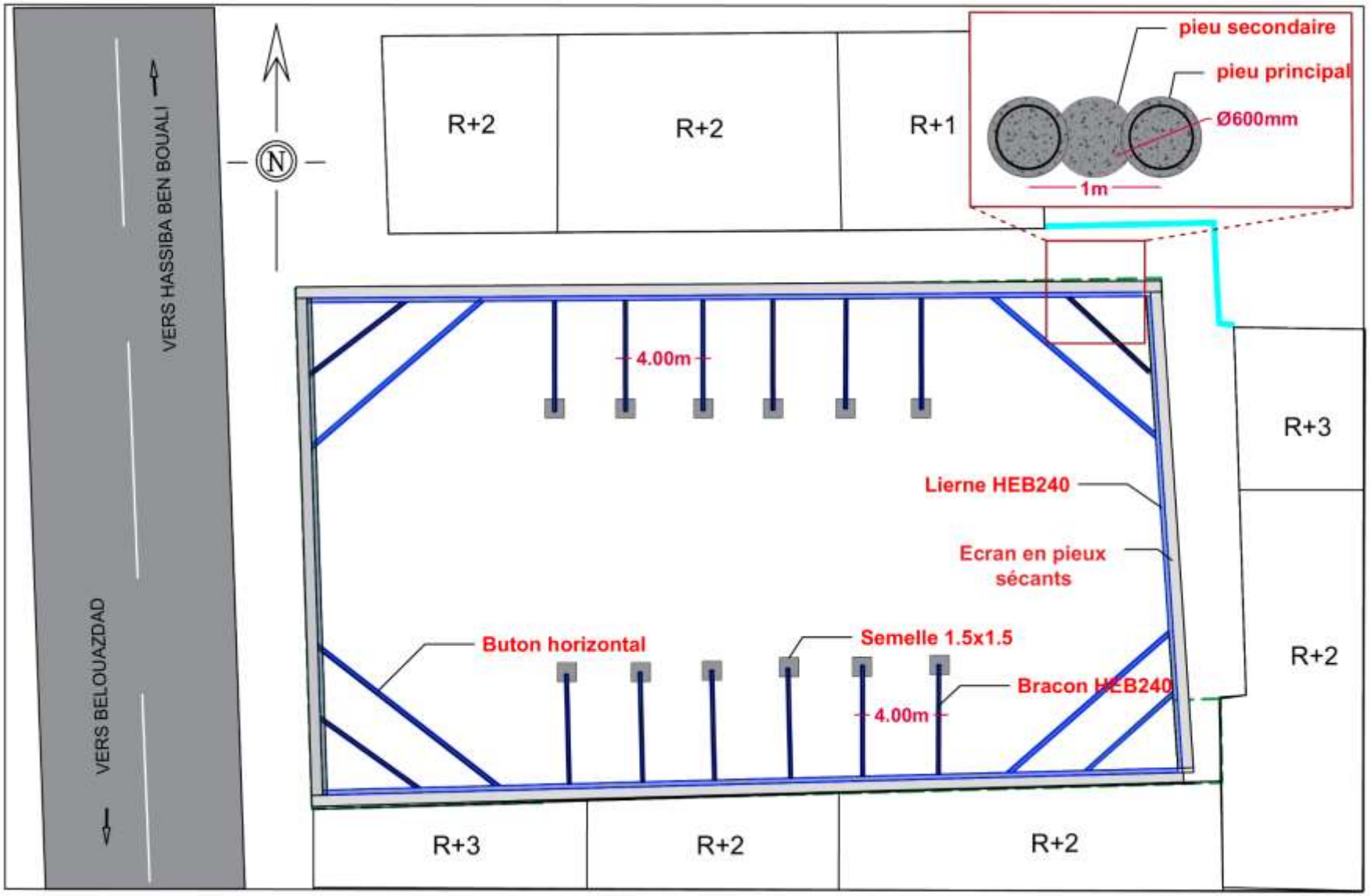


Figure VIII-1 : Vue en plan du système de soutènement.

VIII.3. Optimisation structurelle et nouveau rôle des éléments de l'infrastructure

Le passage d'un fonctionnement provisoire à un fonctionnement définitif modifie radicalement le cheminement des efforts et permet une optimisation économique majeure de la structure interne :

- **Évolution du rôle des bracons :** En phase provisoire, les bracons métalliques reprenaient la poussée des terres transmise par les pieux. En phase définitive, ces bracons sont supprimés et remplacés par le radier et le plancher intermédiaire, qui agissent comme des butons horizontaux bloquant les pieux vers l'extérieur.
- **Optimisation et réduction de l'épaisseur du voile périphérique :** Dans une conception classique sans écran définitif, le voile périphérique aurait dû être dimensionné comme un mur de soutènement lourd (généralement très épais, entre 30 et 50 cm) pour supporter la totalité de la poussée des terres et de la nappe. Ici, l'écran de pieux sécants absorbe l'intégralité de la poussée des terres.

  Son rôle se limite désormais à :

  1. **Assurer l'étanchéité de l'infrastructure :** En complément du système de cuvelage extérieur qui assure l'étanchéité principale, le voile est coulé avec un béton hydrofuge. Cette double barrière prévient tout risque d'infiltration résiduelle à travers l'écran de pieux et garantit des sous-sols parfaitement secs.
  2. **Transmettre les charges du bâtiment :** Il participe à la descente de charges verticales et à la rigidité globale de la structure.
  3. **Servir d'élément d'interface :** Grâce au joint sec, il transfère proprement la réaction horizontale des pieux vers les dalles (radier et planchers).

VIII.4. Calcul de stabilité

Sur le plan structurel, les caractéristiques géométriques et le ferraillage de l'écran de pieux sécants restent identiques à la variante provisoire, les sollicitations maximales étant déjà enveloppées. Cependant, le passage au statut "définitif" impose une reconsidération de l'action sismique selon le RPA 2024. Les exigences réglementaires étant plus strictes pour un ouvrage permanent que pour un soutènement provisoire, deux vérifications complémentaires spécifiques ont été menées :

- **Vérification des déplacements (ELS) :** Une modélisation numérique a été réalisée pour vérifier que les déplacements de l'écran sous l'effet du séisme restent inférieurs aux seuils admissibles (20mm).
- **Vérification de la Stabilité générale :** Une analyse a été intégrée afin de garantir le facteur de sécurité (FS) vis-à-vis du glissement du massif de sol sous sollicitation sismique.

VIII.3.1. Vérification des déplacements (ELS)

L'analyse a été menée sur le profil (sud) le plus critique, situé du côté le plus proche du bâtiment avoisinant. Les résultats issus de la modélisation numérique, présentés à travers les graphes de déplacement ci-après, mettent en évidence que les déplacements horizontaux maximaux de la paroi restent inférieurs au seuil admissible de 20 mm (8.95mm < 20mm).

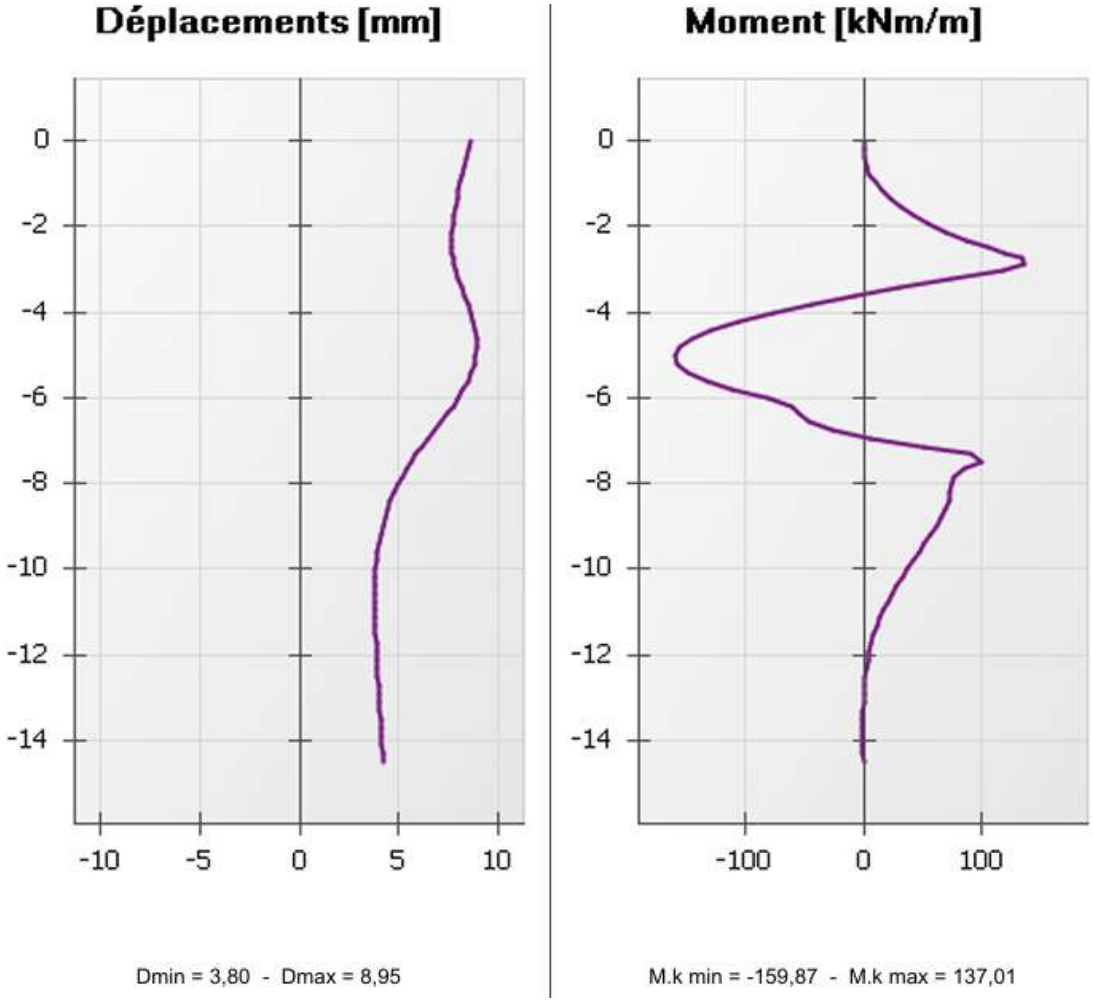


Figure VIII-2 : : Diagrammes du déplacement et du moment fléchissant de l'écran de pieux sécants sous sollicitation sismique.

VIII.3.2. Vérification de la stabilité générale

Pour compléter l'analyse, une vérification de la stabilité vis-à-vis d'un glissement englobant l'écran a été réalisée au niveau du profil Sud, considéré comme le cas le plus défavorable. Le calcul a été effectué à l'aide du logiciel SLIDE selon une approche en équilibre limite basée sur la formulation de Spencer.

Le calcul a permis d'obtenir un facteur de sécurité minimal de FS = 2.844 Confirmant ainsi la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du glissement englobant l'écran.

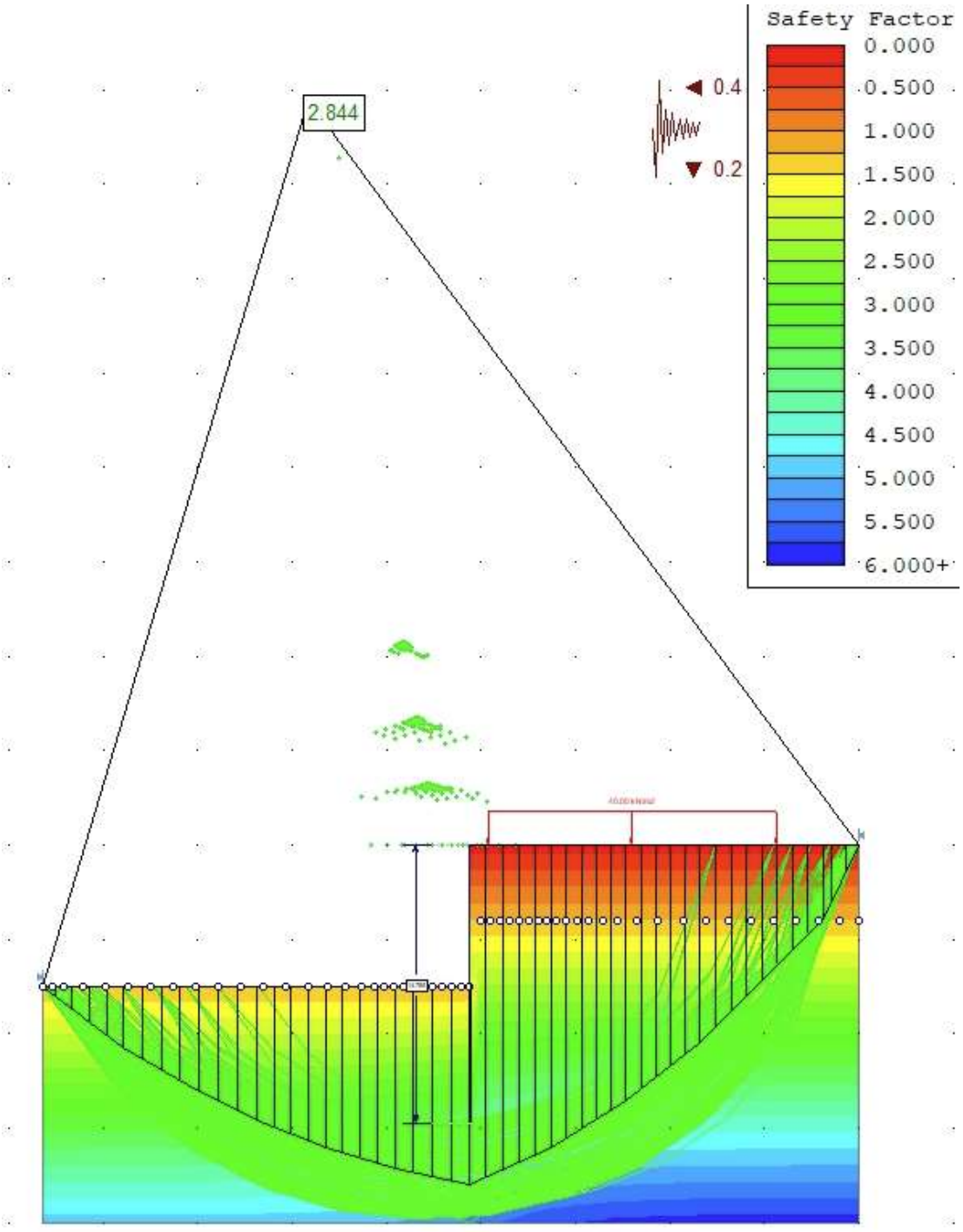


Figure VIII-3 : Plan de glissement critique situation sismique– côté Sud.

VIII.4. Conclusion

En somme, l'étude de la pérennisation de l'écran de pieux sécants démontre la faisabilité et l'optimisation technique de cette solution pour l'ouvrage définitif. En conservant les mêmes caractéristiques géométriques et structurelles que la variante provisoire, le projet gagne en économie de matière et en temps d'exécution.

Les vérifications complémentaires menées sous sollicitation sismique, conformément aux exigences rigoureuses du RPA (2024), valident parfaitement la stabilité interne de l'écran vis-à-vis des déplacements ainsi que la stabilité générale du massif de sol via l'analyse numérique sur le logiciel Slide.

Grâce à un phasage constructif maîtrisé, le transfert des efforts de poussée des bracons provisoires vers les éléments rigides de l'infrastructure (radier et planchers) garantit la parfaite intégration de l'écran dans sa configuration finale, assurant ainsi la pérennité et la sécurité de l'hôtel.

Chapitre IX : Phasage des travaux du projet

IX. Phasage des travaux du projet

IX.1. Introduction

La réussite d'un projet de construction repose sur la maîtrise de ses premières opérations. Ce chapitre présente de manière générale les phases d'exécution indispensables pour préparer le site avant l'élévation des structures.

Nous aborderons d'abord l'implantation des pieux et des profilés, des étapes essentielles pour stabiliser le terrain. Ensuite, nous verrons l'organisation du terrassement par phase, une approche méthodique nécessaire pour gérer le site en toute sécurité.

Ce panorama global permet de comprendre la logique d'enchaînement des tâches retenue pour mener à bien cette étape majeure du projet.

IX.2. Procédure d'exécution et stabilisation des parois de l'excavation

Afin d'assurer une réalisation hors d'eau et sécurisée de l'excavation, les travaux de terrassement et de confortement des parois sont exécutés suivant les phases méthodologiques présentées ci-après.

Phase 1 : Exécution des écrans de soutènement (Longueur : 14,5 m)

Cette phase préliminaire consiste à réaliser les parois périphériques avant tout terrassement.

A. Paroi de pieux sécants (Côtés Nord, Sud et Est)

- **Murette-guide :** Implantation et coulage préalable d'une murette-guide en béton pour garantir l'alignement rigoureux et la verticalité des forages.
- **Pieux primaires (Non armés) :** Forage au diamètre Ø= 600 mm sur une longueur de 14,5 m, avec un entraxe de 1,0 m. Coulage du béton.
- **Pieux secondaires (Armés) :** Après prise partielle des pieux primaires, forage par recoupement au diamètre Ø = 600 mm (L = 14,5 m). Descente de la cage de ferraillage et coulage du béton jusqu'au fond du forage.

B. Paroi berlinoise (Côté Ouest)

- Réalisation de forages au diamètre Ø = 400 mm sur une longueur de 14,5 m, espacés avec un entraxe régulier de 1,0 m.
- Profilés métalliques : Implantation et descente de profilés de type HEB 240 à l'intérieur des forages.
- Scellement : Injection d'un coulis de ciment du fond vers la surface pour assurer l'ancrage du profilé sur toute sa hauteur.



Figure IX-1 : Mise en place de la cage de ferraillage.

Phase 2 : Premier terrassement généralisé et premier niveau d'appui (Cote : -2,5 m/TN)

- Terrassement : Excavation mécanique généralisée sur toute la surface de la fouille jusqu'à une profondeur de -2,5 m par rapport au terrain naturel (TN).
- Liernes métalliques : Pose et fixation des liernes longitudinales le long des parois métalliques et de pieux à la cote -2,5m/TN.
- Butons d'angle : Assemblage et montage des butons d'angle métalliques fixés sur les liernes pour bloquer les déformations au niveau des angles de la fouille.



Figure IX-2 : première phase du terrassement généralisé - état réel réalisé sur site.

Phase 3 : Deuxième terrassement avec maintien d'une risberme (Cote : -7,5 m/TN)

- Terrassement généralisé : Poursuite de l'excavation centrale sur toute la surface jusqu'à la cote finale de -7,5m/TN avec conservation volontaire d'un massif de terre (risberme de butée) laissé contre les parois pour assurer leur stabilité provisoire.

Dimensions de la risberme :

Hauteur = 5 m ; Largeur en tête a = 1,0 m ; Largeur à la base b = 6 m.

- Gestion des eaux de la nappe : Lors de chaque passe de terrassement, une tranchée drainante est aménagée à une profondeur d'environ 0,50 m sous le fond de terrassement, permettant la collecte gravitaire des venues d'eau. Les eaux recueillies sont ensuite évacuées ponctuellement.

Phase 4 : Pose des bracons et excavation

- Semelle d'appui : Réalisation et coulage (au fond de fouille à -7,5 m/TN) d'une semelle en béton armé de dimensions 1,5 m×1,5 m servant de massif d'ancrage.
- Ouverture d'une tranchée étroite locale à travers la risberme de terre, uniquement dans l'axe du futur bracon.
- Pose du bracon : Installation et fixation de l'ensemble des bracons métalliques avec un entraxe de 4,0 m à travers les tranchées avec une inclinaison de 40° par rapport à l'horizontale, entre la lierne située à -2,5 m et les semelles.

Phase 5 : Excavation de la risberme

- Excavation : Terrassement définitif de la risberme de terre.

Phase 6 (Finale) : Achèvement des travaux de terrassement

- Nettoyage et réglage : Évacuation des derniers résidus de terre (rampes d'accès) et réglage précis du fond de fouille à la cote finale de -7,5 m/TN sur toute l'emprise du projet.
- Maintien du drainage : Fonctionnement continu du système de collecte (tranchée) et évacuation des eaux stagnantes pour maintenir le fond de fouille au sec jusqu'au coulage des structures.
- Réception : Validation du fond de fouille pour l'application du béton de propreté et le démarrage du ferraillage du radier.

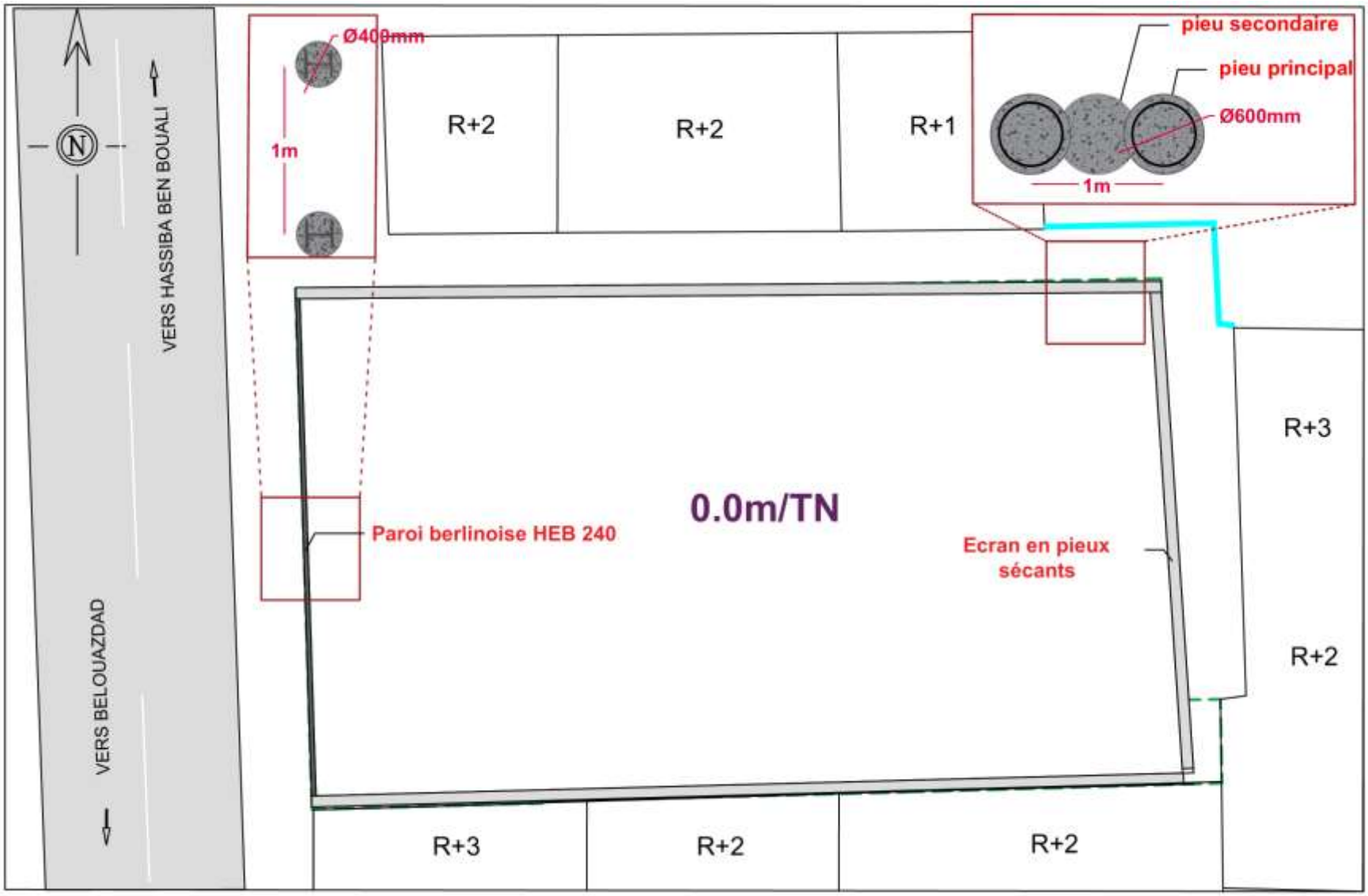


Figure IX-3 : Exécution des écrans de soutènement (vue en plan).

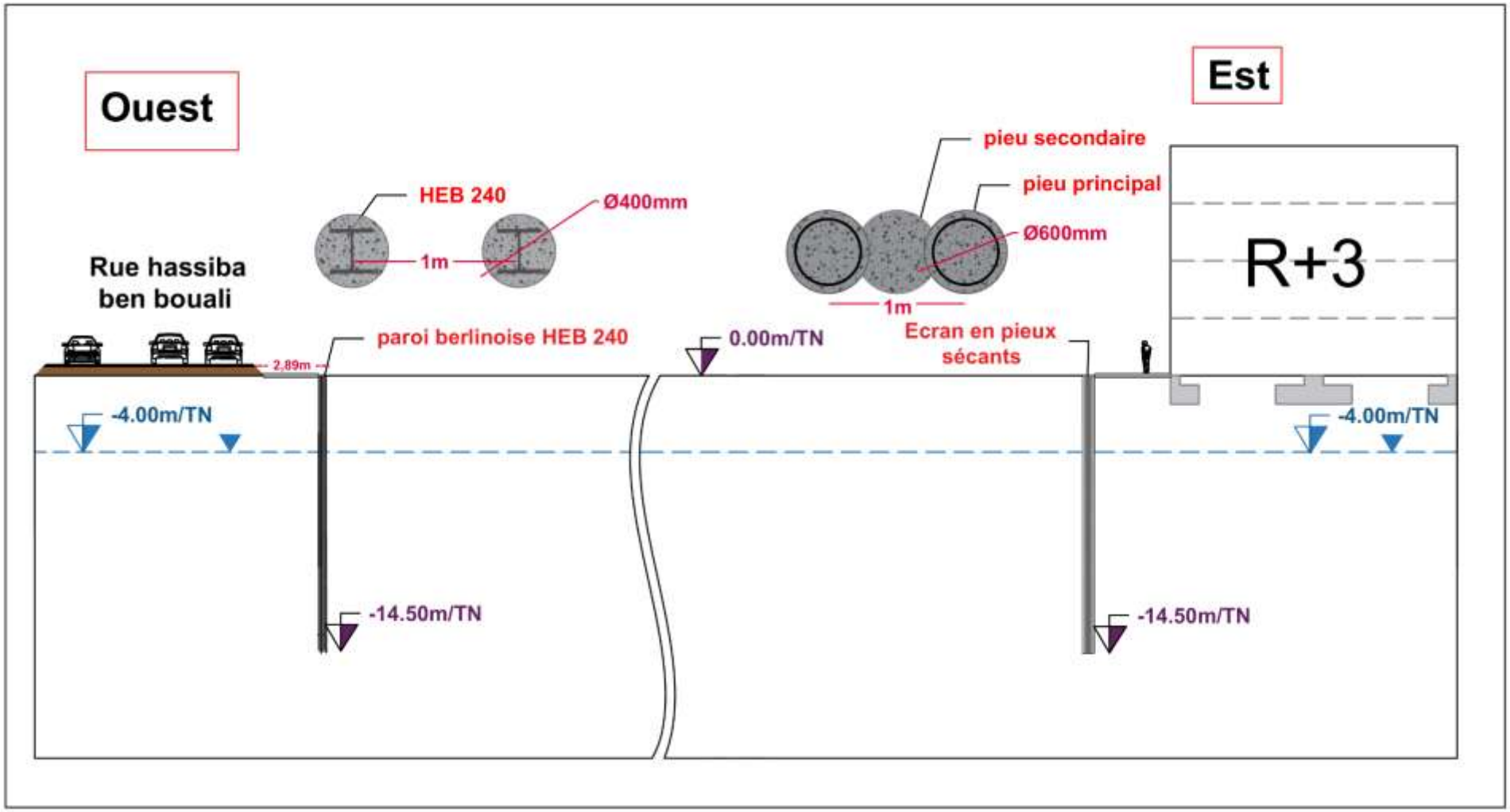


Figure IX-4 : Exécution des écrans de soutènement (coupe type).

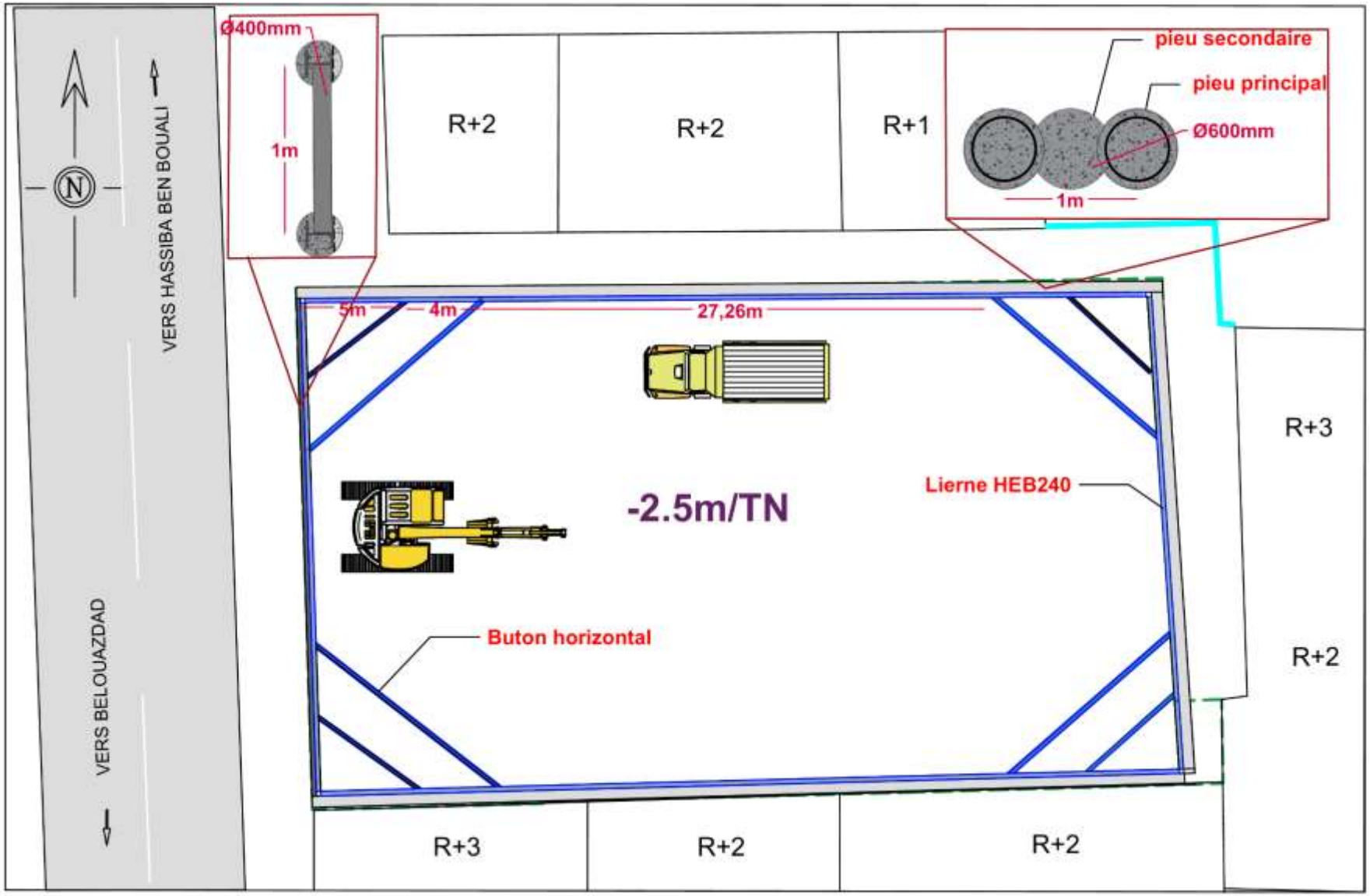


Figure IX-5 : : Premier terrassement généralisé et premier niveau d'appui (vue en plan).

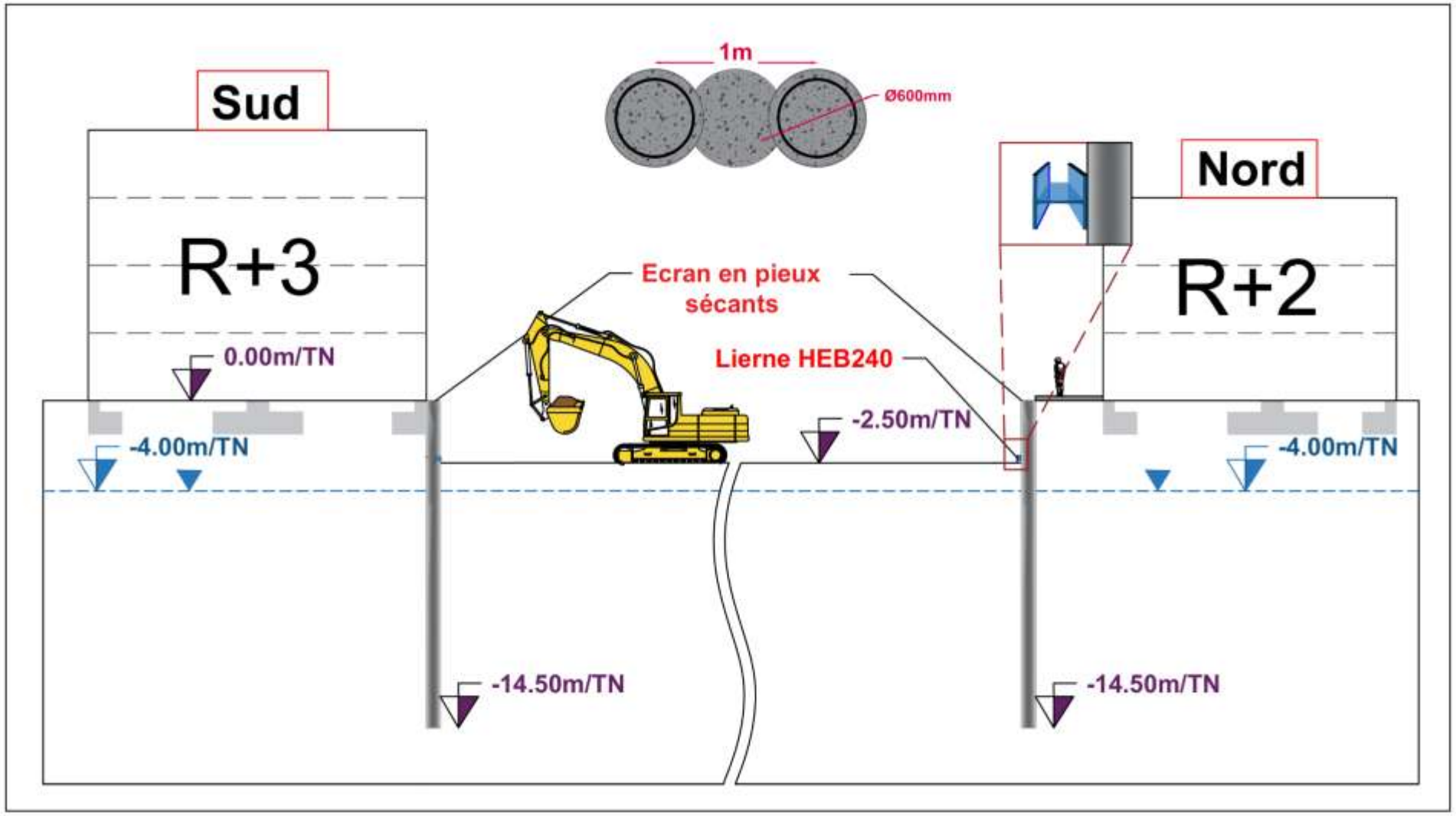


Figure IX-6 : Premier terrassement généralisé (coupe type).

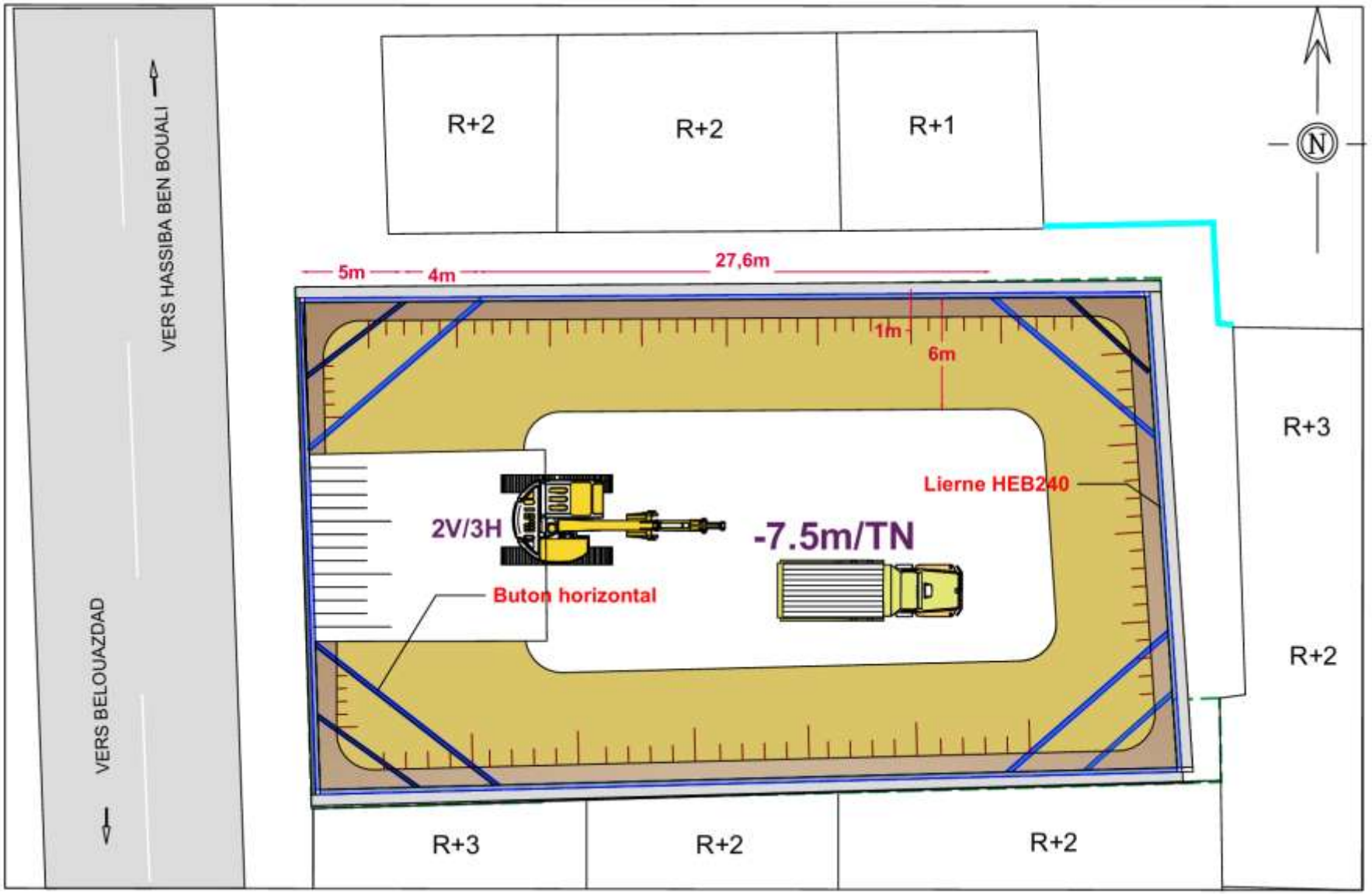


Figure IX-7 : Deuxième terrassement avec maintien d'une risberme (vue en plan).

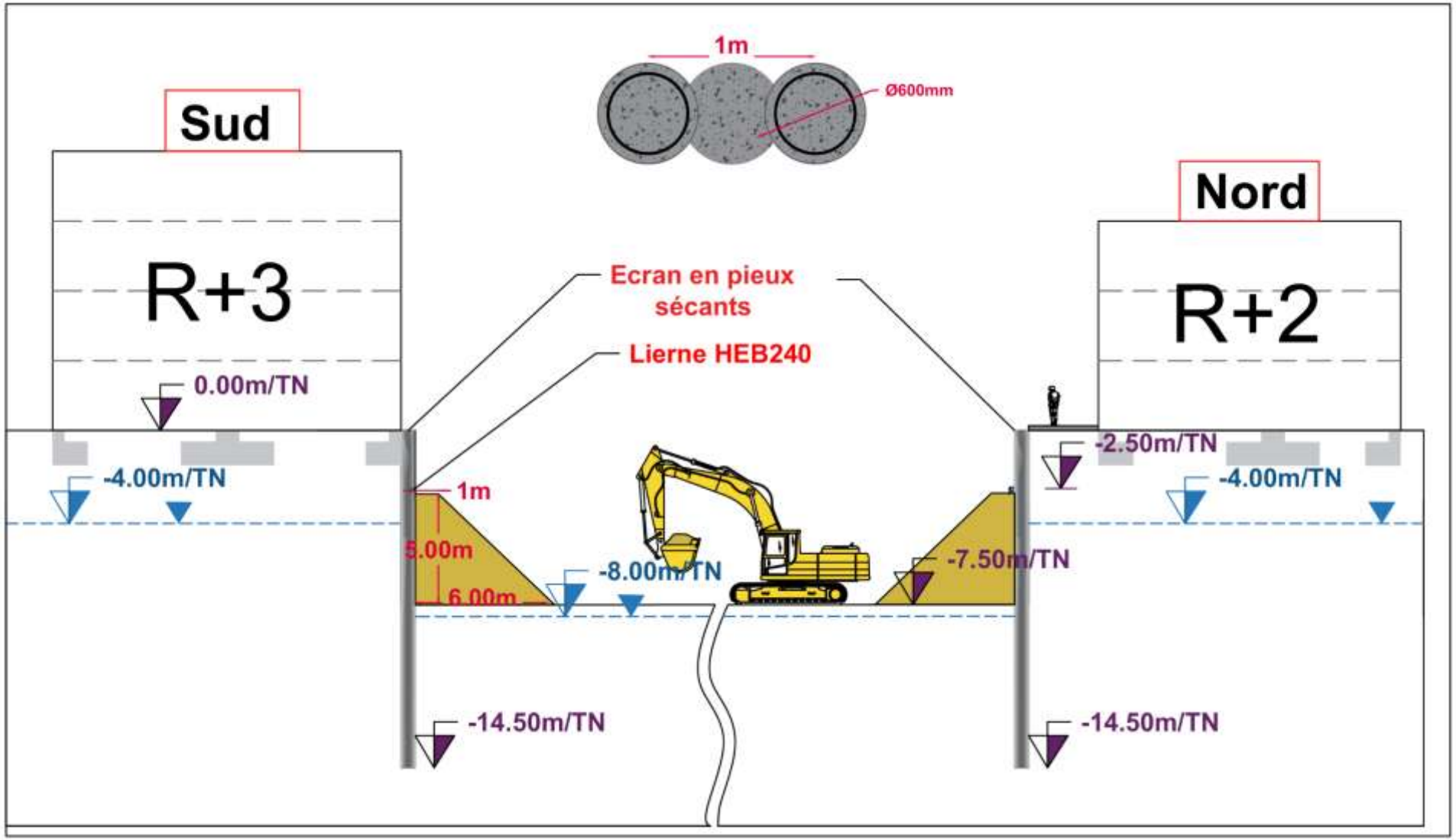


Figure IX-8 : Deuxième terrassement avec maintien d'une risberme (coupe type).

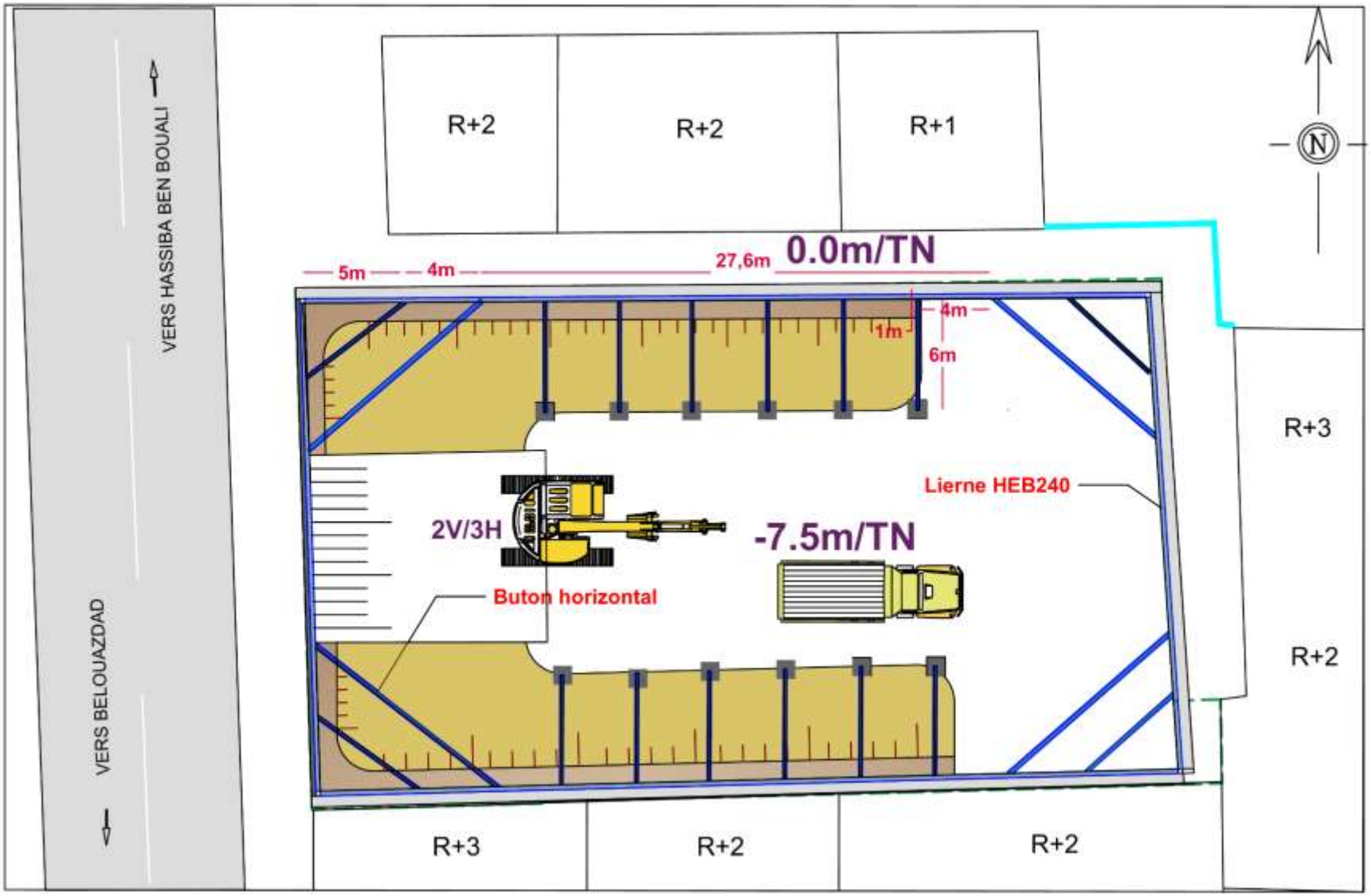


Figure IX-9 : Pose des bracons (vue en plan).

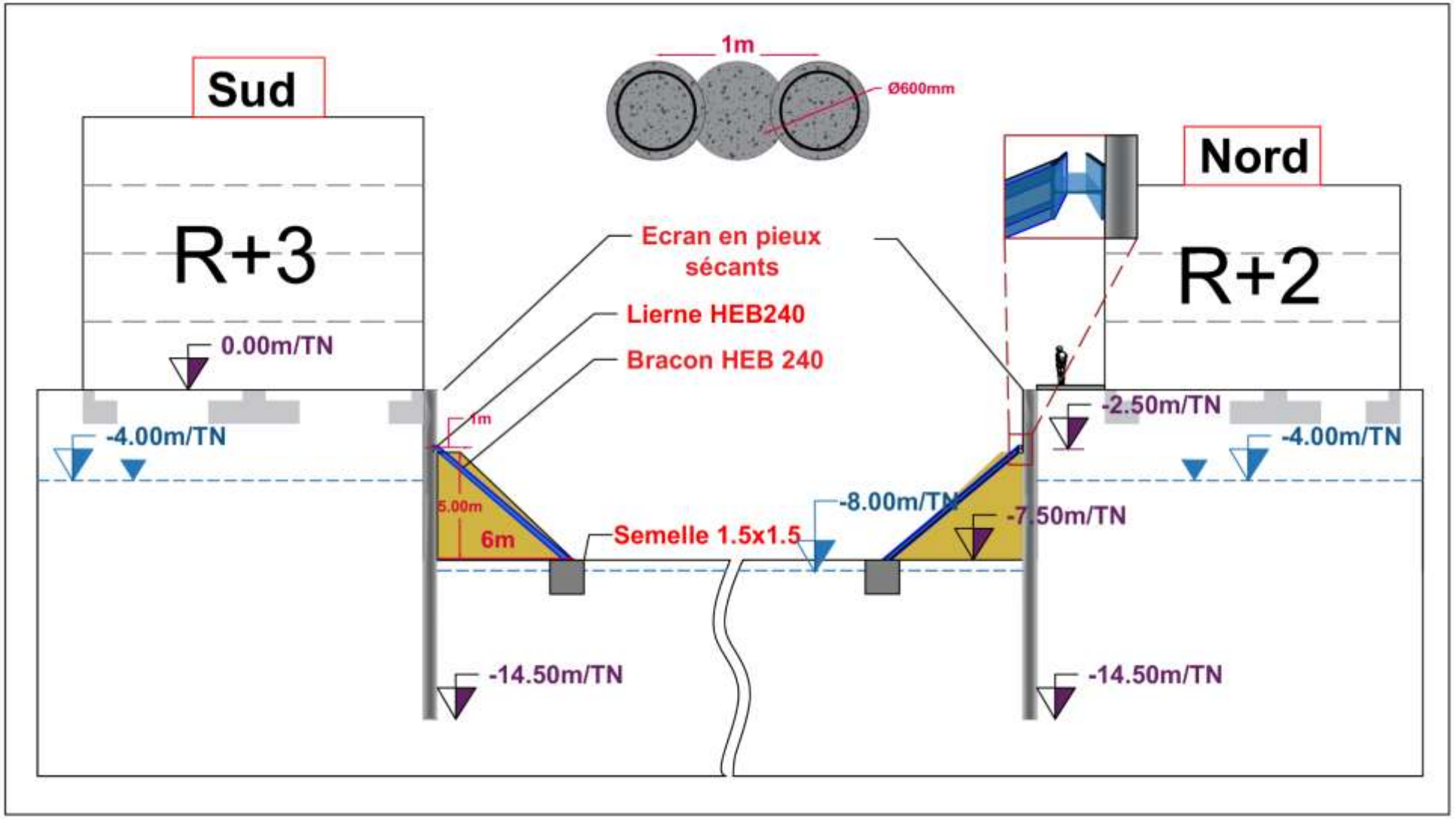


Figure IX-10 : Pose des bracons (coupe type).

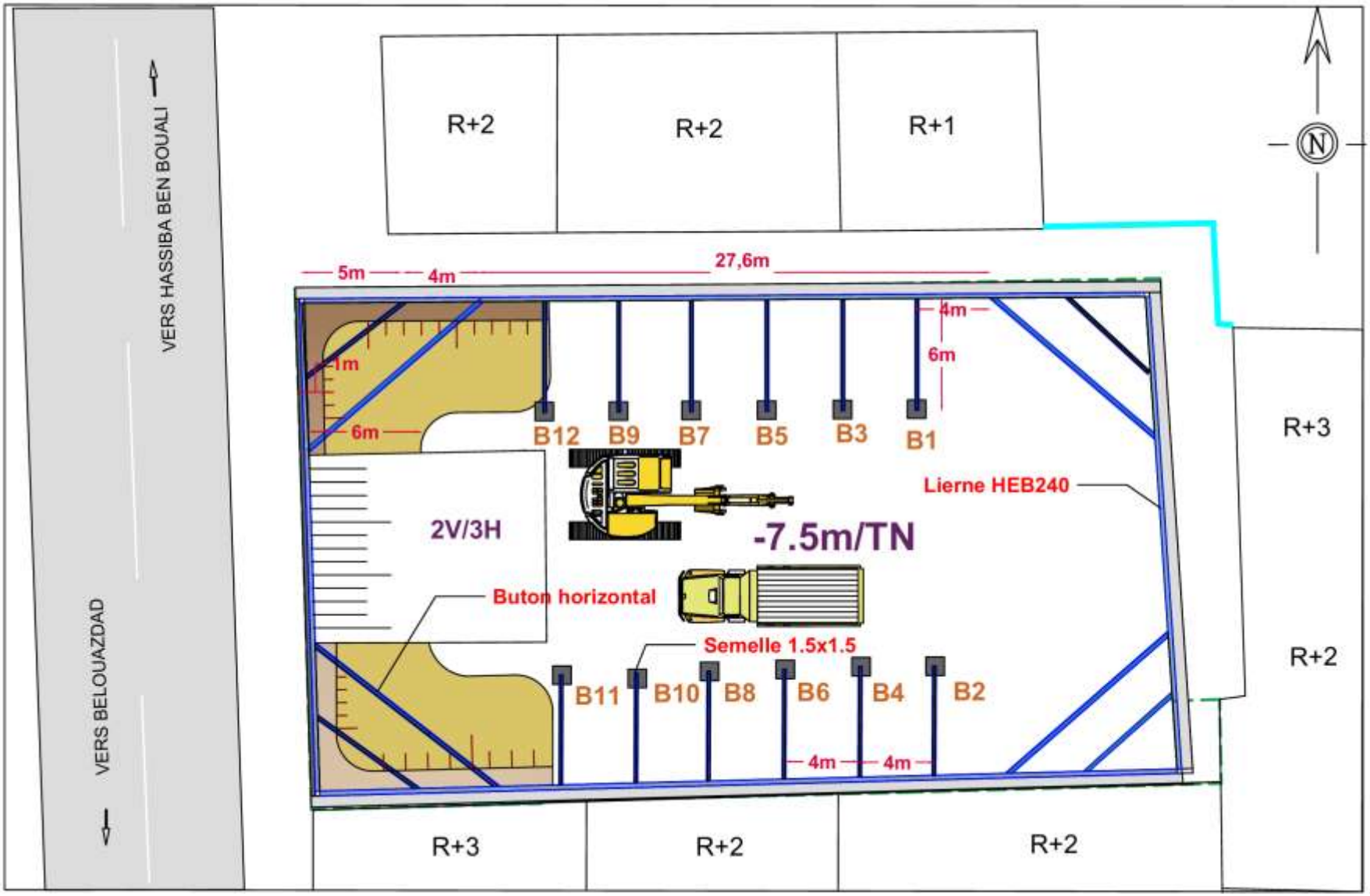


Figure IX-11 : Terrassement de la risberme de terre (vue en plan).

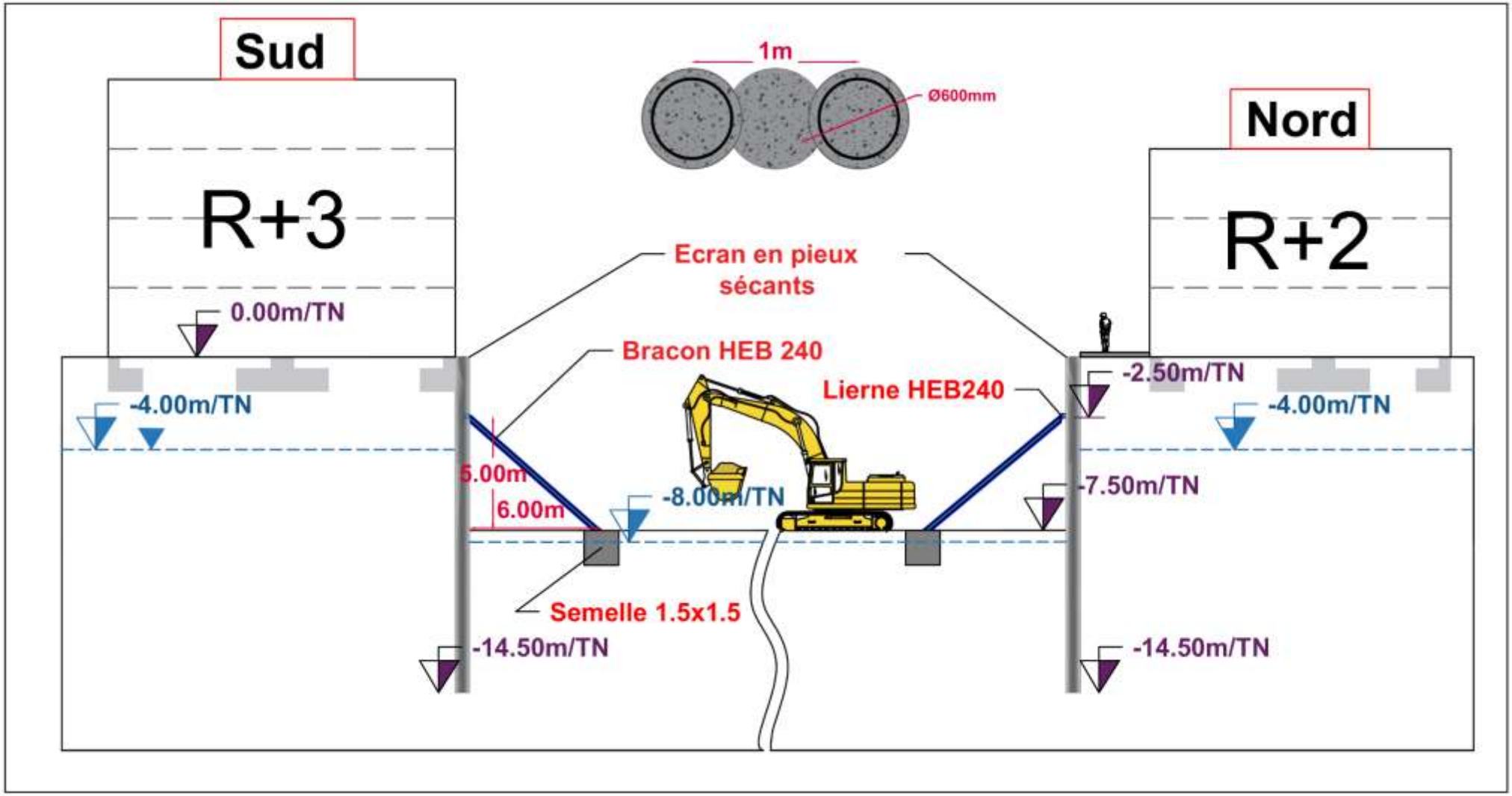


Figure IX-12 : : Terrassement de la risberme de terre (coupe type).

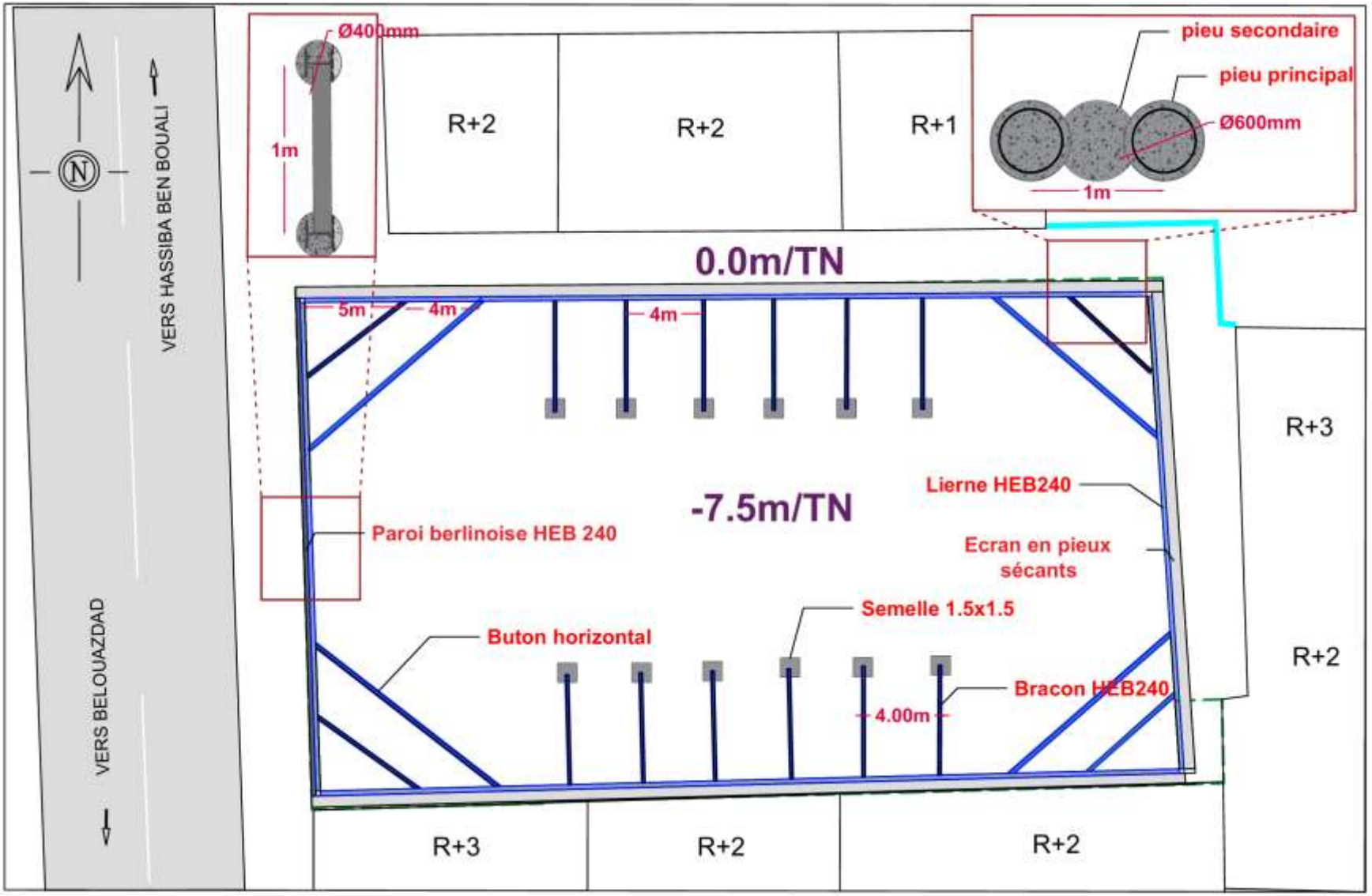


Figure IX-13 : Nettoyage final et réglage du fond de fouille à la cote -7,50 m/TN (vue en plan).

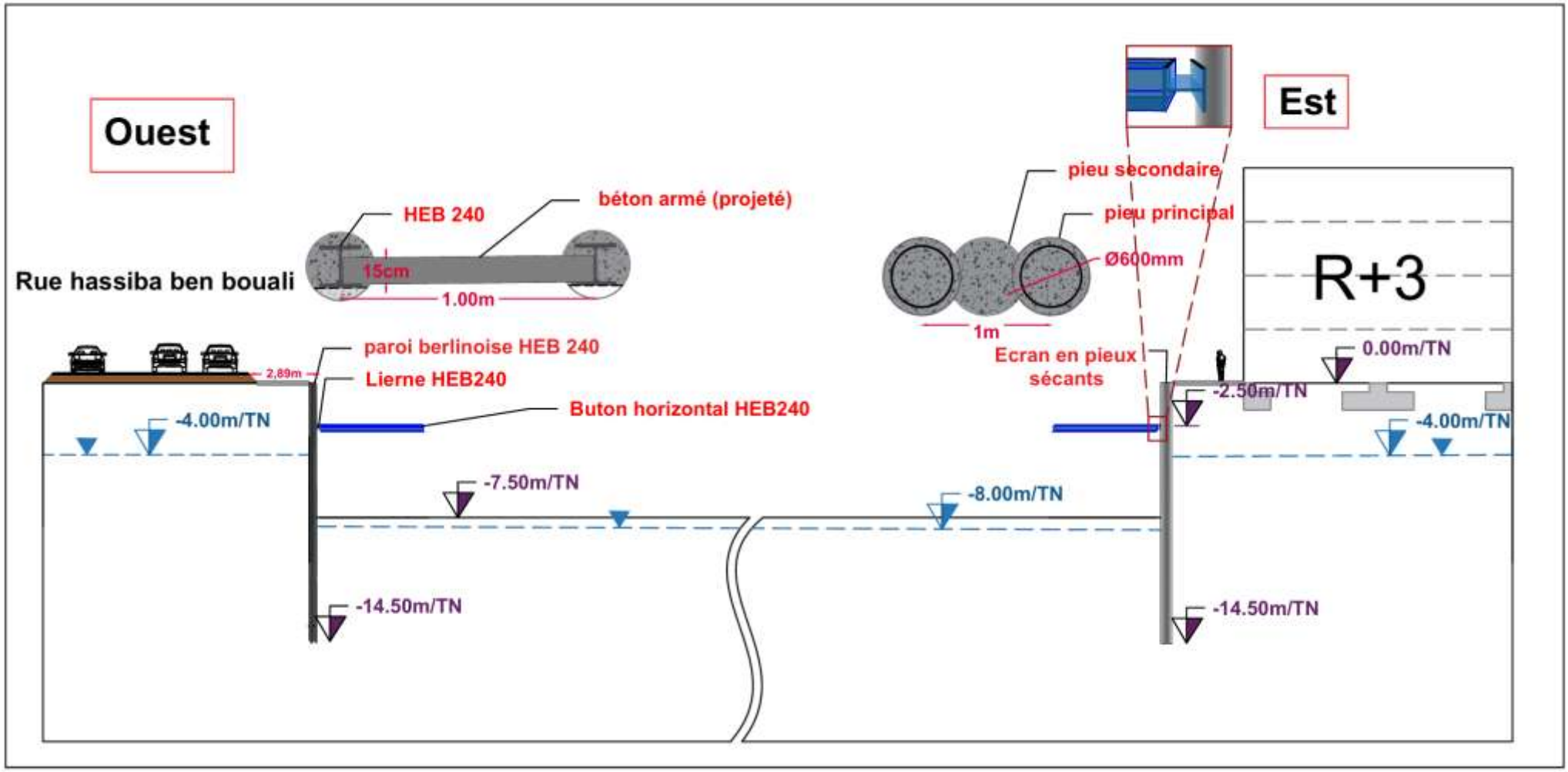


Figure IX-14 : Nettoyage final et réglage du fond de fouille à la cote -7,50 m/TN (coupe type).

IX.3. Phase d'exécution de l'infrastructure et pérennisation de l'ouvrage

Le phasage de réalisation de l'écran en pieux sécants reste rigoureusement identique à celui décrit précédemment.

À la suite du terrassement final, le processus intègre les phases complémentaires suivantes pour assurer le passage de l'ouvrage au statut définitif :

Phase 7 : Coulage du radier général

- Une fois le fond de fouille atteint (-7,50m/TN), le radier général du deuxième sous-sol est coulé. Il assure le premier blocage horizontal définitif en pied des écrans et participe à la reprise des efforts verticaux et horizontaux.

Phase 8 : Réalisation du voile périphérique et du plancher intermédiaire

- Après le coulage du radier, un voile périphérique en béton armé d'environ 20 cm d'épaisseur est réalisé contre les pieux, avec mise en œuvre d'un joint sec assurant le contact et le blocage entre le voile et les pieux. Ensuite, le plancher haut du 2^{e} sous-sol est coulé. Il est directement lié au voile périphérique et assure, avec lui, le remplacement des bracons métalliques provisoires, en reprenant les efforts horizontaux de poussée des terres.

Phase 9 : Dépose des bracons métalliques (transfert définitif des efforts)

- Après le durcissement réglementaire du béton du radier et du plancher (28 jours), les bracons métalliques provisoires sont retirés. Les efforts de poussée des terres sont alors intégralement repris par la structure définitive.

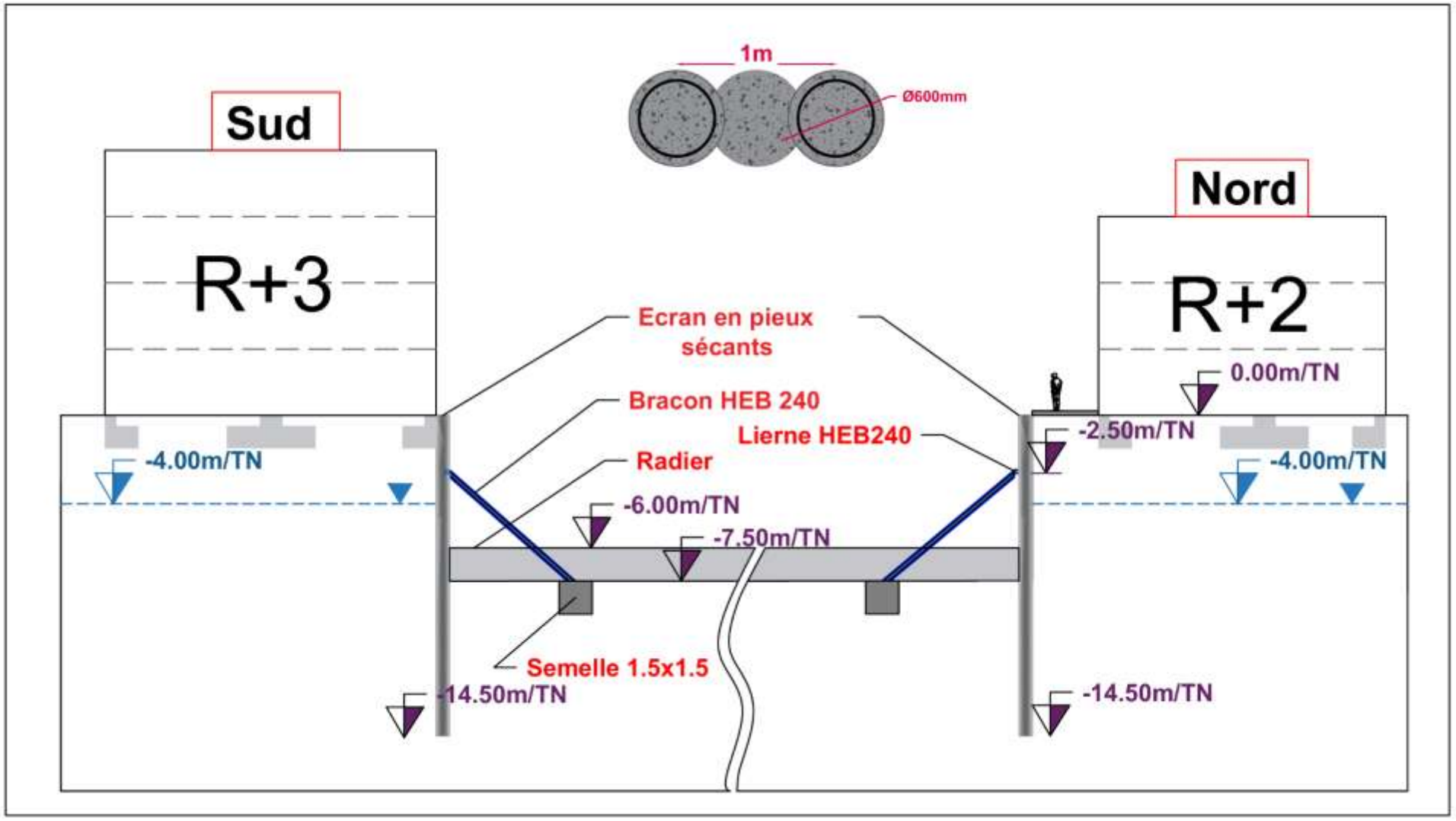


Figure IX-15 : Coulage du radier général (coupe type).

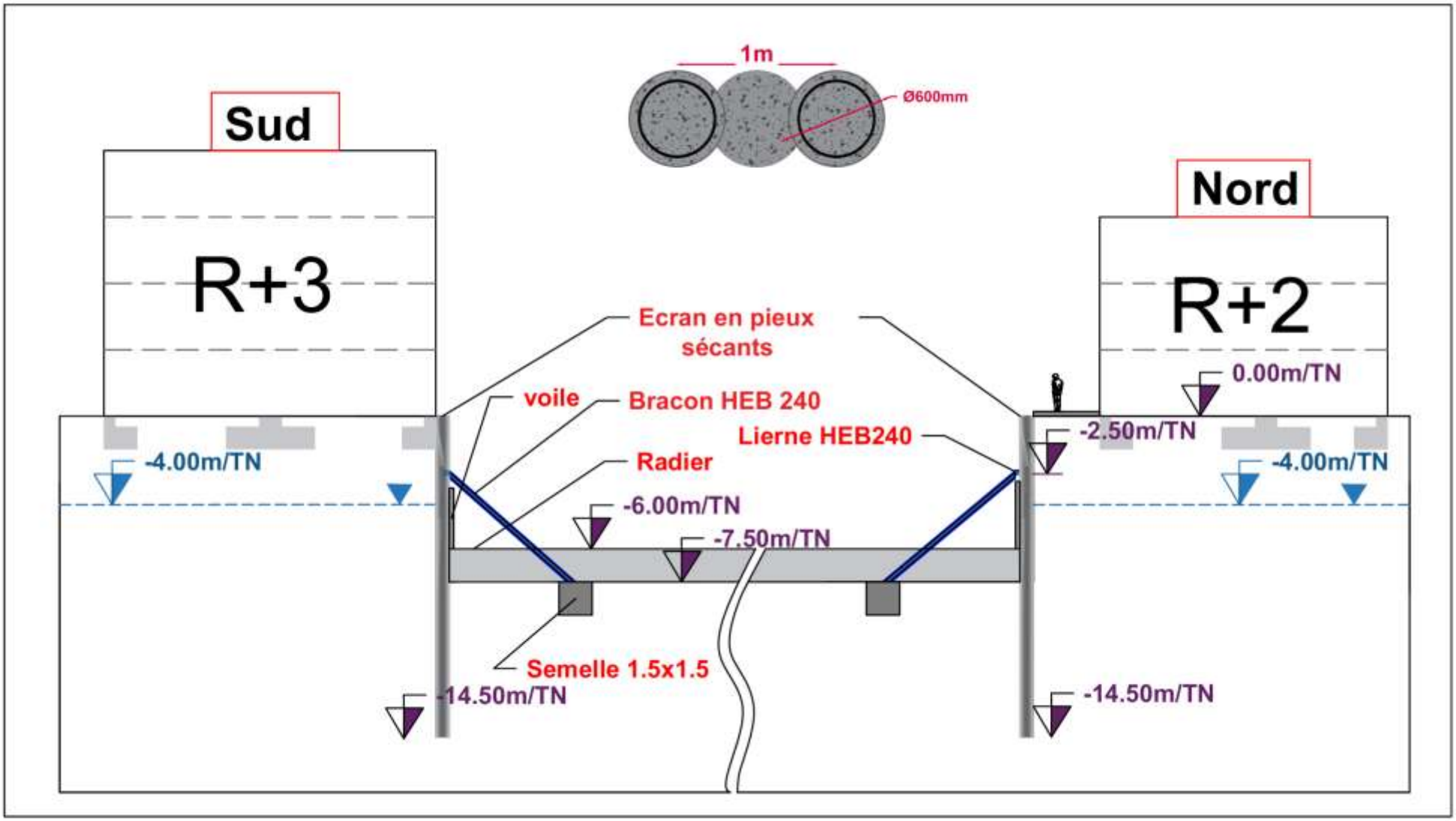


Figure IX-16 : Réalisation du voile périphérique (coupe type).

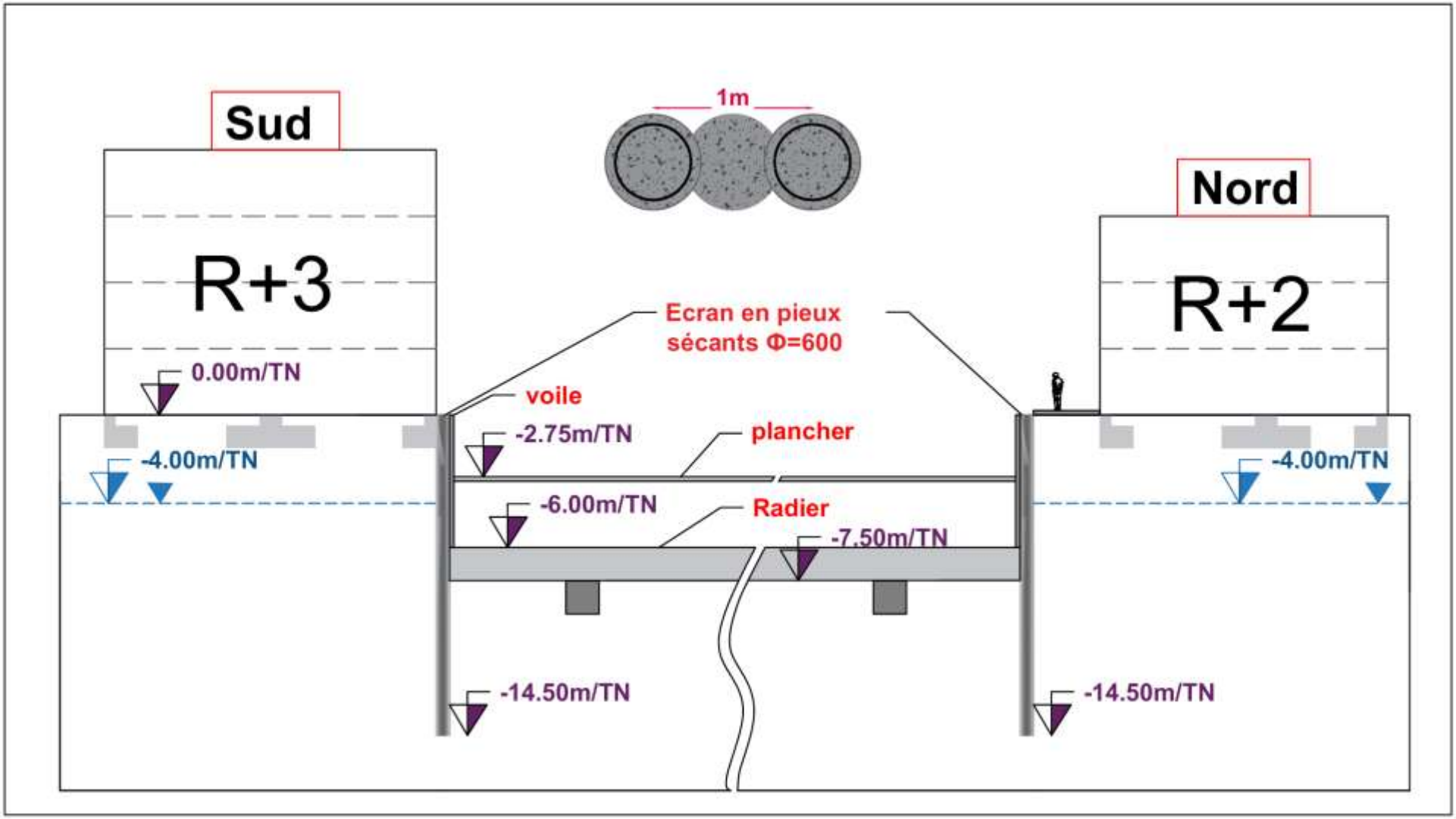


Figure IX-17 : Réalisation du plancher intermédiaire (coupe type).

IX.4. Conclusion

Ce chapitre a permis de traduire concrètement, sur le plan pratique et méthodologique, les résultats issus des phases de dimensionnement et de calculs structurales menées précédemment. La description générale des étapes de chantier montre que la réussite d'un projet de soutènement ne dépend pas uniquement de la rigueur des calculs théoriques, mais aussi d'une organisation rigoureuse et chronologique des travaux.

L'ordonnancement global des phases de terrassement et de mise en œuvre des écrans (pieux sécants et paroi berlinoise) constitue la suite logique du dimensionnement. Il assure que les hypothèses de calcul se traduiront sur le terrain par une stabilité optimale et une sécurité totale pour l'ouvrage et ses avoisinants tout au long de sa réalisation.

Chapitre X : Auscultation du projet

X. Auscultation du projet

X.1. Introduction

La réalisation d'une excavation en site urbain pour notre projet hôtelier induit des modifications de l'équilibre du sol. Dans ce contexte, l'auscultation répond à trois objectifs fondamentaux :

- **Sécurité et pilotage :** Garantir la sécurité des travaux et permettre l'ajustement des dispositions constructives (comme le système de butonnage) en fonction du comportement réel de l'ouvrage.
- **Protection des mitoyens :** S'assurer de l'absence d'impact dommageable sur les structures existantes situées dans la zone d'influence géotechnique (ZIG) de l'hôtel.
- **Validation du modèle :** Vérifier les hypothèses de calcul (déformations, efforts) et les adapter si nécessaire via la méthode observationnelle.

X.2. Paramètres suivis et dispositifs de mesure

Pour une fouille avec deux sous-sols en milieu urbain, le programme d'instrumentation se concentre sur les déformations et les conditions hydrauliques. Nous présentons ici l'instrumentation à envisager pour ce type d'ouvrages, conformément aux recommandations du Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique (CFMS, Groupe de travail « Recommandations pour l'instrumentation des ouvrages géotechniques », version 1.0, septembre 2025).

Tableau X-1 : Paramètres suivis et dispositifs de mesure.

Paramètre mesuré	Instrument préconisé	Justification et mise en œuvre
Déplacement horizontal de l'écran	Inclinomètres	Tubes scellés dans les pieux pour mesurer la déformée de la paroi sur toute sa hauteur.
Déplacements en tête et des mitoyens	Cibles topographiques	Suivi tridimensionnel (X, Y, Z) par théodolite pour surveiller les tassements et les mouvements horizontaux.
Niveau de la nappe souterraine	Piézomètres	Vérification de l'efficacité du rabattement et de l'absence d'impact sur le niveau d'eau à l'extérieur de la fouille.
Efforts dans les butons / bracons	Cales dynamométriques	(Optionnel) Suivi des charges réelles dans le système de butonnage incliné pour vérifier le dimensionnement.
Sollicitations de l'écran	Jauges de déformation	Adapté surtout au côté en paroi berlinoise pour contrôler les profils métalliques.
Ouverture des fissures	Fissuromètre	Surveiller l'évolution des fissures des bâtiments voisins pendant les travaux.
Tassement derrière l'écran	Tassomètre (Repères de nivellement)	Suivi de la cuvette de tassement en surface à l'arrière de l'écran. Réalisation d'un "Point Zéro" initial de précision avant terrassement, puis suivi par nivellement géométrique des mouvements verticaux à chaque phase clé.

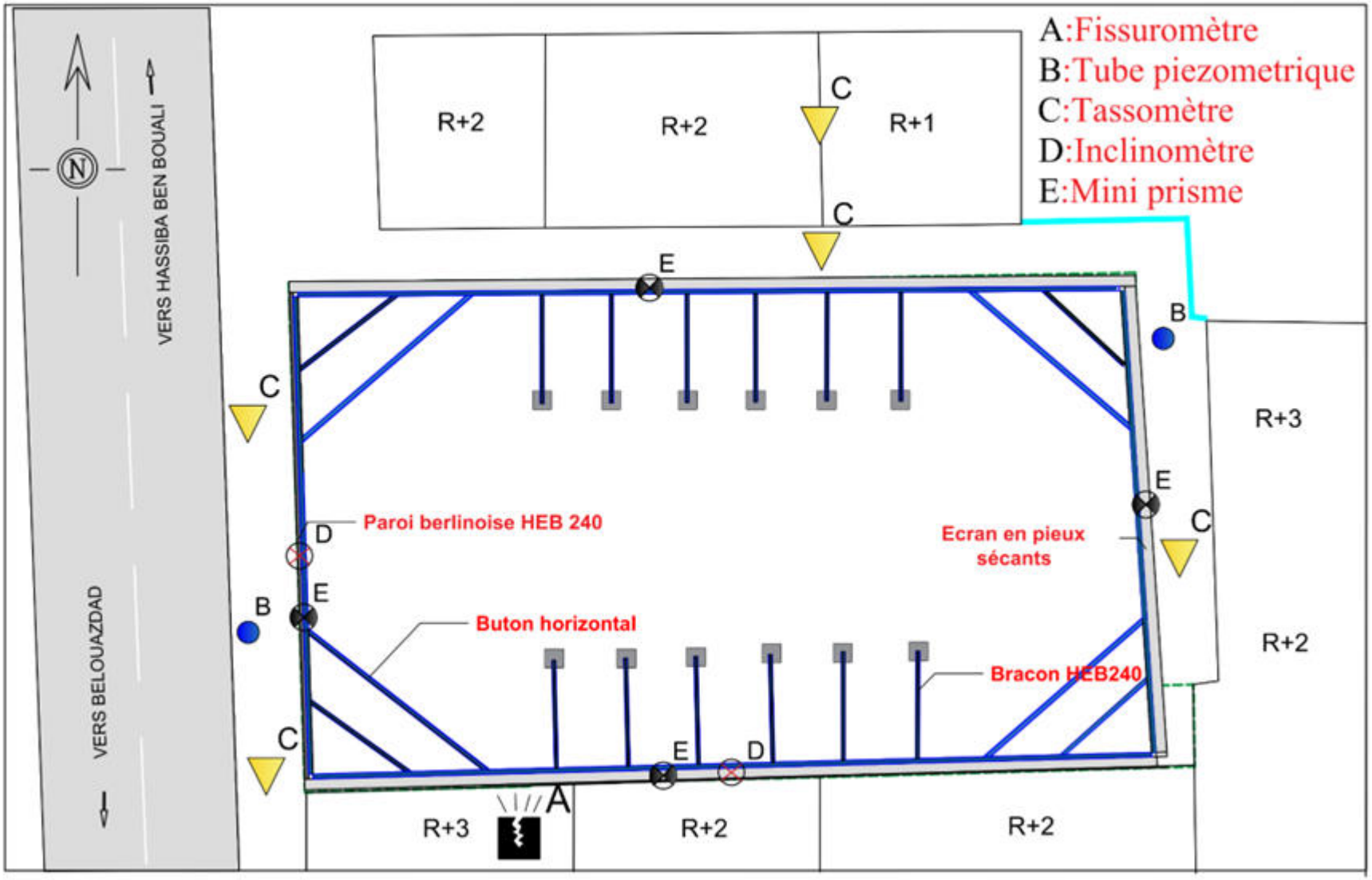


Figure X-1 : Schéma d'implantation des appareils d'auscultation proposés

X.3. Gestion des mesures et seuils d'alerte

L'exploitation des données doit être rigoureuse pour permettre une prise de décision rapide.

- **Zéro initial :** Les premières mesures sont effectuées avant tout terrassement pour servir de base de référence.
- **Définition des seuils :** Pour chaque instrument, deux niveaux de seuils sont définis :
  - ✓ **Seuil de vigilance :** Correspond aux valeurs attendues par le calcul. Son franchissement entraîne une analyse renforcée et une augmentation de la fréquence de lecture.
  - ✓ **Seuil d'alerte :** Valeur limite au-delà de laquelle la sécurité de l'ouvrage ou des mitoyens n'est plus garantie. Son franchissement impose l'arrêt des travaux et la mise en œuvre de mesures correctives immédiates.

Le choix de ces seuils doit résulter d'une réflexion poussée pour éviter les fausses alarmes (trop d'alarme tue l'alarme) et doit être en rapport avec la précision des instruments utilisés.

❖ **Les Enjeux de la Fixation des Seuils :**

Le paramétrage des seuils d'alerte est un arbitrage critique entre sécurité maximale et faisabilité opérationnelle. Un mauvais réglage entraîne le phénomène de saturation. Les trois risques majeurs :

- **Désensibilisation (Effet "Bruit de fond") :** La répétition de fausses alertes conduit les équipes à ignorer les signaux, augmentant le risque de rater une alerte réelle.
- **Paralysie du Chantier :** Des seuils trop stricts provoquent des arrêts de travaux injustifiés, générant des surcoûts et des retards de planning importants.
- **Perte de Confiance :** Si l'instrumentation perd sa crédibilité technique, les décisions risquent de reposer sur une simple intuition visuelle, souvent insuffisante pour détecter une rupture imminente.

Le document du CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique) préconise plusieurs solutions pour que l'instrumentation reste efficace :

- ❖ **Approche Dynamique :** Privilégier l'analyse des vitesses de déplacement plutôt que de simples valeurs brutes.
- ❖ **Principe de Corrélation :** Confirmer une anomalie par le croisement de deux sources de mesures différentes (ex : Inclinomètre + Topographie).
- ❖ **Réglage Évolutif :** Réajuster les seuils après les premières phases de terrassement pour les adapter à la réalité du terrain.

L'objectif final est d'obtenir un système robuste : assez sensible pour protéger l'hôtel et ses mitoyens, mais assez cohérent pour servir de véritable outil d'aide à la décision.

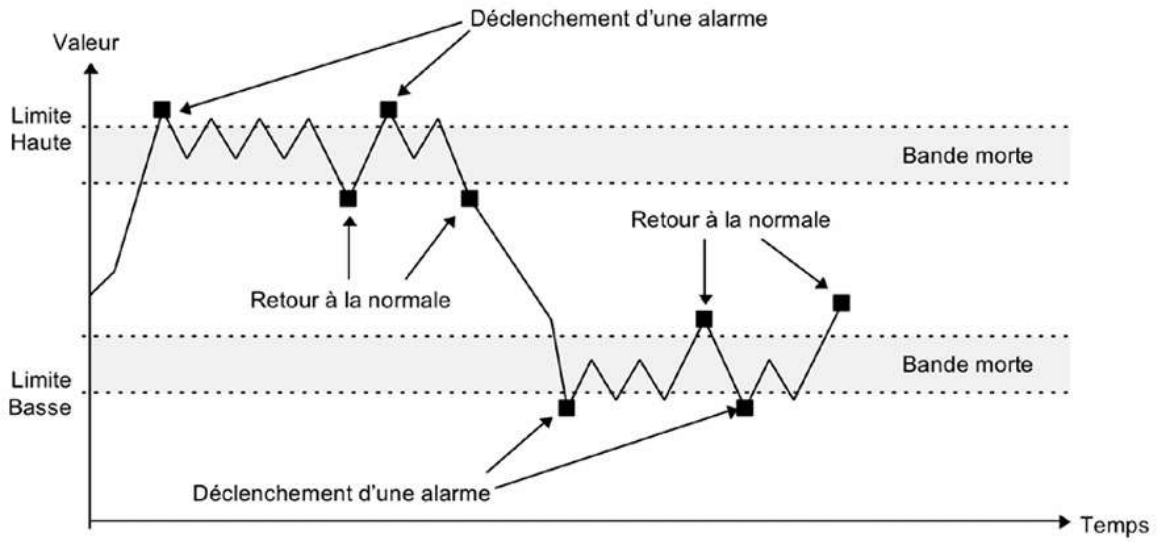


Figure X-2 : Fonctionnement d'une alarme avec bande morte.

Afin d'assurer la robustesse du système d'auscultation, les seuils sont paramétrés avec une hystérésis de rétablissement (Figure X-2). Ce mécanisme garantit que l'alerte ne soit levée que lorsque le paramètre mesuré redescend durablement sous une valeur de sécurité confirmée.

X.4. Conclusion

Ce chapitre met en évidence que la sécurité d'un projet d'excavation en site urbain ne s'arrête pas à la phase de dimensionnement théorique, mais se prolonge tout au long du chantier grâce à l'auscultation. La mise en place d'un programme de suivi instrumenté (inclinomètres, cibles topographiques, piézomètres…) constitue le véritable outil de pilotage et de contrôle de l'ouvrage.

L'analyse régulière des mesures recueillies sur le terrain permet de confronter les déplacements réels de l'écran et du sol aux prévisions issues des modèles de calcul. Cette démarche de suivi, indispensable à la gestion des risques, offre la réactivité nécessaire pour adapter le rythme des travaux ou déclencher des mesures correctives si des seuils d'alerte sont franchis. En somme, l'auscultation est le garant ultime de la maîtrise des déformations et de la préservation de l'environnement immédiat du projet.

Chapitre XI : Devis Quantitatif et Estimatif

XI. Devis Quantitatif et Estimatif

XI.1. Introduction

La phase de dimensionnement technique trouve son aboutissement concret dans l'évaluation économique globale du projet. Ce chapitre est dédié au Devis Quantitatif et Estimatif (DQE), qui permet de traduire les choix structurels validés en volumes de travaux précis et en coûts financiers prévisionnels.

XI.2. Devis Quantitatif et Estimatif

Le tableau ci-après présente le métré des travaux de réalisation de l'écran de soutènement

Tableau XI-1 : Devis Quantitatif et Estimatif.

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant H.T(DA)
Exécution des pieux en profilé métallique HEB240 (de 14.5m de longueur) dans des forages et toutes sujétion de bonne exécution. Y compris scellement total au sol réalisation des murettes guides et toute sujétion de bonne exécution.	ML	391,5	40 000,00	15 660 000,00
Réalisation des pieux forés en béton armé de diamètre D600 mm y compris forage, ferraillage et coulage et toutes suggestions utiles à la bonne exécution de l'ouvrage	ML	1798	60 000,00	107 880 000,00
Réalisation des pieux primaires en béton foré de 14,5 de profondeur	ML	508	25 000,00	12 700 000,00
Réalisation de parement en béton projeté entre les micropieux d'une épaisseur e=15cm y compris la mise en place d'un lit de treillis soudé ST20, étanchéification, et toute suggestions utiles à la bonne exécution de l'ouvrage	M2	377	10 000,00	3 770 000,00

Mise en œuvre du système de contreventement composé d'un lierne périphérique et des bracons et corniers en profilé HEB240 y compris assemblage par boulonnage et soudage des cornières et des raidisseurs et toute suggestions utiles à la bonne exécution de l'ouvrage	ML	342	25 000,00	8 550 000,00
Excavation par passe des sols de toute nature au niveau de la fouille y compris évacuation à la décharge publique, drainage, pompage et évacuation des venus d'eau.	M3	9555	1 000,00	9 555 000,00
Total soutènement				158 115 000,00
TVA 19%				30 041 850 ,00
TOTAL TTC				188 156 850,00

XI.2. En conclusion

Ce DQE permet de quantifier avec précision les ressources matérielles et humaines indispensables à la réalisation de ce soutènement provisoire. Il constitue ainsi un outil d'aide à la décision technique, garantissant l'optimisation des approvisionnements et la maîtrise des moyens à mobiliser avant le démarrage des phases d'excavation.

Ce volet d'estimation financière vient finaliser l'étude technico-économique de notre projet de soutènement, ouvrant ainsi la voie à la conclusion générale de ce travail de fin d'études

Chapitre XII : Conclusion Générale

XII.Conclusion Générale

Arrivé au terme de ce travail de fin d'études, consacré à l'étude technique et à la stabilisation des fouilles pour le projet de construction d'un hôtel comportant deux niveaux de sous-sol, nous avons pu aborder la complexité de l'interaction sol-structure en milieu urbain. Ce projet a exigé une démarche d'ingénierie rigoureuse, alliant l'analyse des caractéristiques géotechniques du site, la conception de structures de soutènement adaptées et la planification de leur mise en œuvre.

L'analyse de la stabilité globale et le traitement des sollicitations ont conduit à retenir une solution mixte, optimisée selon les contraintes géométriques et les avoisinants du site. Les calculs structuraux et les modélisations numériques ont permis de valider le dimensionnement des écrans retenus, associant des parois en pieux sécants et une paroi berlinoise, tout en assurant leur résistance et la maîtrise des déformations. De plus, l'étude de la transition de ces ouvrages vers leur fonction de soutènement définitif a permis de garantir la pérennité de la structure, en intégrant les exigences de durabilité, d'étanchéité et de reprise des charges à long terme. Ce travail a également mis en lumière l'importance capitale du phasage constructif et de l'auscultation continue, piliers indispensables pour garantir la sécurité du chantier et préserver l'intégrité des structures existantes environnantes.

Au-delà des résultats purement techniques, ce mémoire nous a permis de mettre en application et de consolider les connaissances théoriques acquises durant notre cursus d'ingénieur d'État en Travaux Publics. Nous avons été confrontés aux réalités des réglementations en vigueur et aux exigences de sécurité, de faisabilité et d'optimisation économique qui incombent à l'ingénieur d'aujourd'hui.

Enfin, ce projet ouvre des perspectives intéressantes sur l'évolution des pratiques géotechniques, notamment à travers l'apport grandissant de la modélisation numérique sur les logiciels spécialisés tels que K-Réa et Slide, ainsi que l'utilisation incontournable d'AutoCAD pour la précision du dessin technique. Le couplage de ces outils informatiques avec l'expérience du terrain s'avère aujourd'hui indispensable pour répondre aux défis de l'urbanisation et à la complexité croissante des infrastructures de demain.

Références bibliographiques:

[1] AFNOR, NF P94-282 : Calcul géotechnique – Écrans de soutènement, Paris : AFNOR, 2009.

[2] AMERATUNGA Jay, SIVAKUGAN Nagaratnam, & DAS Braja M., Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering, Berlin: Springer, 2016.

[3] Cerema, Guide méthodologique Eurocode 7 : Application aux écrans de soutènement – NF P94-282, Paris : Cerema, juillet 2016.

[4] Direction des Travaux Publics, DT 1931, Alger.

[5] FIXOT Jean, Analyse comparative de la norme NF P94-282 sur les écrans de soutènement, mémoire d'ingénieur CNAM, Conservatoire National des Arts et Métiers, Paris, 2013.

[6] Gouvernement algérien, « Décret exécutif n°15-19 du 25 janvier 2015 fixant les modalités d'instruction et de délivrance des actes d'urbanisme », Journal officiel de la République algérienne, 2015.

[7] Institut Algérien de Normalisation, NA 16002 : Béton — Spécification, performances, production et conformité, Alger : IANOR, 2007.

[8] Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville, DTR BC 2-33-2025, Alger, 2025.

[9] Ministère du Travail, de l'Emploi et de la Sécurité Sociale, « Statistiques nationales des accidents de travail en Algérie », disponible à l'adresse URL : MTESS Algérie.

[10] NEDJAR Khadija, Comportement des parois de soutènement dans un contexte exceptionnel (grande profondeur, formations déformables, environnement sensible), thèse de doctorat, Université Grenoble Alpes, 2019.

[11] Nivellement, « Qu'est-ce qu'une excavation ? », disponible à l'adresse URL : Article excavation Nivellement, [en ligne], Consulté le 28 septembre 2020.

[12] OU Chang-Yu, Fundamentals of Deep Excavations, Boca Raton : CRC Press, 2021.

[13] TERRASOL, Manuels techniques du logiciel K-REA V5, Paris : TERRASOL, 2024.

[14] Tissot Éditions, « Prévenir les dangers liés aux fouilles et excavations », disponible à l'adresse URL : Article fouilles et excavations.

Annexes :

Annexe 1 : Détail de calcul du défaut de butée avec butons pour la variante 1 et 2.

Annexe 2 : Détail de calcul du défaut de butée pour la solution retenue (situation fondamentale) écran 1 et 4.

Annexe 3 : Détail de calcul du défaut de butée pour la solution retenue (situation sismique) écran 1 et 4.

Annexe 4 : Détail de calcul du défaut de butée pour la solution définitive (situation sismique)

Annexe 5 : vérification des Profilés métalliques

Annexe 6 : ferraillage des pieux.

Annexe 7 : ferraillage des parements en béton projeté

Annexe 8 : Stabilité générale avec logiciel SLIDE

Annexe 9 : Capacite portante avec FOXTA 4

Annexe 10 : Plan de dimensionnement et de conception (format A3)

Annexe 1 : Détail de calcul du défaut de butée avec butons pour la variante 1 et 2.

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m²	**Niveau phréatique :**	-4,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m³	**Nombre d'itérations par phase de calcul :**	100
Pas de calcul :	0,20 m	**Prise en compte moments 2 ordre :**	non
Définition du projet :	Cotes		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z	γ	γ'	φ	c	dc	k0	kaγ	kpγ	kd	kr	kac	kpc	kh	dkh	δa/φ	δp/φ	kaγ,min	P,max
	[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²/m]								[kN/m²/m]	[kN/m²/m/m]				[kN/m/m]
AL	0,00	20,50	10,50	29,00	10,00	0,000	0,515	0,295	4,699	0,515	0,515	1,267	6,040	15711	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00
SG	-3,00	21,00	11,00	36,00	0,00	0,000	0,412	0,217	8,038	0,412	0,412	0,000	0,000	101170	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00
MC	-8,00	22,00	12,00	26,00	38,00	0,000	0,562	0,335	3,837	0,562	0,562	1,357	5,371	43175	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00

Valeurs de calcul des paramètres de la loi de comportement

		MISS							MEL						
Couche	Comportement	φ,d	c,d	dc,d	kaγ,d	kpγ,d	kac,d	kpc,d	φ,d	c,d	dc,d	kaγ,d	kpγ,d	kac,d	kpc,d
		[°]	[kN/m²]	[kN/m²/m]					[°]	[kN/m²]	[kN/m²/m]				
AL	Drainé	29,00	10,00	0,000	0,295	4,699	1,267	6,040	29,00	10,00	0,000	0,295	4,699	1,267	6,040
SG	Drainé	36,00	0,00	0,000	0,217	8,038	0,000	0,000	36,00	0,00	0,000	0,217	8,038	0,000	0,000
MC	Drainé	26,00	38,00	0,000	0,335	3,837	1,357	5,371	26,00	38,00	0,000	0,335	3,837	1,357	5,371

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z,base	EI	W
	[m]	[kNm²/m]	[kN/m/m]
1	-14,50	254469	7,00

Cote de la tête de l'écran : z0 = 0,00 m

DONNEES

BUTON	Phase	za [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]
1	P1	-2,50	46375	0,00	0,00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Phase	Côté	z [m]	x [m]	L [m]	α	q [kN/m/m]	Nature
1	P0	Droite	0,00	0,10	15,00	1,000	40,00	Permanente

ASSISTANTS

Assistant K0 :

Action	Nom Couche	φ [°]	β [°]	Roc	K0
Sol initial	AL	29,00	0,00	1,000	0,515
Sol initial	SG	36,00	0,00	1,000	0,412
Sol initial	MC	26,00	0,00	1,000	0,562

Assistant kac/kpc :

Action	Nom Couche	Coefficient	φ [°]	δ/φ	Valeur
Sol initial	AL	kac	29,00	0,667	1,267
Sol initial	AL	kpc	29,00	-0,667	6,040
Sol initial	MC	kac	26,00	0,667	1,357
Sol initial	MC	kpc	26,00	-0,667	5,371

Assistant kh, Schmitt :

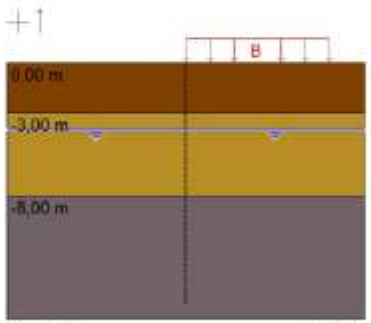
Action	Nom Couche	Em [kN/m²]	α	EI [kNm²/m]	kh [kN/m³/m]
Sol initial	AL	12500	0,667	254469	15711
Sol initial	SG	25000	0,330	254469	101170
Sol initial	MC	20000	0,500	254469	43175

Assistant paroi composite, Pieux circulaire :

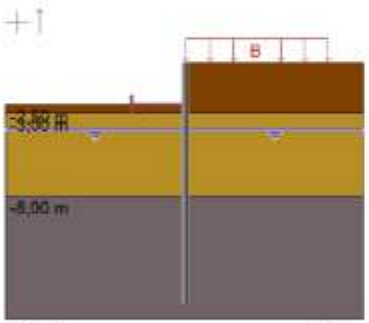
Action	[1],E [kN/m²]	[1],eh [m]	[1],d [mm]	[2],E [kN/m²]	[2],e [mm]	EI [kNm²/m]
Ecran initial	2E+007	0,50	600,00	0	0,00	254469

SYNTHESE PHASAGE

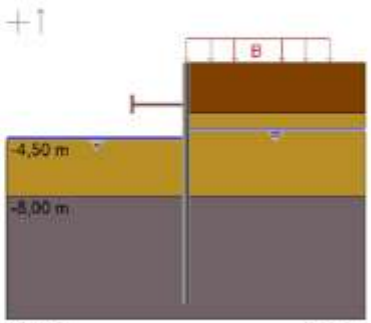
P0



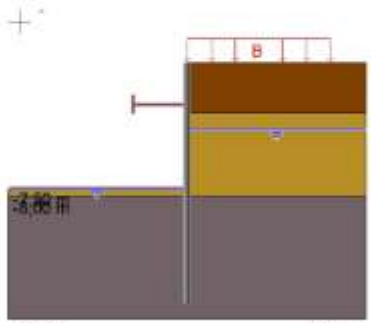
P1 : Phase transitoire



P2 : Phase transitoire



P3 : Phase durable



- Surcharge de Boussinesq (côté droit) : n°1
  z [m] = 0,00
  x [m] = 0,10
  L [m] = 15,00
  q [kN/m/m] = 40,00
  αe = 1,000
  Nature: Permanente

- Options ELU (MISS):
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant null : automatique

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -2,50

- Mise en place du buton (côté gauche) : n°1
  za [m] = -2,50
  K [kN/m/m] = 46375
  α [°] = 0,00
  P [kN/m] = 0,00

- Options ELU (MISS):
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant null : automatique

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -4,50

- Action hydraulique : (gauche)
  zw [m] = -4,50

- Options ELU (MISS):
  Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant null : automatique

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -7,50

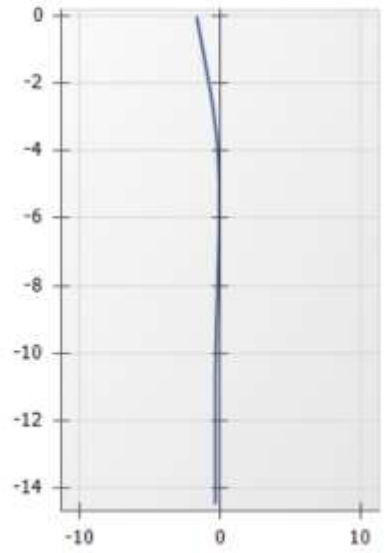
- Action hydraulique : (gauche)
  zw [m] = -7,50

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

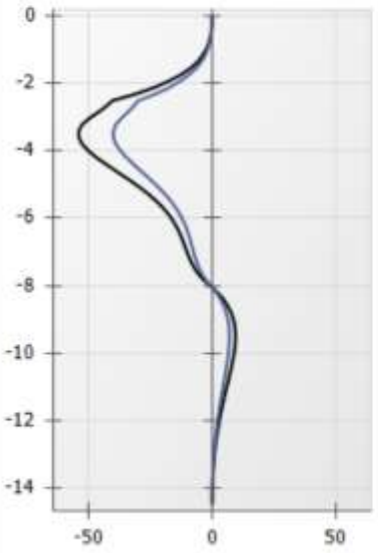
RESULTATS ELU MISS - Phase P1

Déplacements [mm]



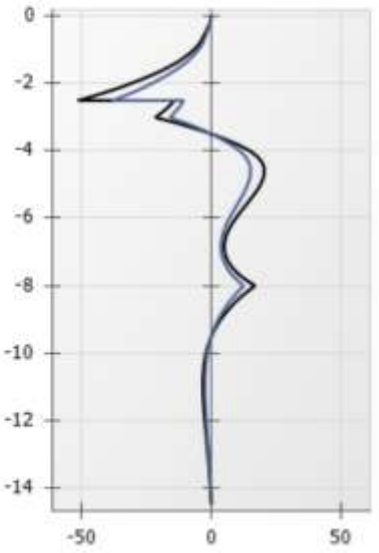
ELS
Dmin = -1,68 - Dmax = -0,07

Moment [kNm/m]



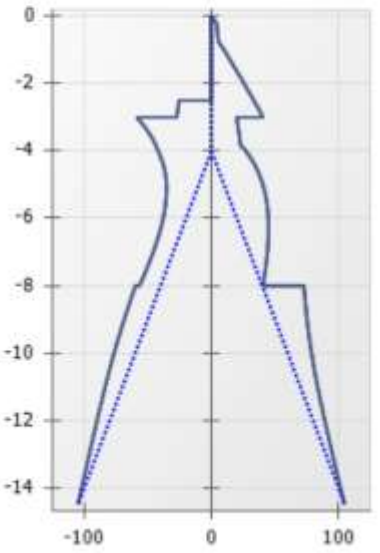
ELS
M.k min = -39,80 - M.k max = 6,91
ELU
M.d min = -53,73 - M.d max = 9,33

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -37,90 - V.k max = 14,98
ELU
V.d min = -51,17 - V.d max = 20,22

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
P.k min = -105,15 - P.k max = 104,67
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 105,00
ELU
P.k min = -105,15 - P.k max = 104,67
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 105,00

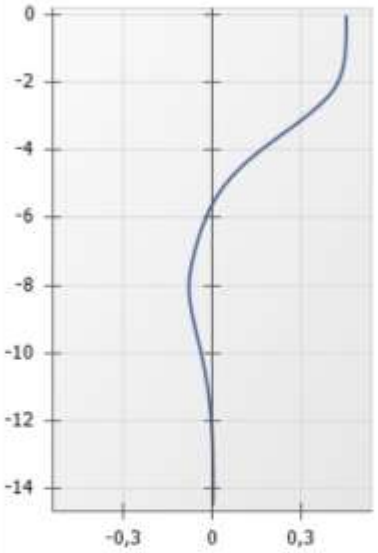
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

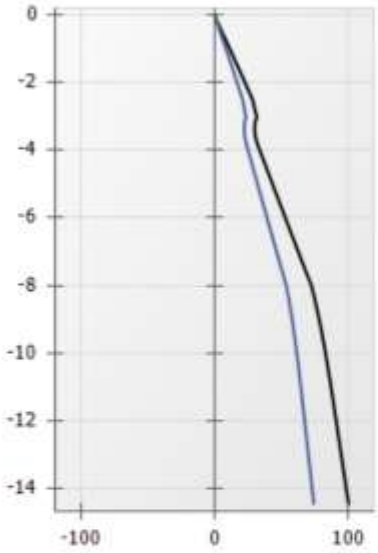
RESULTATS ELU MISS - Phase P1

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -0,07823 - Rmax = 0,45056

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 74,44
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 100,49

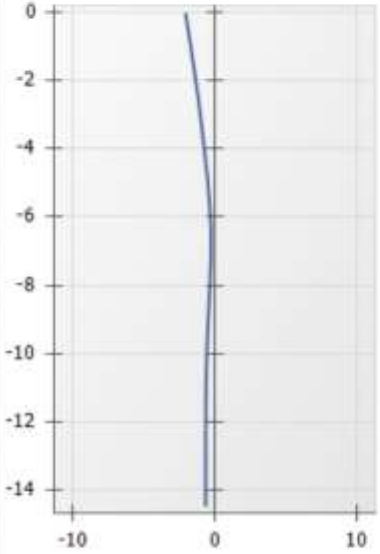
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

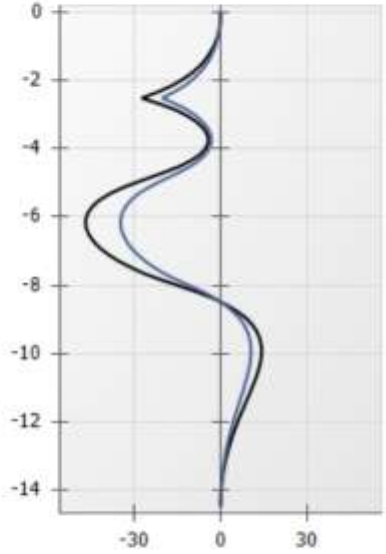
RESULTATS ELU MISS - Phase P2

Déplacements [mm]



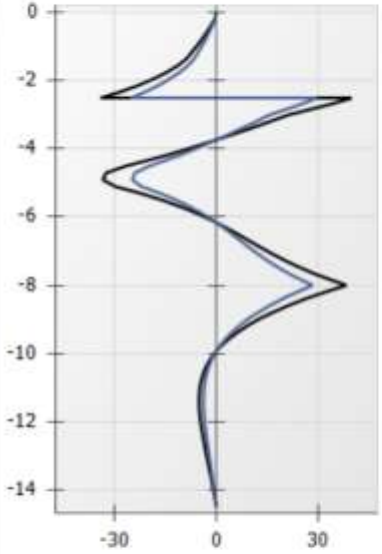
ELS
Dmin = -2,07 - Dmax = -0,28

Moment [kNm/m]



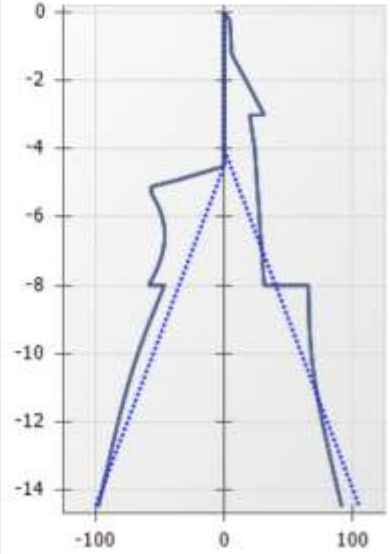
ELS
M.k min = -34,63 - M.k max = 10,51
ELU
M.d min = -46,75 - M.d max = 14,18

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -25,12 - V.k max = 29,33
ELU
V.d min = -33,91 - V.d max = 39,59

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
P.k min = -97,74 - P.k max = 91,42
Pw.k min = -100,00 - Pw.k max = 105,00
ELU
P.k min = -97,74 - P.k max = 91,42
Pw.k min = -100,00 - Pw.k max = 105,00

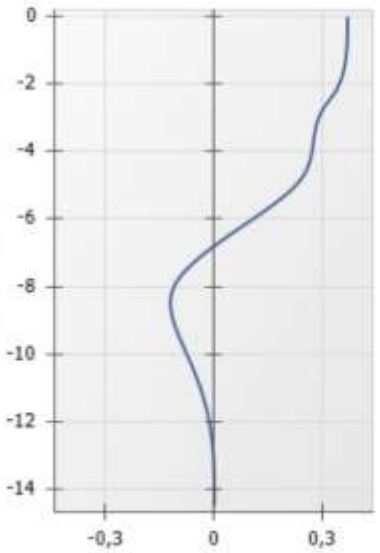
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

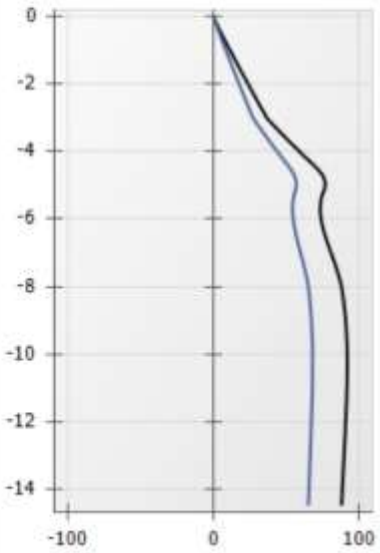
RESULTATS ELU MISS - Phase P2

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -0,11896 - Rmax = 0,36849

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 68,05
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 91,87

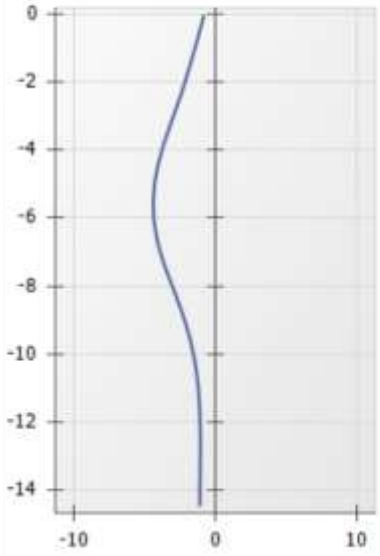
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

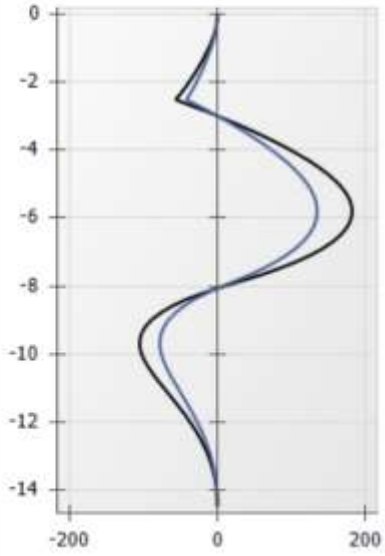
RESULTATS ELU MISS - Phase P3

Déplacements [mm]



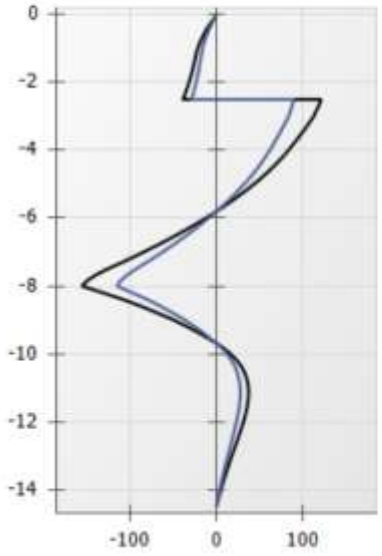
ELS
Dmin = -4,40 - Dmax = -0,80

Moment [kNm/m]



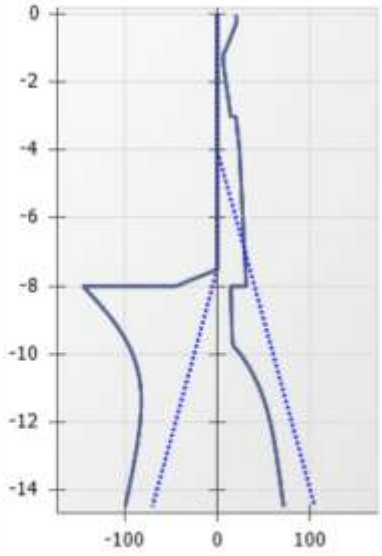
ELS
M.k min = -78,23 - M.k max = 135,30
ELU
M.d min = -105,61 - M.d max = 182,65

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -115,61 - V.k max = 90,08
ELU
V.d min = -156,07 - V.d max = 121,60

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
P.k min = -144,99 - P.k max = 71,37
Pw.k min = -70,00 - Pw.k max = 105,00
ELU
P.k min = -144,99 - P.k max = 71,37
Pw.k min = -70,00 - Pw.k max = 105,00

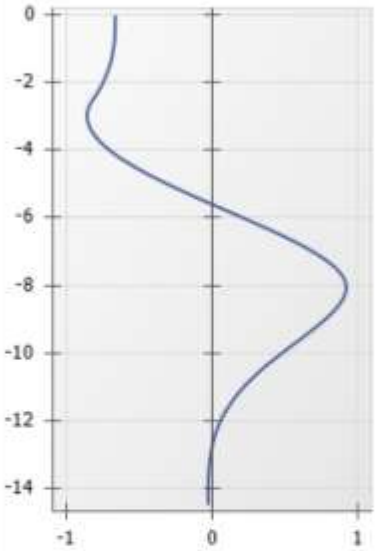
Légende des graphiques : — Valeurs ELS — Valeurs ELU — Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

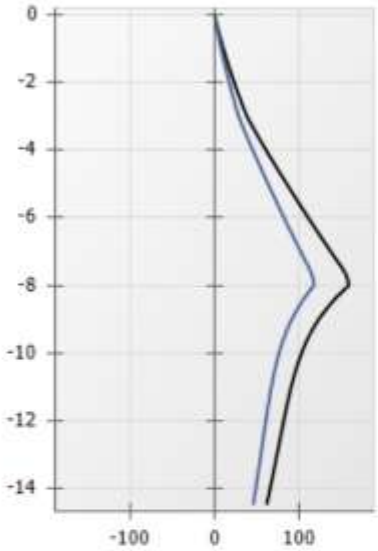
RESULTATS ELU MISS - Phase P3

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -0,85778 - Rmax = 0,91788

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 116,95
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 157,89

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

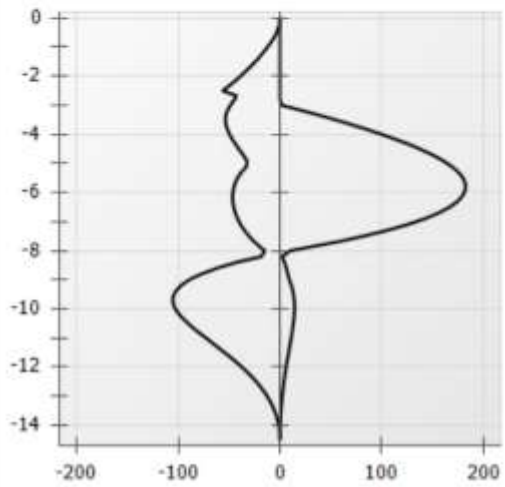
Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

RESULTATS ELS et ELU (Synthèse)

PHASE	Type Vérif.	M,d max kN.m/m	V,d max kN/m	Buton 1 kN/m	Vérif. Def. Butée	Vérif. Equ. Vert. kN/m	Vérif. Kranz
P1	MISS	-53,73	-51,17	36,93	OK	100,49	OK
P2	MISS	-46,75	39,59	73,51	OK	87,93	OK
P3	MISS	182,65	-156,07	160,63	OK	61,29	OK
Extrema	-	182,65	-156,07	160,63	-	-	-

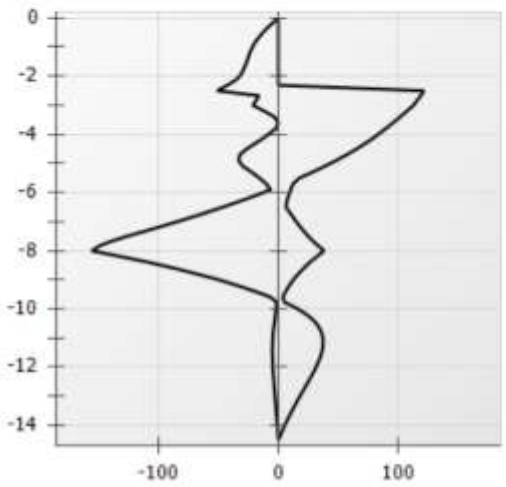
RESULTATS ELS et ELU (Enveloppe phases P1 à P3)

Moment [kNm/m]



Min = -105,61 ; Max = 182,65

Effort Tranchant [kN/m]



Min = -156,07 ; Max = 121,60

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

Vérifications

Méthode de référence pour le recalcul de ka/kp : Kérisel

COEFFICIENTS PARTIELS 1 - Approche 2 (EC7 - NF P94-282)

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,35
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,35
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,35

Actions

Surcharges appliquée sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,11	1,11
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,35
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,11	1,50

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yg')	1,00	1,00
Cohésion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,40	1,40
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,10	1,10
Résistance des appuis (Yanc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,10	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,35

RESULTATS DES VERIFICATIONS

PHASE 1 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 776,70 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 1048,55 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 6097,21 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 5542,92 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 137,02 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -36,53 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 100,49 kN/m

Charge verticale ELU de 100,49 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 2 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 652,04 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 880,25 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 3801,09 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 3455,53 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 137,02 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -49,10 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 87,93 kN/m

Charge verticale ELU de 87,93 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 3 - Durable

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

Vérifications

L'écran est considéré ancré.
La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :
- Valeur caractéristique : Bt,k = 635,41 kN/m
- Valeur de calcul : Bt,d = 857,80 kN/m

Butée mobilisable :
- Valeur caractéristique : Bm,k = 2447,54 kN/m
- Valeur de calcul : Bm,d = 1748,24 kN/m

Bt,d < Bm,d
Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
Pd = 137,02 kN/m
Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
Pv,d = -75,73 kN/m
Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :
Tv,d = 0,00 kN/m
Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.
Résultante ELU des efforts verticaux :
Rv,d = 61,29 kN/m
Charge verticale ELU de 61,29 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m³	**Niveau phréatique :**	-4,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m³	**Nombre d'itérations par phase de calcul :**	100
Pas de calcul :	0,20 m	**Prise en compte moments 2 ordre :**	non
Définition du projet :	Cotes		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	dc [kN/m²/m]	k0	kay	kpy	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m³/m]	dkh [kN/m³/m/m]	δa/φ	δp/φ	kay,min	P,max [kN/m/m]
AL	0,00	20,50	10,50	29,00	10,00	0,000	0,515	0,295	4,699	0,515	0,515	1,267	6,040	15711	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00
SG	-3,00	21,00	11,00	36,00	0,00	0,000	0,412	0,217	8,038	0,412	0,412	0,000	0,000	101170	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00
MC	-8,00	22,00	12,00	26,00	38,00	0,000	0,562	0,335	3,837	0,562	0,562	1,357	5,371	43175	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z,base [m]	EI [kNm²/m]	W [kN/m/m]
1	-14,50	29271	0,83

Cote de la tête de l'écran : z0 = 0,00 m

DONNEES

BUTON	Phase	za [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]
1	P1	-2,50	46375	0,00	0,00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Phase	Côté	z [m]	x [m]	L [m]	αα	q [kN/m/m]
1	P0	Droite	0,00	0,10	15,00	1,000	40,00

ASSISTANTS

Assistant K0 :

Action	Nom Couche	φ [°]	β [°]	Roc	K0
Sol initial	AL	29,00	0,00	1,000	0,515
Sol initial	SG	36,00	0,00	1,000	0,412
Sol initial	MC	26,00	0,00	1,000	0,562

Assistant Kerisel & Absi, milieu pesant :

Action	Nom Couche	Coefficient	λ [°]	φ [°]	δ/φ	β/φ	Valeur
Sol initial	SG	kay	0,00	36,00	0,667	0,000	0,217
Sol initial	SG	kpy	0,00	36,00	-0,667	0,000	8,038

Assistant kac/kpc :

Action	Nom Couche	Coefficient	φ [°]	δ/φ	Valeur
Sol initial	AL	kac	29,00	0,667	1,267
Sol initial	AL	kpc	29,00	-0,667	6,040
Sol initial	MC	kac	26,00	0,667	1,357
Sol initial	MC	kpc	26,00	-0,667	5,371

Assistant kh, Schmitt :

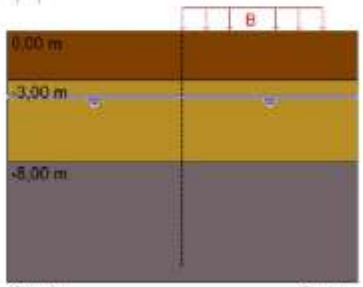
Action	Nom Couche	Em [kN/m²]	α	EI [kNm²/m]	kh [kN/m³/m]
Sol initial	AL	12500	0,667	254469	15711
Sol initial	SG	25000	0,330	254469	101170
Sol initial	MC	20000	0,500	254469	43175

Assistant paroi composite, Profilé Métallique :

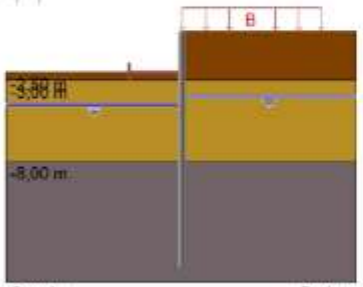
Action	Profilé	[1],E [kN/m²]	[1],eh [m]	[1],d [mm]	[1],e [mm]	[1],I [cm⁴]	[2],E [kN/m²]	[2],e [mm]	EI [kNm²/m]
Ecran initial	HE 240 B	2,1E+008	1,00	-	-	11260	2E+007	150,00	29271

SYNTHESE PHASAGE

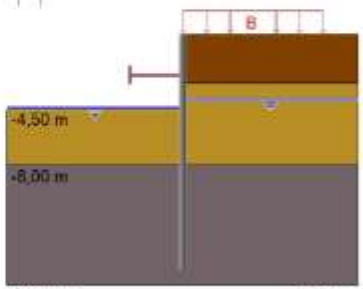
P0



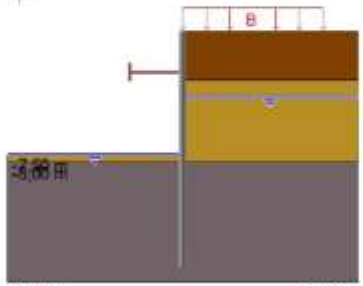
P1 : Phase transitoire



P2 : Phase durable



P3 : Phase transitoire



- Surcharge de Boussinesq (côté droit) : n°1
  z [m] = 0,00
  x [m] = 0,10
  L [m] = 15,00
  q [kN/m/m] = 40,00
  αe = 1,000

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -2,50

- Mise en place du buton (côté gauche) : n°1
  za [m] = -2,50
  K [kN/m/m] = 46375
  α [°] = 0,00
  P [kN/m] = 0,00

- Action hydraulique : (gauche)
  zw [m] = -4,50

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -4,50

- Action hydraulique : (gauche)
  zw [m] = -4,50

- Excavation (côté gauche) :
  zh [m] = -7,50

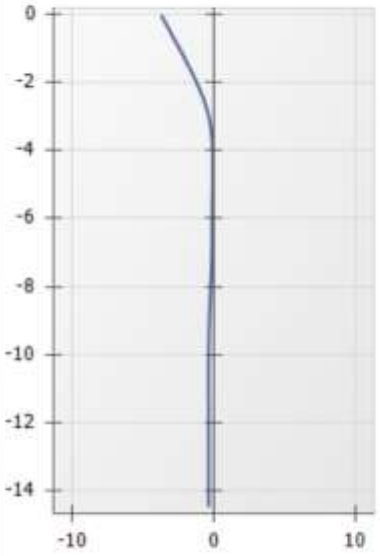
- Action hydraulique : (gauche)
  zw [m] = -7,50

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

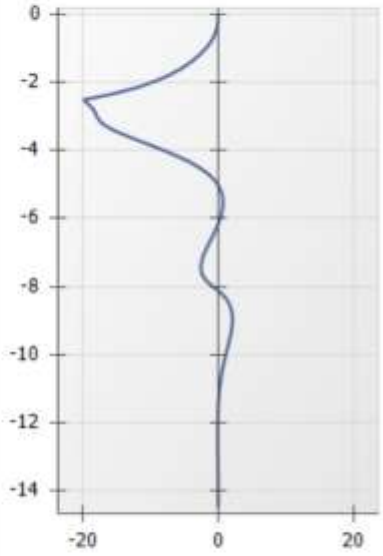
RESULTATS ELS - Phase P1

Déplacements [mm]



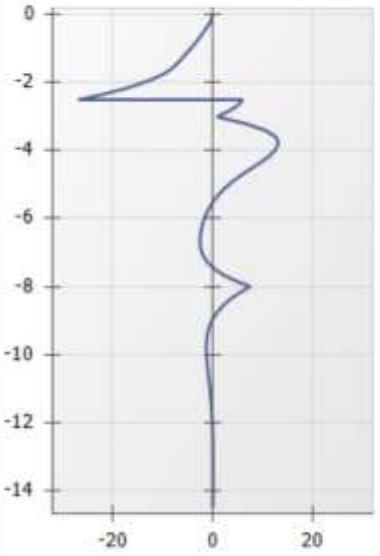
Dmin = -3,72 - Dmax = -0,07

Moment [kNm/m]



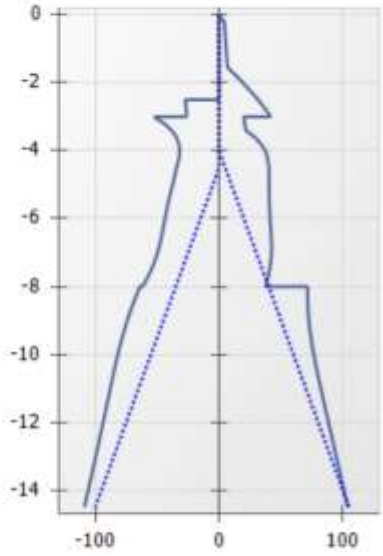
M.k min = -19,80 - M.k max = 2,10

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -26,69 - V.k max = 13,01

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -108,77 - P.k max = 103,85
Pw.k min = -100,00 - Pw.k max = 105,00

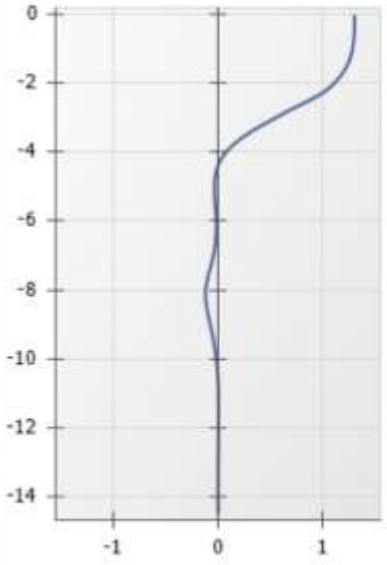
Légende des graphiques : — Valeurs ELS — Valeurs ELU — Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

RESULTATS ELS - Phase P1

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -0,11969 - Rmax = 1,30234

Effort Normal [kN/m]



N.k min = -13,39 - N.k max = 8,73

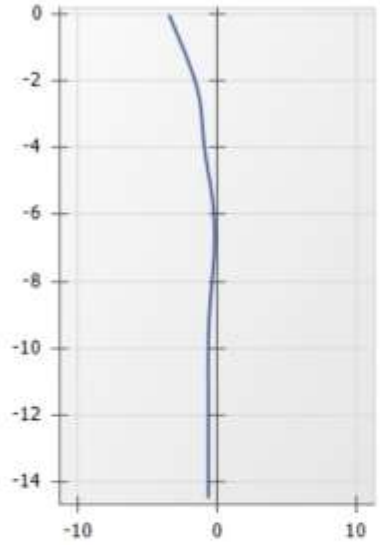
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS -- Valeurs ELU — Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

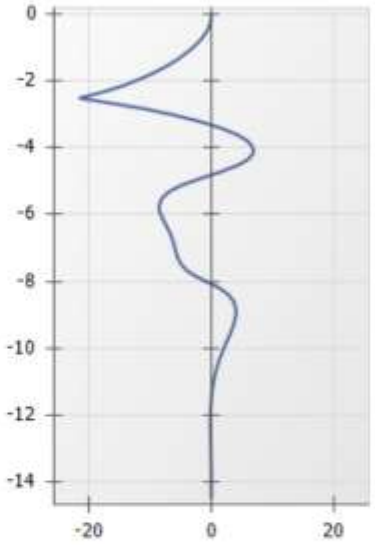
RESULTATS ELS - Phase P2

Déplacements [mm]



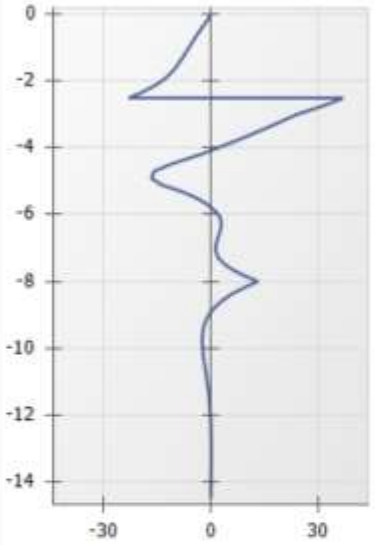
Dmin = -3,47 - Dmax = -0,19

Moment [kNm/m]



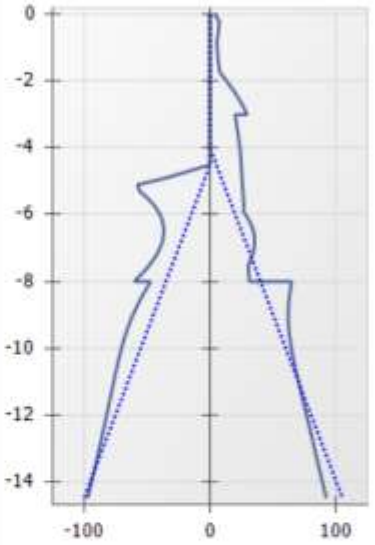
M.k min = -21,48 - M.k max = 6,79

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -22,83 - V.k max = 36,71

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -97,01 - P.k max = 92,15
Pw.k min = -100,00 - Pw.k max = 105,00

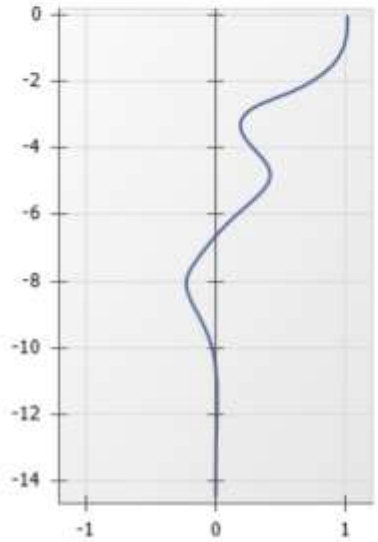
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS -- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

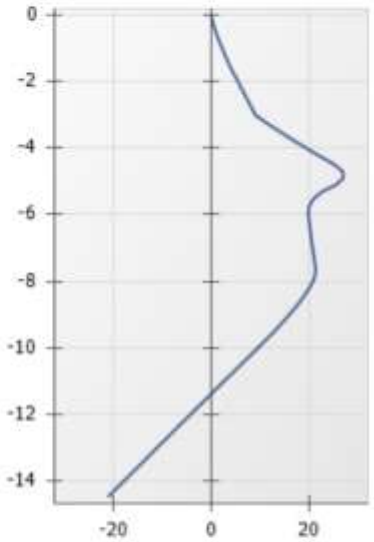
RESULTATS ELS - Phase P2

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -0,22738 - Rmax = 1,01117

Effort Normal [kN/m]



N.k min = -21,26 - N.k max = 27,09

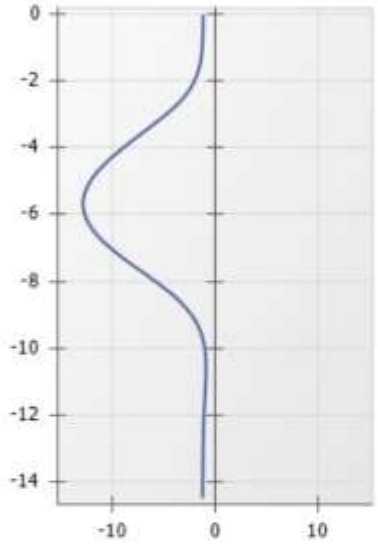
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

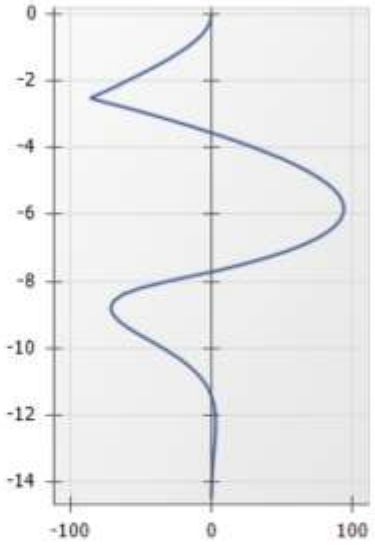
RESULTATS ELS - Phase P3

Déplacements [mm]



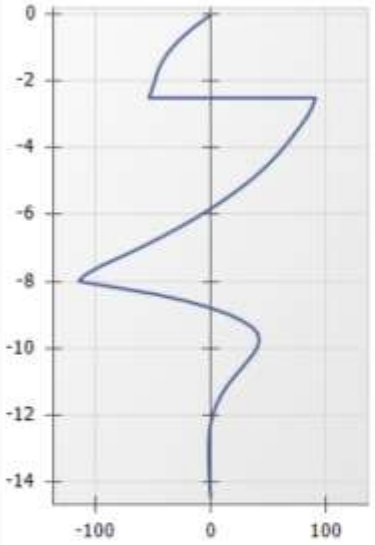
Dmin = -12,92 - Dmax = -0,90

Moment [kNm/m]



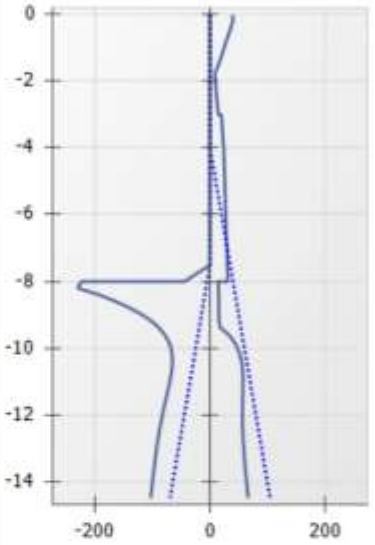
M.k min = -86,50 - M.k max = 94,25

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -114,58 - V.k max = 91,11

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -231,48 - P.k max = 66,62
Pw.k min = -70,00 - Pw.k max = 105,00

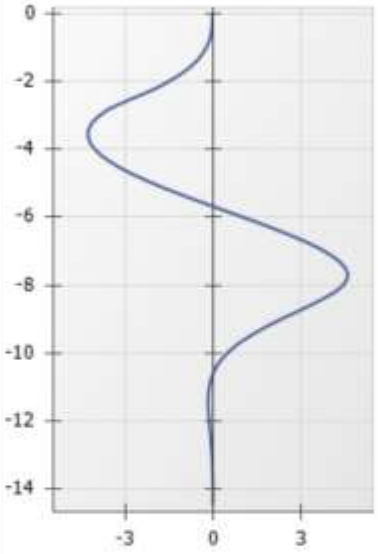
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS -- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

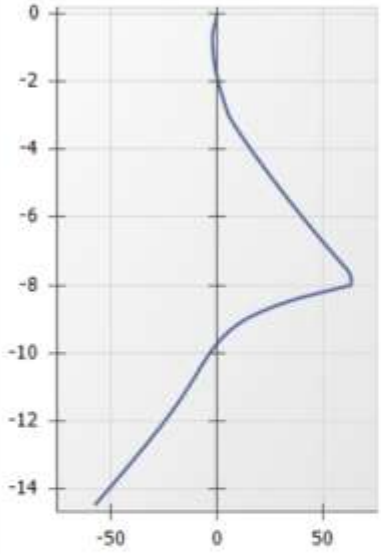
RESULTATS ELS - Phase P3

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -4,28916 - Rmax = 4,59951

Effort Normal [kN/m]



N.k min = -57,91 - N.k max = 63,68

Légende des graphiques : — Valeurs ELS — Valeurs ELU — Eau

terrasol
setec

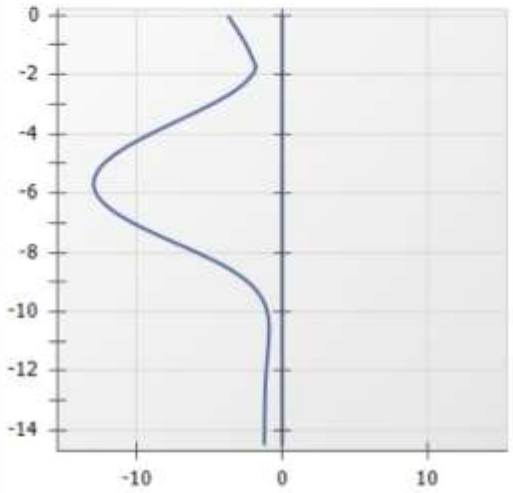
Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

RESULTATS ELS (Synthèse)

PHASE	Déplac. en tête mm	Déplac. max mm	Moment max kNm/m	Tranch. max kN/m	Rapport butées	Buton 1 kN/m
P1	-3,72	-3,72	-19,80	-26,69	7,927	32,68
P2	-3,47	-3,47	-21,48	36,71	5,910	59,54
P3	-1,18	-12,92	94,25	-114,58	3,713	144,96
Extrema	-3,72	-12,92	94,25	-114,58	3,713	144,96

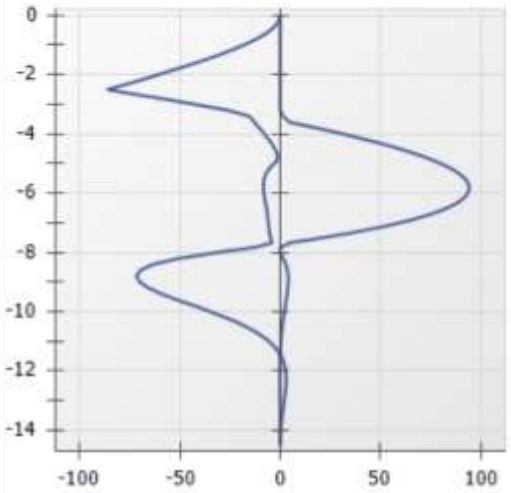
RESULTATS ELS (Enveloppe phases P1 à P3)

Déplacements [mm]



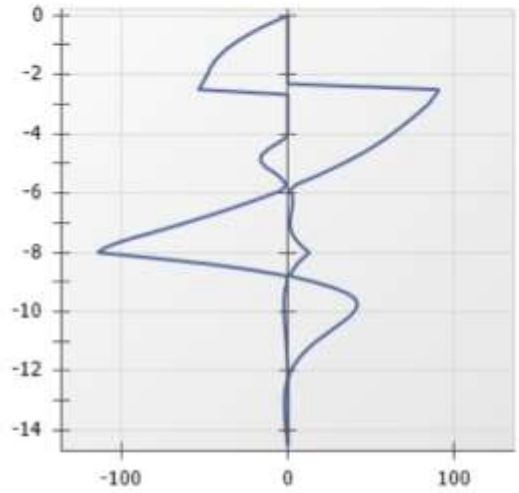
Min = -12,92 - Max = 0,00

Moment [kNm/m]



Min = -86,50 - Max = 94,25

Effort Tranchant [kN/m]



Min = -114,58 - Max = 91,11

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMSRN ALGERIE

Vérifications

Méthode de rèférence pour le recalcul de ka/kp : Kérisel

COEFFICIENTS PARTIELS 1 - Approche 2 (EC7 - NF P94-282)

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,35
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,35
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,35

Actions

Surcharges appliquées sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,11	1,11
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,35
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,11	1,50

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yφ')	1,00	1,00
Cohesion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,40	1,40
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,10	1,10
Résistance des appuis (Yanc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,10	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,35

RESULTATS DES VERIFICATIONS

PHASE 1 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 803,96 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 1085,35 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 6372,63 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 5793,30 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 16,25 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -34,33 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = -18,08 kN/m

Attention, écran travaillant en arrachement, résultante verticale de 18,08 kN/m vers le haut.

PHASE 2 - Durable

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 643,21 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 868,34 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 3801,09 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 2715,06 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 16,25 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -44,95 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = -28,71 kN/m

Attention, écran travaillant en arrachement, résultante verticale de 28,71 kN/m vers le haut.

PHASE 3 - Transitoire

Jeu de coefficients utilisé pour cette phase : 1

Vérifications

L'écran est considéré ancré.
La butée pour cette phase est considérée à gauche.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :
- Valeur caractéristique : Bt,k = 659,25 kN/m
- Valeur de calcul : Bt,d = 889,99 kN/m

Butée mobilisable :
- Valeur caractéristique : Bm,k = 2447,54 kN/m
- Valeur de calcul : Bm,d = 2225,04 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
Pd = 16,25 kN/m
Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
Pv,d = -94,43 kN/m
Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :
Tv,d = 0,00 kN/m
Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.
Résultante ELU des efforts verticaux :
Rv,d = -78,18 kN/m

Attention, écran travaillant en arrachement, résultante verticale de 78,18 kN/m vers le haut.

Annexe 2 : Détail de calcul du défaut de butée pour la solution retenue (situation fondamentale) écran 1 et 4.

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m³	Niveau phréatique :	-4,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m³	Nombre d'itérations par phase de calcul :	100
Pas de calcul :	0,20 m	Prise en compte moments 2 ordre :	non
Définition du projet :	Cotes		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	dc [kN/m²/m]	k0	kαγ	kpγ	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m³/m]	dkh [kN/m³/m/m]	δa/φ	δp/φ	kαγ,min	P,max [kN/m/m]
AL	0,00	20,50	10,50	29,00	10,00	0,000	0,515	0,326	3,759	0,515	0,515	1,230	4,825	15711	0	0,330	-0,330	0,100	10000,00
SD	-3,00	21,00	11,00	36,00	0,00	0,000	0,412	0,217	8,038	0,412	0,412	0,000	0,000	101170	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00
MC	-8,00	22,00	12,00	26,00	38,00	0,000	0,562	0,335	3,837	0,562	0,562	1,357	5,371	43175	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00

Valeurs de calcul des paramètres de la loi de comportement

Couche	Comportement	MISS							MEL						
		φ,d [°]	c,d [kN/m²]	dc,d [kN/m²/m]	kαγ,d	kpγ,d	kac,d	kpc,d	φ,d [°]	c,d [kN/m²]	dc,d [kN/m²/m]	kαγ,d	kpγ,d	kac,d	kpc,d
AL	Drainé	29,00	10,00	0,000	0,326	3,759	1,230	4,825	29,00	10,00	0,000	0,326	3,759	1,230	4,825
SD	Drainé	36,00	0,00	0,000	0,217	8,038	0,000	0,000	36,00	0,00	0,000	0,217	8,038	0,000	0,000
MC	Drainé	26,00	38,00	0,000	0,335	3,837	1,357	5,371	26,00	38,00	0,000	0,335	3,837	1,357	5,371

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z,base [m]	EI [kNm²/m]	W [kN/m/m]
1	-14,50	254469	7,00

Cote de la tête de l'écran : z0 = 0,00 m

DONNEES

BUTON	Phase	za [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]
1	2	-2,50	28012	0,00	40,00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Phase	z [m]	x [m]	L [m]	q [kN/m/m]
1	0	0,00	0,60	15,00	40,00

ASSISTANTS

Assistant K0 :

Action	Nom Couche	φ [°]	β [°]	Roc	K0
Sol initial	AL	29,00	0,00	1,000	0,515
Sol initial	SD	36,00	0,00	1,000	0,412
Sol initial	MC	26,00	0,00	1,000	0,562

Assistant Kerisel & Absi, milieu pesant :

Action	Nom Couche	Coefficient	λ [°]	φ [°]	δ/φ	β/φ	Valeur
Sol initial	AL	kay	0,00	29,00	0,330	0,000	0,326
Sol initial	AL	kpy	0,00	29,00	-0,330	0,000	3,759
Sol initial	SD	kay	0,00	36,00	0,667	0,000	0,217
Sol initial	SD	kpy	0,00	36,00	-0,667	0,000	8,038
Sol initial	MC	kay	0,00	26,00	0,667	0,000	0,335
Sol initial	MC	kpy	0,00	26,00	-0,667	0,000	3,837

Assistant kac/kpc :

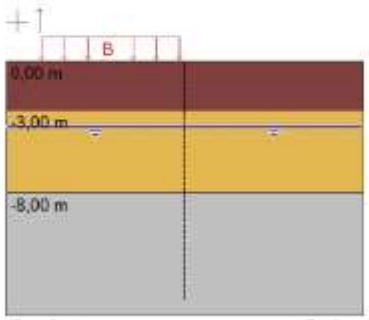
Action	Nom Couche	Coefficient	φ [°]	δ/φ	Valeur
Sol initial	AL	kac	29,00	0,330	1,230
Sol initial	AL	kpc	29,00	-0,330	4,825
Sol initial	MC	kac	26,00	0,667	1,357
Sol initial	MC	kpc	26,00	-0,667	5,371

Assistant paroi composite, Pieux circulaire :

Action	[1],E [kN/m²]	[1],eh [m]	[1],d [mm]	[2],E [kN/m²]	[2],e [mm]	EI [kNm²/m]
Ecran initial	2E+007	0,50	600,00	0	0,00	254469

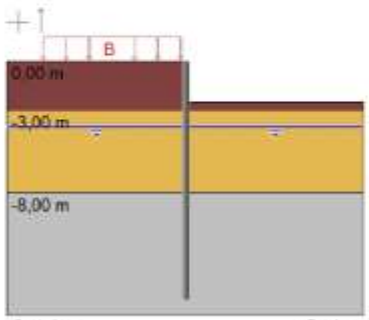
SYNTHESE PHASAGE

Phase initiale



- Surcharge de Boussinesq (côté gauche) : n°1
  z [m] = 0,00
  x [m] = 0,60
  αe = 1,000
  L [m] = 15,00
  q [kN/m/m] = 40,00

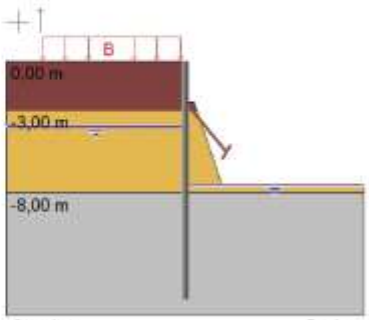
Phase 1 : Phase transitoire



- Options MEL :
  Sureexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  Méthode de calcul automatique.
  Sélection automatique du coté de la butée
  Correction automatique de l'inclinaison de contre butée.

- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = -2,50

Phase 2 : Phase transitoire



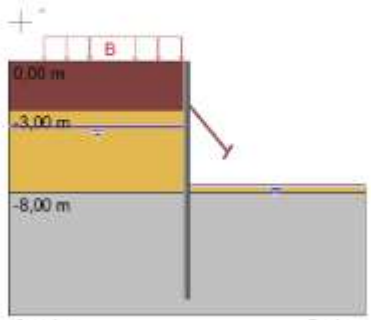
- Options ELU (MISS) :
  Sureexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant null : automatique

- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = -7,50
  Mise en place d'une risberme :
  zt [m] = -2,50 a [m] = 1,00
  zh [m] = -7,50 b [m] = 4,00
  αe = 1,000

- Action hydraulique : (droite)
  zw [m] = -7,50

- Mise en place du buton (côté droit) : n°1
  za [m] = -2,50
  K [kN/m/m] = 28012
  α [°] = 40,00
  P [kN/m] = 0,00

Phase 3 : Phase durable



- Options ELU (MISS) :
  Sureexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant null : automatique

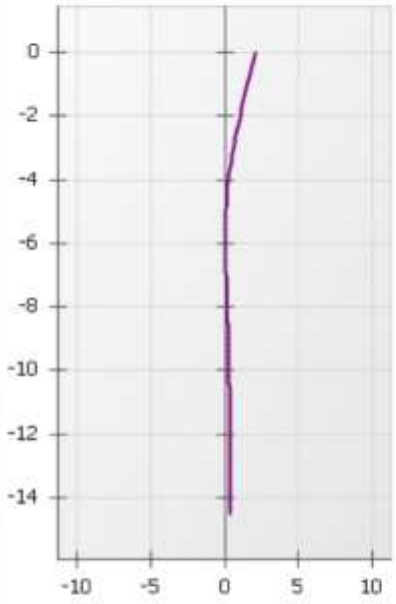
- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = -7,50

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

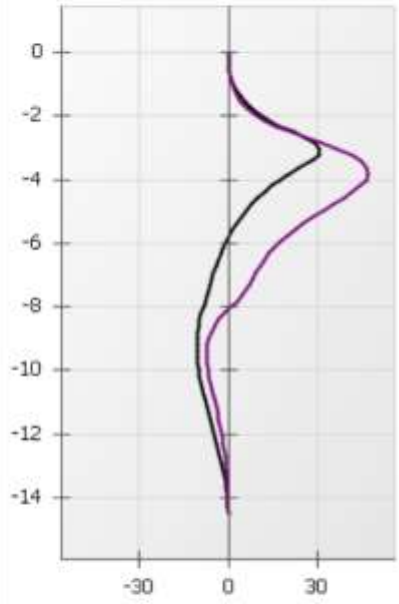
RESULTATS (Phase 1) - L'écran est considéré en console (autostable)

Déplacements [mm]



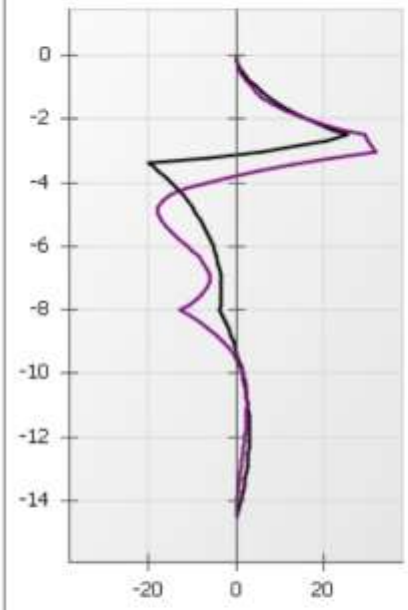
ELS
Dmin = 0,06 - Dmax = 2,07

Moment [kNm/m]



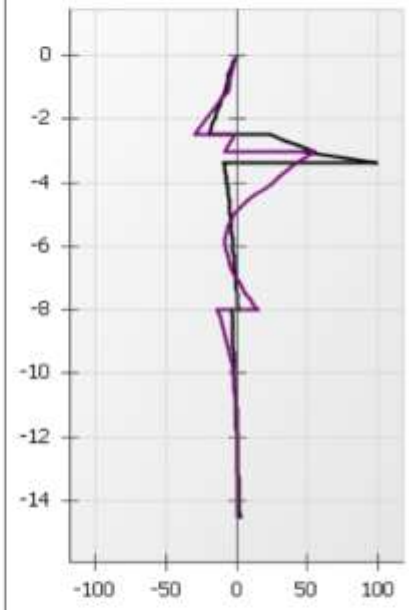
ELS
M.k min = -7,23 - M.k max = 47,33
ELU
M.d min = -10,65 - M.d max = 30,66

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -17,72 - V.k max = 31,96
ELU
V.d min = -19,87 - V.d max = 25,58

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
Pd.k min = -30,17 - Pd.k max = 55,32
ELU
Pd.d min = -19,93 - Pd.d max = 99,59

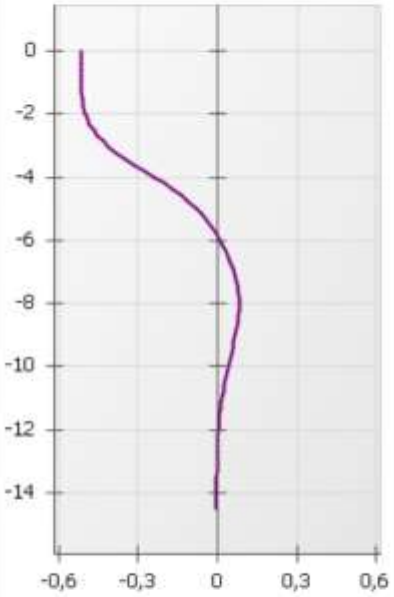
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

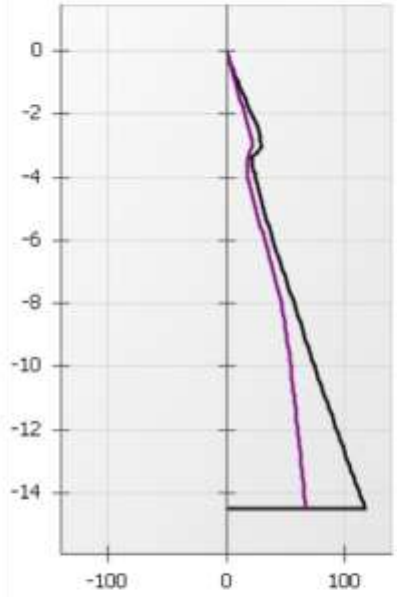
RESULTATS (Phase 1) - L'écran est considéré en console (autostable)

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -0,51901 - Rmax = 0,08187

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 67,68
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 118,19

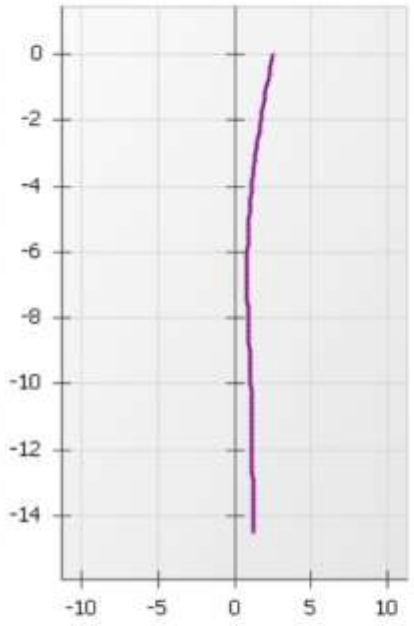
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

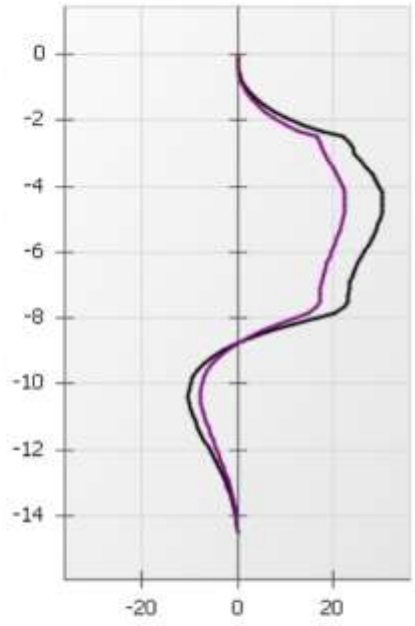
RESULTATS (Phase 2) - L'écran est considéré ancré

Déplacements [mm]



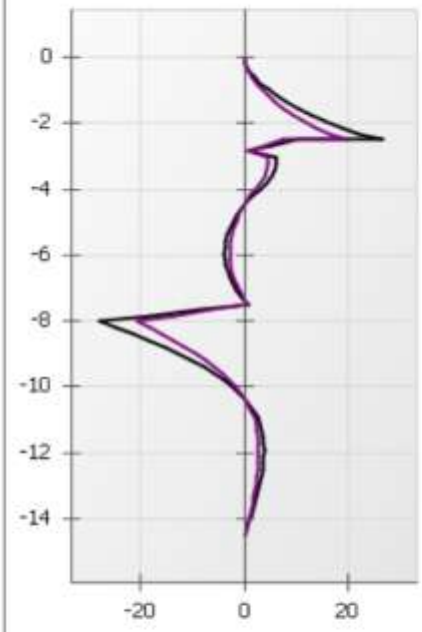
ELS
Dmin = 0,83 - Dmax = 2,48

Moment [kNm/m]



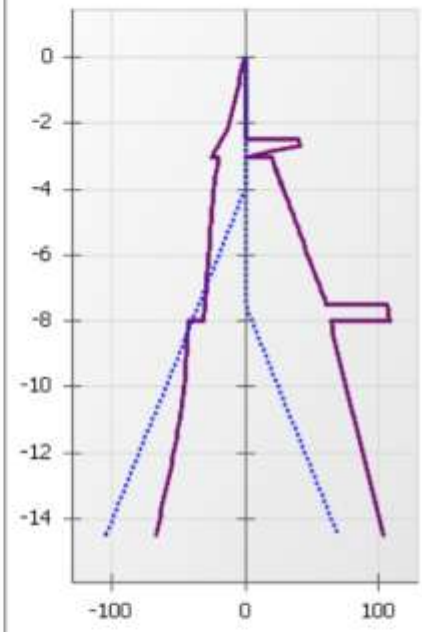
ELS
M.k min = -7,67 - M.k max = 22,61
ELU
M.d min = -10,36 - M.d max = 30,49

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -20,63 - V.k max = 19,71
ELU
V.d min = -27,84 - V.d max = 26,64

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
P.k min = -67,52 - P.k max = 109,42
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00
ELU
P.k min = -67,52 - P.k max = 109,43
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

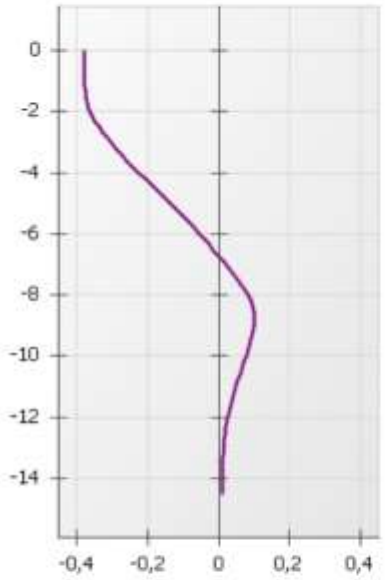
Légende des graphiques : -- Valeurs ELS -- Valeurs ELU -- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

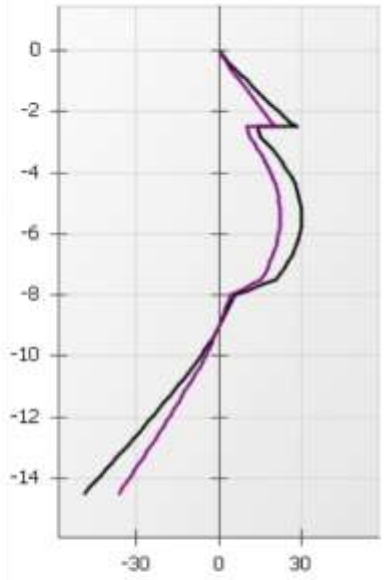
RESULTATS (Phase 2) - L'écran est considéré ancré

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -0,38108 - Rmax = 0,10055

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = -35,88 - N.k max = 22,05
ELU
N.d min = -48,36 - N.d max = 29,84

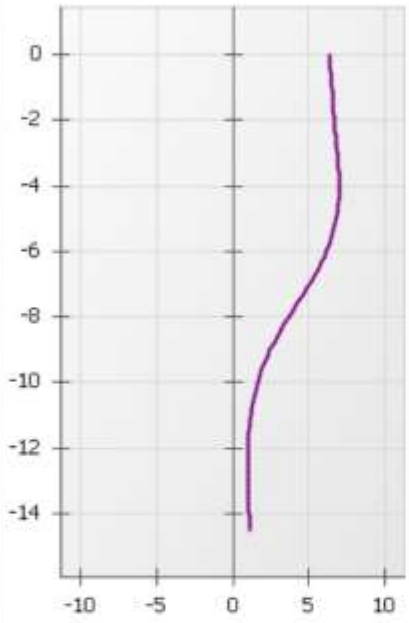
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

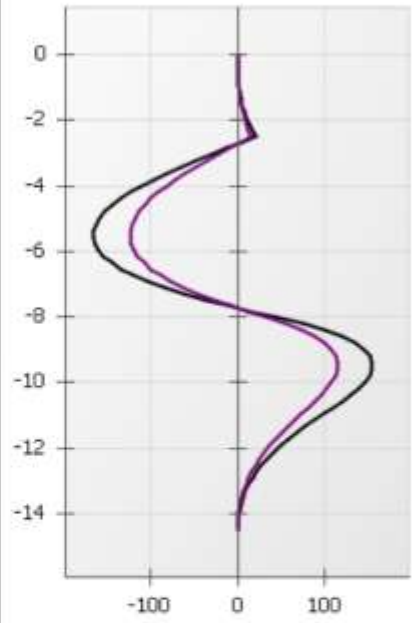
RESULTATS (Phase 3) - L'écran est considéré ancré

Déplacements [mm]



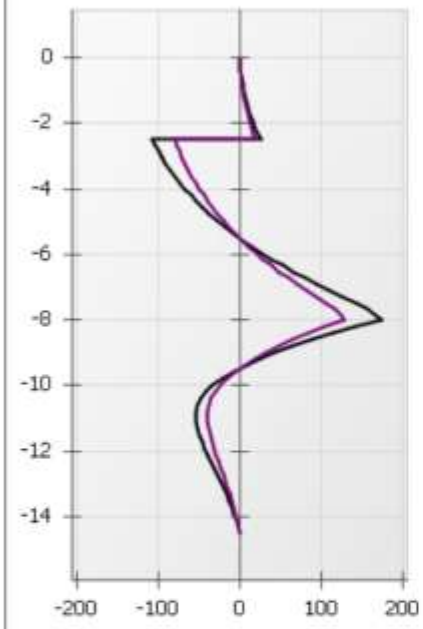
ELS
Dmin = 1,02 - Dmax = 7,02

Moment [kNm/m]



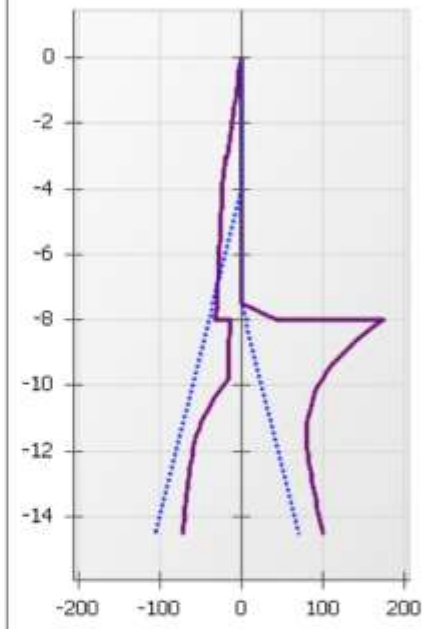
ELS
M.k min = -123,55 - M.k max = 115,16
ELU
M.d min = -166,79 - M.d max = 155,46

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -79,70 - V.k max = 127,99
ELU
V.d min = -107,59 - V.d max = 172,79

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
P.k min = -71,95 - P.k max = 172,61
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00
ELU
P.k min = -71,95 - P.k max = 172,61
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

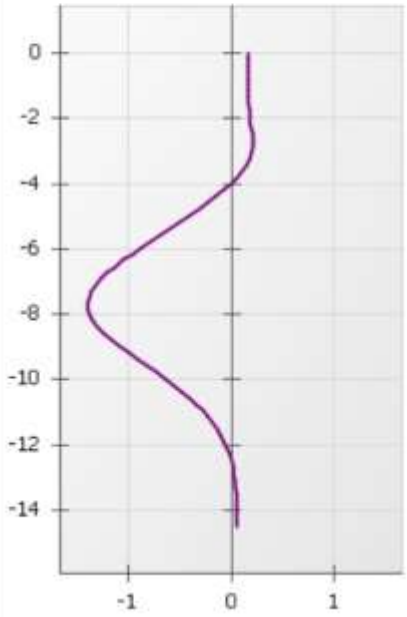
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

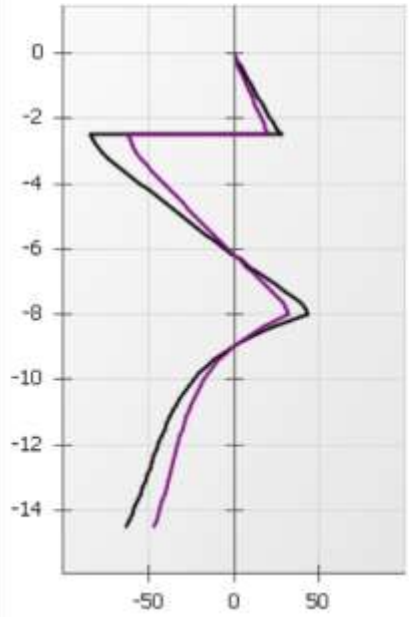
RESULTATS (Phase 3) - L'écran est considéré ancré

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -1,39301 - Rmax = 0,21268

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = -62,08 - N.k max = 31,62
ELU
N.d min = -83,81 - N.d max = 42,68

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

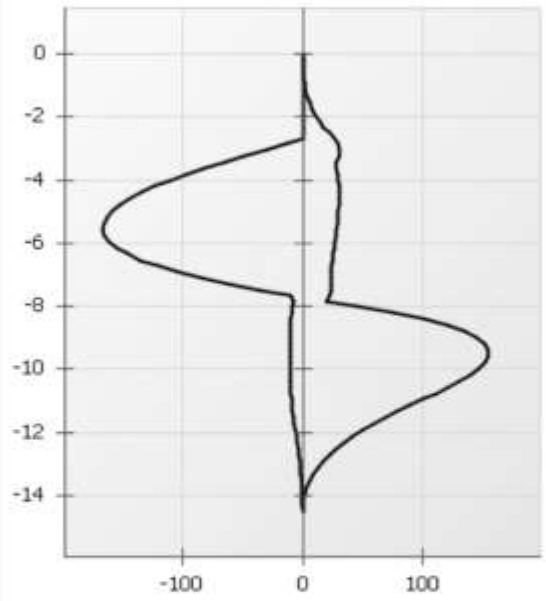
Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Type Vérif.	M,d max kNm/m	V,d max kN/m	Buton 1 kN/m	Vérif. Def. Butée	Vérif. Equ. Vert. kN/m	Vérif. Kranz
1	MEL	30,66	25,58	-	OK	118,19	-
2	MISS	30,49	-27,84	21,65	OK	-48,36	OK
3	MISS	-166,79	172,79	173,85	OK	-62,67	OK
Extrema	-	-166,79	172,79	173,85	-	-	-

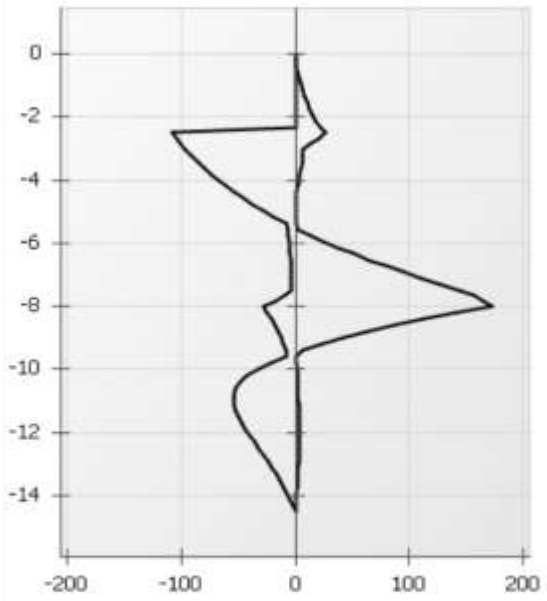
RESULTATS (Enveloppe phases 1 à 3)

Moment [kNm/m]



Min = -166,79 - Max = 155,46

Effort Tranchant [kN/m]



Min = -107,59 - Max = 172,79

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMS RN

Vérifications

COEFFICIENTS PARTIELS - Approche 2 (EC7 - NF P94-282)

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,35
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,35
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,35

Actions

Surcharges appliquée sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,11	1,11
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,35
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,11	1,50

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yφ')	1,00	1,00
Cohesion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb;D)	1,40	1,40
Butée limite - phase transitoire (Ypb;T)	1,10	1,10
Résistance des appuis (Yanc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,10	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,35

Méthode de référence pour le recalcul de ka/kp : Kérisel

RESULTATS DES VERIFICATIONS

PHASE 1 - Transitoire

L'écran est considéré en console (autostable).

La méthode D a été utilisée pour cette phase.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -2,50 m

Point de moment nul : zc = -3,88 m

Côte du pied de l'écran : zp = -14,50 m

f0 = z0 - zc = 1,38 m

fb = z0 - zp = 12,00 m

fb / f0 = 8,671 (≥ 1,2)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition : zn = -3,35 m

Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 94,47 kN/m

Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 9344,62 kN/m

Facteur de mobilisation : α = 0,020

Cm,d ≥ Ct,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 137,03 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -18,83 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 118,19 kN/m

Charge verticale ELU de 118,19 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 2 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 795,49 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 1073,92 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 2940,47 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 2673,16 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 137,02 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -171,47 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = -13,92 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = -48,36 kN/m

Vérifications

Attention, écran travaillant en arrachement, résultante verticale de 48,36 kN/m vers le haut.

PHASE 3 - Durable

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 655,24 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 884,57 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 2447,54 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 1748,24 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 137,02 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -87,94 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = -111,75 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = -62,67 kN/m

Attention, écran travaillant en arrachement, résultante verticale de 62,67 kN/m vers le haut.

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m³	**Niveau phréatique :**	-4,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m³	**Nombre d'itérations par phase de calcul :**	100
Pas de calcul :	0,20 m	**Prise en compte moments 2 ordre :**	non
Définition du projet :	Cotes		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	dc [kN/m²/m]	k0	kay	kpy	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m³/m]	dkh [kN/m³/m/m]	δa/φ	δp/φ	kay,min	P,max [kN/m/m]
AL	0,00	20,50	10,50	29,00	10,00	0,000	0,515	0,326	3,759	0,515	0,515	1,230	4,825	15711	0	0,330	-0,330	0,100	10000,00
SD	-3,00	21,00	11,00	36,00	0,00	0,000	0,412	0,217	8,038	0,412	0,412	0,000	0,000	101170	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00
MC	-8,00	22,00	12,00	26,00	38,00	0,000	0,562	0,335	3,837	0,562	0,562	1,357	5,371	43175	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z,base [m]	EI [kNm²/m]	W [kN/m/m]
1	-14,50	29271	0,83

Cote de la tête de l'écran : z0 = 0,00 m

DONNEES

BUTON	Phase	za [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]
1	2	-2,50	11205	0,00	40,00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Phase	z [m]	x [m]	L [m]	q [kN/m/m]
1	0	0,00	0,20	3,00	5,00
2	0	0,00	3,20	12,00	10,00

ASSISTANTS

Assistant K0 :

Action	Nom Couche	φ [°]	β [°]	Roc	K0
Sol initial	AL	29,00	0,00	1,000	0,515
Sol initial	SD	36,00	0,00	1,000	0,412
Sol initial	MC	26,00	0,00	1,000	0,562

Assistant Kerisel & Absi, milieu pesant :

Action	Nom Couche	Coefficient	λ [°]	φ [°]	δ/φ	β/φ	Valeur
Sol initial	AL	kay	0,00	29,00	0,330	0,000	0,326
Sol initial	AL	kpy	0,00	29,00	-0,330	0,000	3,759
Sol initial	SD	kay	0,00	36,00	0,667	0,000	0,217
Sol initial	SD	kpy	0,00	36,00	-0,667	0,000	8,038
Sol initial	MC	kay	0,00	26,00	0,667	0,000	0,335
Sol initial	MC	kpy	0,00	26,00	-0,667	0,000	3,837

Assistant kac/kpc :

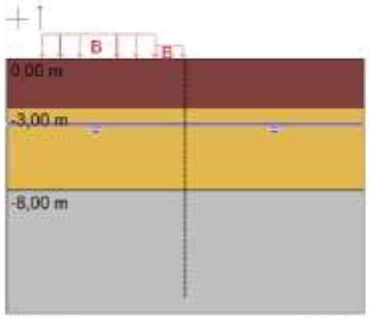
Action	Nom Couche	Coefficient	φ [°]	δ/φ	Valeur
Sol initial	AL	kac	29,00	0,330	1,230
Sol initial	AL	kpc	29,00	-0,330	4,825
Sol initial	MC	kac	26,00	0,667	1,357
Sol initial	MC	kpc	26,00	-0,667	5,371

Assistant paroi composite, Profilé Métallique :

Action	Profilé	[1],E [kN/m²]	[1],eh [m]	[1],d [mm]	[1],e [mm]	[1],I [cm⁴]	[2],E [kN/m²]	[2],e [mm]	EI [kNm²/m]
Ecran initial	HE 340 B	2,1E+008	1,00	-	-	11260	2E+007	150,00	29271

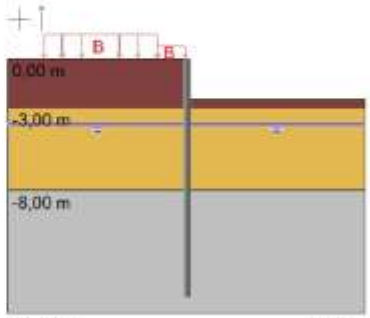
SYNTHESE PHASAGE

Phase initiale



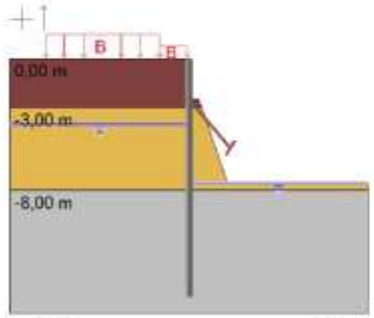
- Surcharge de Boussinesq (côté gauche) : n°1
  - z [m] = 0,00
  - x [m] = 0,20
  - αe = 1,000
  - L [m] = 3,00
  - q [kN/m/m] = 5,00
- Surcharge de Boussinesq (côté gauche) : n°2
  - z [m] = 0,00
  - x [m] = 3,20
  - αe = 1,000
  - L [m] = 12,00
  - q [kN/m/m] = 10,00

Phase 1 : Phase transitoire



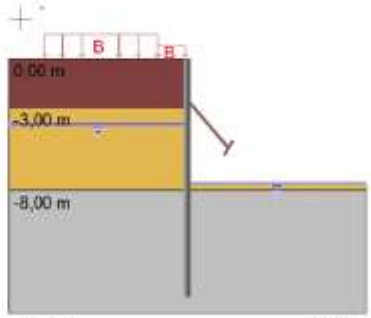
- Excavation (côté droit) :
  - zh [m] = -2,50

Phase 2 : Phase transitoire



- Excavation (côté droit) :
  - zh [m] = -7,50
  - Mise en place d'une risberme
  - zt [m] = -2,50 a [m] = 1,00
  - zh [m] = -7,50 b [m] = 4,00
  - αe = 1,000
- Action hydraulique : (droite)
  - zw [m] = -7,50
- Mise en place du buton (côté droit) : n°1
  - za [m] = -2,50
  - K [kN/m/m] = 11205
  - α [°] = 40,00
  - P [kN/m] = 0,00

Phase 3 : Phase durable



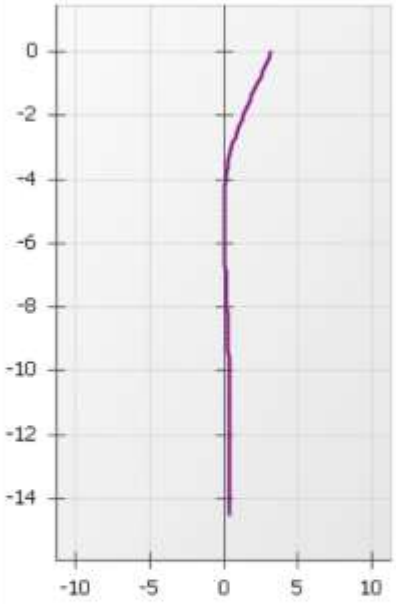
- Excavation (côté droit) :
  - zh [m] = -7,50

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

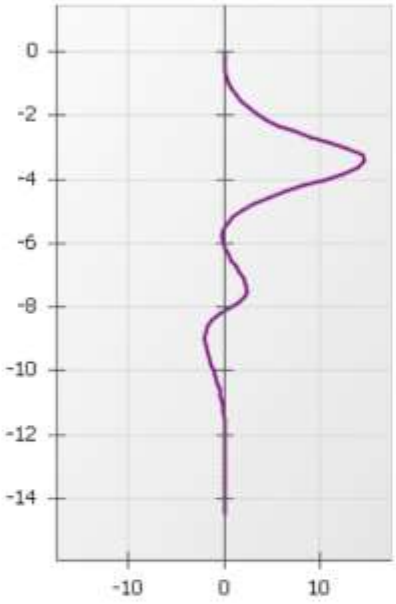
RESULTATS (Phase 1)

Déplacements [mm]



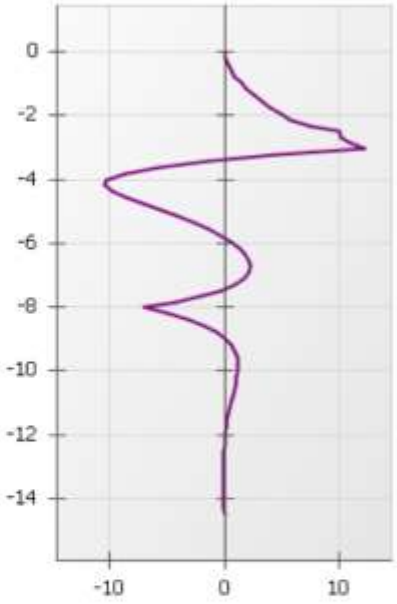
Dmin = 0,06 - Dmax = 3,22

Moment [kNm/m]



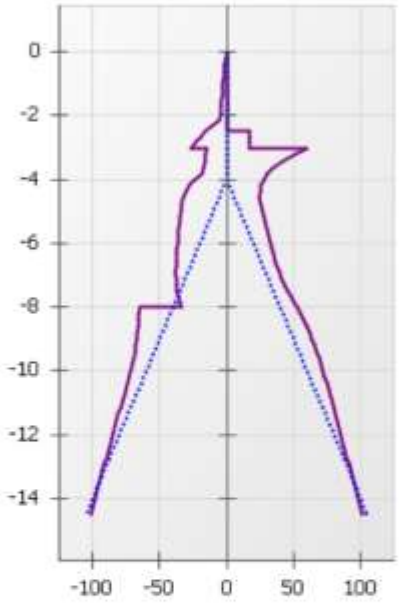
M.k min = -2,01 - M.k max = 14,55

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -10,52 - V.k max = 12,29

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -101,66 - P.k max = 101,59
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 105,00

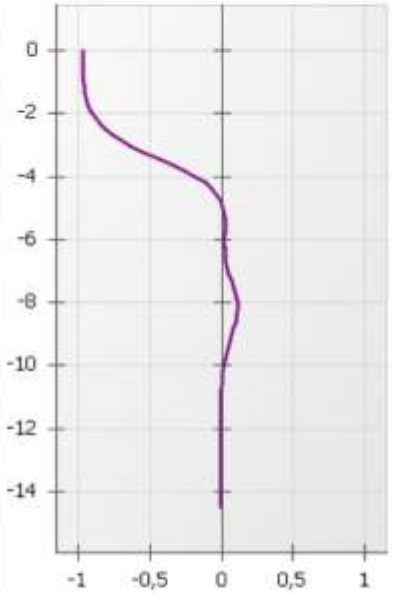
Légende des graphiques : — Valeurs ELS — Valeurs ELU — Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

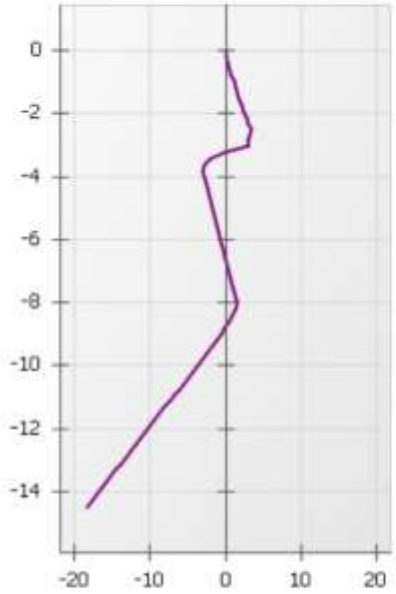
RESULTATS (Phase 1)

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -0,96499 - Rmax = 0,11454

Effort Normal [kN/m]



N.k min = -18,29 - N.k max = 3,32

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

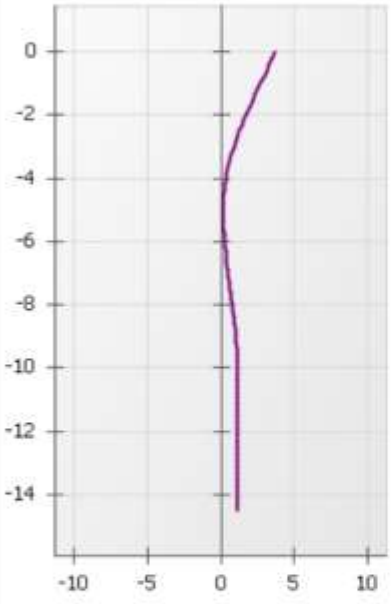
K-Réa v4 v.4.0.20

AFFAIRE 1

ECRAN 1

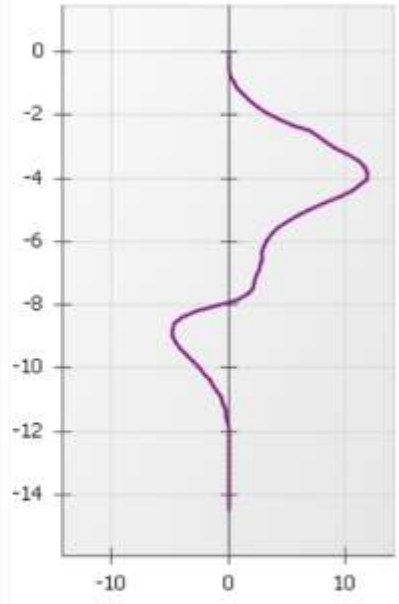
RESULTATS (Phase 2)

Déplacements [mm]



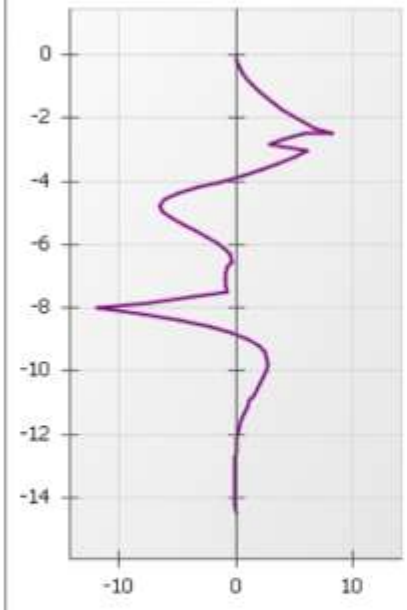
Dmin = 0,18 - Dmax = 3,71

Moment [kNm/m]



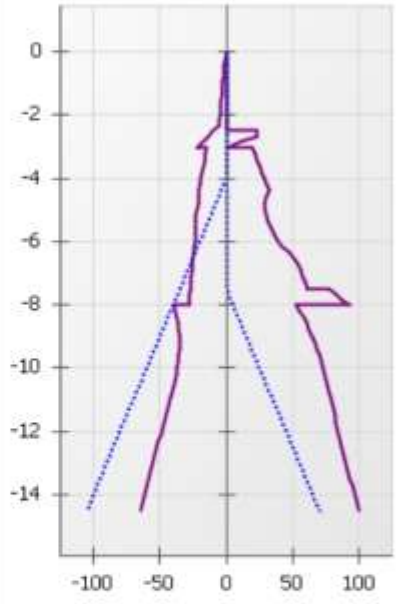
M.k min = -4,86 - M.k max = 11,97

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -11,86 - V.k max = 8,24

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -64,94 - P.k max = 99,91
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

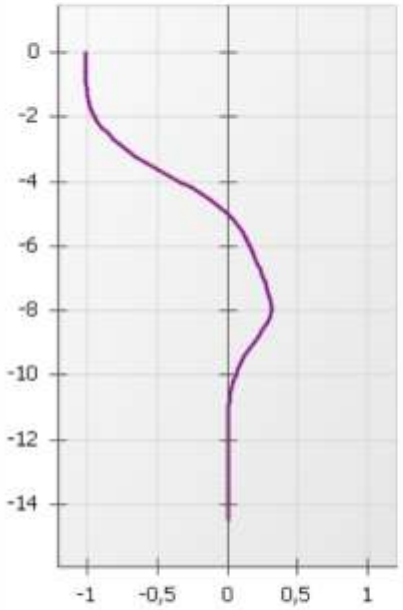
Légende des graphiques : — Valeurs ELS — Valeurs ELU — Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Phase 2)

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -1,01150 - Rmax = 0,31415

Effort Normal [kN/m]



N.k min = -113,24 - N.k max = 3,40

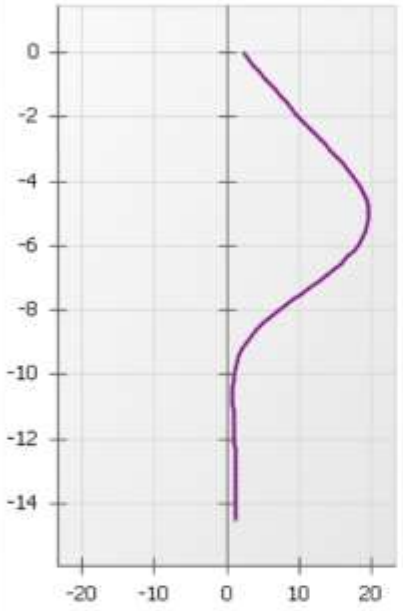
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMS RN

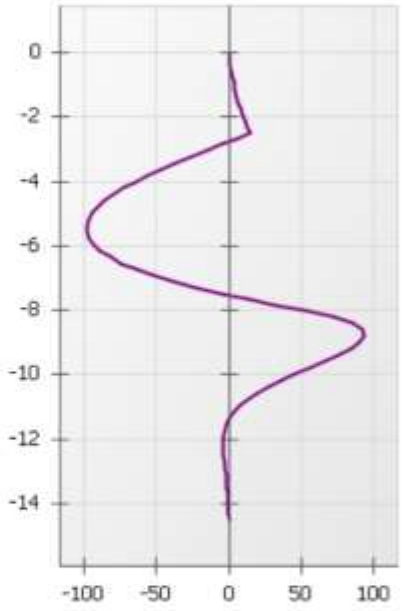
RESULTATS (Phase 3)

Déplacements [mm]



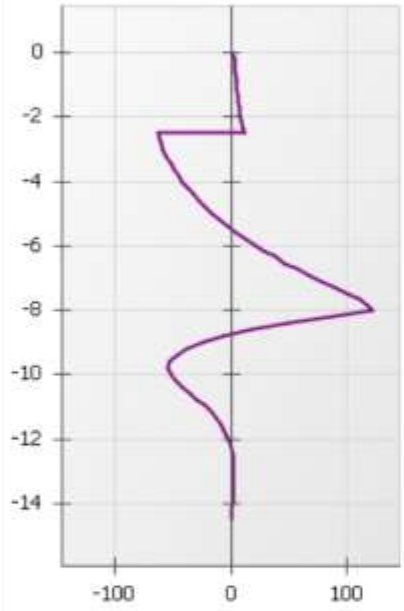
Dmin = 0,82 - Dmax = 19,51

Moment [kNm/m]



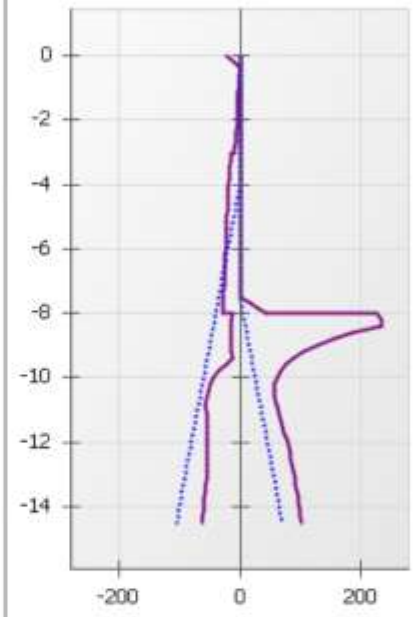
M.k min = -98,44 - M.k max = 93,82

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -62,35 - V.k max = 121,68

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -63,02 - P.k max = 234,27
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

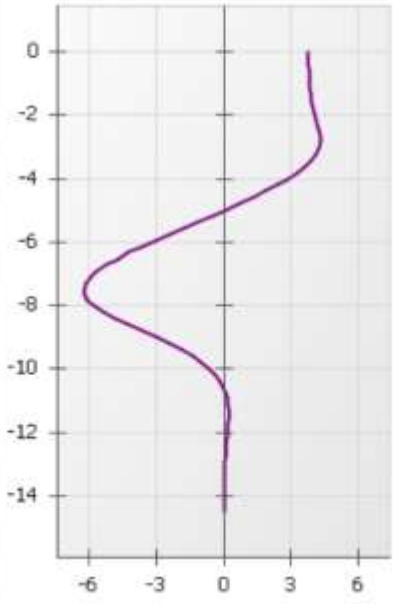
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

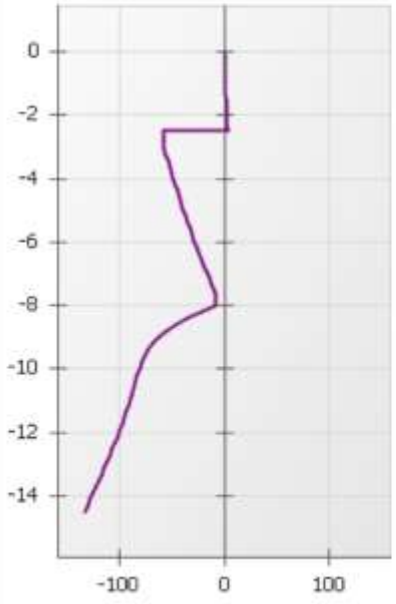
RESULTATS (Phase 3)

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -6,25081 - Rmax = 4,34597

Effort Normal [kN/m]



N.k min = -133,87 - N.k max = 3,23

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

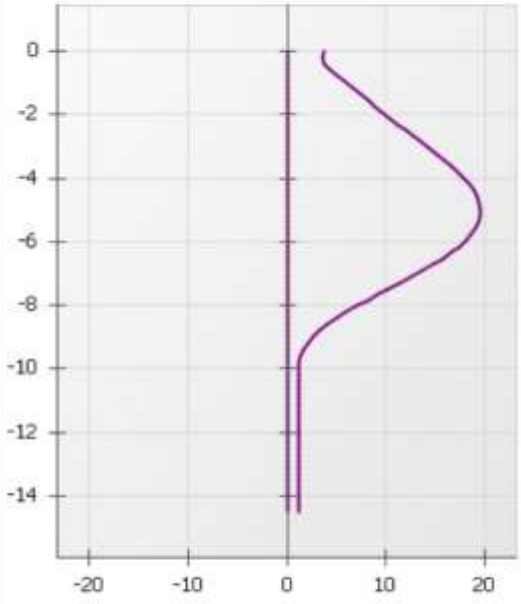
Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Déplac. en tête mm	Déplac. max mm	Moment max kNm/m	Tranch. max kN/m	Rapport butées	Buton 1 kN/m
1	3,22	3,22	14,55	12,29	8,653	-
2	3,71	3,71	11,97	-11,86	4,013	3,21
3	2,23	19,51	-98,44	121,68	3,785	96,09
Extrema	3,71	19,51	-98,44	121,68	3,785	96,09

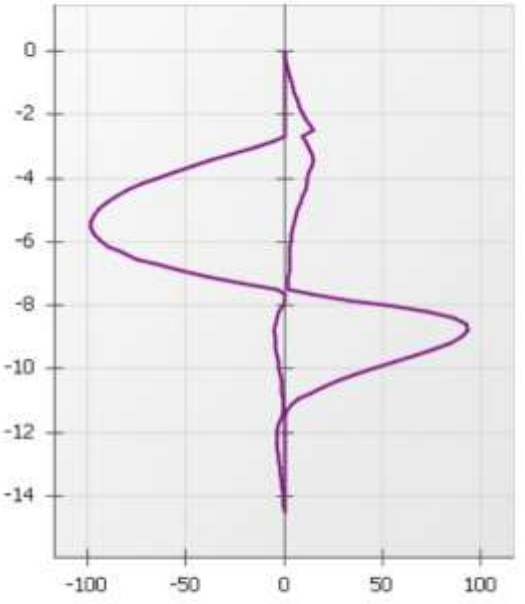
RESULTATS (Enveloppe phases 1 à 3)

Déplacements [mm]



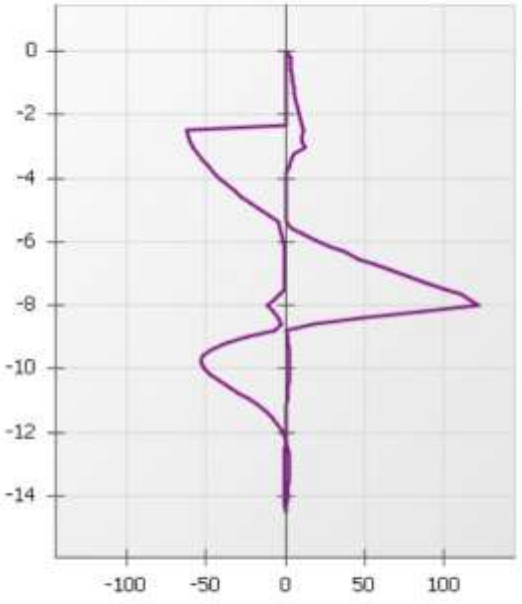
Min = 0,00 - Max = 19,51

Moment [kNm/m]



Min = -98,44 - Max = 93,82

Effort Tranchant [kN/m]



Min = -62,35 - Max = 121,68

Légende des graphiques : —- Valeurs ELS -- Valeurs ELU —- Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMS RN

Vérifications

COEFFICIENTS PARTIELS - Approche 2 (EC7 - NF P94-282)

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,35
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,35
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,35

Actions

Surcharges appliquée sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,11	1,11
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,35
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,11	1,50

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yφ')	1,00	1,00
Cohesion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,40	1,40
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,10	1,10
Résistance des appuis (Yanc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,10	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,35

Méthode de référence pour le recalcul de ka/kp : Kérisel

RESULTATS DES VERIFICATIONS

PHASE 1 - Transitoire

L'écran est considéré en console (autostable).

La méthode D a été utilisée pour cette phase.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -2,50 m

Point de moment nul : zc = -3,88 m

Côte du pied de l'écran : zp = -14,50 m

f0 = z0 - zc = 1,38 m

fb = z0 - zp = 12,00 m

fb / f0 = 8,671 (≥ 1,2)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition : zn = -3,35 m

Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 94,47 kN/m

Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 9344,62 kN/m

Facteur de mobilisation : α = 0,020

Cm,d ≥ Ct,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 137,03 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -18,83 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 118,19 kN/m

Charge verticale ELU de 118,19 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 2 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 793,47 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 1071,18 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 2940,47 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 2673,16 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 137,02 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -169,53 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = -13,68 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = -46,19 kN/m

Vérifications

Attention, écran travaillant en arrachement, résultante verticale de 46,19 kN/m vers le haut.

PHASE 3 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 662,28 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 894,08 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 2447,54 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 2225,04 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 137,02 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -91,74 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = -111,51 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = -66,23 kN/m

Attention, écran travaillant en arrachement, résultante verticale de 66,23 kN/m vers le haut.

Annexe 3 : Détail de calcul du défaut de butée pour la solution retenue (situation sismique) écran 1 et 4

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m³	**Niveau phréatique :**	-4,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m³	**Nombre d'itérations par phase de calcul :**	100
Pas de calcul :	0,20 m	**Prise en compte moments 2 ordre :**	non
Définition du projet :	Colas		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	dc [kN/m²/m]	k0	kαγ	kpγ	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m³/m]	dkh [kN/m³/m/m]	δa/φ	δp/φ	kαγ,min	P,max [kN/m/m]
AL	0,00	20,50	10,50	0,01	85,00	0,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	2,280	2,281	15711	0	0,330	-0,330	0,100	10000,00
SO	-3,00	21,00	11,00	36,00	0,00	0,000	0,412	0,217	8,038	0,412	0,412	0,000	0,000	101170	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00
MC	-8,00	22,00	12,00	0,01	270,00	0,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	2,475	2,476	43175	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00

Valeurs de calcul des paramètres de la loi de comportement

Couche	Comportement	MISS							MEL						
		φ,d [°]	c,d [kN/m²]	dc,d [kN/m²/m]	kαγ,d	kpγ,d	kac,d	kpc,d	φ,d [°]	c,d [kN/m²]	dc,d [kN/m²/m]	kαγ,d	kpγ,d	kac,d	kpc,d
AL	Non drainé	0,01	85,00	0,000	1,000	1,000	2,280	2,281	0,01	85,00	0,000	1,000	1,000	2,280	2,281
SO	Drainé	36,00	0,00	0,000	0,217	8,038	0,000	0,000	36,00	0,00	0,000	0,217	8,038	0,000	0,000
MC	Non drainé	0,01	270,00	0,000	1,000	1,000	2,475	2,476	0,01	270,00	0,000	1,000	1,000	2,475	2,476

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z,base [m]	EI [kN/m²/m]	W [kN/m/m]
1	-14,50	254469	7,00

Cote de la tête de l'écran : z0 = 0,00 m

DONNEES

BUTON	Phase	zs [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]
1	2	-2,50	28012	0,00	40,00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Phase	z [m]	x [m]	L [m]	q [kN/m/m]
1	0	0,00	0,60	15,00	40,00

ASSISTANTS

Assistant K0 :

Action	Nom Couche	φ [°]	β [°]	Roc	K0
Sol initial	AL	0,01	0,00	1,000	1,000
Sol initial	SD	36,00	0,00	1,000	0,412
Sol initial	MC	0,01	0,00	1,000	1,000

Assistant Kerisel & Absi, milieu pesant :

Action	Nom Couche	Coefficient	λ [°]	φ [°]	δ/φ	β/φ	Valeur
Sol initial	AL	kαγ	0,00	0,01	0,330	0,000	1,000
Sol initial	AL	kpγ	0,00	0,01	-0,330	0,000	1,000
Sol initial	SD	kαγ	0,00	36,00	0,667	0,000	0,217
Sol initial	SD	kpγ	0,00	36,00	-0,667	0,000	8,038
Sol initial	MC	kαγ	0,00	0,01	0,667	0,000	1,000
Sol initial	MC	kpγ	0,00	0,01	-0,667	0,000	1,000

Assistant kac/kpc :

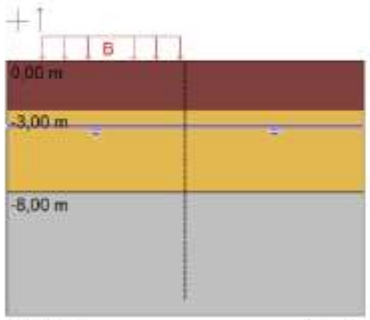
Action	Nom Couche	Coefficient	φ [°]	δ/φ	Valeur
Sol initial	AL	kac	0,01	0,330	2,280
Sol initial	AL	kpc	0,01	-0,330	2,281
Sol initial	MC	kac	0,01	0,667	2,475
Sol initial	MC	kpc	0,01	-0,667	2,476

Assistant paroi composite, Pieux circulaire :

Action	[1],E [kN/m²]	[1],eh [m]	[1],d [mm]	[2],E [kN/m²]	[2],e [mm]	EI [kNm²/m]
Ecran initial	2E+007	0,50	600,00	0	0,00	254469

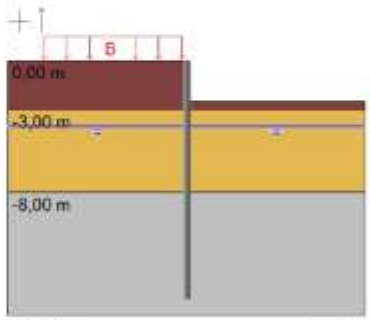
SYNTHESE PHASAGE

Phase initiale



- Surcharge de Boussinesq (côté gauche) : n°1
  z [m] = 0,00
  x [m] = 0,60
  αe = 1,000
  L [m] = 15,00
  q [kN/m/m] = 40,00

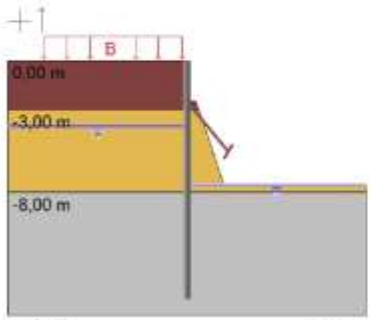
Phase 1 : Phase transitoire



- Options MEL :
Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
Méthode de calcul automatique.
Sélection automatique du coté de la butée
Correction automatique de l'inclinaison de contre butée.

- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = -2,50

Phase 2 : Phase transitoire



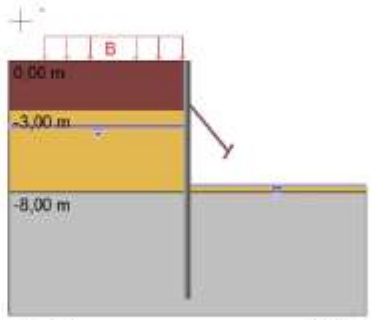
- Options ELU (MISS) :
Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = -7,50
  Mise en place d'une risberme :
  zt [m] = -2,50 a [m] = 1,00
  zh [m] = -7,50 b [m] = 4,00
  αe = 1,000

- Action hydraulique : (droite)
  zw [m] = -7,50

- Mise en place du buton (côté droit) : n°1
  za [m] = -2,50
  K [kN/m/m] = 28012
  α [°] = 40,00
  P [kN/m] = 0,00

Phase 3 : Phase durable



- Options ELU (MISS) :
Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

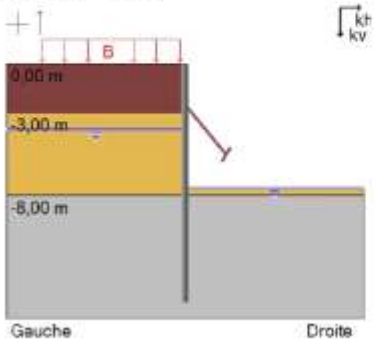
- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = -7,50

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

SYNTHESE PHASAGE

Phase 4 : Phase transitoire



- Seisme :
kv = 0,16 kh = 0,31 XP = 1,00
  AL
    γ [kN/m³] = 20,50
    γd [kN/m³] = 17,00
    Cp Hyd Gauche : Ferme
    Cp Hyd Droite : Ferme
  SD
    γ [kN/m³] = 21,00
    γd [kN/m³] = 21,00
    Cp Hyd Gauche : Ferme
    Cp Hyd Droite : Ferme
  MC
    γ [kN/m³] = 22,00
    γd [kN/m³] = 16,00
    Cp Hyd Gauche : Ferme
    Cp Hyd Droite : Ferme

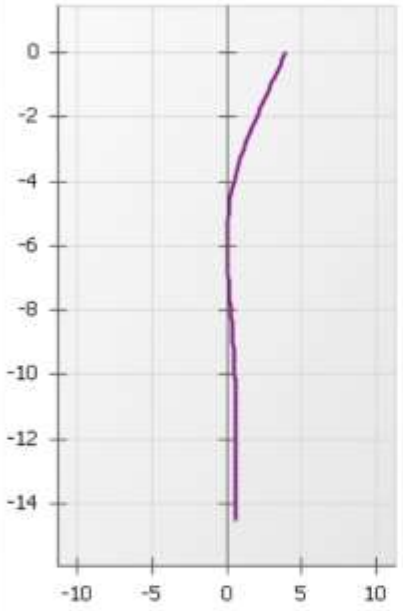
- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

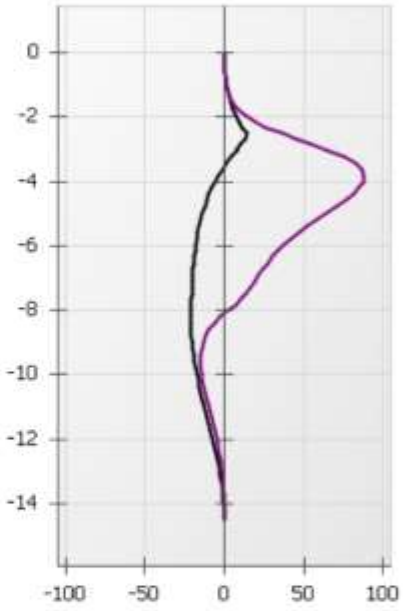
RESULTATS (Phase 1) - L'écran est considéré en console (autostable)

Déplacements [mm]



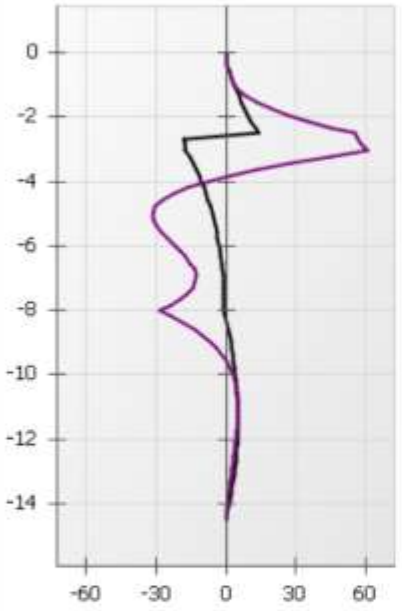
ELS
Dmin = 0,03 - Dmax = 3,93

Moment [kNm/m]



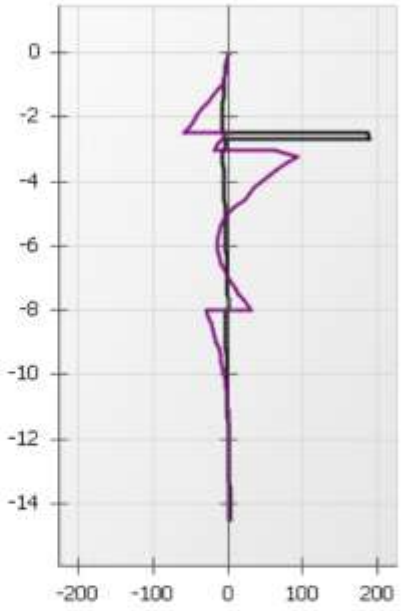
ELS
M.k min = -15,16 - M.k max = 87,87
ELU
M.d min = -21,15 - M.d max = 13,77

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -31,21 - V.k max = 60,45
ELU
V.d min = -18,09 - V.d max = 13,87

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
Pd.k min = -59,19 - Pd.k max = 93,52
ELU
Pd.d min = -8,30 - Pd.d max = 188,78

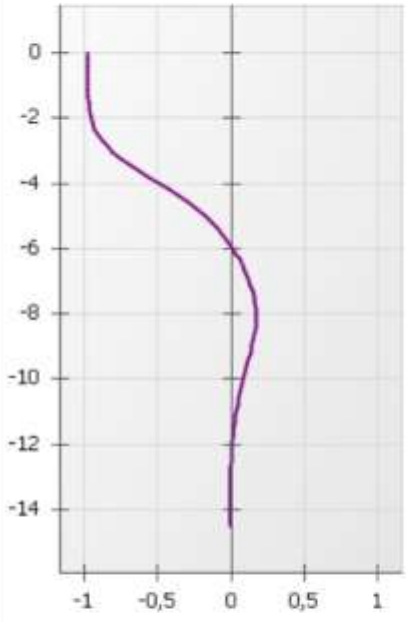
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

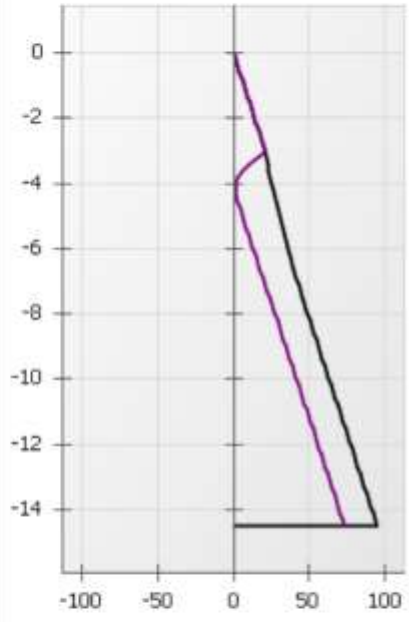
RESULTATS (Phase 1) - L'écran est considéré en console (autostable)

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -0,97667 - Rmax = 0,17126

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = 0,00 - N.k max = 72,90
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 94,33

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

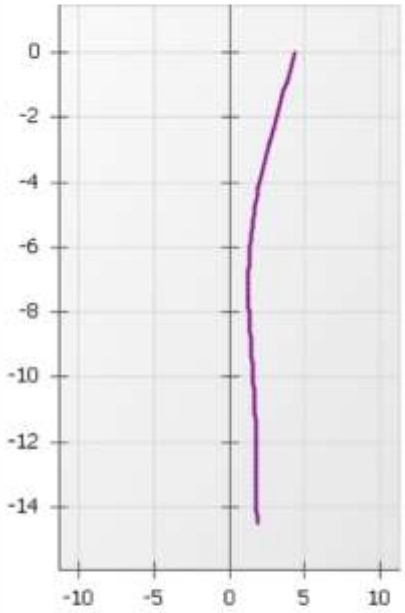
K-Réa v4 v.4.0.20

AFFAIRE 1

ECRAN 1

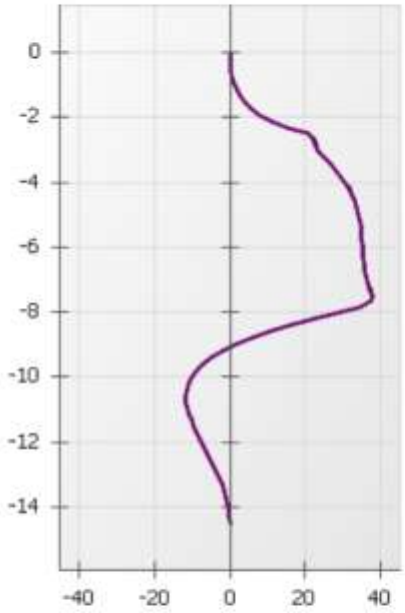
RESULTATS (Phase 2) - L'écran est considéré ancré

Déplacements [mm]



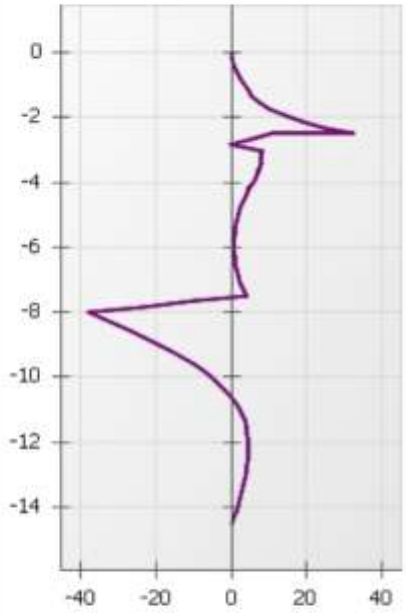
ELS
Dmin = 1,26 - Dmax = 4,39

Moment [kNm/m]



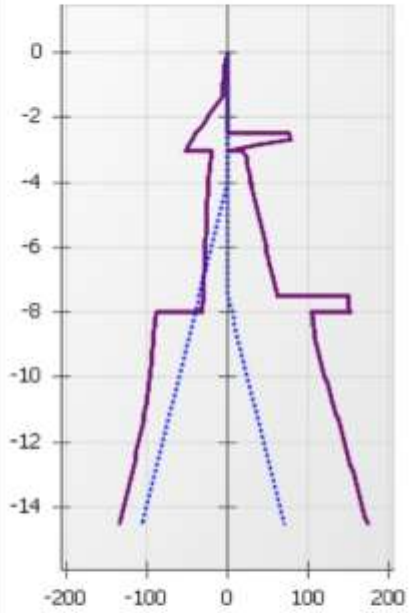
ELS
M.k min = -11,72 - M.k max = 37,93
ELU
M.d min = -11,72 - M.d max = 37,92

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -37,88 - V.k max = 32,06
ELU
V.d min = -37,88 - V.d max = 32,08

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
P.k min = -133,65 - P.k max = 172,25
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00
ELU
P.k min = -133,65 - P.k max = 172,25
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

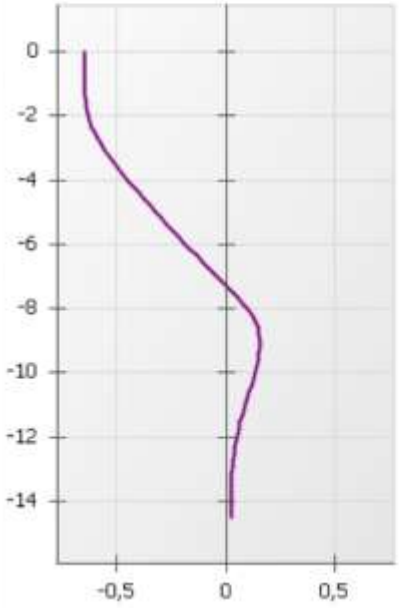
Légende des graphiques : — Valeurs ELS — Valeurs ELU — Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

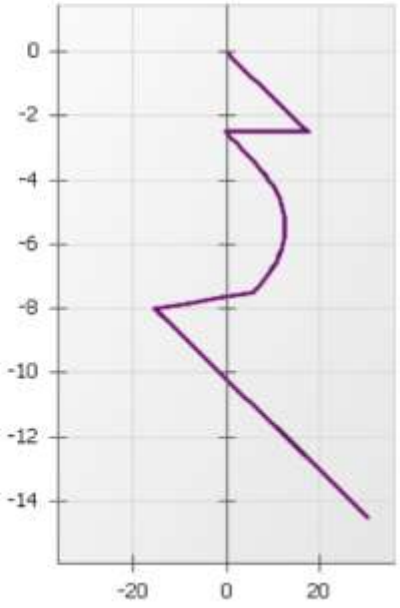
RESULTATS (Phase 2) - L'écran est considéré ancré

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -0,64420 - Rmax = 0,15488

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = -15,33 - N.k max = 30,11
ELU
N.d min = -15,27 - N.d max = 30,18

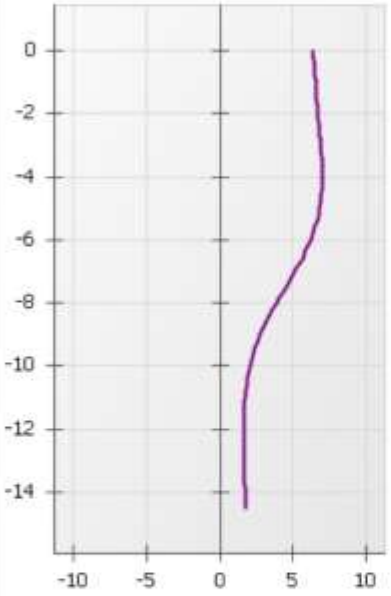
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS -- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

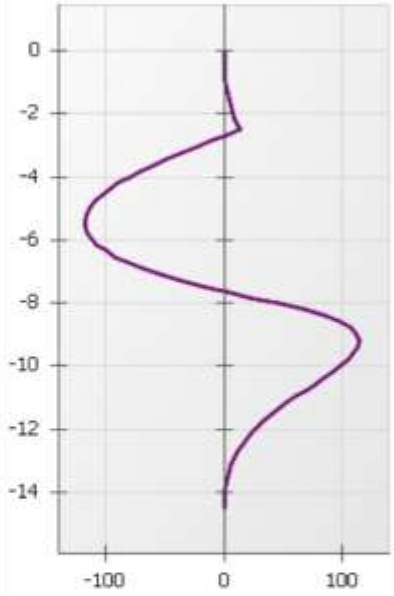
RESULTATS (Phase 3) - L'écran est considéré ancré

Déplacements [mm]



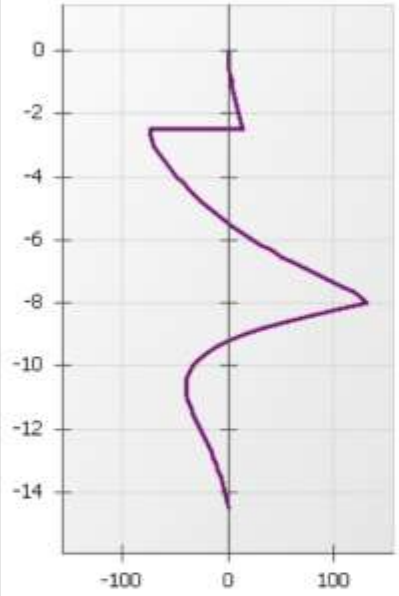
ELS
Dmin = 1,64 - Dmax = 7,04

Moment [kNm/m]



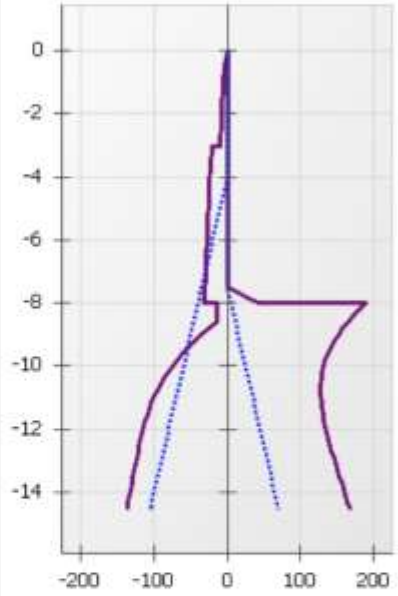
ELS
M.k min = -117,76 - M.k max = 114,27
ELU
M.d min = -117,76 - M.d max = 114,27

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -73,53 - V.k max = 130,43
ELU
V.d min = -73,53 - V.d max = 130,43

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
P.k min = -136,83 - P.k max = 190,18
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00
ELU
P.k min = -136,83 - P.k max = 190,18
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

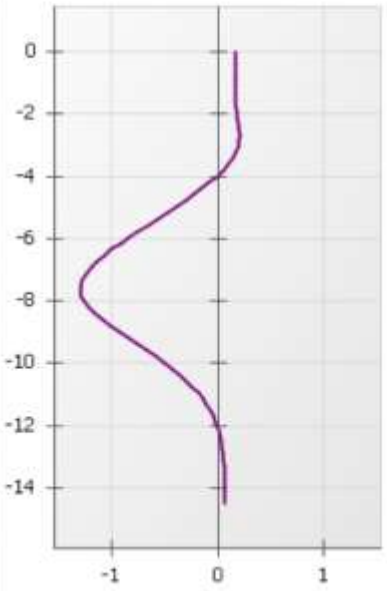
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Phase 3) - L'écran est considéré ancré

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -1,30330 - Rmax = 0,20738

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = -55,84 - N.k max = 81,93
ELU
N.d min = -55,84 - N.d max = 81,93

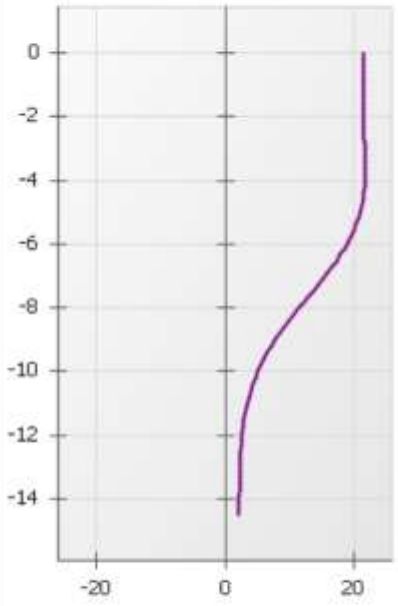
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

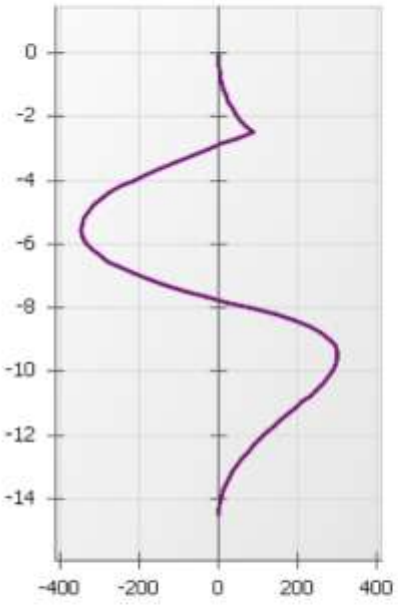
RESULTATS (Phase 4) - L'écran est considéré ancré

Déplacements [mm]



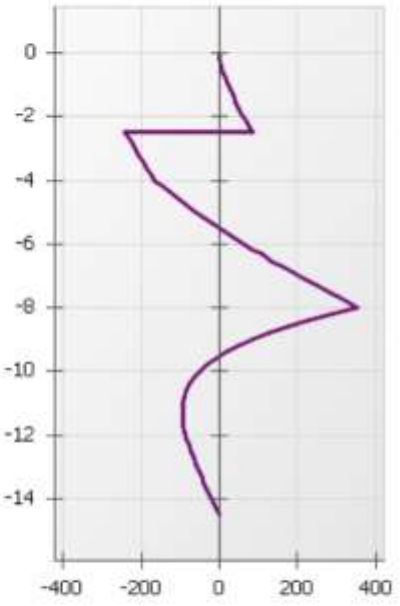
ELS
Dmin = 2,14 - Dmax = 21,65

Moment [kNm/m]



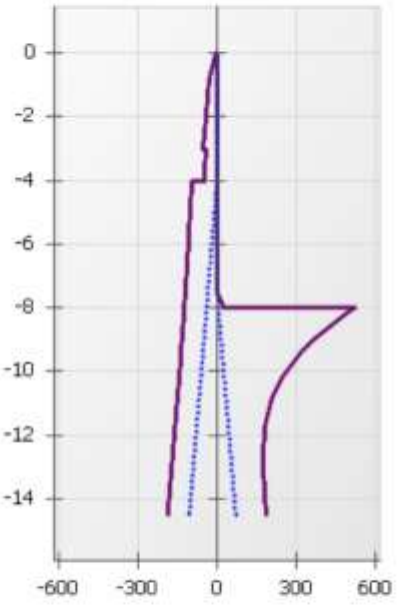
ELS
M.k min = -347,12 - M.k max = 302,19
ELU
M.d min = -347,12 - M.d max = 302,19

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -241,30 - V.k max = 353,92
ELU
V.d min = -241,30 - V.d max = 353,92

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
P.k min = -187,00 - P.k max = 517,76
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00
ELU
P.k min = -187,00 - P.k max = 517,76
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

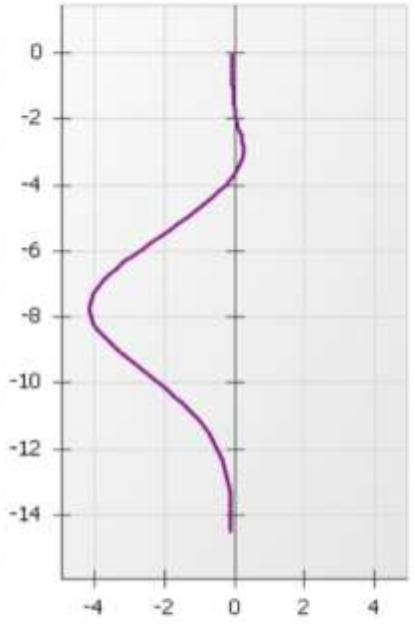
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Phase 4) - L'écran est considéré ancré

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -4,12403 - Rmax = 0,24976

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = -319,95 - N.k max = 20,30
ELU
N.d min = -319,95 - N.d max = 20,30

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU — Eau

terrasol
setec

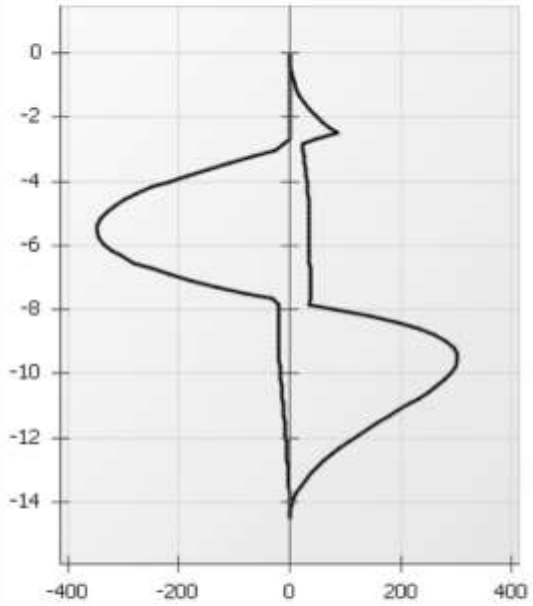
Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Type Vérif.	M,d max kNm/m	V,d max kN/m	Buton 1 kN/m	Vérif. Def. Butée	Vérif. Equ. Vert. kN/m	Vérif. Kranz
1	MEL	-21,15	-18,09	-	OK	94,33	-
2	MISS	37,92	-37,88	27,60	OK	30,18	OK
3	MISS	-117,76	130,43	114,09	OK	81,93	OK
4	MISS	-347,12	353,92	427,55	OK	-267,21	OK
Extrema	-	-347,12	353,92	427,55	-	-	-

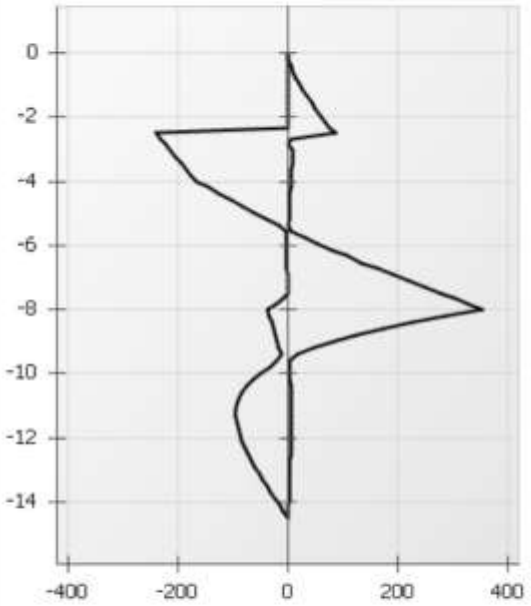
RESULTATS (Enveloppe phases 1 à 4)

Moment [kNm/m]



Min = -347,12 - Max = 302,19

Effort Tranchant [kN/m]



Min = -241,30 - Max = 353,92

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMS RN

Vérifications

COEFFICIENTS PARTIELS - Personnalisés

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,00
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,00
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,00

Actions

Surcharges appliquée sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,00	1,00
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,00
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,00	1,00

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yφ')	1,00	1,00
Cohesion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,00	1,00
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,00	1,00
Résistance des appuis (Yanc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,00	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,00

Méthode de référence pour le recalcul de ka/kp : Kérisel

RESULTATS DES VERIFICATIONS

PHASE 1 - Transitoire

L'écran est considéré en console (autostable).

La méthode D a été utilisée pour cette phase.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -2,50 m

Point de moment nul : zc = -2,96 m

Côte du pied de l'écran : zp = -14,50 m

f0 = z0 - zc = 0,46 m

fb = z0 - zp = 12,00 m

fb / f0 = 25,928 (≥ 1,2)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition : zn = -2,67 m

Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 74,03 kN/m

Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 10410,58 kN/m

Facteur de mobilisation : α = 0,014

Cm,d ≥ Ct,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 101,50 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -7,17 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 94,33 kN/m

Charge verticale ELU de 94,33 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 2 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 1164,18 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 1164,18 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 5057,63 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 5057,63 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 101,50 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -53,58 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = -17,74 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 30,18 kN/m

Vérifications

Charge verticale ELU de 30,18 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 3 - Durable

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :
- Valeur caractéristique : Bt,k = 958,18 kN/m
- Valeur de calcul : Bt,d = 958,18 kN/m

Butée mobilisable :
- Valeur caractéristique : Bm,k = 4645,68 kN/m
- Valeur de calcul : Bm,d = 4645,68 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
Pd = 101,50 kN/m
Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
Pv,d = 53,77 kN/m
Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :
Tv,d = -73,34 kN/m
Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.
Résultante ELU des efforts verticaux :
Rv,d = 81,93 kN/m

Charge verticale ELU de 81,93 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 4 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :
- Valeur caractéristique : Bt,k = 1610,22 kN/m
- Valeur de calcul : Bt,d = 1610,22 kN/m

Butée mobilisable :
- Valeur caractéristique : Bm,k = 4518,82 kN/m
- Valeur de calcul : Bm,d = 4518,82 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
Pd = 117,74 kN/m
Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
Pv,d = -110,12 kN/m
Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :
Tv,d = -274,82 kN/m
Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.
Résultante ELU des efforts verticaux :
Rv,d = -267,21 kN/m

Attention, écran travaillant en arrachement, résultante verticale de 267,21 kN/m vers le haut.

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m³	**Niveau phréatique :**	-4,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m³	**Nombre d'itérations par phase de calcul :**	100
Pas de calcul :	0,20 m	**Prise en compte moments 2 ordre :**	non
Définition du projet :	Cotes		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	dc [kN/m²/m]	k0	kαγ	kpγ	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m³/m]	dkh [kN/m³/m/m]	δa/φ	δp/φ	kαγ,min	P,max [kN/m/m]
AL	0,00	20,50	10,50	0,01	85,00	0,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	2,280	2,281	15711	0	0,330	-0,330	0,100	10000,00
SD	-3,00	21,00	11,00	36,00	0,00	0,000	0,412	0,217	8,038	0,412	0,412	0,000	0,000	101170	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00
MC	-8,00	22,00	12,00	0,01	270,00	0,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	2,475	2,476	43175	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00

Valeurs de calcul des paramètres de la loi de comportement

Couche	Comportement	MISS							MEL						
		φ,d [°]	c,d [kN/m²]	dc,d [kN/m²/m]	kαγ,d	kpγ,d	kac,d	kpc,d	φ,d [°]	c,d [kN/m²]	dc,d [kN/m²/m]	kαγ,d	kpγ,d	kac,d	kpc,d
AL	Non drainé	0,01	85,00	0,000	1,000	1,000	2,280	2,281	0,01	85,00	0,000	1,000	1,000	2,280	2,281
SD	Drainé	36,00	0,00	0,000	0,217	8,038	0,000	0,000	36,00	0,00	0,000	0,217	8,038	0,000	0,000
MC	Non drainé	0,01	270,00	0,000	1,000	1,000	2,475	2,476	0,01	270,00	0,000	1,000	1,000	2,475	2,476

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z,base [m]	EI [kNm²/m]	W [kN/m/m]
1	-14,50	29271	0,83

Cote de la tête de l'écran : z0 = 0,00 m

DONNEES

BUTON	Phase	za [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]
1	2	-2,50	11205	0,00	40,00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Phase	z [m]	x [m]	L [m]	q [kN/m/m]
1	0	0,00	0,20	3,00	5,00
2	0	0,00	3,20	12,00	10,00

ASSISTANTS

Assistant K0 :

Action	Nom Couche	φ [°]	β [°]	Roc	K0
Sol initial	AL	0,01	0,00	1,000	1,000
Sol initial	SD	36,00	0,00	1,000	0,412
Sol initial	MC	0,01	0,00	1,000	1,000

Assistant Kerisel & Absi, milieu pesant :

Action	Nom Couche	Coefficient	λ [°]	φ [°]	δ/φ	β/φ	Valeur
Sol initial	AL	kay	0,00	0,01	0,330	0,000	1,000
Sol initial	AL	kpy	0,00	0,01	-0,330	0,000	1,000
Sol initial	SD	kay	0,00	36,00	0,667	0,000	0,217
Sol initial	SD	kpy	0,00	36,00	-0,667	0,000	8,038
Sol initial	MC	kay	0,00	0,01	0,667	0,000	1,000
Sol initial	MC	kpy	0,00	0,01	-0,667	0,000	1,000

Assistant kac/kpc :

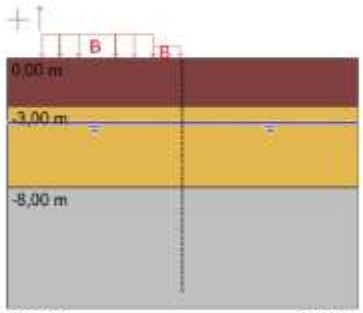
Action	Nom Couche	Coefficient	φ [°]	δ/φ	Valeur
Sol initial	AL	kac	0,01	0,330	2,280
Sol initial	AL	kpc	0,01	-0,330	2,281
Sol initial	MC	kac	0,01	0,667	2,475
Sol initial	MC	kpc	0,01	-0,667	2,476

Assistant paroi composite, Profilé Métallique :

Action	Profilé	[1],E [kN/m²]	[1],eh [m]	[1],d [mm]	[1],e [mm]	[1],I [cm⁴]	[2],E [kN/m²]	[2],e [mm]	EI [kNm²/m]
Ecran initial	HE 240 B	2,1E+008	1,00	-	-	11260	2E+007	150,00	29271

SYNTHESE PHASAGE

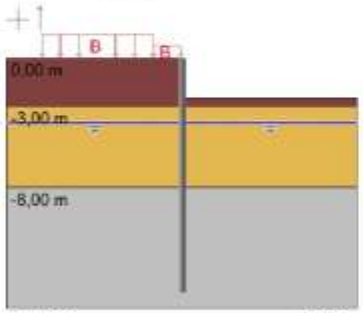
Phase initiale



- Surcharge de Boussinesq (côté gauche) : n°1
  z [m] = 0,00
  x [m] = 0,20
  αe = 1,000
  L [m] = 3,00
  q [kN/m/m] = 5,00

- Surcharge de Boussinesq (côté gauche) : n°2
  z [m] = 0,00
  x [m] = 3,20
  αe = 1,000
  L [m] = 12,00
  q [kN/m/m] = 10,00

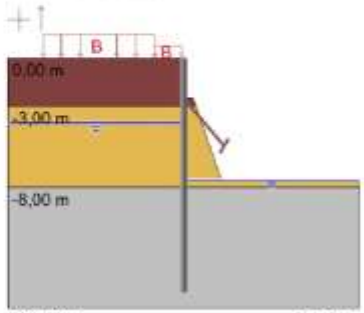
Phase 1 : Phase transitoire



- Options MEL :
Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
Méthode de calcul automatique.
Sélection automatique du coté de la butée
Correction automatique de l'inclinaison de contre butée.

- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = -2,50

Phase 2 : Phase transitoire



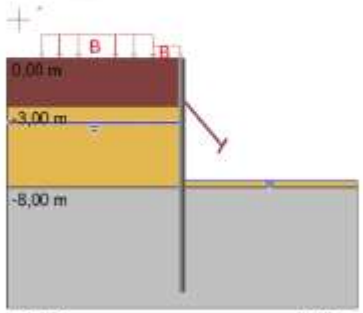
- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant null : automatique

- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = -7,50
  Mise en place d'une risberme
  zt [m] = -2,50 a [m] = 1,00
  zh [m] = -7,50 b [m] = 4,00
  αe = 1,000

- Action hydraulique : (droite)
  zw [m] = -7,50

- Mise en place du buton (côté droit) : n°1
  za [m] = -2,50
  K [kN/m/m] = 11205
  α [°] = 40,00
  P [kN/m] = 0,00

Phase 3 : Phase durable



- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
  Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
  position zD du point d'effort tranchant null : automatique

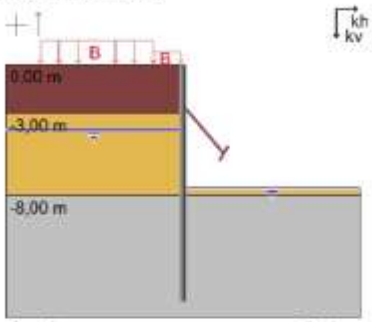
- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = -7,50

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

SYNTHESE PHASAGE

Phase 4 : Phase transitoire



- Séisme :
kv = 0,16 kh = 0,31 XP = 1,00
AL
γ [kN/m³] = 20,50
γd [kN/m³] = 17,00
Cp Hyd Gauche : Ferme
Cp Hyd Droite : Ferme
SD
γ [kN/m³] = 21,00
γd [kN/m³] = 21,00
Cp Hyd Gauche : Ferme
Cp Hyd Droite : Ferme
MC
γ [kN/m³] = 22,00
γd [kN/m³] = 16,00
Cp Hyd Gauche : Ferme
Cp Hyd Droite : Ferme

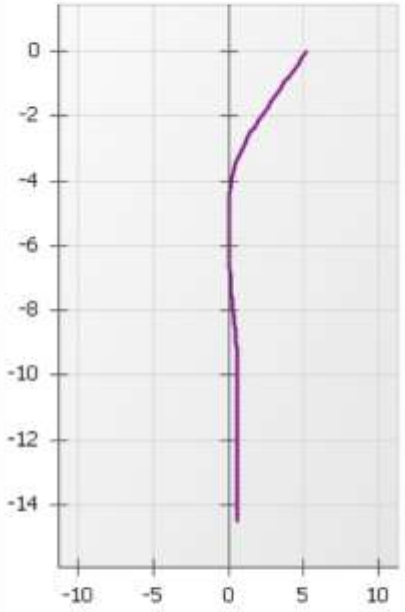
- Options ELU (MISS):
Sureaxcavation :
Δa,gauche [m] = 0,00 Δa,droite [m] = 0,00
position zD du point d'effort tranchant nul : automatique

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

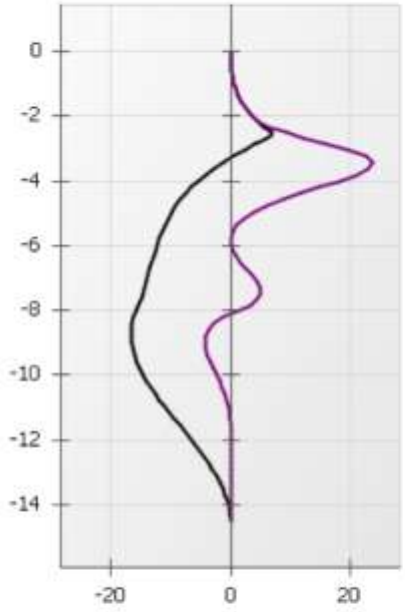
RESULTATS (Phase 1) - L'écran est considéré en console (autostable)

Déplacements [mm]



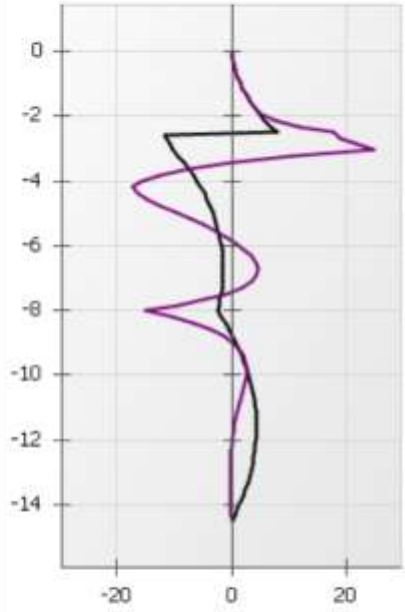
ELS
Dmin = 0,04 - Dmax = 5,20

Moment [kNm/m]



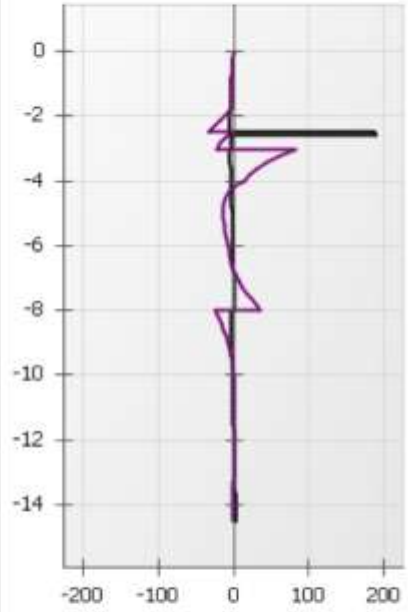
ELS
M.k min = -4,31 - M.k max = 23,93
ELU
M.d min = -16,64 - M.d max = 6,98

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -17,08 - V.k max = 24,80
ELU
V.d min = -11,51 - V.d max = 7,85

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
Pd.k min = -34,26 - Pd.k max = 81,50
ELU
Pd.d min = -5,78 - Pd.d max = 189,99

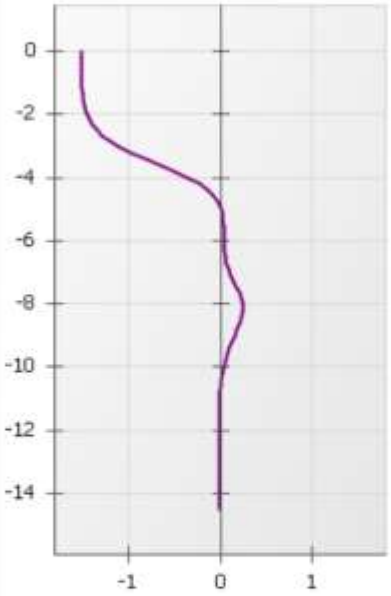
Légende des graphiques : — Valeurs ELS — Valeurs ELU -- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

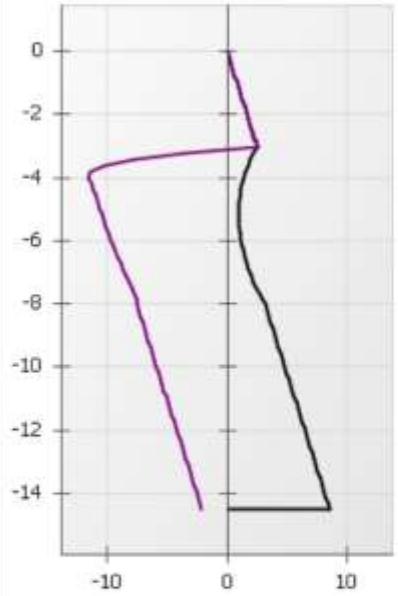
RESULTATS (Phase 1) - L'écran est considéré en console (autostable)

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -1,51241 - Rmax = 0,24465

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = -11,54 - N.k max = 2,49
ELU
N.d min = 0,00 - N.d max = 8,52

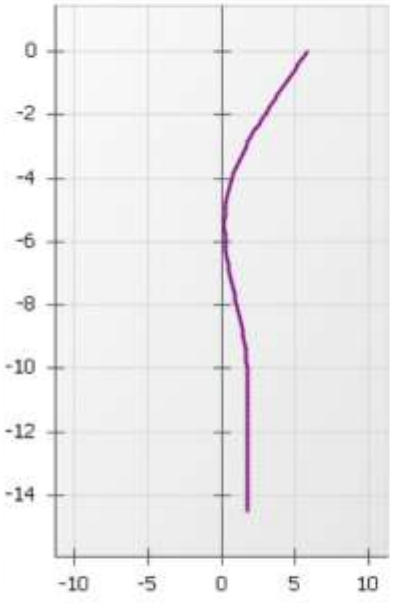
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

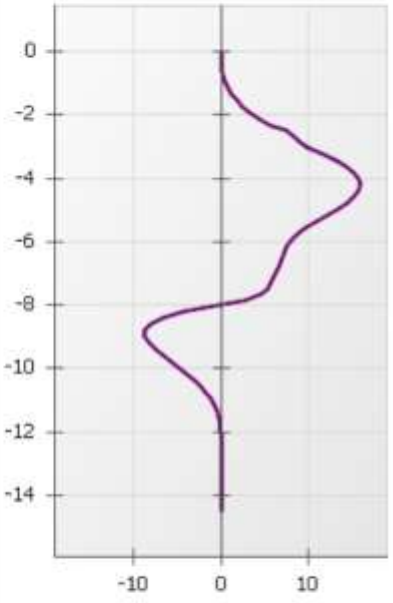
RESULTATS (Phase 2) - L'écran est considéré ancré

Déplacements [mm]



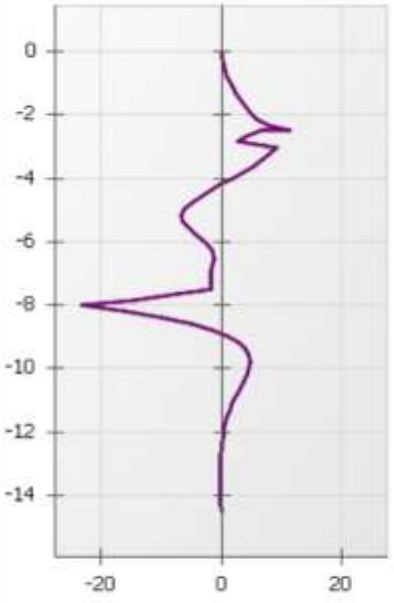
ELS
Dmin = 0,21 - Dmax = 5,81

Moment [kNm/m]



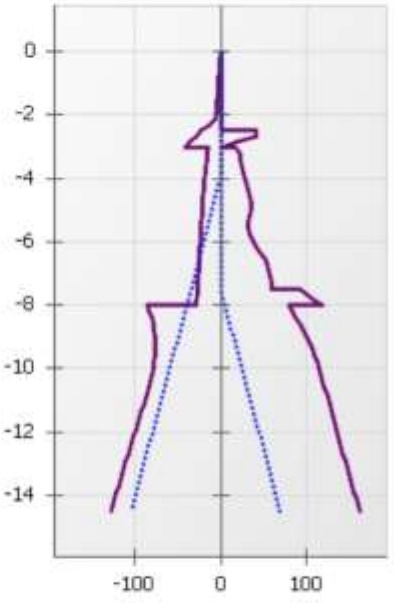
ELS
M.k min = -8,62 - M.k max = 15,88
ELU
M.d min = -8,62 - M.d max = 15,87

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -23,13 - V.k max = 11,43
ELU
V.d min = -23,14 - V.d max = 11,46

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
P.k min = -129,20 - P.k max = 164,13
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00
ELU
P.k min = -129,20 - P.k max = 164,13
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

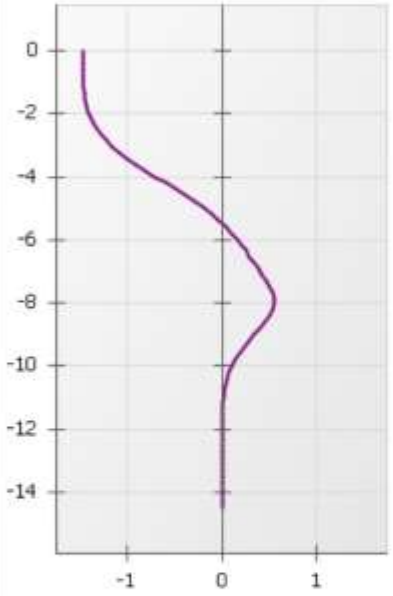
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Phase 2) - L'écran est considéré ancré

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -1,46154 - Rmax = 0,55962

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = -43,08 - N.k max = 2,08
ELU
N.d min = -43,06 - N.d max = 2,08

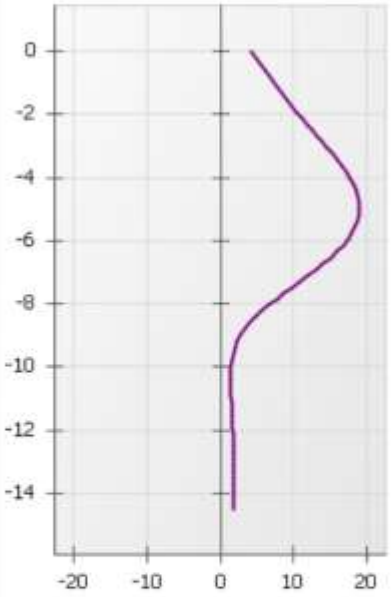
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

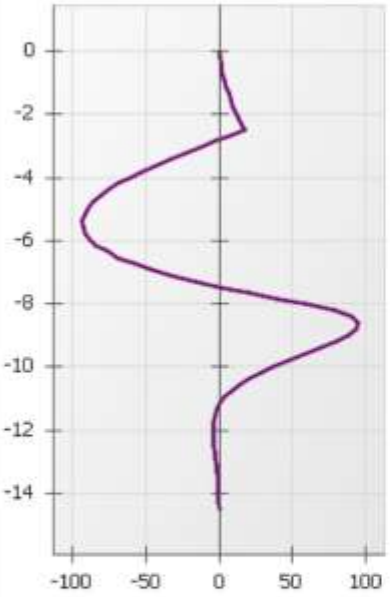
RESULTATS (Phase 3) - L'écran est considéré ancré

Déplacements [mm]



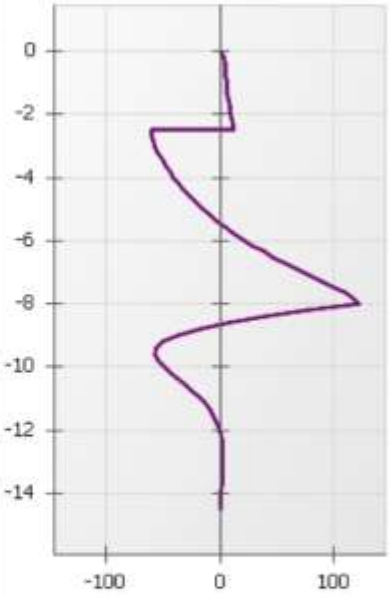
ELS
Dmin = 1,41 - Dmax = 18,99

Moment [kNm/m]



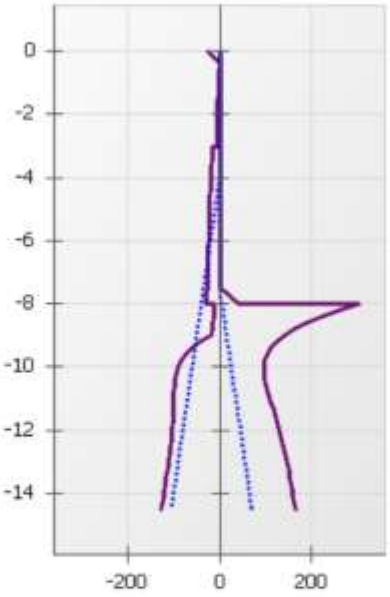
ELS
M.k min = -93,43 - M.k max = 95,15
ELU
M.d min = -93,43 - M.d max = 95,15

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -60,53 - V.k max = 122,54
ELU
V.d min = -60,53 - V.d max = 122,54

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
P.k min = -127,30 - P.k max = 302,47
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00
ELU
P.k min = -127,30 - P.k max = 302,47
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

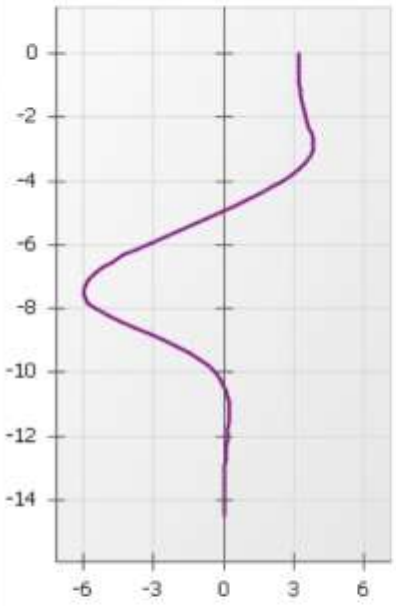
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Phase 3) - L'écran est considéré ancré

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -5,98808 - Rmax = 3,83680

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = -58,93 - N.k max = 2,08
ELU
N.d min = -58,93 - N.d max = 2,08

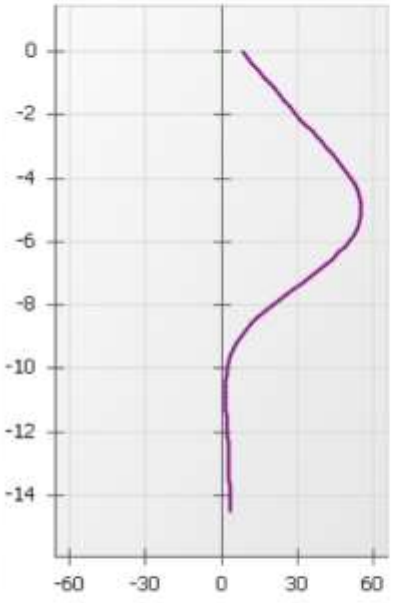
Légende des graphiques : — Valeurs ELS — Valeurs ELU — Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

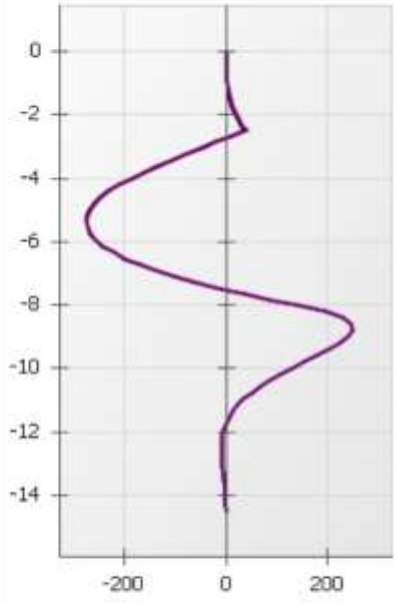
RESULTATS (Phase 4) - L'écran est considéré ancré

Déplacements [mm]



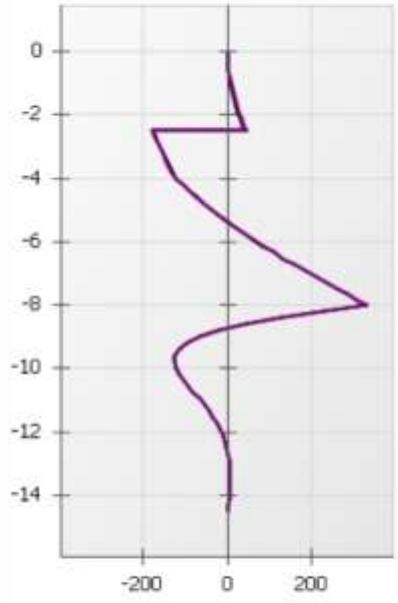
ELS
Dmin = 1,65 - Dmax = 55,27

Moment [kNm/m]



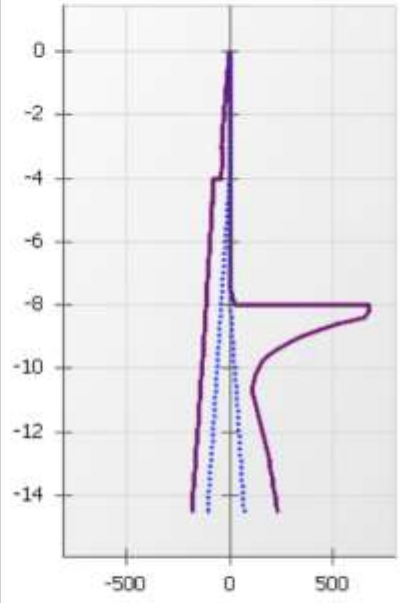
ELS
M.k min = -272,82 - M.k max = 248,87
ELU
M.d min = -274,58 - M.d max = 248,53

Effort Tranchant [kN/m]



ELS
V.k min = -177,83 - V.k max = 330,17
ELU
V.d min = -175,89 - V.d max = 330,45

Pressions terre/eau [kN/m/m]



ELS
P.k min = -181,00 - P.k max = 673,16
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00
ELU
P.k min = -180,96 - P.k max = 673,16
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

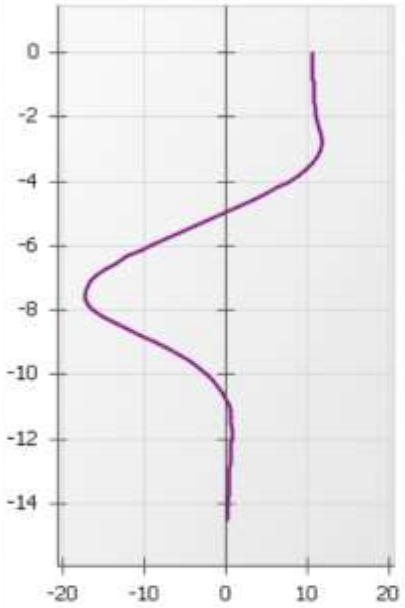
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Phase 4) - L'écran est considéré ancré

Rotation [x0.001 rad]



ELS
Rmin = -17,35648 - Rmax = 11,78226

Effort Normal [kN/m]



ELS
N.k min = -275,74 - N.k max = 2,41
ELU
N.d min = -270,70 - N.d max = 2,41

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

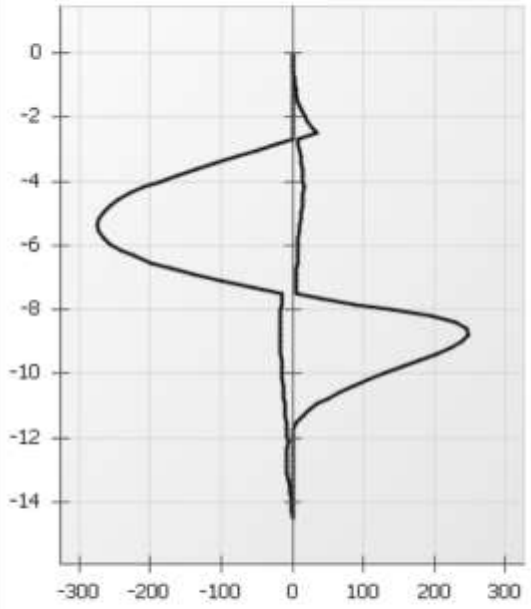
Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Type Vérif.	M,d max kN/m/m	V,d max kN/m	Buton 1 kN/m	Vérif. Def. Butée	Vérif. Equ. Vert. kN/m	Vérif. Kranz
1	MEL	-16,64	-11,51	-	OK	8,52	-
2	MISS	15,87	-23,14	6,31	OK	-37,72	OK
3	MISS	95,15	122,54	94,91	OK	-3,97	OK
4	MISS	-274,58	330,45	284,81	OK	-264,48	OK
Extrema	-	-274,58	330,45	284,81	-	-	-

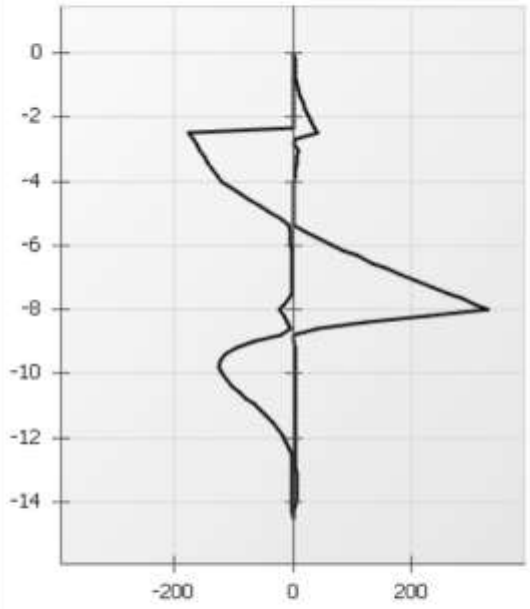
RESULTATS (Enveloppe phases 1 à 4)

Moment [kNm/m]



Min = -274,58 - Max = 248,53

Effort Tranchant [kN/m]



Min = -175,89 - Max = 330,45

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMS RN

Vérifications

COEFFICIENTS PARTIELS - Personnalisés

Actions

Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,00
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,00
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,00

Actions

Surcharges appliquées sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1,00	1,00
Sol - variable (YQ)	1,00	1,00
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,00
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1,00	1,00

Paramètre de résistance

Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1,00	1,00
Angle de frot. effectif (Yφ')	1,00	1,00
Cohesion non drainée (Ycu')	1,00	1,00

-

	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,00	1,00
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,00	1,00
Résistance des appuis (Yanc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,00	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,00

Méthode de référence pour le recalcul de ka/kp : Kérisel

RESULTATS DES VERIFICATIONS

PHASE 1 - Transitoire

L'écran est considéré en console (autostable).

La méthode D a été utilisée pour cette phase.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

Point de pression nulle : z0 = -2,50 m

Point de moment nul : zc = -2,82 m

Côte du pied de l'écran : zp = -14,50 m

f0 = z0 - zc = 0,32 m

fb = z0 - zp = 12,00 m

fb / f0 = 38,047 (≥ 1,2)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition : zn = -2,60 m

Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux : Ct,d = 52,40 kN/m

Contre-butée mobilisable sous zn : Cm,d = 9615,29 kN/m

Facteur de mobilisation : α = 0,014

Cm,d ≥ Ct,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 12,04 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -3,51 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0,00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 8,52 kN/m

Charge verticale ELU de 8,52 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 2 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 1065,35 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 1065,35 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 5057,63 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 5057,63 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 12,04 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -45,70 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = -4,06 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = -37,72 kN/m

Vérifications

Attention, écran travaillant en arrachement, résultante verticale de 37,72 kN/m vers le haut.

PHASE 3 - Durable

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :
- Valeur caractéristique : Bt,k = 923,43 kN/m
- Valeur de calcul : Bt,d = 923,43 kN/m

Butée mobilisable :
- Valeur caractéristique : Bm,k = 4645,68 kN/m
- Valeur de calcul : Bm,d = 4645,68 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
Pd = 12,04 kN/m
Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
Pv,d = 45,00 kN/m
Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :
Tv,d = -61,01 kN/m
Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.
Résultante ELU des efforts verticaux :
Rv,d = -3,97 kN/m

Attention, écran travaillant en arrachement, résultante verticale de 3,97 kN/m vers le haut.

PHASE 4 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :
- Valeur caractéristique : Bt,k = 1518,56 kN/m
- Valeur de calcul : Bt,d = 1518,56 kN/m

Butée mobilisable :
- Valeur caractéristique : Bm,k = 4518,82 kN/m
- Valeur de calcul : Bm,d = 4518,82 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
Pd = 13,96 kN/m
Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
Pv,d = -95,37 kN/m
Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :
Tv,d = -183,07 kN/m
Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
Fv,d = 0,00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.
Résultante ELU des efforts verticaux :
Rv,d = -264,48 kN/m

Attention, écran travaillant en arrachement, résultante verticale de 264,48 kN/m vers le haut.

Annexe 4 : Détail de calcul du défaut de butée pour la solution définitive (situation sismique)

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m²	**Niveau phréatique :**	-4,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m³	**Nombre d'itérations par phase de calcul :**	100
Pas de calcul :	0,20 m	**Prise en compte moments 2 ordre :**	non
Définition du projet :	Cotes		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	dc [kN/m²/m]	k0	kαγ	kpγ	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m³/m]	dkh [kN/m³/m/m]	δa/φ	δp/φ	kαγ,min	P,max [kN/m/m]
AL	0,00	20,50	10,50	0,01	85,00	0,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	2,280	2,281	15711	0	0,330	-0,330	0,100	10000,00
SD	-3,00	21,00	11,00	36,00	0,00	0,000	0,412	0,217	8,038	0,412	0,412	0,000	0,000	101170	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00
MC	-8,00	22,00	12,00	0,01	270,00	0,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	2,475	2,476	43175	0	0,667	-0,667	0,100	10000,00

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z,base [m]	EI [kNm²/m]	W [kN/m/m]
1	-14,50	127235	7,00

Cote de la tête de l'écran : z0 = 0,00 m

DONNEES

BUTON	Phase	za [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]
1	2	-2,50	28012	0,00	40,00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Phase	z [m]	x [m]	L [m]	q [kN/m/m]
1	0	0,00	0,60	15,00	40,00

APPUI SURFACIQUE	Phase	z,inf [m]	z,sup [m]	Rs [kN/m²]	ps [kN/m/m]
1	4	-7,50	-6,00	1.3995652E+007	0
2	4	-3,00	-2,75	4038461	0

ASSISTANTS

Assistant K0 :

Action	Nom Couche	φ [°]	β [°]	Roc	K0
Sol initial	AL	0,01	0,00	1,000	1,000
Sol initial	SD	36,00	0,00	1,000	0,412
Sol initial	MC	0,01	0,00	1,000	1,000

Assistant Kerisel & Absi, milieu pesant :

Action	Nom Couche	Coefficient	λ [°]	φ [°]	δ/φ	β/φ	Valeur
Sol initial	AL	kay	0,00	0,01	0,330	0,000	1,000
Sol initial	AL	kpy	0,00	0,01	-0,330	0,000	1,000
Sol initial	SD	kay	0,00	36,00	0,667	0,000	0,217
Sol initial	SD	kpy	0,00	36,00	-0,667	0,000	8,038
Sol initial	MC	kay	0,00	0,01	0,667	0,000	1,000
Sol initial	MC	kpy	0,00	0,01	-0,667	0,000	1,000
Modification (Phase 5)	SD	kay	0,00	0,01	0,667	0,000	1,000
Modification (Phase 5)	SD	kpy	0,00	0,01	-0,667	0,000	1,000

Assistant kac/kpc :

Action	Nom Couche	Coefficient	φ [°]	δ/φ	Valeur
Sol initial	AL	kac	0,01	0,330	2,280
Sol initial	AL	kpc	0,01	-0,330	2,281
Sol initial	MC	kac	0,01	0,667	2,475
Sol initial	MC	kpc	0,01	-0,667	2,476
Modification (Phase 5)	SD	kac	0,01	0,667	2,475
Modification (Phase 5)	SD	kpc	0,01	-0,667	2,476

Assistant kh, Schmitt :

Action	Nom Couche	Em [kN/m²]	α	EI [kNm²/m]	kh [kN/m³/m]
Modification (Phase 5)	SD	100000	1,000	127235	184570

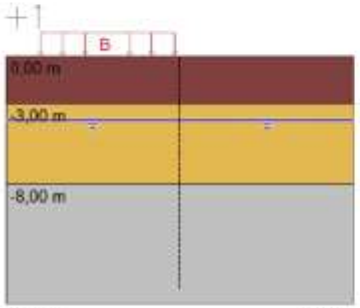
ASSISTANTS

Assistant paroi composite, Pieux circulaire :

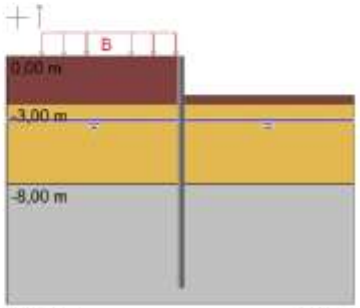
Action	[1],E [kN/m²]	[1],eh [m]	[1],d [mm]	[2],E [kN/m²]	[2],e [mm]	EI [kNm²/m]
Ecran initial	1E+007	0,50	600,00	0	0,00	127235

SYNTHESE PHASAGE

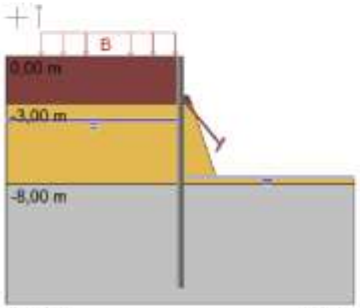
Phase initiale



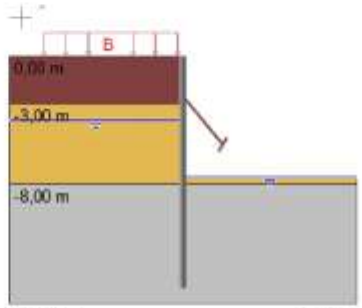
Phase 1 : Phase transitoire



Phase 2 : Phase transitoire



Phase 3 : Phase transitoire



- Surcharge de Boussinesq (côté gauche) : n°1
  z [m] = 0,00
  x [m] = 0,60
  αe = 1,000
  L [m] = 15,00
  q [kN/m/m] = 40,00

- Excavation (côté droit)
  zh [m] = -2,50

- Excavation (côté droit) :
  zh [m] = -7,50
  Mise en place d'une risberme
  zt [m] = -2,50 a [m] = 1,00
  zh [m] = -7,50 b [m] = 4,00
  αe = 1,000

- Action hydraulique : (droite)
  zw [m] = -7,50

- Mise en place du buton (côté droit) : n°1
  za [m] = -2,50
  K [kN/m/m] = 28012
  α [°] = 40,00
  P [kN/m] = 0,00

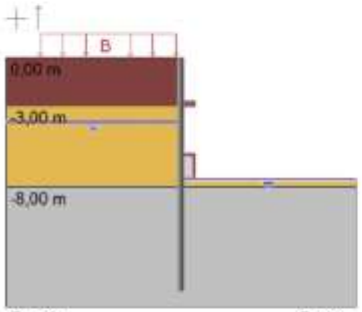
- Excavation (côté droit)
  zh [m] = -7,50

terrasol
setec

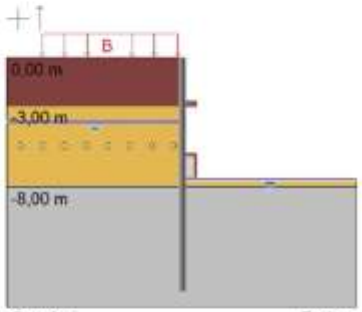
Calcul réalisé par : IMS RN

SYNTHESE PHASAGE

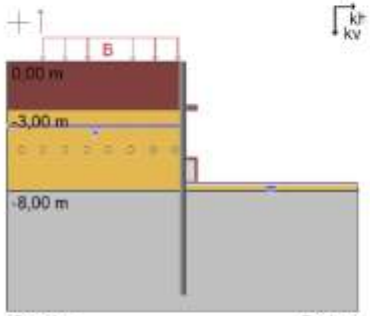
Phase 4 : Phase durable



Phase 5 : Phase transitoire



Phase 6 : Phase transitoire



- Mise en place de l'appui surfacique : (droite) n°1
  z_sup [m] = -6,00
  z_inf [m] = -7,50
  Ks [kN/m³] = 1,3695652E+007

- Mise en place de l'appui surfacique : (droite) n°2
  z_sup [m] = -2,75
  z_inf [m] = -3,00
  Ks [kN/m³] = 4038461

- Enlèvement du buton n°1

- Redéfinition de la couche : SD
sur côté gauche
  Non drainé
  c [kN/m²] = 75,00
  δp/φ = -0,667
  kαγ = 1,000
  kpγ = 1,000
  kr = 0,412
  kpc = 2,476
  kh [kN/m³/m] = 184570
  φ [°] = 0,01
  δa/φ = 0,667
  k0 = 0,412
  ka,min = 0,100
  kd = 0,412
  kac = 2,475
  pmax [kN/m/m] = 10000,00
  dkh [kN/m³/m/m] = 0

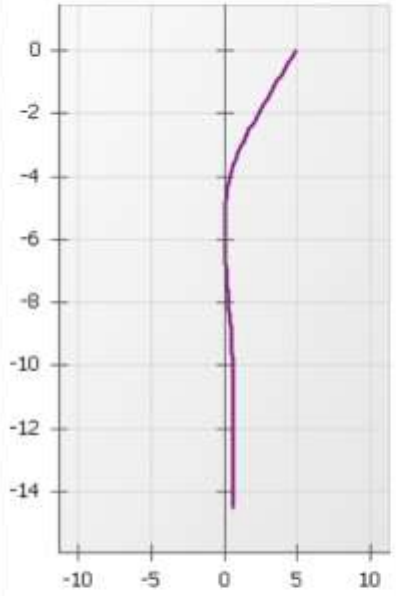
- Séisme :
kv = 0,20 kh = 0,39 XP = 1,00
  AL
    γ [kN/m³] = 20,50
    γd [kN/m³] = 17,00
    Cp Hyd Gauche : Ferme
    Cp Hyd Droite : Ferme
  SD
    γ [kN/m³] = 21,00
    γd [kN/m³] = 21,00
    Cp Hyd Gauche : Ferme
    Cp Hyd Droite : Ferme
  MC
    γ [kN/m³] = 22,00
    γd [kN/m³] = 16,00
    Cp Hyd Gauche : Ferme
    Cp Hyd Droite : Ferme

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

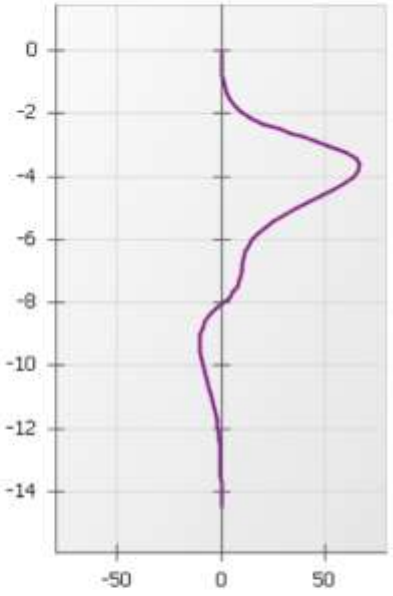
RESULTATS (Phase 1)

Déplacements [mm]



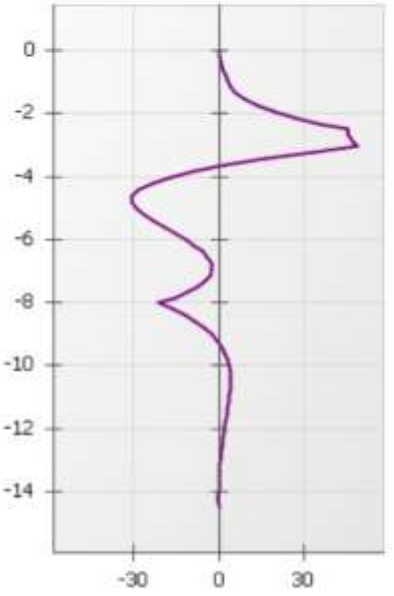
Dmin = 0,01 - Dmax = 4,90

Moment [kNm/m]



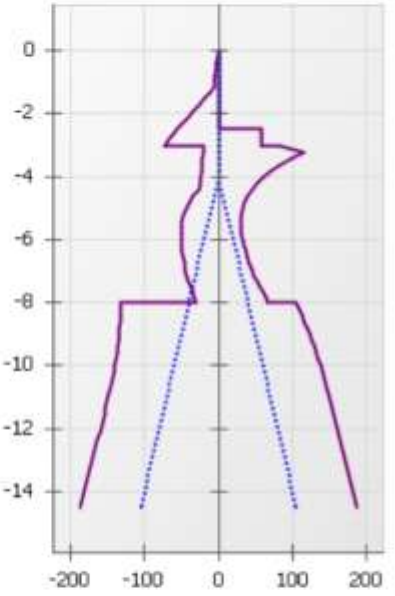
M.k min = -10,08 - M.k max = 66,35

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -30,59 - V.k max = 49,10

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -187,23 - P.k max = 186,98
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 105,00

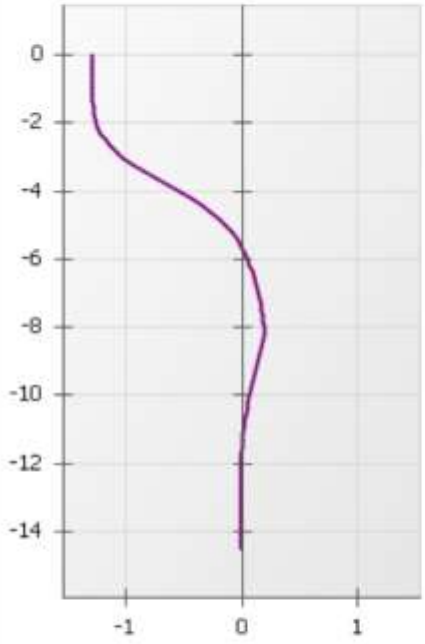
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS — Valeurs ELU — Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

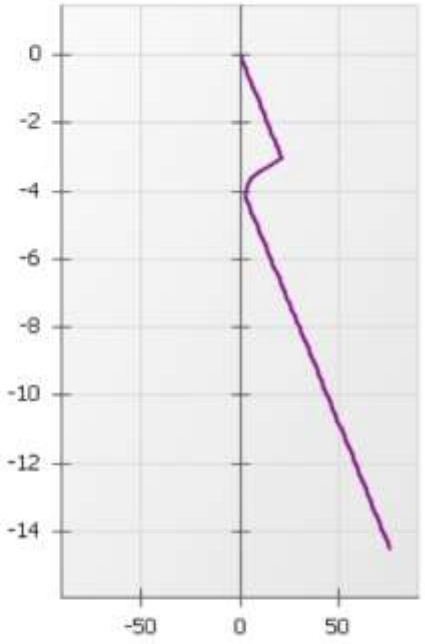
RESULTATS (Phase 1)

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -1,29587 - Rmax = 0,19229

Effort Normal [kN/m]



N.k min = 0,00 - N.k max = 75,64

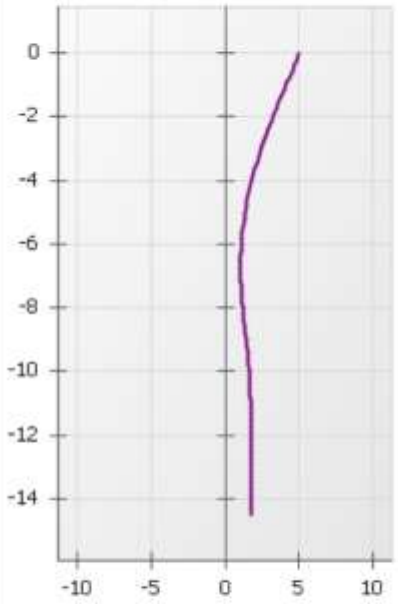
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMS RN

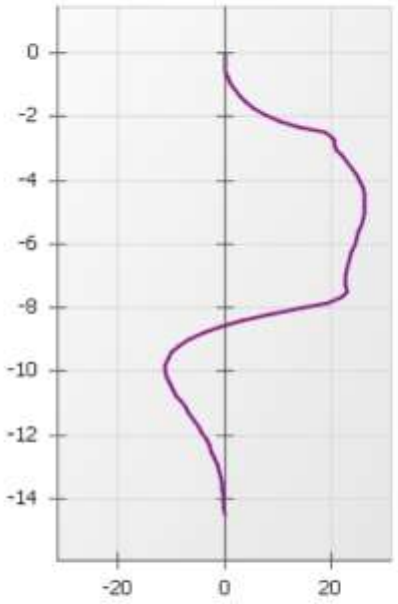
RESULTATS (Phase 2)

Déplacements [mm]



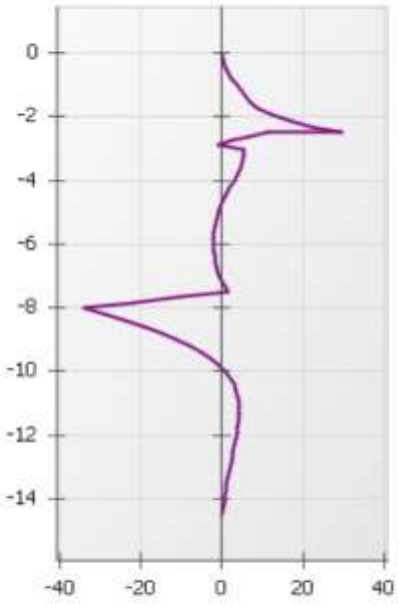
Dmin = 1,06 - Dmax = 5,03

Moment [kNm/m]



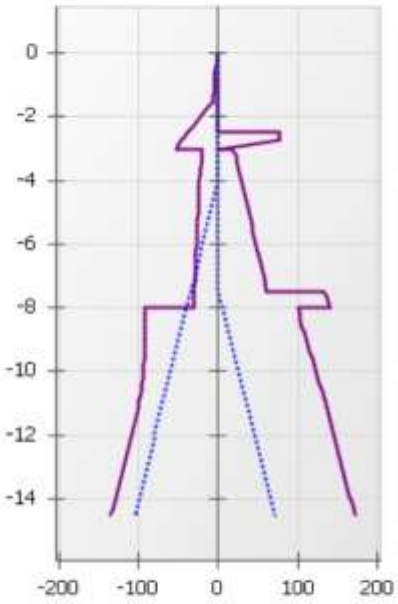
M.k min = -11,09 - M.k max = 26,45

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -34,15 - V.k max = 29,40

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -134,96 - P.k max = 170,95
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

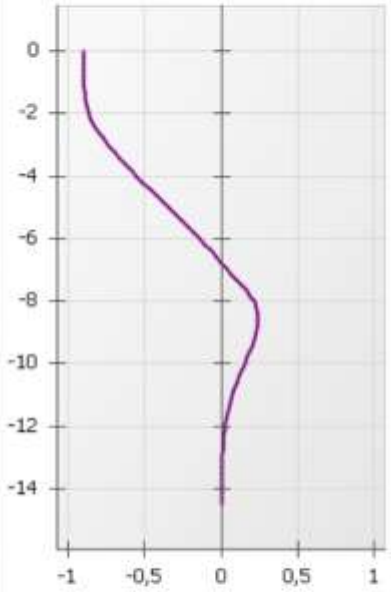
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMS RN

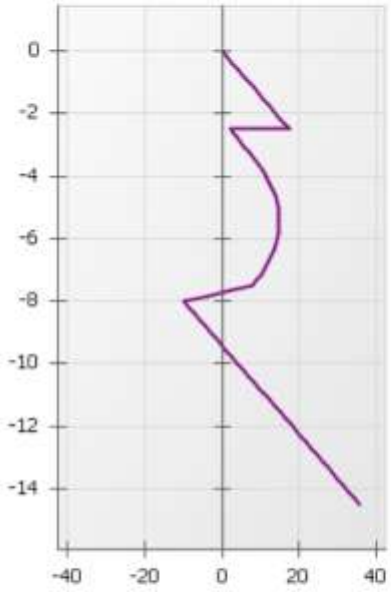
RESULTATS (Phase 2)

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -0,90027 - Rmax = 0,24275

Effort Normal [kN/m]



N.k min = -9,83 - N.k max = 35,62

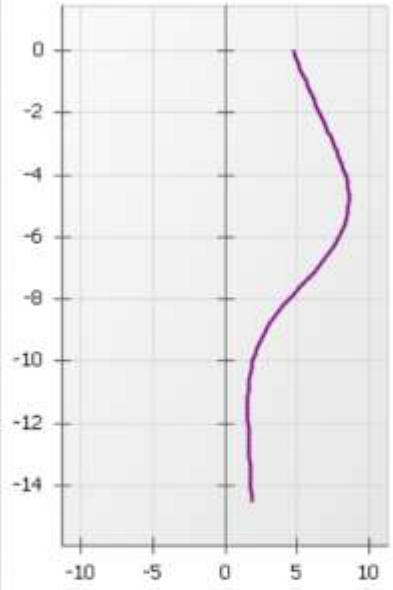
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS -- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

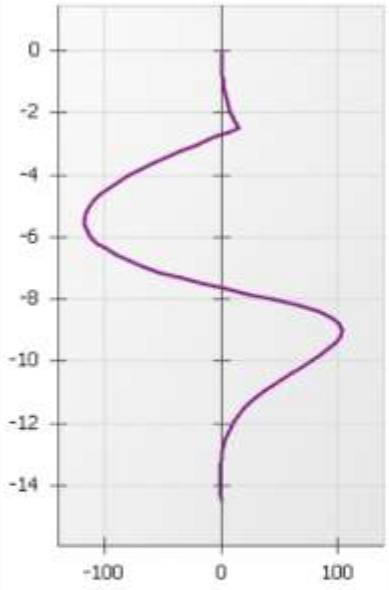
RESULTATS (Phase 3)

Déplacements [mm]



Dmin = 1,59 - Dmax = 8,61

Moment [kNm/m]



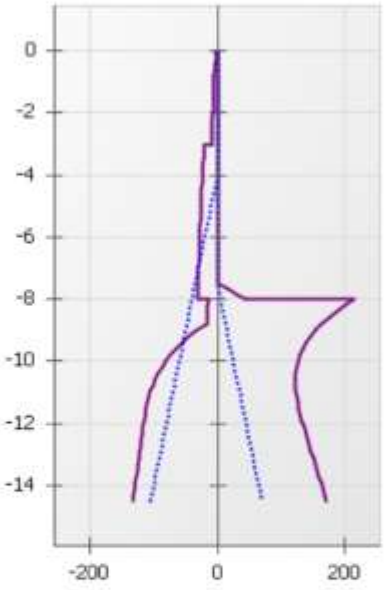
M.k min = -117,76 - M.k max = 103,64

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -73,80 - V.k max = 130,16

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -132,84 - P.k max = 215,14
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

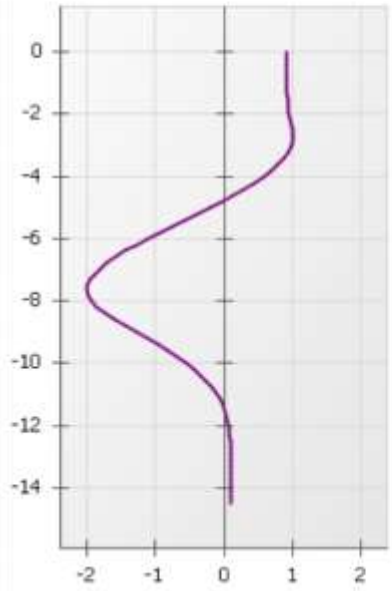
Légende des graphiques : — Valeurs ELS — Valeurs ELU — Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Phase 3)

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -2,00577 - Rmax = 1,00789

Effort Normal [kN/m]



N.k min = -56,38 - N.k max = 81,39

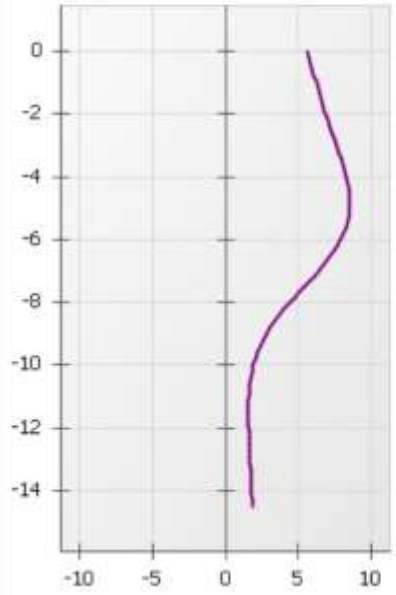
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

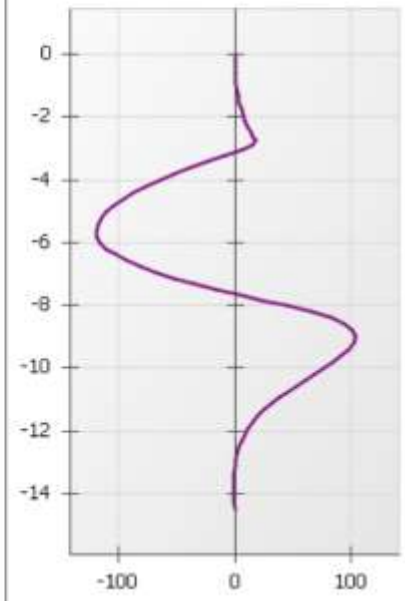
RESULTATS (Phase 4)

Déplacements [mm]



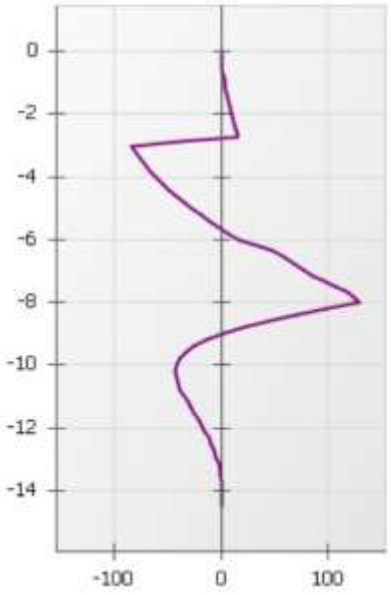
Dmin = 1,59 - Dmax = 8,57

Moment [kNm/m]



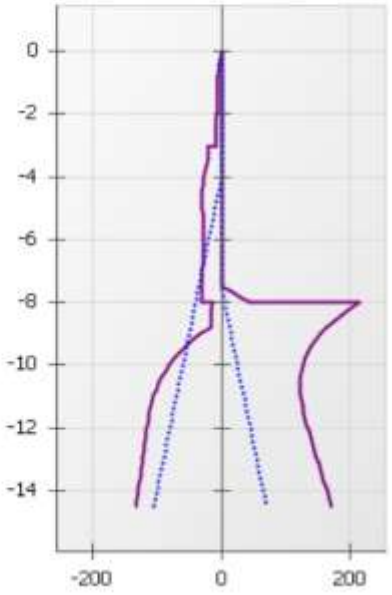
M.k min = -119,24 - M.k max = 103,68

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -84,14 - V.k max = 130,08

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -132,84 - P.k max = 215,13
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

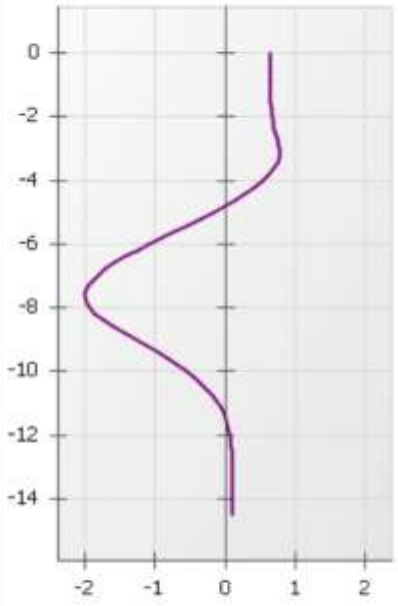
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS — Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMS RN

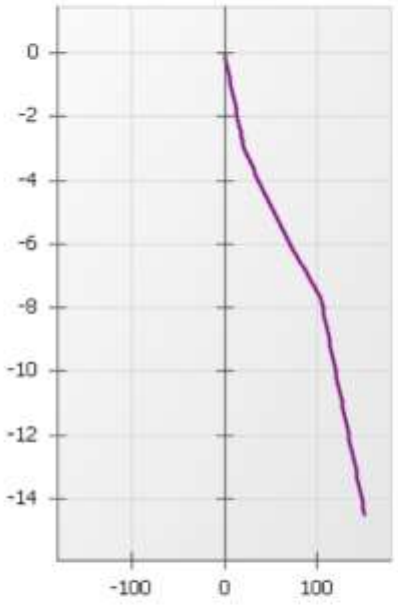
RESULTATS (Phase 4)

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -2,00654 - Rmax = 0,77683

Effort Normal [kN/m]



N.k min = 0,00 - N.k max = 151,46

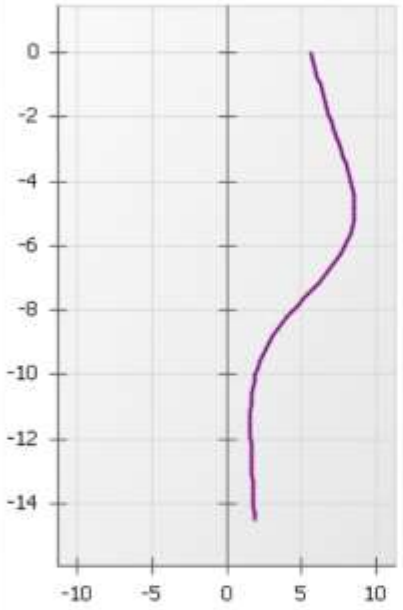
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMS RN

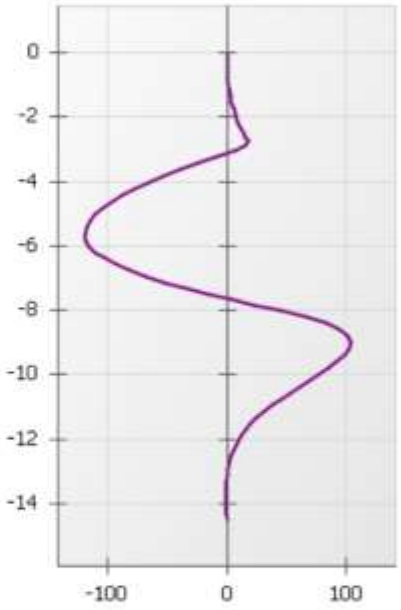
RESULTATS (Phase 5)

Déplacements [mm]



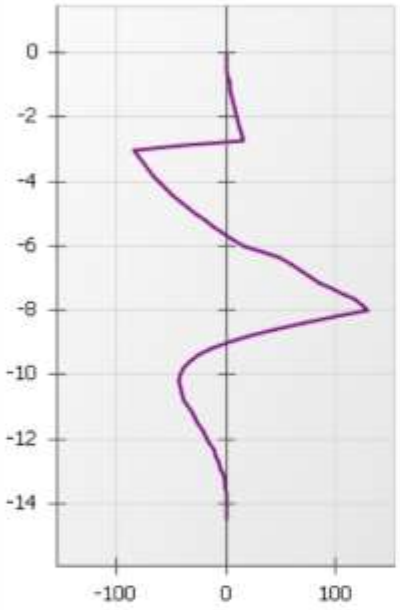
Dmin = 1,59 - Dmax = 8,57

Moment [kNm/m]



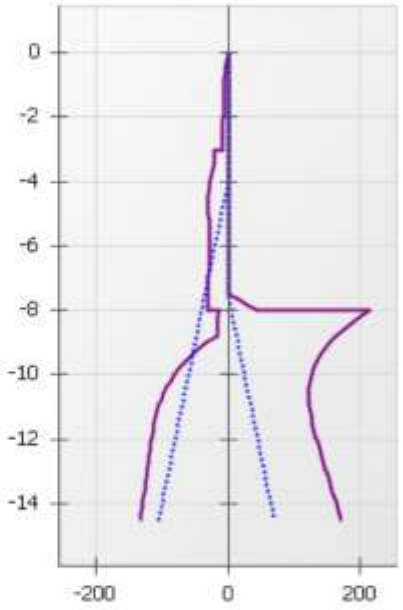
M.k min = -119,24 - M.k max = 103,68

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -84,14 - V.k max = 130,08

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -132,84 - P.k max = 215,13
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

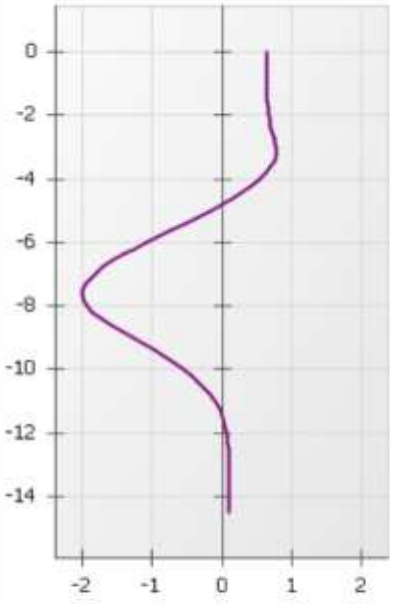
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

Calcul réalisé par : IMS RN

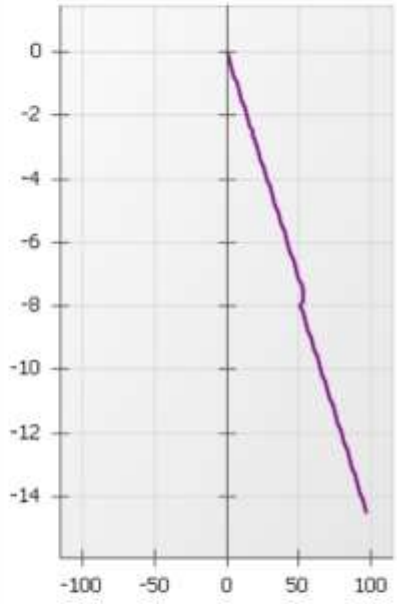
RESULTATS (Phase 5)

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -2,00654 - Rmax = 0,77683

Effort Normal [kN/m]



N.k min = 0,00 - N.k max = 96,52

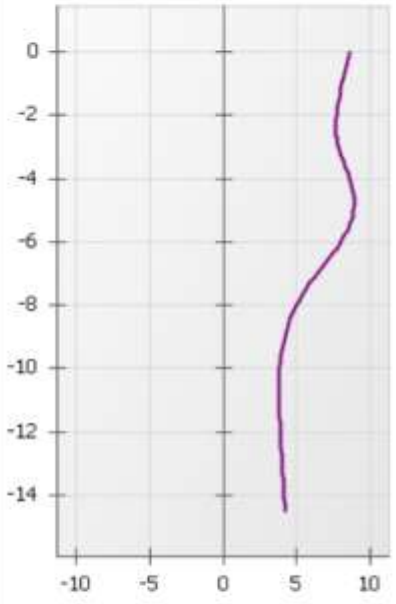
Légende des graphiques : --- Valeurs ELS -- Valeurs ELU -- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Phase 6)

Déplacements [mm]



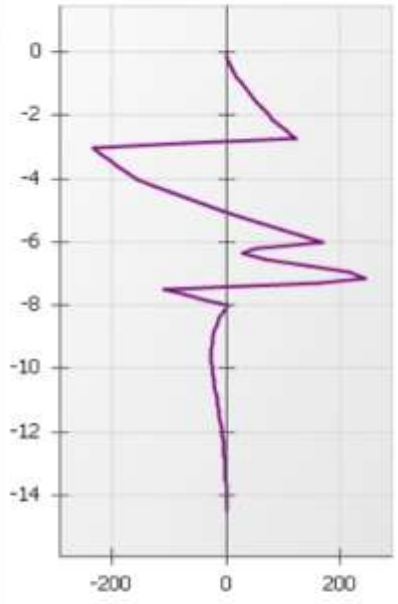
Dmin = 3,80 - Dmax = 8,95

Moment [kNm/m]



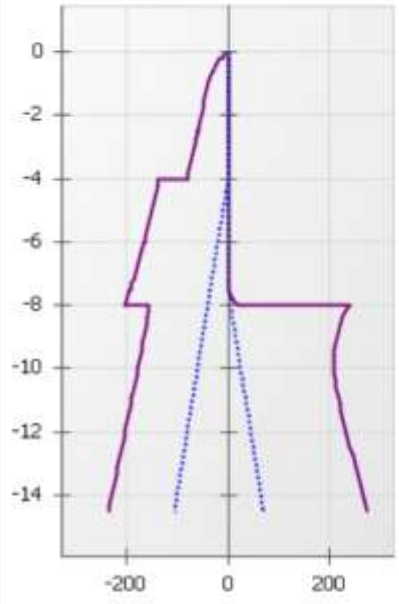
M.k min = -159,87 - M.k max = 137,01

Effort Tranchant [kN/m]



V.k min = -232,26 - V.k max = 243,74

Pressions terre/eau [kN/m/m]



P.k min = -234,21 - P.k max = 274,51
Pw.k min = -105,00 - Pw.k max = 70,00

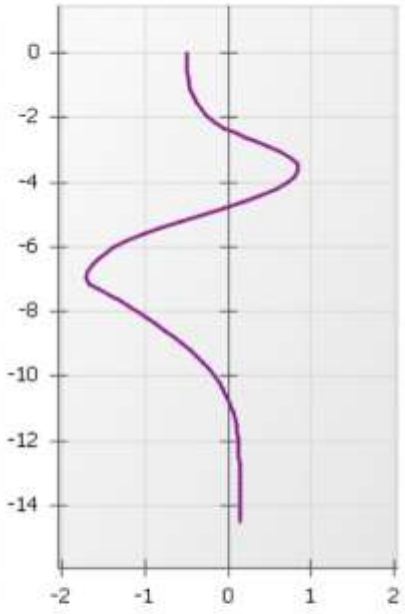
Légende des graphiques : —- Valeurs ELS -- Valeurs ELU — Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Phase 6)

Rotation [x0.001 rad]



Rmin = -1,71265 - Rmax = 0,84795

Effort Normal [kN/m]



N.k min = 0,00 - N.k max = 119,84

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol setec

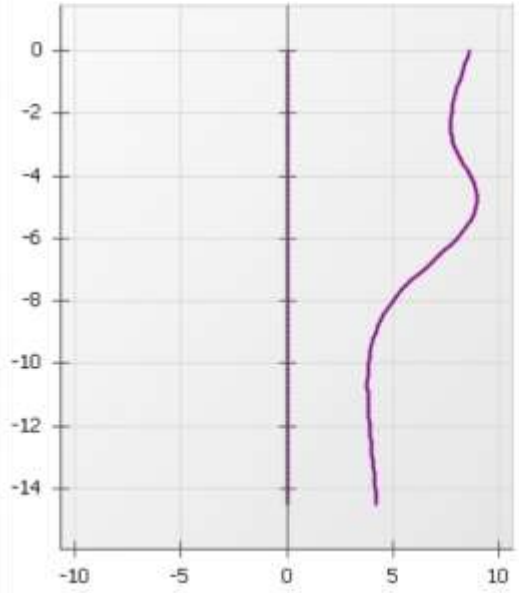
Calcul réalisé par : IMS RN

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Déplac. en tête mm	Déplac. max mm	Moment max kN/m/m	Tranch. max kN/m	Rapport butées	Buton 1 kN/m	Appui S. 1 kN/m	Appui S. 2 kN/m
1	4,90	4,90	66,35	49,10	5,583	-	-	-
2	5,03	5,03	26,45	-34,15	4,358	23,98	-	-
3	4,74	8,61	-117,76	130,16	4,822	114,93	-	-
4	5,62	8,57	-119,24	130,08	4,822	-	-6,90	102,38
5	5,62	8,57	-119,24	130,08	4,822	-	-6,90	102,38
6	8,60	8,95	-159,87	243,74	2,967	-	592,94	370,47
Extrema	8,60	8,95	-159,87	243,74	2,967	114,93	592,94	370,47

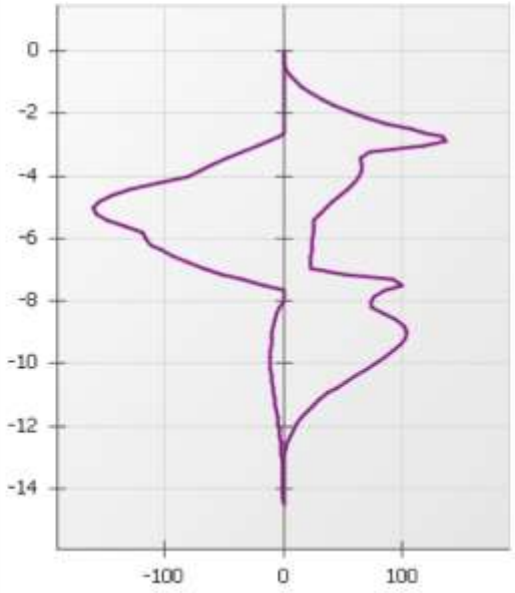
RESULTATS (Enveloppe phases 1 à 6)

Déplacements [mm]



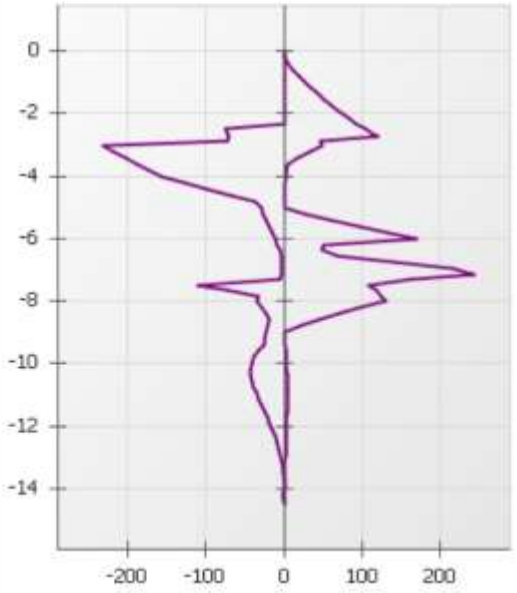
Min = 0,00 - Max = 8,95

Moment [kNm/m]



Min = -159,87 - Max = 137,01

Effort Tranchant [kN/m]



Min = -232,26 - Max = 243,74

Légende des graphiques : --- Valeurs ELS --- Valeurs ELU --- Eau

terrasol
setec

Calcul réalisé par : IMS RN

Annexe 5 : vérification des Profilés métalliques

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 3 BUTON_3 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 1 PERM1

MATERIAU:
S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=89.59 cm2	Az=33.23 cm2	Ax=105.99 cm2
tw=1.0 cm	Iy=11259.30 cm4	Iz=3922.66 cm4	Ix=107.00 cm4
tf=1.7 cm	Wply=1053.21 cm3	Wplz=498.43 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:
N,Ed = 692.00 kN
Nc,Rd = 3762.50 kN
Nb,Rd = 950.37 kN

Classe de la section = 1



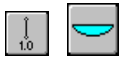
PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.00 m	Lam_y = 1.02	Lz = 8.00 m	Lam_z = 1.72
Lcr,y = 8.00 m	Xy = 0.59	Lcr,z = 8.00 m	Xz = 0.25
Lamy = 77.62		Lamz = 131.50	



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:
Contrôle de la résistance de la section:
N,Ed/Nc,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.4.(1))
Contrôle de la stabilité globale de la barre:
Lambda,y = 77.62 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 131.50 < Lambda,max = 210.00 STABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.73 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

Annexe 6 : ferraillage des pieux

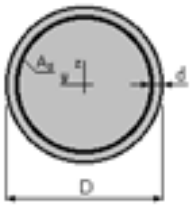
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 60,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELA	0,00	347,00	0,00
2.	ELU	0,00	166,79	0,00
3.	ELS	0,00	123,55	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 31,6 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 28,3 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 141,4 (cm2)
théorique ρ = 1,12 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA **N = 0,00 (kN)** **M_y = 347,00 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 14,1 (cm)
Bras de levier: Z = 48,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,45 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 439,4 (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 0,00 (kN)** **M_y = 166,79 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,81 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 14,6 (cm)
Bras de levier: Z = 47,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 9,64 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N° 3: Type ELS **N = 0,00 (kN)** **M_y = 123,55 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 18,4 (cm)
Bras de levier: Z = 47,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 90,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

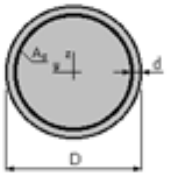
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



D = 60,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELA	354,00	0,00
2.	ELU	156,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,5 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,0 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 21,7 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm)

Annexe 7 : ferraillage des parements en béton projeté

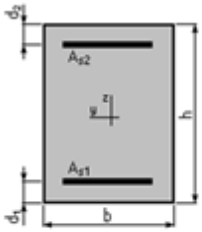
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 15,0 (cm)
d_1 = 2,5 (cm)
d_2 = 2,5 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	13,25	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 2,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 1,6 (cm2)		
théorique	ρ = 0,20 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 13,25 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 0,8	(cm)
Bras de levier:	Z = 12,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,68	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

TREILLIS SOUDÉS DE STRUCTURE

(NF A 35-080-2 de nuance B500A et/ou de nuance B500B)

Désignation panneau ADETS	Section S (cm²/m)	S s (cm²/m)	E e (mm)	D d (mm)	Abouts AV AR ad ag (mm/mm)	Nb de fils N n	Longueur L Largeur l (m)	Masse nominale (kg/m²)	Surface 1 panneau (m²)	Masse 1 panneau (kg)	Colisage	Masse 1 paquet (kg)
ST 15 C ®	1,42	1,42 1,42	200 200	6 6	100/100 100/100	12 20	4,00 2,40	2,220	9,60	21,31	70	1492
ST 20 ®	1,89	1,89 1,28	150 300	6 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	2,487	14,40	35,81	40	1432
ST 25 ®	2,57	2,57 1,28	150 300	7 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	3,020	14,40	43,49	40	1740
ST 25 C ®	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	16 40	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	30	1739
ST 25 CS ®	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	16 20	3,00 2,40	4,026	7,20	28,99	40	1160
ST 35 ®	3,85	3,85 1,28	100 300	7 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	30	1739
ST 40 C ®	3,85	3,85 3,85	100 100	7 7	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	6,040	14,40	86,98	20	1740
ST 50 ®	5,03	5,03 1,68	100 300	8 8	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	5,267	14,40	75,84	20	1517
ST 50 C ®	5,03	5,03 5,03	100 100	8 8	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	7,900	14,40	113,76	15	1706
ST 60 ®	6,36	6,36 2,54	100 250	9 9	125/125 50/50	24 24	6,00 2,40	6,986	14,40	100,60	16	1610
ST 65 C ®	6,36	6,36 6,36	100 100	9 9	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	9,980	14,40	143,71	10	1437

Annexe 8 : Stabilite generale avec logiciel SLIDE

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

File Name: slide
Slide Modeler Version: 6.025
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Date Created: 19/05/2026, 16:56:29

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
Time Units: days
Permeability Units: meters/second
Failure Direction: Right to Left
Data Output: Standard
Maximum Material Properties: 20
Maximum Support Properties: 20

Design Standard

Selected Type: Eurocode 7 - Design Approach 2

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1.35
Permanent Actions: Favourable	1

Variable Actions: Unfavourable	1.5
Variable Actions: Favourable	0
Effective cohesion	1
Coefficient of shearing resistance	1
Undrained strength	1
Weight density	1
Shear strength (other models)	1
Earth resistance	1.1
Tensile and plate strength	1.1
Shear strength	1.1
Compressive strength	1.1
Bond strength	1.1
Seismic Coefficient	1

Analysis Options

Analysis Methods Used

Bishop simplified
Spencer

Number of slices: 50
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check malpha < 0.2: Yes
Initial trial value of FS: 1
Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Steady State FEA
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Tolerance: 1e-006
Maximum number of iterations: 500
Advanced Groundwater Method: None
Mesh Element Type: 3 noded triangles
Number of Elements: 1841
Number of Nodes: 988

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Search Method: Auto Refine Search
Divisions along slope: 10
Circles per division: 10
Number of iterations: 10
Divisions to use in next iteration: 50%
Number of vertices per surface: 12
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: 14.5

Loading

1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 40
Orientation: Vertical
Load Action: Variable

Material Properties

Property	AL	SD	MC	pieux
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	20.5	21	20	25
Cohesion [kPa]	10	0	26	1
Friction Angle [deg]	29	36	38	35
Unsaturated Shear Strength Angle [deg]	0	0	0	0
Air Entry Value [kPa]	0	0	0	0
Ks [meters/second]	2e-006	0.0004	1e-008	1e-020
K2/K1	5	5	5	1
K Angle [deg]	0	0	0	0
Groundwater Model	Simple	Simple	Simple	Simple
GW Model Properties	Soil Type: Clay	Soil Type: Sand	Soil Type: Clay	Soil Type: General

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.394290
Axis Location: -12.500, 30.150
Left Slip Surface Endpoint: -21.950, -7.500

Right Slip Surface Endpoint: 11.950, 0.000
Resisting Moment=124812 kN-m
Driving Moment=89517 kN-m
Total Slice Area=166.706 m2

Method: spencer

FS: 1.518410
Axis Location: -12.500, 30.150
Left Slip Surface Endpoint: -21.950, -7.500
Right Slip Surface Endpoint: 11.950, 0.000
Resisting Moment=128104 kN-m
Driving Moment=84367.3 kN-m
Resisting Horizontal Force=2611.75 kN
Driving Horizontal Force=1720.06 kN
Total Slice Area=166.706 m2

Global Minimum Coordinates

Method: bishop simplified

X	Y
-21.9501	-7.5
-19.0878	-8.24518
-16.4167	-9.0745
-13.0178	-10.2408
-8.891	-11.6567
-4.74117	-13.0803
-3.44095	-13.5262
-0.6	-14.5
0.984154	-12.7358

2.36413	-11.1989
4.95474	-8.31373
7.86027	-5.12179
10.0462	-2.74184
11.9503	-0.668837
11.9503	0

Method: spencer

X	Y
-21.9501	-7.5
-19.0878	-8.24518
-16.4167	-9.0745
-13.0178	-10.2408
-8.891	-11.6567
-4.74117	-13.0803
-3.44095	-13.5262
-0.6	-14.5
0.984154	-12.7358
2.36413	-11.1989
4.95474	-8.31373
7.86027	-5.12179
10.0462	-2.74184
11.9503	-0.668837
11.9503	0

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 479
Number of Invalid Surfaces: 4023

Error Codes:

Error Code -105 reported for 758 surfaces
Error Code -106 reported for 687 surfaces
Error Code -115 reported for 2515 surfaces
Error Code -123 reported for 63 surfaces

Method: spencer

Number of Valid Surfaces: 479
Number of Invalid Surfaces: 4023

Error Codes:

Error Code -105 reported for 758 surfaces
Error Code -106 reported for 687 surfaces
Error Code -115 reported for 2515 surfaces
Error Code -123 reported for 63 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

-105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
-106 = Average slice width is less than 0.0001 * (maximum horizontal extent of soil region). This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or too small a slip region.
-115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
-123 = Surface radius equal or less than the internal cutoff of 0.01.

Slice Data

Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.39429

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.640193	1.12034	SD	0	36	0.511068	0.712577	1.89636	0.8175	1.07886
2	0.640193	3.36101	SD	0	36	1.5332	2.13773	5.68907	2.4525	3.23657
3	0.640193	5.60168	SD	0	36	2.55534	3.56289	9.48178	4.0875	5.39428
4	0.941768	12.1976	MC	26	38	23.9289	33.3638	19.8044	6.1088	13.6956
5	0.667773	11.6706	MC	26	38	26.1628	36.4786	26.4122	8.33117	18.081
6	0.667773	14.4396	MC	26	38	27.4639	38.2926	31.0032	10.3682	20.635
7	0.667773	17.2086	MC	26	38	28.7637	40.105	35.5937	12.4069	23.1868
8	0.667773	19.9775	MC	26	38	30.0627	41.9161	40.1839	14.4472	25.7367
9	0.849706	29.6596	MC	26	38	32.3408	45.0925	47.1132	16.9043	30.2089
10	0.849706	34.6146	MC	26	38	34.2033	47.6893	53.6477	19.7827	33.865
11	0.849706	39.5697	MC	26	38	36.0617	50.2805	60.1807	22.6675	37.5132
12	0.849706	44.5247	MC	26	38	37.9144	52.8636	66.7115	25.5614	41.1501
13	0.825369	47.9934	MC	26	38	39.7331	55.3995	73.1435	28.4231	44.7204
14	0.825369	52.668	MC	26	38	41.5125	57.8804	79.4787	31.2654	48.2133
15	0.825369	57.3426	MC	26	38	43.2777	60.3416	85.8087	34.13	51.6787
16	0.825369	62.0173	MC	26	38	45.0292	62.7837	92.1333	37.0165	55.1168
17	0.825369	66.6919	MC	26	38	46.7469	65.1788	98.4454	39.9563	58.4891
18	0.691638	59.4858	MC	26	38	48.2872	67.3264	104.229	42.7161	61.5128
19	0.691638	62.7679	MC	26	38	49.6869	69.2779	109.503	45.2422	64.2603
20	0.691638	66.05	MC	26	38	51.0218	71.1392	114.752	47.8707	66.881
21	0.691638	69.3321	MC	26	38	52.3167	72.9446	119.986	50.5629	69.4227
22	0.691638	72.6142	MC	26	38	53.5672	74.6882	125.203	53.3253	71.8777
23	0.691638	75.8964	MC	26	38	54.725	76.3025	130.385	56.2349	74.1504

24	0.65011	74.3313	MC	26	38	55.774	77.7652	135.376	59.1666	76.2099
25	0.65011	77.2301	MC	26	38	56.6574	78.9968	140.169	62.2247	77.944
26	0.710238	87.6855	MC	26	38	57.4535	80.1068	145.121	65.6144	79.5068
27	0.710238	91.1435	MC	26	38	58.1489	81.0764	150.252	69.3803	80.8714
28	0.710238	94.6015	MC	26	38	58.4773	81.5343	155.245	73.7282	81.5168
29	0.710238	98.0595	MC	26	38	58.3659	81.379	160.072	78.7737	81.2982
30	0.6	286.86	pieux	1	35	116.451	162.366	335.445	81.8016	253.643
31	0.984154	361.615	MC	26	38	111.915	156.041	268.978	82.5609	186.417
32	0.689989	236.161	MC	26	38	112.656	157.075	264.257	76.3834	187.874
33	0.689989	221.846	MC	26	38	107.993	150.573	249.222	70.5032	178.719
34	0.647652	195.208	MC	26	38	103.568	144.404	234.527	64.4938	170.033
35	0.647652	182.595	MC	26	38	99.3792	138.563	220.185	58.3756	161.81
36	0.647652	169.982	MC	26	38	95.2645	132.826	205.751	52.0171	153.733
37	0.647652	157.369	MC	26	38	91.2001	127.159	191.254	45.5004	145.753
38	0.285578	65.4003	MC	26	38	88.786	123.793	181.718	40.703	141.015
39	0.654989	140.545	SD	0	36	71.9599	100.333	187.617	35.7104	151.907
40	0.654989	127.183	SD	0	36	67.941	94.7295	172.074	28.6514	143.422
41	0.654989	113.822	SD	0	36	63.922	89.1258	156.531	21.593	134.938
42	0.654989	100.46	SD	0	36	59.903	83.5221	140.989	14.5344	126.454
43	0.649611	86.4971	SD	0	36	56.1011	78.2212	125.964	7.53563	118.429
44	0.649611	73.4718	SD	0	36	52.1379	72.6954	110.66	0.597364	110.063
45	0.649611	60.4466	SD	0	36	46.2582	64.4974	97.6504	-6.34088	97.6504
46	0.23712	18.8398	AL	10	29	39.7256	55.389	91.8762	-11.0763	91.8762
47	0.634676	42.0908	AL	10	29	36.4127	50.7699	82.7099	-15.732	82.7099
48	0.634676	29.9536	AL	10	29	31.5891	44.0443	69.3634	-22.5107	69.3634
49	0.634676	17.8165	AL	10	29	26.7655	37.3188	56.0169	-29.2892	56.0169
50	2.81689e-008	2.60705e-007	AL	10	29	7.17211e-006	1e-005	-18.0404	-35.9592	-18.0404

Global Minimum Query (spencer) - Safety Factor: 1.51841



Project	SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
Analysis Description		
Drawn By	Scale	Company
Date: 19/05/2026, 16:56:29		File Name: slide.slim

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.640193	1.12034	SD	0	36	0.526747	0.799818	2.02844	0.8175	1.21094
2	0.640193	3.36101	SD	0	36	1.58024	2.39945	6.08532	2.4525	3.63282
3	0.640193	5.60168	SD	0	36	2.63374	3.99909	10.1422	4.0875	6.0547
4	0.941768	12.1976	MC	26	38	23.6091	35.8483	23.3025	6.1088	17.1937
5	0.667773	11.6706	MC	26	38	26.0101	39.494	30.6577	8.33117	22.3265
6	0.667773	14.4396	MC	26	38	27.3807	41.5751	35.6246	10.3682	25.2564
7	0.667773	17.2086	MC	26	38	28.7501	43.6545	40.5912	12.4069	28.1843
8	0.667773	19.9775	MC	26	38	30.1187	45.7326	45.5573	14.4472	31.1101
9	0.849706	29.6596	MC	26	38	32.6314	49.5478	53.3859	16.9043	36.4816
10	0.849706	34.6146	MC	26	38	34.6129	52.5565	60.5004	19.7827	40.7177
11	0.849706	39.5697	MC	26	38	36.5903	55.5591	67.6127	22.6675	44.9452
12	0.849706	44.5247	MC	26	38	38.5622	58.5532	74.722	25.5614	49.1606
13	0.825369	47.9934	MC	26	38	40.4982	61.4929	81.7227	28.4231	53.2996
14	0.825369	52.668	MC	26	38	42.3937	64.371	88.6172	31.2654	57.3518
15	0.825369	57.3426	MC	26	38	44.2754	67.2282	95.5044	34.13	61.3744
16	0.825369	62.0173	MC	26	38	46.1435	70.0648	102.385	37.0165	65.3683
17	0.825369	66.6919	MC	26	38	47.9787	72.8514	109.248	39.9563	69.2915
18	0.691638	59.4858	MC	26	38	49.6272	75.3544	115.532	42.7161	72.8156
19	0.691638	62.7679	MC	26	38	51.1258	77.63	121.262	45.2422	76.0195
20	0.691638	66.05	MC	26	38	52.5612	79.8095	126.959	47.8707	79.0882
21	0.691638	69.3321	MC	26	38	53.9573	81.9293	132.635	50.5629	82.0725
22	0.691638	72.6142	MC	26	38	55.3099	83.9831	138.29	53.3253	84.9642
23	0.691638	75.8964	MC	26	38	56.5715	85.8988	143.897	56.2349	87.6618
24	0.65011	74.3313	MC	26	38	57.7212	87.6445	149.286	59.1666	90.1195
25	0.65011	77.2301	MC	26	38	58.7063	89.1402	154.45	62.2247	92.2253
26	0.710238	87.6855	MC	26	38	59.6083	90.5099	159.768	65.6144	94.1538

27	0.710238	91.1435	MC	26	38	60.42	91.7424	165.269	69.3803	95.8887
28	0.710238	94.6015	MC	26	38	60.872	92.4286	170.583	73.7282	96.8551
29	0.710238	98.0595	MC	26	38	60.893	92.4605	175.674	78.7737	96.9002
30	0.6	286.86	pieux	1	35	101.528	154.161	322.554	81.8016	240.753
31	0.984154	361.615	MC	26	38	99.1974	150.622	261.35	82.5609	178.789
32	0.689989	236.161	MC	26	38	100.104	151.998	257.108	76.3834	180.725
33	0.689989	221.846	MC	26	38	96.1159	145.943	242.704	70.5032	172.201
34	0.647652	195.208	MC	26	38	92.3488	140.223	228.641	64.4938	164.147
35	0.647652	182.595	MC	26	38	88.7984	134.832	214.933	58.3756	156.557
36	0.647652	169.982	MC	26	38	85.3257	129.559	201.15	52.0171	149.133
37	0.647652	157.369	MC	26	38	81.903	124.362	187.316	45.5004	141.816
38	0.285578	65.4003	MC	26	38	79.957	121.408	178.358	40.703	137.655
39	0.654989	140.545	SD	0	36	63.415	96.29	181.496	35.7104	145.785
40	0.654989	127.183	SD	0	36	60.0557	91.1891	166.714	28.6514	138.063
41	0.654989	113.822	SD	0	36	56.6961	86.0879	151.932	21.593	130.339
42	0.654989	100.46	SD	0	36	53.3366	80.9869	137.15	14.5344	122.616
43	0.649611	86.4971	SD	0	36	50.1925	76.2128	122.924	7.53563	115.388
44	0.649611	73.4718	SD	0	36	46.8761	71.1771	108.361	0.597364	107.763
45	0.649611	60.4466	SD	0	36	41.6088	63.1792	95.6545	-6.34088	95.6545
46	0.23712	18.8398	AL	10	29	35.6318	54.1036	89.3256	-11.0763	89.3256
47	0.634676	42.0908	AL	10	29	32.7044	49.6587	80.5049	-15.732	80.5049
48	0.634676	29.9536	AL	10	29	28.4422	43.1869	67.6618	-22.5107	67.6618
49	0.634676	17.8165	AL	10	29	24.1799	36.715	54.8188	-29.2892	54.8188
50	2.81689e-008	2.60705e-007	AL	10	29	1.4901	2.26259	-13.5505	-35.9592	-13.5505

Interslice Data

Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.39429

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	-21.9501	-7.5	0	0	0
2	-21.3099	-7.66667	0.643242	0	0
3	-20.6697	-7.83333	2.57297	0	0
4	-20.0295	-8	5.78918	0	0
5	-19.0878	-8.24518	33.1803	0	0
6	-18.42	-8.45251	56.1272	0	0
7	-17.7522	-8.65984	80.8947	0	0
8	-17.0844	-8.86717	107.482	0	0
9	-16.4167	-9.0745	135.889	0	0
10	-15.567	-9.36607	177.106	0	0
11	-14.7173	-9.65765	221.811	0	0
12	-13.8676	-9.94922	270	0	0
13	-13.0178	-10.2408	321.667	0	0
14	-12.1925	-10.524	375.175	0	0
15	-11.3671	-10.8072	431.945	0	0
16	-10.5417	-11.0903	491.965	0	0
17	-9.71637	-11.3735	555.222	0	0
18	-8.891	-11.6567	621.683	0	0
19	-8.19937	-11.894	679.811	0	0
20	-7.50773	-12.1313	740.158	0	0
21	-6.81609	-12.3685	802.674	0	0
22	-6.12445	-12.6058	867.328	0	0
23	-5.43281	-12.8431	934.084	0	0
24	-4.74117	-13.0803	1002.87	0	0
25	-4.09106	-13.3033	1069.31	0	0
26	-3.44095	-13.5262	1137.4	0	0

27	-2.73071	-13.7697	1213.53	0	0
28	-2.02048	-14.0131	1291.41	0	0
29	-1.31024	-14.2566	1370.73	0	0
30	-0.6	-14.5	1451.15	0	0
31	4.44089e-016	-13.8318	1296.88	0	0
32	0.984154	-12.7358	1112.22	0	0
33	1.67414	-11.9674	986.89	0	0
34	2.36413	-11.1989	869.895	0	0
35	3.01178	-10.4776	767.806	0	0
36	3.65944	-9.75633	673.349	0	0
37	4.30709	-9.03503	586.639	0	0
38	4.95474	-8.31373	507.753	0	0
39	5.24032	-8	476.098	0	0
40	5.89531	-7.28045	388.231	0	0
41	6.5503	-6.56089	308.915	0	0
42	7.20529	-5.84134	238.151	0	0
43	7.86027	-5.12179	175.938	0	0
44	8.50989	-4.41452	123.293	0	0
45	9.1595	-3.70726	78.8966	0	0
46	9.80911	-3	39.8821	0	0
47	10.0462	-2.74184	25.5828	0	0
48	10.6809	-2.05084	-8.45947	0	0
49	11.3156	-1.35984	-36.3407	0	0
50	11.9503	-0.668837	-58.0609	0	0
51	11.9503	0	0	0	0

Global Minimum Query (spencer) - Safety Factor: 1.51841

Slice	X coordinate	Y coordinate - Bottom	Interslice Normal Force	Interslice Shear Force	Interslice Force Angle

	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[degrees]
1	-21.9501	-7.5	0	0	0
2	-21.3099	-7.66667	0.675292	0.0816853	6.89716
3	-20.6697	-7.83333	2.70117	0.326741	6.89715
4	-20.0295	-8	6.07763	0.735168	6.89716
5	-19.0878	-8.24518	34.0251	4.11578	6.89716
6	-18.42	-8.45251	57.7502	6.98563	6.89715
7	-17.7522	-8.65984	83.4203	10.0908	6.89718
8	-17.0844	-8.86717	111.035	13.4311	6.89715
9	-16.4167	-9.0745	140.592	17.0065	6.89719
10	-15.567	-9.36607	183.885	22.2433	6.89717
11	-14.7173	-9.65765	230.936	27.9347	6.89716
12	-13.8676	-9.94922	281.741	34.0803	6.89717
13	-13.0178	-10.2408	336.295	40.6792	6.89715
14	-12.1925	-10.524	392.863	47.5219	6.89716
15	-11.3671	-10.8072	452.949	54.79	6.89715
16	-10.5417	-11.0903	516.538	62.4819	6.89715
17	-9.71637	-11.3735	583.617	70.596	6.89715
18	-8.891	-11.6567	654.154	79.1284	6.89716
19	-8.19937	-11.894	715.891	86.5962	6.89715
20	-7.50773	-12.1313	780.023	94.3538	6.89715
21	-6.81609	-12.3685	846.5	102.395	6.89715
22	-6.12445	-12.6058	915.289	110.716	6.89715
23	-5.43281	-12.8431	986.356	119.312	6.89713
24	-4.74117	-13.0803	1059.63	128.175	6.89711
25	-4.09106	-13.3033	1130.43	136.741	6.8972
26	-3.44095	-13.5262	1203.03	145.522	6.89715
27	-2.73071	-13.7697	1284.26	155.348	6.89716
28	-2.02048	-14.0131	1367.41	165.406	6.89716

29	-1.31024	-14.2566	1452.17	175.659	6.89717
30	-0.6	-14.5	1538.18	186.063	6.89716
31	4.44089e-016	-13.8318	1383.57	167.361	6.89717
32	0.984154	-12.7358	1194.76	144.521	6.89712
33	1.67414	-11.9674	1066.26	128.977	6.89711
34	2.36413	-11.1989	946.074	114.44	6.89716
35	3.01178	-10.4776	840.964	101.725	6.89712
36	3.65944	-9.75633	743.443	89.929	6.89715
37	4.30709	-9.03503	653.615	79.0631	6.89715
38	4.95474	-8.31373	571.547	69.136	6.89716
39	5.24032	-8	538.425	65.1294	6.89715
40	5.89531	-7.28045	449.365	54.3565	6.89715
41	6.5503	-6.56089	368.742	44.6041	6.89715
42	7.20529	-5.84134	296.554	35.872	6.89715
43	7.86027	-5.12179	232.802	28.1604	6.89715
44	8.50989	-4.41452	178.469	21.5881	6.89715
45	9.1595	-3.70726	132.28	16.001	6.89717
46	9.80911	-3	91.6569	11.0871	6.89716
47	10.0462	-2.74184	77.0453	9.31963	6.89716
48	10.6809	-2.05084	42.1731	5.10138	6.89715
49	11.3156	-1.35984	13.4703	1.62941	6.89717
50	11.9503	-0.668837	-9.06306	-1.09629	6.89713
51	11.9503	0	0	0	0

List Of Coordinates

Line Load

X	Y

0.35038	0
15.645	0

External Boundary

X	Y
-23.228	-20
20	-20
20	-8
20	-4
20	-3
20	0
0	0
-0.6	0
-0.6	-7.5
-23.228	-7.5
-23.228	-8

Material Boundary

X	Y
-0.6	-7.5
-0.6	-8
-0.6	-14.5
0	-14.5
0	-8
2.77556e-017	-4
0	-3
0	-2.04054

0	-1.278
0	0

Material Boundary

X	Y
0	-3
20	-3

Material Boundary

X	Y
0	-8
20	-8

Material Boundary

X	Y
-23.228	-8
-0.6	-8

Material Boundary

X	Y
2.77556e-017	-4
20	-4

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

File Name: slide - Copie
Slide Modeler Version: 6.025
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Date Created: 19/05/2026, 16:56:29

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
Time Units: days
Permeability Units: meters/second
Failure Direction: Right to Left
Data Output: Standard
Maximum Material Properties: 20
Maximum Support Properties: 20

Design Standard

Selected Type: Eurocode 7 (User Defined)
Name: User Defined 1

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1

Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1
Variable Actions: Favourable	1
Effective cohesion	1
Coefficient of shearing resistance	1
Undrained strength	1
Weight density	1
Shear strength (other models)	1
Earth resistance	1
Tensile and plate strength	1
Shear strength	1
Compressive strength	1
Bond strength	1
Seismic Coefficient	1

Analysis Options

Analysis Methods Used

Bishop simplified
Spencer

Number of slices: 50
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check malpha < 0.2: Yes
Initial trial value of FS: 1
Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Steady State FEA
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Tolerance: 1e-006
Maximum number of iterations: 500
Advanced Groundwater Method: None
Mesh Element Type: 3 noded triangles
Number of Elements: 1841
Number of Nodes: 988

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Search Method: Auto Refine Search
Divisions along slope: 10
Circles per division: 10
Number of iterations: 10
Divisions to use in next iteration: 50%
Number of vertices per surface: 12
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: 14.5

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.4
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.2

1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 40
Orientation: Vertical
Load Action: Variable

Material Properties

Property	AL	SD	MC	pieux
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	20.5	21	20	25
Cohesion [kPa]	85	75	270	1
Friction Angle [deg]	0	0	0	35
Unsaturated Shear Strength Angle [deg]	0	0	0	0
Air Entry Value [kPa]	0	0	0	0
Ks [meters/second]	2e-006	0.0004	1e-008	1e-020
K2/K1	5	5	5	1
K Angle [deg]	0	0	0	0
Groundwater Model	Simple	Simple	Simple	Simple
GW Model Properties	Soil Type: Clay	Soil Type: Sand	Soil Type: Clay	Soil Type: General

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 2.432150
Axis Location: -7.556, 36.363
Left Slip Surface Endpoint: -20.113, -7.500
Right Slip Surface Endpoint: 20.000, 0.000
Resisting Moment=557374 kN-m
Driving Moment=229170 kN-m
Total Slice Area=373.399 m2

Method: spencer

FS: 2.843970
Axis Location: -9.114, 39.478
Left Slip Surface Endpoint: -23.228, -7.500
Right Slip Surface Endpoint: 20.000, 0.000
Resisting Moment=627937 kN-m
Driving Moment=220796 kN-m
Resisting Horizontal Force=10397.7 kN
Driving Horizontal Force=3656.06 kN
Total Slice Area=375.667 m2

Global Minimum Coordinates

Method: bishop simplified

X	Y
-20.1127	-7.5
-18.371	-9.05334
-16.4476	-10.7136
-13.7276	-12.8487
-10.4676	-15.1015
-7.21834	-17.029

-3.90893	-18.6721
-0.6	-20
2.29903	-18.0732
4.7992	-16.2415
7.32714	-14.1879
10.1249	-11.6745
11.6009	-10.2411
13.7506	-8.0111
15.645	-5.39103
18.4911	-2.1016
20	0

Method: spencer

X	Y
-23.228	-7.5
-18.9323	-10.7424
-14.9674	-13.0895
-11.8592	-14.5928
-8.24673	-16.0175
-4.56495	-17.1497
-0.6	-18.0324
3.71156	-16.0134
7.6765	-13.5896
11.5626	-10.5187
18.1145	-3.89939
20	0

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 516
Number of Invalid Surfaces: 3986

Error Codes:

Error Code -105 reported for 687 surfaces
Error Code -106 reported for 930 surfaces
Error Code -115 reported for 2169 surfaces
Error Code -123 reported for 200 surfaces

Method: spencer

Number of Valid Surfaces: 506
Number of Invalid Surfaces: 3996

Error Codes:

Error Code -105 reported for 687 surfaces
Error Code -106 reported for 930 surfaces
Error Code -108 reported for 8 surfaces
Error Code -111 reported for 2 surfaces
Error Code -115 reported for 2169 surfaces
Error Code -123 reported for 200 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

-105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
-106 = Average slice width is less than 0.0001 * (maximum horizontal extent of soil region). This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or

too small a slip region.
-108 = Total driving moment or total driving force < 0.1. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
-111 = safety factor equation did not converge
-115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
-123 = Surface radius equal or less than the internal cutoff of 0.01.

Slice Data

Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 2.43215

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.56063	2.94331	SD	75	0	30.8369	75	33.802	2.4525	31.3495
2	1.18107	24.8419	MC	270	0	111.013	270	124.247	10.0772	114.17
3	0.961701	38.3411	MC	270	0	111.013	270	143.666	19.3309	124.335
4	0.961701	54.3077	MC	270	0	111.013	270	163.588	27.4945	136.094
5	0.90666	65.1787	MC	270	0	111.013	270	173.411	35.0873	138.324
6	0.90666	78.0845	MC	270	0	111.013	270	190.492	42.1119	148.38
7	0.90666	90.9902	MC	270	0	111.013	270	207.573	49.1513	158.422
8	0.815006	92.1826	MC	270	0	111.013	270	212.44	55.4792	156.961
9	0.815006	101.362	MC	270	0	111.013	270	225.956	61.0988	164.857
10	0.815006	110.542	MC	270	0	111.013	270	239.472	66.749	172.723
11	0.815006	119.722	MC	270	0	111.013	270	252.989	72.4335	180.555
12	0.812303	127.814	MC	270	0	111.013	270	254.674	77.7712	176.903
13	0.812303	135.643	MC	270	0	111.013	270	266.239	82.7659	183.473
14	0.812303	143.472	MC	270	0	111.013	270	277.804	87.8672	189.937
15	0.812303	151.3	MC	270	0	111.013	270	289.369	93.0406	196.329
16	0.827353	161.489	MC	270	0	111.013	270	289.343	98.0072	191.336
17	0.827353	168.286	MC	270	0	111.013	270	299.202	102.781	196.421

18	0.827353	175.083	MC	270	0	111.013	270	309.06	107.734	201.326
19	0.827353	181.881	MC	270	0	111.013	270	318.919	112.983	205.936
20	0.827233	187.998	MC	270	0	111.013	270	317.264	118.194	199.07
21	0.827233	193.491	MC	270	0	111.013	270	325.232	123.461	201.771
22	0.827233	198.983	MC	270	0	111.013	270	333.199	129.138	204.061
23	0.827233	204.476	MC	270	0	111.013	270	341.167	135.378	205.789
24	0.724757	330.722	MC	270	0	111.013	270	473.804	137.636	336.168
25	0.724757	284.14	MC	270	0	111.013	270	424.224	135.751	288.473
26	0.724757	277.158	MC	270	0	111.013	270	425.116	133.712	291.404
27	0.724757	270.176	MC	270	0	111.013	270	413.556	131.34	282.216
28	0.83339	301.569	MC	270	0	111.013	270	392.899	127.922	264.977
29	0.83339	291.393	MC	270	0	111.013	270	378.245	123.64	254.605
30	0.83339	281.216	MC	270	0	111.013	270	363.591	118.974	244.617
31	0.842646	273.426	MC	270	0	111.013	270	339.197	113.65	225.547
32	0.842646	261.889	MC	270	0	111.013	270	322.767	107.766	215.001
33	0.842646	250.353	MC	270	0	111.013	270	306.339	101.657	204.682
34	0.699433	198.621	MC	270	0	111.013	270	281.039	95.6635	185.375
35	0.699433	189.831	MC	270	0	111.013	270	265.958	89.8045	176.154
36	0.699433	181.041	MC	270	0	111.013	270	250.878	83.8793	166.999
37	0.699433	172.251	MC	270	0	111.013	270	235.797	77.8986	157.899
38	0.738011	171.826	MC	270	0	111.013	270	211.579	71.4505	140.128
39	0.738011	161.247	MC	270	0	111.013	270	194.377	64.5354	129.842
40	0.716586	146.103	MC	270	0	111.013	270	169.511	57.459	112.052
41	0.716586	135.45	MC	270	0	111.013	270	151.671	50.2266	101.444
42	0.716586	124.797	MC	270	0	111.013	270	133.832	42.9788	90.8528
43	0.947171	144.896	SD	75	0	30.8369	75	180.923	32.9231	148
44	0.947171	118.839	SD	75	0	30.8369	75	147.91	20.0721	127.838
45	0.689598	71.2652	SD	75	0	30.8369	75	88.3716	9.73686	78.6347
46	0.689598	59.7232	SD	75	0	30.8369	75	68.2869	1.91802	66.3688

47	0.689598	48.1813	SD	75	0	30.8369	75	48.2022	-5.90066	48.2022
48	0.777327	40.6475	AL	85	0	34.9485	85	22.3575	-14.2168	22.3575
49	0.754445	24.3776	AL	85	0	34.9485	85	-9.90217	-23.7775	-9.90217
50	0.754445	8.12588	AL	85	0	34.9485	85	-35.7518	-34.0858	-35.7518

Global Minimum Query (spencer) - Safety Factor: 2.84397

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.662421	3.47771	SD	75	0	26.3716	75	40.3018	2.4525	37.8493
2	0.908311	15.7646	MC	270	0	94.9377	270	142.983	8.26996	134.713
3	0.908311	28.2194	MC	270	0	94.9377	270	161.657	15.0004	146.657
4	0.908311	40.6742	MC	270	0	94.9377	270	180.331	21.7325	158.598
5	0.908311	53.1289	MC	270	0	94.9377	270	199.005	28.4679	170.537
6	0.991226	70.5908	MC	270	0	94.9377	270	187.374	34.7221	152.652
7	0.991226	82.2233	MC	270	0	94.9377	270	202.565	40.4973	162.068
8	0.991226	93.8557	MC	270	0	94.9377	270	217.755	46.2827	171.472
9	0.991226	105.488	MC	270	0	94.9377	270	232.945	52.081	180.864
10	1.03608	121.533	MC	270	0	94.9377	270	227.399	57.4734	169.925
11	1.03608	131.917	MC	270	0	94.9377	270	239.958	62.4723	177.485
12	1.03608	142.3	MC	270	0	94.9377	270	252.516	67.5065	185.009
13	0.903113	131.78	MC	270	0	94.9377	270	247.087	71.8645	175.223
14	0.903113	138.213	MC	270	0	94.9377	270	255.786	75.5471	180.239
15	0.903113	144.647	MC	270	0	94.9377	270	264.484	79.2913	185.192
16	0.903113	151.08	MC	270	0	94.9377	270	273.182	83.1283	190.053
17	0.920445	159.864	MC	270	0	94.9377	270	265.191	86.703	178.488
18	0.920445	165.074	MC	270	0	94.9377	270	271.935	90.0653	181.869
19	0.920445	170.284	MC	270	0	94.9377	270	278.678	93.6186	185.06
20	0.920445	175.495	MC	270	0	94.9377	270	285.422	97.414	188.008

21	0.991237	193.985	MC	270	0	94.9377	270	276.113	101.33	174.783
22	0.991237	198.36	MC	270	0	94.9377	270	281.248	105.48	175.768
23	0.991237	202.735	MC	270	0	94.9377	270	286.385	110.336	176.049
24	0.991237	207.11	MC	270	0	94.9377	270	291.52	116.081	175.439
25	0.862311	352.713	MC	270	0	94.9377	270	382.514	119.06	263.454
26	0.862311	306.149	MC	270	0	94.9377	270	361.708	118.79	242.918
27	0.862311	299.185	MC	270	0	94.9377	270	357.448	117.929	239.519
28	0.862311	292.221	MC	270	0	94.9377	270	349.544	116.455	233.089
29	0.862311	285.257	MC	270	0	94.9377	270	341.639	114.278	227.361
30	0.792989	255.279	MC	270	0	94.9377	270	310.609	111.296	199.313
31	0.792989	247.591	MC	270	0	94.9377	270	301.422	107.547	193.875
32	0.792989	239.902	MC	270	0	94.9377	270	292.235	103.578	188.657
33	0.792989	232.214	MC	270	0	94.9377	270	283.047	99.4168	183.63
34	0.792989	224.526	MC	270	0	94.9377	270	273.86	95.1022	178.758
35	0.777223	211.521	MC	270	0	94.9377	270	239.241	90.0725	149.169
36	0.777223	201.974	MC	270	0	94.9377	270	228.048	84.3254	143.723
37	0.777223	192.427	MC	270	0	94.9377	270	216.854	78.5087	138.345
38	0.777223	182.88	MC	270	0	94.9377	270	205.66	72.6447	133.015
39	0.777223	173.332	MC	270	0	94.9377	270	194.466	66.7364	127.729
40	0.831008	173.247	MC	270	0	94.9377	270	156.488	59.6973	96.7902
41	0.831008	159.293	MC	270	0	94.9377	270	141.874	51.53	90.3438
42	0.831008	145.34	MC	270	0	94.9377	270	127.261	43.3405	83.9203
43	0.811772	128.17	SD	75	0	26.3716	75	153.399	35.2173	118.182
44	0.811772	114.189	SD	75	0	26.3716	75	137.073	27.172	109.901
45	0.811772	100.208	SD	75	0	26.3716	75	91.6861	19.127	72.5591
46	0.811772	86.2273	SD	75	0	26.3716	75	76.6971	11.0812	65.6159
47	0.811772	72.2465	SD	75	0	26.3716	75	61.7086	3.03572	58.6729
48	0.43489	30.8527	SD	75	0	26.3716	75	19.6188	-5.39847	19.6188
49	0.725304	33.4547	AL	85	0	29.8878	85	-2.29143	-17.1675	-2.29143

50	0.725304	11.1516	AL	85	0	29.8878	85	-24.2934	-31.8824	-24.2934

Interslice Data

Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 2.43215

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	-20.1127	-7.5	0	0	0
2	-19.552	-8	33.0118	0	0
3	-18.371	-9.05334	285.064	0	0
4	-17.4093	-9.88346	495.749	0	0
5	-16.4476	-10.7136	716.585	0	0
6	-15.5409	-11.4253	914.584	0	0
7	-14.6342	-12.137	1119.58	0	0
8	-13.7276	-12.8487	1331.57	0	0
9	-12.9126	-13.4119	1504.81	0	0
10	-12.0976	-13.9751	1682	0	0
11	-11.2826	-14.5383	1863.12	0	0
12	-10.4676	-15.1015	2048.19	0	0
13	-9.65525	-15.5833	2209.96	0	0
14	-8.84295	-16.0652	2374.18	0	0
15	-8.03065	-16.5471	2540.83	0	0
16	-7.21834	-17.029	2709.93	0	0
17	-6.39099	-17.4398	2856.04	0	0
18	-5.56364	-17.8505	3003.48	0	0
19	-4.73628	-18.2613	3152.24	0	0
20	-3.90893	-18.6721	3302.34	0	0

21	-3.0817	-19.0041	3424.3	0	0
22	-2.25447	-19.3361	3546.71	0	0
23	-1.42723	-19.668	3669.56	0	0
24	-0.6	-20	3792.86	0	0
25	0.124757	-19.5183	3512.8	0	0
26	0.849513	-19.0366	3275.26	0	0
27	1.57427	-18.5549	3040.07	0	0
28	2.29903	-18.0732	2813.25	0	0
29	3.13242	-17.4626	2545.25	0	0
30	3.96581	-16.8521	2290.27	0	0
31	4.7992	-16.2415	2048.3	0	0
32	5.64184	-15.557	1800.28	0	0
33	6.48449	-14.8724	1568.12	0	0
34	7.32714	-14.1879	1351.82	0	0
35	8.02657	-13.5595	1173.42	0	0
36	8.726	-12.9312	1008.02	0	0
37	9.42544	-12.3028	855.615	0	0
38	10.1249	-11.6745	716.198	0	0
39	10.8629	-10.9578	577.757	0	0
40	11.6009	-10.2411	455.875	0	0
41	12.3175	-9.49774	350.983	0	0
42	13.0341	-8.75442	263.613	0	0
43	13.7506	-8.0111	193.765	0	0
44	14.6978	-6.70106	-72	0	0
45	15.645	-5.39103	-284.094	0	0
46	16.3346	-4.59402	-361.768	0	0
47	17.0242	-3.79701	-418.818	0	0
48	17.7138	-3	-455.243	0	0
49	18.4911	-2.1016	-464.422	0	0

50	19.2456	-1.0508	-437.401	0	0
51	20	0	0	0	0

Global Minimum Query (spencer) - Safety Factor: 2.84397

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	-23.228	-7.5	0	0	0
2	-22.5656	-8	36.2289	9.3377	14.453
3	-21.6573	-8.6856	214.185	55.2046	14.453
4	-20.749	-9.3712	399.963	103.087	14.4529
5	-19.8406	-10.0568	593.561	152.985	14.4529
6	-18.9323	-10.7424	794.979	204.9	14.453
7	-17.9411	-11.3292	970.794	250.214	14.4529
8	-16.9499	-11.9159	1150.87	296.627	14.4529
9	-15.9587	-12.5027	1335.2	344.138	14.453
10	-14.9674	-13.0895	1523.8	392.747	14.453
11	-13.9313	-13.5906	1687.5	434.939	14.4529
12	-12.8953	-14.0917	1853.33	477.682	14.453
13	-11.8592	-14.5928	2021.31	520.977	14.453
14	-10.9561	-14.949	2142.35	552.173	14.453
15	-10.053	-15.3051	2263.91	583.505	14.453
16	-9.14984	-15.6613	2386	614.972	14.453
17	-8.24673	-16.0175	2508.61	646.574	14.453
18	-7.32628	-16.3006	2607.11	671.961	14.453
19	-6.40584	-16.5836	2705.43	697.302	14.4529
20	-5.48539	-16.8666	2803.58	722.599	14.4529
21	-4.56495	-17.1497	2901.55	747.85	14.4529
22	-3.57371	-17.3703	2978.99	767.811	14.453

23	-2.58247	-17.591	3055.82	787.612	14.4529
24	-1.59124	-17.8117	3132.03	807.255	14.453
25	-0.6	-18.0324	3207.62	826.739	14.453
26	0.262311	-17.6286	2993.94	771.665	14.453
27	1.12462	-17.2248	2807.29	723.556	14.453
28	1.98693	-16.821	2625.14	676.61	14.453
29	2.84925	-16.4172	2448.98	631.203	14.4529
30	3.71156	-16.0134	2278.78	587.338	14.453
31	4.50455	-15.5286	2101.39	541.615	14.4529
32	5.29754	-15.0438	1931.52	497.833	14.4529
33	6.09052	-14.5591	1769.18	455.991	14.4529
34	6.88351	-14.0743	1614.37	416.09	14.4529
35	7.6765	-13.5896	1467.08	378.129	14.453
36	8.45373	-12.9754	1309.33	337.468	14.4529
37	9.23095	-12.3612	1162.26	299.564	14.453
38	10.0082	-11.747	1025.89	264.415	14.453
39	10.7854	-11.1328	900.216	232.023	14.4529
40	11.5626	-10.5187	785.234	202.388	14.453
41	12.3936	-9.67911	663.449	170.999	14.453
42	13.2246	-8.83956	559.515	144.21	14.4529
43	14.0556	-8	473.43	122.023	14.453
44	14.8674	-7.17988	317.764	81.9012	14.453
45	15.6792	-6.35976	181.08	46.6718	14.4529
46	16.491	-5.53964	87.2108	22.4779	14.453
47	17.3027	-4.71952	11.2267	2.89358	14.4529
48	18.1145	-3.89939	-46.8728	-12.0811	14.453
49	18.5494	-3	-65.3902	-16.8538	14.453
50	19.2747	-1.5	-53.6572	-13.8297	14.453
51	20	0	0	0	0

List Of Coordinates

Line Load

X	Y
0.35038	0
15.645	0

External Boundary

X	Y
-23.228	-20
20	-20
20	-8
20	-4
20	-3
20	0
0	0
-0.6	0
-0.6	-7.5
-23.228	-7.5
-23.228	-8

Material Boundary

X	Y
-0.6	-7.5
-0.6	-8

-0.6	-14.5
0	-14.5
0	-8
2.77556e-017	-4
0	-3
0	-2.04054
0	-1.278
0	0

Material Boundary

X	Y
0	-3
20	-3

Material Boundary

X	Y
0	-8
20	-8

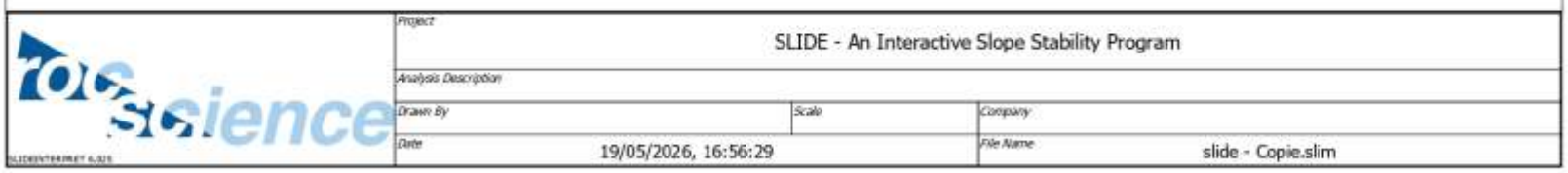
Material Boundary

X	Y
-23.228	-8
-0.6	-8

Material Boundary

X	Y

2.77556e-017	-4
20	-4



Annexe 9 : Capacite portante avec FOXTA 4

Données

Titre du projet : PFE2026

Numéro d'affaire : 2

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Titre du calcul (Cas 1)

Cadre réglementaire : EC 7 - Norme NF P94-261

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par couches

Pas de calcul (m) : 0,20

Forme de la base : Fondation rectangulaire

Longueur L (m) : 1,50

Largeur B (m) : 1,50

Cote du TN initial Zini (m) : 0,00

Cote du TN final Zfin (m) : 0,00

Cote de base fondation Zd (m) : -1,25

Proximité d'un talus : Non

Catégorie de sol : Marnes, roches altérées

Type de comportement : Comportement intermédiaire

Cohésion c (kPa) : 38,00

Angle de frottement (°) : 26,0

Poids volumique net (kN/m3) : 22,0

Type d'interface : Interface frottante

Angle de contact à l'interface (°) : 26,0

Poids volumique moyen du sol au-dessus de la base de la fondation (kN/m3) : 20,0

Terrain et profil pressiométrique

N°	Nom	Couleur	Zbase	pl*	EM	α
1	Marne		-5,00	2400,00	50000,00	0,50

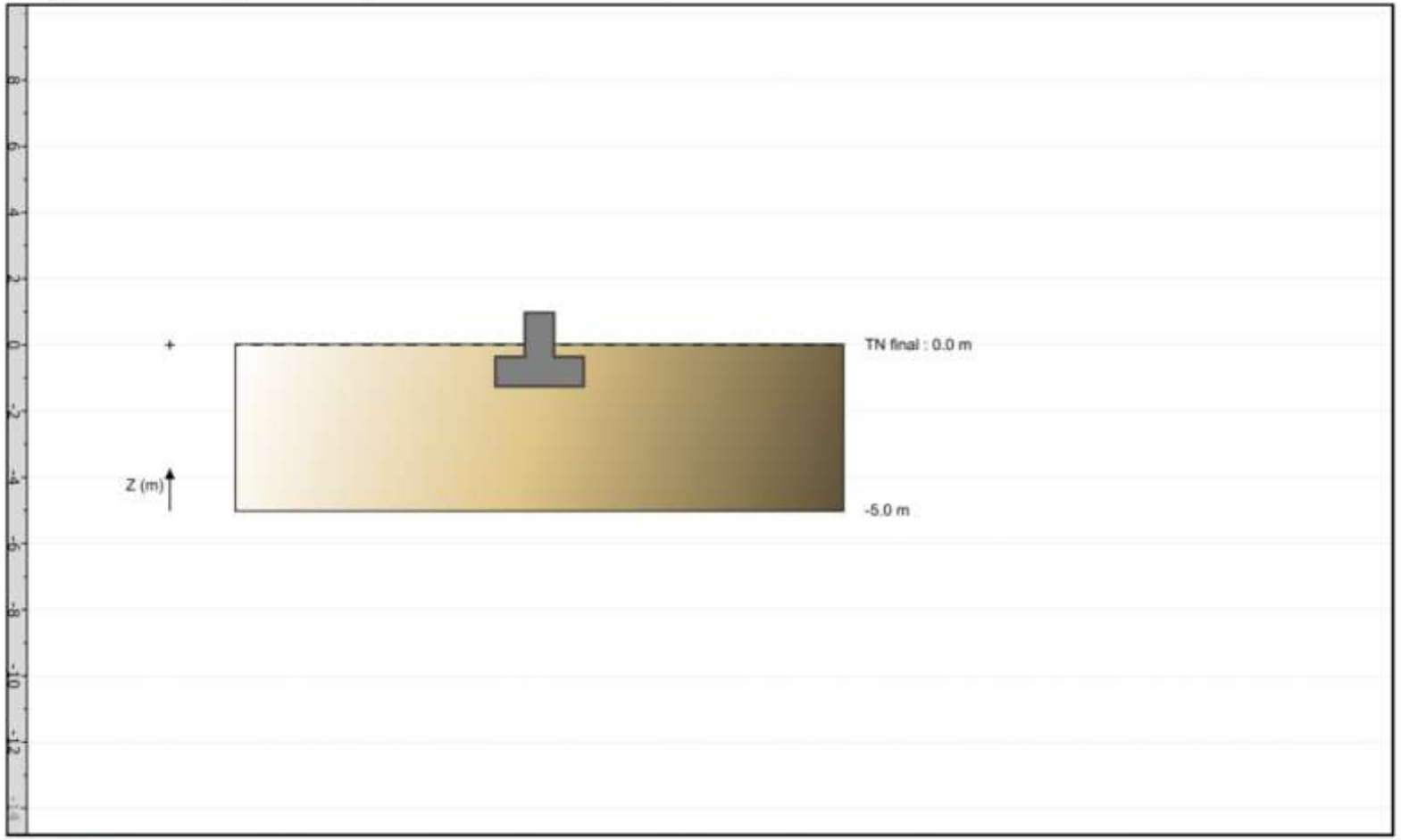
Poids propre de la semelle (P0) : 70,00

Cote d'application de la charge Z0 (m) : -1,50

Cas de charge

N°	Vd	HB,d	HL,d	MB,d	ML,d	Pondération sur P0	Combinaison
1	445,00	531,00	0,00	0,00	0,00	1,00	ELU-Fondamentales

Onglet "Chargement (valeurs de calcul)"



Profil du terrain sous la fondation

Couche : Nom de la couche

Point de calcul : Point de calcul

Zpoint [m] : Cote du point de calcul

pl* [kPa] : Pression limite nette du terrain

EM [kPa] : Module pressiométrique du terrain

Profil du terrain sous la fondation

Couche	Point de calcul	Zpoint	pl*	EM
Marne	1	0,00	2400,00	50000,00
Marne	2	-0,20	2400,00	50000,00
Marne	3	-0,40	2400,00	50000,00
Marne	4	-0,60	2400,00	50000,00
Marne	5	-0,80	2400,00	50000,00
Marne	6	-1,00	2400,00	50000,00
Marne	7	-1,20	2400,00	50000,00
Marne	8	-1,40	2400,00	50000,00
Marne	9	-1,60	2400,00	50000,00
Marne	10	-1,80	2400,00	50000,00
Marne	11	-2,00	2400,00	50000,00
Marne	12	-2,20	2400,00	50000,00
Marne	13	-2,40	2400,00	50000,00
Marne	14	-2,60	2400,00	50000,00
Marne	15	-2,80	2400,00	50000,00
Marne	16	-3,00	2400,00	50000,00
Marne	17	-3,20	2400,00	50000,00
Marne	18	-3,40	2400,00	50000,00
Marne	19	-3,60	2400,00	50000,00
Marne	20	-3,80	2400,00	50000,00
Marne	21	-4,00	2400,00	50000,00
Marne	22	-4,20	2400,00	50000,00
Marne	23	-4,40	2400,00	50000,00
Marne	24	-4,60	2400,00	50000,00
Marne	25	-4,80	2400,00	50000,00
Marne	26	-5,00	2400,00	50000,00
Marne	27	-5,00	2400,00	50000,00

Synthèse des principaux résultats

N° cas de charge : Indice du cas de charge

Combinaison : Type de combinaison

Vd [kN] : Effort vertical à la base de la fondation

Hd [kN] : Effort horizontal à la base de la fondation

R0 [kN] : Poids des terres excavées

Seff/Stot : Rapport entre l'aire effective et l'aire totale de la fondation

Rv,d [kN] : Valeur de calcul de la résistance verticale nette du terrain (mécanisme de portance)

Rh,d [kN] : Valeur de calcul de la résistance horizontale du terrain (mécanisme de glissement)

Portance : Vérification de la capacité portante de la fondation (ELU et ELS)

Excentrement : Vérification de l'excentricité du chargement (ELU et ELS)

Glissement : Vérification de la stabilité au glissement (ELU uniquement)

Tassement [cm] : Tassement sous la charge appliquée

Synthèse des principaux résultats

N° cas de charge	Combinaison	Vd	Hd	R0	Seff/Stot	Rv,d	Rh,d	Portance	Excentrement	Glissement	Tassement
1	ELU-Fondamentales	515,00	531,00	56,25	0,66	550,25	207,59	Ok	Ok	Non valide	-

Paramètres intermédiaires pour le calcul de portance

N° cas de charge : Indice du cas de charge

Combinaison : Type de combinaison

iδβ : Coefficient réducteur lié à l'inclinaison et à la proximité d'un talus

kp : Facteur de portance pressiométrique

ple [kPa] : Pression limite nette équivalente

qnet [kPa] : Contrainte de rupture du terrain de fondation (sans pondérations)

Seff [m²] : Aire d'assise effective de la fondation (tenant compte de l'excentrement du chargement)

Fglobal : Facteur de sécurité global

Rv,d [kN] : Valeur de calcul de la résistance nette du terrain de fondation

Paramètres intermédiaires pour le calcul de portance

N° cas de charge	Combinaison	iδβ	kp	ple	qnet	Seff	Fglobal	Rv,d
1	ELU-Fondamentales	0,22	1,21	2400,00	626,00	1,48	1,68	550,25

Raideurs équivalentes de la fondation

Type : Type de raideur

Kv [kN/m] : Raideur verticale

KHB [kN/m] : Raideur horizontale selon B

KHL [kN/m] : Raideur horizontale selon L

KMB [kNm/rad] : Raideur rotationnelle selon B

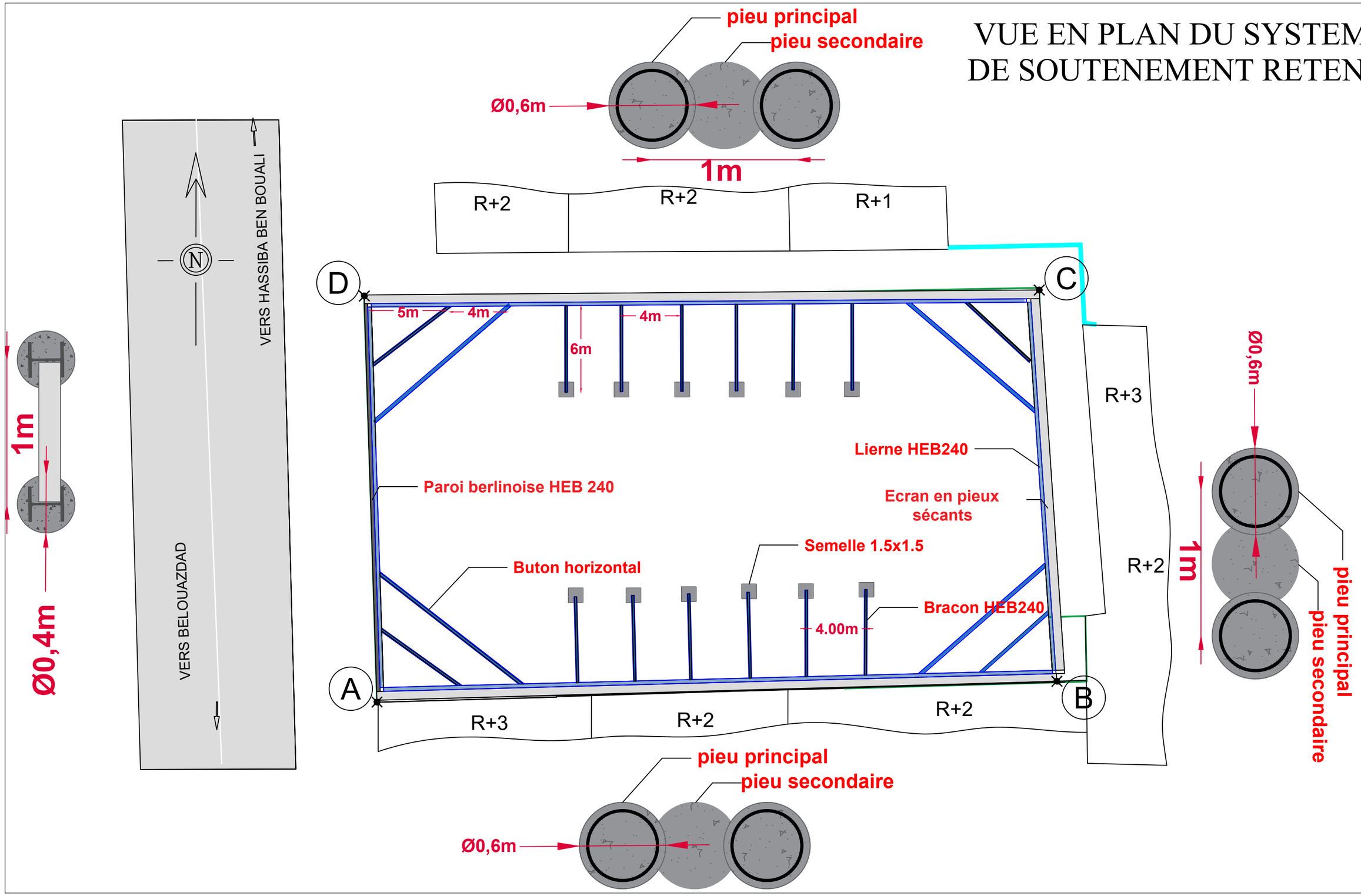
KML [kNm/rad] : Raideur rotationnelle selon L

Raideurs équivalentes de la fondation

Type	Kv	KHB	KHL	KMB	KML
Raideurs statiques LT	3,574E05	2,843E05	2,843E05	1,594E05	1,594E05
Raideurs statiques CT	7,148E05	5,685E05	5,685E05	3,188E05	3,188E05
Raideurs sismiques Min	1,072E06	8,527E05	8,527E05	4,782E05	4,782E05
Raideurs sismiques Max	2,144E06	1,706E06	1,706E06	9,565E05	9,565E05

Annexe 10 : PLANS DE DIMMENSIONNEMLENT ET DE CONCEPTION (FORMAT A3)

VUE EN PLAN DU SYSTEME DE SOUTENEMENT RETENU.

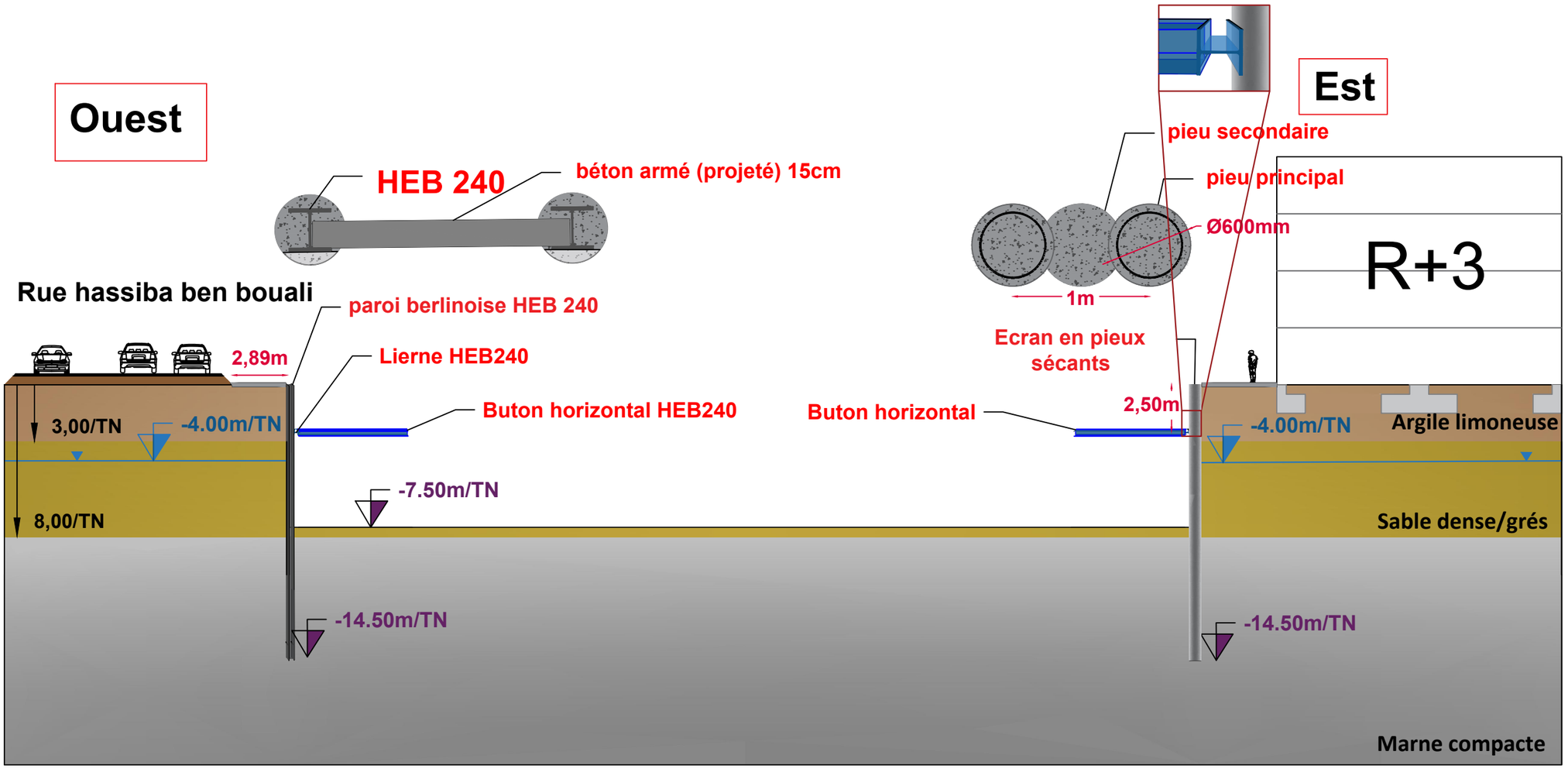


ENSTP
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS DE FOUILLE (PROVISOIRE,DEFINITIVE) DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN HOTEL EN R+6+2 ATTIQUES AVEC 2 SOUS SOL - SIDI M'HAMED - ALGER CENTRE	SAI Anfel REZIK Insaf	HAMADI Kamel	1/250	1/6	2025 / 2026

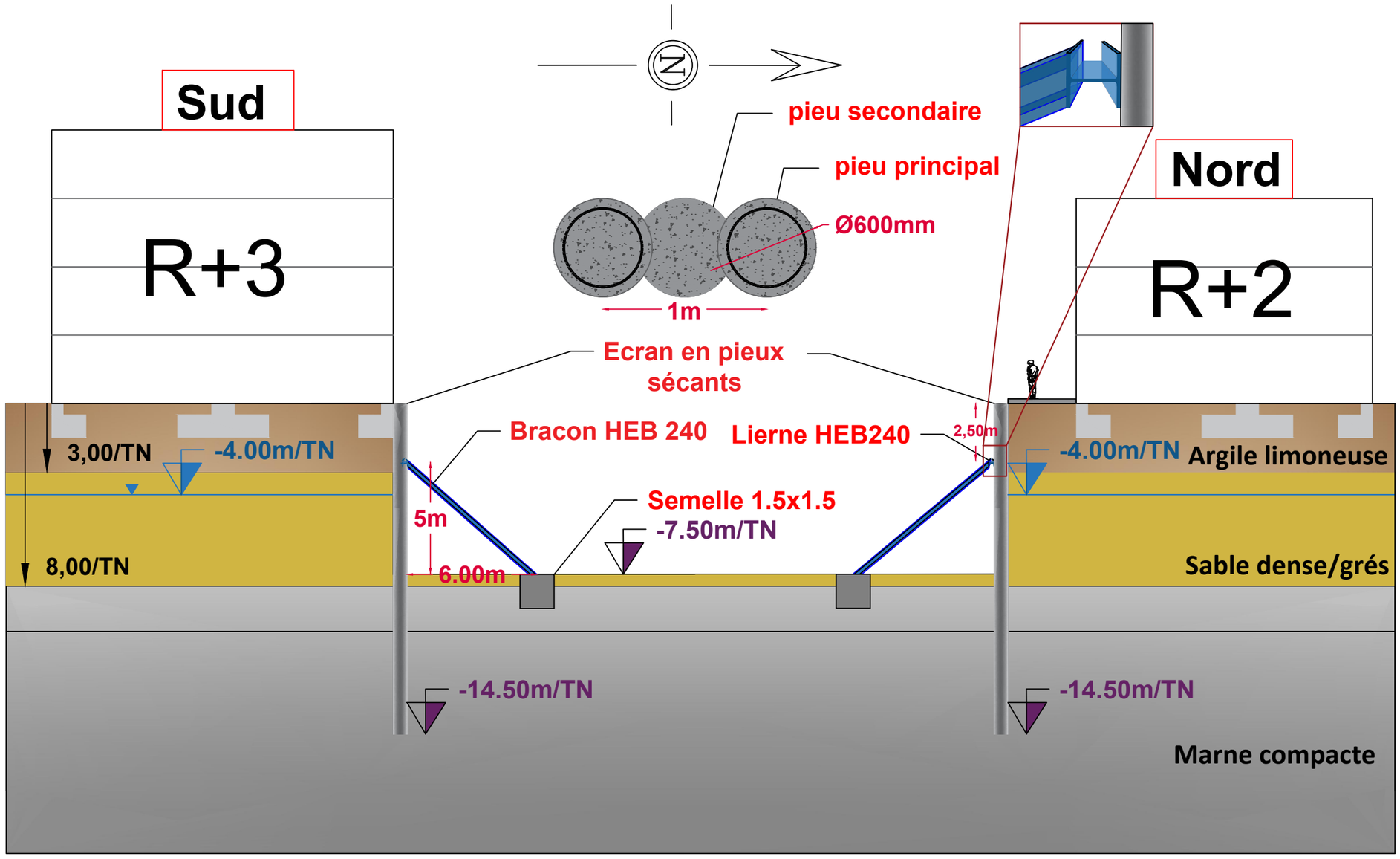
COUPE OUEST-EST DE LA FOUILLE PRESENTANT LA SOLUTION DE SOUTENEMENT RETENUE



ENSTP
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS DE FOUILLE (PROVISOIRE,DEFINITIVE) DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN HOTEL EN R+6+2 ATTIQUES AVEC 2 SOUS SOL - SIDI M'HAMED - ALGER CENTRE	SAI Anfel REZIK Insaf	HAMADI Kamel	1/250	2/6	2025 / 2026

COUPE NORD-SUD DE LA FOUILLE PRESENTANT LA SOLUTION DE SOUTENEMENT RETENUE.

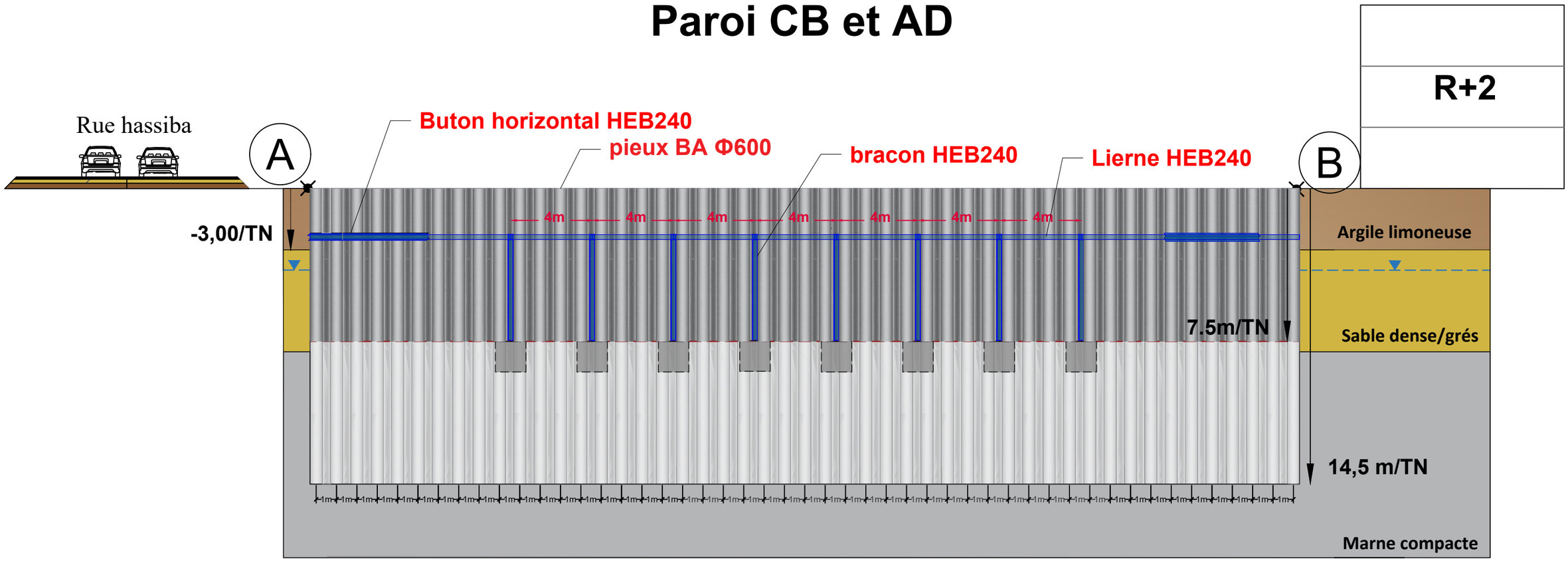


ENSTP
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Hydr and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS DE FOUILLE (PROVISOIRE,DEFINITIVE) DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN HOTEL EN R+6+2 ATTIQUES AVEC 2 SOUS SOL - SIDI M'HAMED - ALGER CENTRE	SAI Anfel REZIK Insaf	HAMADI Kamel	1/200	3/6	2025 / 2026

COUPE EN ELEVATION DE L'ECRAN EN PIEUX SECANTS (NORD ET SUD)

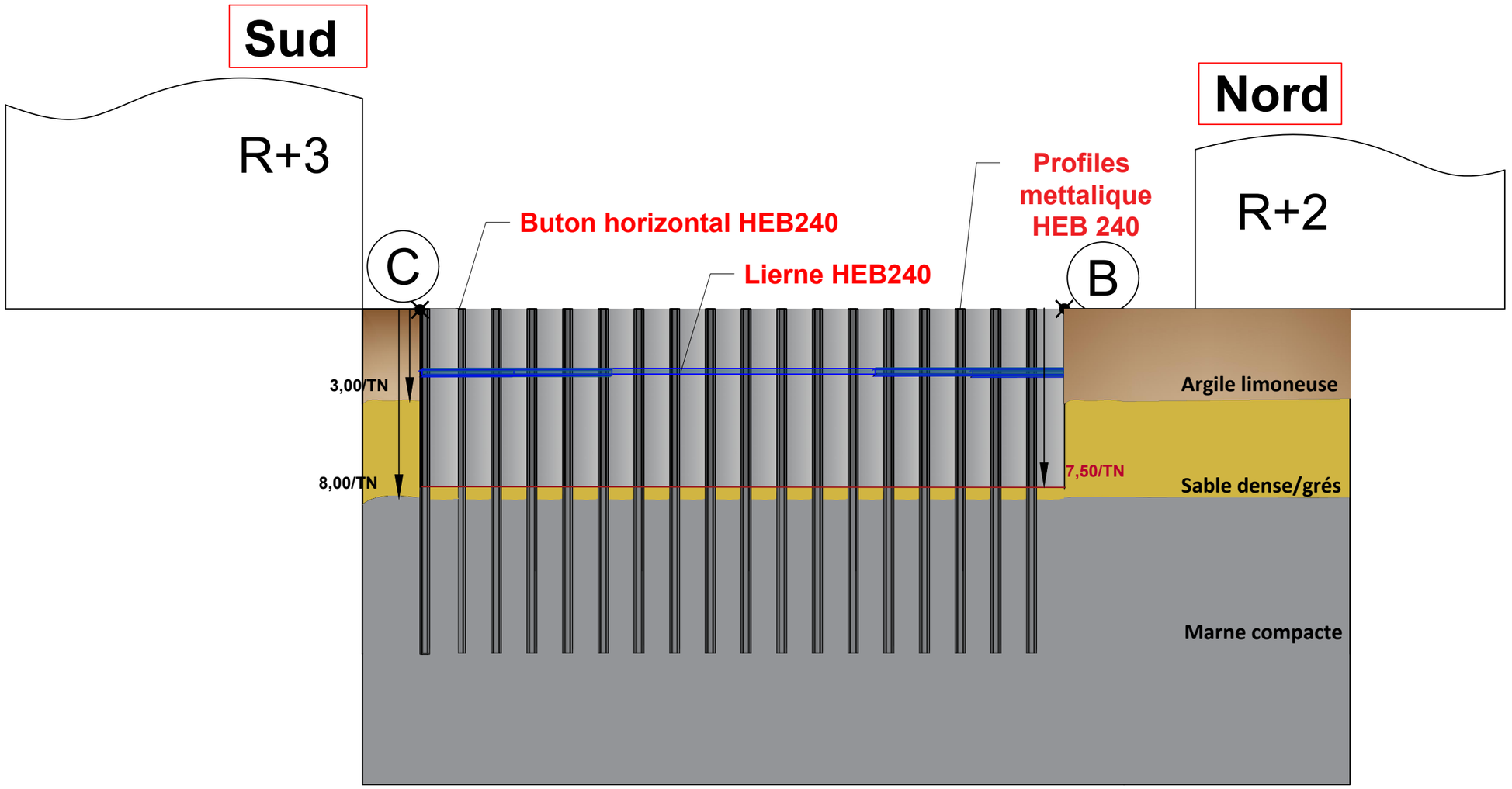


ENSTP
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS DE FOUILLE (PROVISOIRE,DEFINITIVE) DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN HOTEL EN R+6+2 ATTIQUES AVEC 2 SOUS SOL - SIDI M'HAMED - ALGER CENTRE	SAI Anfel REZIK Insaf	HAMADI Kamel	1/250	4/6	2025 / 2026

coupe en élévation de l'écran en paroi berlinoise (ouest).

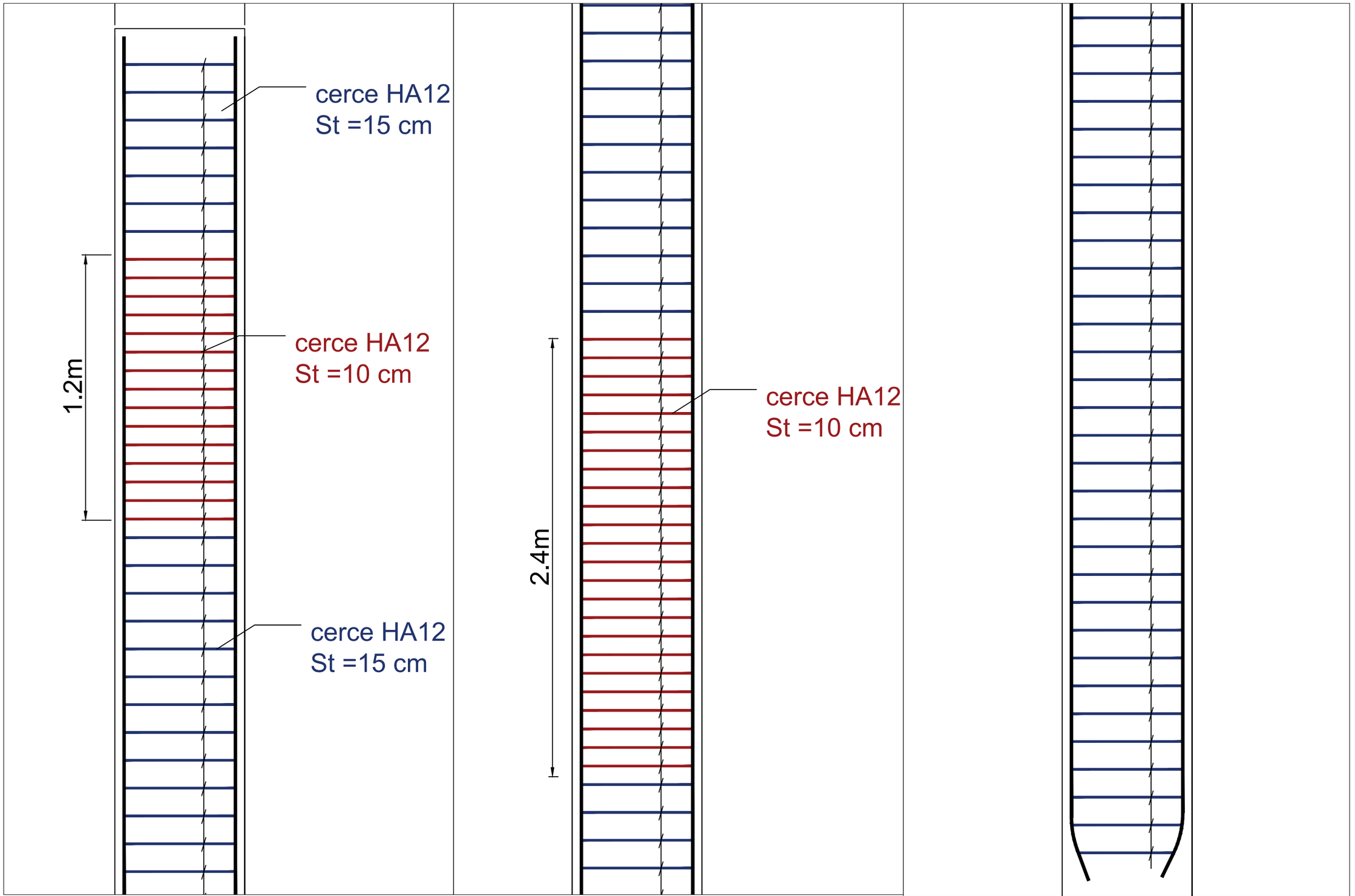


ENSTP
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS DE FOUILLE (PROVISOIRE,DEFINITIVE) DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN HOTEL EN R+6+2 ATTIQUES AVEC 2 SOUS SOL - SIDI M'HAMED - ALGER CENTRE	SAI Anfel REZIK Insaf	HAMADI Kamel	1/200	5/6	2025 / 2026

DETAILLES DE FERAILLAGE DES PIEUX



ENSTP
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS DE FOUILLE (PROVISOIRE,DEFINITIVE) DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN HOTEL EN R+6+2 ATTIQUES AVEC 2 SOUS SOL - SIDI M'HAMED - ALGER CENTRE	SAI Anfel REZIK Insaf	HAMADI Kamel	1/20	6/6	2025 / 2026