

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ BLIDA 1
FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



MÉMOIRE DE MASTER

Spécialité : Géotechnique

ÉTUDE DE SOUTÈNEMENT DE LA RÉSIDENCE MYCÉLIUM
(R+10+3SS : OULED FAYET)

Soutenu par

BEZARI CHERIF
BOUGUERAA BILLEL

Encadré par :
N. OUHDADOU

Blida, Juin 2025

ملخص

يتعلق العمل المنجز في هذه المذكرة بتصميم وحساب أبعاد نظام الدعم المؤقت اللازم لإنجاز مجمع سكني يُدعى إقامة ميسليوم (3+R+10 طوابق تحت الأرض) الواقع في أولاد فاييت. و لتحقيق ذلك, تم اللجوء إلى نمذجة المشكلة باستخدام برنامج جيو 5 مع دراسة نوعين من الجدران الداعمة وهما : جدران الحجاب الحاجز و الأكوام الثانوية. تم الحصول على الملف الجيوتقني للتربة من خلال استغلال نتائج التحريات الميدانية والاختبارات المخبرية. إدخال الشدادات الأرضية سمح لنا بتقليل سداة التثبيت. تم التعبير عن النتائج المتحصل عليها من خلال إزاحات الجدار الداعم والقوى الداخلية (قوى القص وعزم الانحناء). تم اختيار حل الأكوام الثانوية مع الشدادات بناءً على اعتبارات تقنية ومالية في الوقت ذاته (تكلفة كل حل).

الكلمات المفتاح : أكوام ثانوية ، جدران الحجاب الحاجز ، نمذجة، جيو 5، الإزاحة ، الشدادات الأرضية

RÉSUMÉ

Le travail réalisé dans ce mémoire concerne la conception et le dimensionnement du soutènement provisoire nécessaire à la réalisation de la cité à usage d'habitation appelée la résidence Mycélium (R+10+3 sous-sol) située à Ouled Fayet. Pour ce faire, nous avons fait recours à la modélisation du problème en utilisant le logiciel Géo 5 et en investiguant deux types de parois à savoir : les pieux sécants et les parois moulées. Le profil géotechnique du sous-sol a été obtenu en exploitant les résultats des investigations in-situ et des essais de laboratoire. L'introduction des tirants d'ancrage a permis de réduire la fiche. Les résultats obtenus sont exprimés à travers les déplacements de la paroi, les efforts internes (efforts tranchants et moments fléchissant) et la stabilité externe au glissement. Le choix de la solution pieux avec tirants d'ancrages est basé sur la considération simultanée des aspects techniques et financiers (coût de chaque solution).

Mots clé : Pieux sécants, paroi moulée, modélisation, Géo5, déplacement, tirants d'ancrage.

ABSTRACT

The work presented in this thesis concerns the design and sizing of the temporary retaining structure required for the construction of the residential complex known as residence Mycelium (R+10 with 3 basement levels), located in Ouled Fayet. To achieve this, we modeled the problem using the Geo5 software and examined two types of retaining walls: secant piles and diaphragm walls. The geotechnical profile of the subsoil was established by analyzing the results of in-situ investigations and laboratory tests. The introduction of anchor tie rods has reduced an anchor plug. The results obtained are expressed in terms of wall displacements, internal forces (shear forces and bending moments), and external sliding stability. The choice of the piles with anchor tie rods solution was based on the combined consideration of technical and financial aspects (cost of each solution).

Key words: secant piles, diaphragm walls, modeling, Geo5, displacement, anchor tie rods.

REMERCIEMENTS

قال الله تعالى { وَوَصَّيْنَا الْإِنْسَانَ بِوَالِدَيْهِ حَمَلَتْهُ أُمُّهُ وَهْنًا عَلَىٰ وَهْنٍ وَفِصَالُهُ فِي عَامَيْنِ أَنِ اشْكُرْ لِي
وَلِوَالِدَيْكَ إِلَيَّ الْمَصِيرُ } سورة لقمان – الآية 14

قال رسول الله { لَا يَشْكُرُ اللَّهُ مَنْ لَا يَشْكُرُ النَّاسَ }

Nous remercions « Dieu » qui nous a donné la santé, la force, le courage et la patience d'accomplir ce travail.

Grace au soutien et suivi de certaines personnes de bonne volonté et bienveillance que ce présent travail soit accompli.

En cet honneur et avec une émotion pathétique que nous adressons nos chaleureux remerciements à notre promoteur « Mme ADJLANE née OUHDADOU » qui mérite une part de notre profonde gratitude pour sa compréhension, son aide et ses conseils prodigués ; et qui a suivi et assuré le bon déroulement du travail avec ses remarques constitutives, ses propos remarques éclairés nous ont permis de faire notre travail.

Nous remercions également nos enseignants du département de Génie Civil de la spécialité géotechnique à l'université Saad Dahlab de Blida pour leur aide et leurs encouragements durant les deux années de master.

Nous remercions également le président et les membres du jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, et nous n'oublions pas nos collègues en Génie Civil.

DÉDICACES

Je dédie ce travail à :

- *Tous ceux qui ont contribué à ce projet, de près ou de loin.*
- *Nos chers parents pour leur patience, leurs encouragements et leur soutien.*
- *Nos frères et sœurs.*
- *Tous les membres de ma famille (mon père et ma mère).*
- *Nos chers amis pour leurs encouragements et leur patience. Ils sont toujours à nos côtés et nous les remercions pour chaque moment passé avec eux.*
- *Et je ne dois pas oublier mon partenaire et ami. Merci pour votre présence, pour ces moments passés et pour ces deux années de master, riches en aventures. Ce fut un honneur de mener à bien ce projet avec vous.*
- *Tous les étudiants de la promotion de géotechnique 2024/2025.*

BILAL & CHERIF

LISTE DES SYMBOLES

K_a : Coefficient de poussée.

K_p : Coefficient de butée.

σ_a : Contrainte de poussée.

σ_p : Contrainte de butée.

β : Angle de l'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale.

P_l : Pression limite.

F_a : Force de poussée.

H : Hauteur de mur.

φ : Angle de frottement [°]

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos.

$P(z)$: Pression horizontale du sol [kN/m^2]

$u(z)$: Déplacement [m]

K_h : Coefficient de réaction [kN/m^3].

E_M^e : Module pressiométrique équivalent [kN/m^2].

α : Coefficient de structure.

F_{sb} : Facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement.

N_b : Facteur de stabilité dépend la géométrie de l'excavation.

τ_u : Résistance au cisaillement non drainé du sol [kN/m^2].

A : Le coefficient d'accélération

RPA : Réglementation Parasismique Algérien

SC : Sondage carotté.

SP : Sondage pressiométrique.

PMT : Essai pressiométrique.

E : Module de déformation [kPa].

P_L : La pression limite de l'essai pressiométrique [kN/m^2].

γ_h : Densité humide [kN/m^3].

γ_d : Densité sèche [kN/m^3].

γ_{sat} : Densité saturé [kN/m^3].

ω : Teneur en eau [%].

S_r : Degré de saturation [%].

w_L : Limite de liquidité [%].

w_p : Limite de plasticité [%].
 I_p : Indice de plasticité [%].
 I_c : Indice de consistance [%].
 P_c : Pression de consolidation [kPa].
 C_c : Coefficient de compressibilité [%].
 C_g : Coefficient de gonflement [%].
 C_u : Cohésion non drainée [kPa].
 ϕ_u : L'angle de frottement non drainé [°].
 ϕ' : L'angle de frottement effectif [°].
 C' : Cohésion effective [bars].
 λ : L'écart type.
COV: Coefficient de variation.
 ν : Coefficient de Poisson.
 Ψ : Angle de dilatance [°].
 E_{oed} : Module oedométrique [kN/m²].
 ϕ : Angle de frottement [°].
 δ : Angle de frottement sol-mur [°].
 W : Poids [kN].
 d_{eq} : Épaisseurs équivalente [m].
 L : Longueur de section [m].
 d : diamètre du pieu [m].
 a : espacement des pieux [m].
 l : longueur libre de tirant [m].
 l_k longueur de scellement[m].
 b : espacement entres les tirants[m].
 d_s : diamètre de tirant [mm].
 F : force de tirant [kN].

LISTE DES MATIERES

RÉSUMÉ	
REMERCIEMENTS	
DÉDICACES	
LISTE DES SYMBOLES	
LISTE DES MATIERES	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	12
CHAPITRE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE	15
I.1 Introduction	16
I.2 L'excavation	16
I.2.1 Méthodes d'excavation.....	16
I.2.2 Facteurs influent sur le choix d'une méthode d'excavation	22
I.3 Murs de soutènement.....	23
I.3.1 Classification des murs de soutènement.....	23
III.3.1	24
I.3.2 Pieux sécants	24
I.3.3 Parois moulées.....	27
I.3.4. Tirants d'ancrages	30
I.4 Modes de rupture des ouvrages de soutènement	33
I.5 Méthodes de calcul des écrans de soutènement.....	34
1.5.1 Méthode de Coulomb	35
I.5.2 Méthode de Rankine.....	36
1.5.3 Méthodes de calcul de l'état limite ultime.....	37
1.5.4 Méthode des éléments finis (MEF).....	39
I.6 Vérification de la stabilité de fond de fouille	40
I.7 Conclusion	42
CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU SITE DU PROJET.....	43
II.1 Introduction	44
II.2 Situation géographique du site	44
II.3 Contexte géomorphologique	45
II.4 Contexte géologique.....	46
II.4.1 Géologie régionale	46
II.4.2 Géologie locale	47
II.5 Contexte hydrogéologique	49
II.6 Climat	50
II.7 Sismicité	51
II.8 Conclusion.....	52
CHAPITRE III : SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE	53
III.1 Introduction.....	54
III.2 Programme de la reconnaissance géotechnique	54
III.3 Essais in-situ	56
III.3.1 Sondages carottés.....	56
III.3.2 Sondages pressiométriques	57

III.4 Essais de laboratoire.....	61
III.4.1 Essais physiques	62
III.4.2. Classification des sols.....	64
III.4.3 Essais mécaniques	65
III.4.3.1 Essai de cisaillement.....	65
III.4.3.2 Essai œdométrique.....	66
III.5 Étude d'homogénéité	67
III.6 Conclusion	69
CHAPITRE IV : MODÉLISATION DU SOUTÈNEMENT DE LA RÉSIDENCE MYCÉLIUM	70
IV.1. Introduction.....	71
IV.2 présentation du logiciel Géo 5	71
IV.3 Normes et matériaux utilisés dans la modélisation.....	72
IV.4 Caractéristiques géométriques et géotechniques du terrain	72
IV.4.1. La coupe lithologique	72
IV.4.2. Les caractéristiques géotechniques.....	72
IV.4.3. La surcharge	72
IV.4.4. Caractéristiques géotechniques des pieux sécants	73
IV.4.5. Les caractéristiques géométriques des tirants d'ancrages	73
IV.5 Modélisation des parois en pieux sécants	73
IV.5.1. Détermination de la fiche de la paroi en pieux sécants sans supports horizontaux	73
IV.5.2. Détermination de la fiche de la paroi en pieux sécants avec tirants d'ancrages	74
IV.5.3. Modélisation de la paroi en pieux sécants avec tirants d'ancrage	76
IV.6 Modélisation des parois moulées avec tirants d'ancrages	86
IV.6.1. Les efforts internes et les déplacements des parois moulées	86
IV.6.2. Vérification de la stabilité des tirants d'ancrage.....	91
IV.6.3. Vérification du tassement derrière la structure (paroi moulée)	93
IV.6.4. Vérification de la stabilité la stabilité vis-à-vis du glissement	95
IV.7 Vérification de la stabilité de fond de fouille.....	96
IV.8 Modélisation de la paroi en pieux sécants (nappe en surface)	97
IV.8.1 Les efforts internes et les déplacements de la paroi en pieux sécants (nappe en surface) .	97
IV.8.2 Vérification de la stabilité la stabilité vis-à-vis du glissement	98
IV.9 Conclusion	99
CHAPITRE V : ÉSTIMATION DU COÛT DES SOLUTIONS	101
V.1 Introduction	102
V.2 Estimation du coût.....	102
V.2.1 Coût des pieux sécants.....	102
V.2.2 Coût des parois moulées	103
V.2.3 Coût des poutres de couronnement	103
V.2.4 Coût des tirants d'ancrage.....	103
V.3 Conclusion	104
CONCLUSIONS GÉNÉRALES	105
ANNEXES	109

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Excavation à ciel ouvert en pente.	17
Figure I.2 : Excavation à ciel ouvert en porte-à-faux.	18
Figure I.3 : Excavation contreventée.	19
Figure I.4 : Construction de type "Top Down"..	20
Figure I.5 : Excavation ancrée.	21
Figure I.6 : Mur de pieux sécants classique (gauche) et en touches de piano (droite)	24
Figure I.7 : Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi en pieux sécants	25
Figure I.8 : Méthode d'exécution d'un mur en pieux sécants	26
Figure I.9 : Paroi moulée, une technique de soutènement.	27
Figure I.10 : Les phases d'une réalisation d'une paroi moulée.	29
Figure I.11 : Exemple d'un tirant 'armature est scellée directement dans le terrain.	30
Figure I.12 : Installation des tirants d'ancrage.	30
Figure I.13 : Procédé d'exécution d'un tirant d'ancrage.	32
Figure I.14 : Mode de rupture des ouvrages de soutènement.	34
Figure I.15 : Équilibre du coin de Coulomb.	35
Figure I.16 : Cercle de Mohr de l'équilibre limite.	36
Figure I.17 : Le coin de Rankine. Diagramme de poussée sur l'écran.	37
Figure I.18 : Exemples de modes limites pour la rupture rotationnelle des écrans de soutènement (14).	38
Figure I.19 : Exemple de mode limite pour la rupture verticale des écrans de soutènement (14).	39
Figure I.20 : Facteur de sécurité.	41
Figure I.21 : Facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation	41
Figure II.1 : Localisation du site du projet.	44
Figure II.2 : Plan de situation du site du projet.	45
Figure II.3 : Carte topographique d'Alger Ouled Fayet.	46
Figure II.4 : Carte géologique de la région du projet.	47
Figure II.5 : Graphique climatique de la wilaya d'Alger.	50
Figure II.6 : Carte de Zonage sismique du territoire National.	51
Figure III.1 : Plan d'implantation des essais in-situ.	55
Figure IV.1 : Schéma présentant la fiche et les efforts internes de la paroi en pieux sécants sans supports horizontaux.	74
Figure IV.2 : Schéma présentant la fiche et les efforts internes de la paroi en pieux sécants à une profondeur de 2,5m.	75
Figure IV.3 : Schéma présentant la fiche et les efforts internes de la paroi en pieux sécants à une profondeur de 6m.	75
Figure IV.4 : Schéma présentant la fiche et les efforts internes de la paroi en pieux sécants à une profondeur de 9m	76
Figure IV.5 : Positionnement des tirants d'ancrage.	77
Figure IV.6 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 2.5m.	78
Figure IV.7 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 6m	79
Figure IV.8 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 9m	80
Figure IV.9 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 12m	81
Figure IV.10 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation à 3m.	84
Figure IV.11 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation de 6.5m.	84

Figure IV.12 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation de 9.5m.	85
Figure IV.13 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation de 12m.	85
Figure IV.14 : Le cercle de glissement le plus critique (Méthode de Bishop).	86
Figure IV.15 : Résultats de l'analyse de la stabilité.	86
Figure IV.16 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 2.5m.	87
Figure IV.17 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 6m.	88
Figure IV.18 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 9m.	89
Figure IV.19 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 12m.	90
Figure IV.20 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation à 3m.	93
Figure IV.21 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation à 6.5m.	94
Figure IV.22 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation à 9.5m.	94
Figure IV.23 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation à 12m.	95
Figure IV.24 : Le cercle de glissement le plus critique (Méthode de Bishop).	95
Figure IV.25 : Résultat de l'analyse de la stabilité.	96
Figure IV.26 : Facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation.	96
Figure IV.27 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 12m.	98
Figure IV.28 : Le cercle de glissement le plus critique (Méthode de Bishop).	98
Figure IV.29 : Résultat de l'analyse de la stabilité.	99

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1. Données climatiques d'Alger.	51
Tableau II-2. Coefficients d'accélération sismique.	52
Tableau III-1. Sondage carotté (SC1).....	56
Tableau III-2. Sondage carotté (SC2).....	56
Tableau III-3. Sondage carotté (SC3).....	56
Tableau III-4. Sondage carotté (SC4).....	57
Tableau III-5. Sondage carotté (SC5).....	57
Tableau III-6. Sondage carotté (SC6).....	57
Tableau III-7. Résultats des essais pressiométriques SP1.	58
Tableau III-8. Résultats des essais pressiométriques SP2.	58
Tableau III-9. Résultats des essais pressiométriques SP3.	58
Tableau III-10. Résultats des essais pressiométriques SP4.	59
Tableau III-11. Résultats des essais pressiométriques SP5.	59
Tableau III-12. Résultats des essais pressiométriques SP6.	59
Tableau III-13. Résultats des essais pressiométriques SP7.	60
Tableau III-14. Résultats des essais pressiométriques SP8.	60
Tableau III-15. Résultats des essais pressiométriques SP9.	61
Tableau III-16. Résultats des essais pressiométriques SP10.	61
Tableau III-17. Résultats des poids volumiques, teneurs en eau et degrés de saturation.	62
Tableau III-18. Résultats de l'analyse granulométrique.....	63
Tableau III-19. Résultats des limites d'Atterberg.	63
Tableau III-20. Résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.....	66
Tableau III-21. Caractéristiques œdométriques du sol.	66
Tableau IV-1. Caractéristiques géotechniques du terrain.....	72
Tableau IV-2. Caractéristiques de la surcharge.....	72
Tableau IV-3. Caractéristiques des pieux sécants.	73
Tableau IV-4. Les caractéristiques des tirants d'ancrages.	73
Tableau IV-5. Résultats des fiches et des efforts internes de la paroi en pieux sécant.....	74
Tableau IV-6. Résultats des efforts internes et déplacements des pieux sécants.	82
Tableau IV-7. Efforts internes et déformation des tirants (phase 1).	82
Tableau IV-8. Efforts internes et déformation des tirants (phase 2).	82
Tableau IV-9. Efforts internes et déformation des tirants (phase 2).	83
Tableau IV-10. Efforts internes et déformation des tirants (phase 3).....	83
Tableau IV-11. Efforts internes et déformation des tirants (phase 3).....	83
Tableau IV-12. Efforts internes et déformation des tirants (phase 4).....	83
Tableau IV-13. Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi moulée.	91
Tableau IV-14. Efforts internes et déformation des tirants (phase 1).....	91
Tableau IV-15. Efforts internes et déformation des tirants (phase 2).....	91
Tableau IV-16. Efforts internes et déformation des tirants (phase 2).....	92
Tableau IV-17. Efforts internes et déformation des tirants (phase 3).....	92
Tableau IV-18. Efforts internes et déformation des tirants (phase 3).....	92
Tableau IV-19. Efforts internes et déformation des tirants (phase 4).....	93
Tableau IV-20. Résultats des déplacements et des efforts internes de la paroi en pieux sécants.	99

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans un contexte de forte urbanisation et de rareté du foncier en surface, la construction en infrastructure, notamment les sous-sols destinés aux parkings ou locaux techniques, s'impose comme une solution efficace pour répondre aux besoins croissants des résidences d'habitation en milieu urbain. Cependant, la réalisation de tels ouvrages en sous-sol nécessite des précautions particulières, tant sur le plan géotechnique que structurel, notamment en ce qui concerne la stabilité des fouilles et la sécurité des ouvrages avoisinants.

Dans ce contexte, s'inscrit l'objet de notre présent mémoire de Master 2 dédié à l'étude de soutènement de la résidence Mycélium (R+10 + 3 sous-sol) à Ouled Fayet. L'élaboration de ce travail suit une démarche complète depuis la caractérisation du sol jusqu'à la vérification de la stabilité et des déplacements :

- Analyser les données géotechniques issues des investigations de terrain ;
- Identifier les sollicitations et les contraintes liées à l'environnement urbain ;
- Choisir une solution de soutènement adaptée (paroi moulée, paroi berlinoise, rideaux de palplanches, etc.) ;
- Effectuer les calculs de dimensionnement (stabilité globale, glissement, flambement, poussée des terres, etc.) ;
- Vérifier les déformations admissibles pour les ouvrages voisins et assurer la sécurité pendant les phases de terrassement.

Dans la pratique, il existe une variété de méthodes de soutènement utilisées sur chantier et le choix dépend souvent de plusieurs paramètres : la géométrie de la fouille, les caractéristiques du sous-sol du site, les risques identifiés, l'importance du projet, le budget disponible et la maîtrise de la technique de soutènement à mettre en place. Parmi les techniques les plus utilisées en Algérie, nous retenons les parois en pieux sécants et les parois moulées. Ces deux options ont été étudiées dans le cadre de notre étude.

Pour sa présentation, le travail élaboré est structuré en plusieurs chapitres :

Le premier chapitre concerne la partie théorique et expose les différentes techniques d'excavation et de tranchées utilisées dans le monde ; et identifie les différents types de paroi de soutènement pour éviter un effondrement (paroi en pieux, paroi moulées) ainsi que les méthodes de calcul des écrans de soutènement.

Le deuxième chapitre présente le projet objet de l'étude, dans lequel est inséré une description de l'ouvrage et de son environnement.

Le troisième chapitre traite l'étude géotechnique. Une interprétation des différents essais réalisés (au laboratoire et in situ) est élaborée afin de déterminer les paramètres géotechniques qui permettent de ressortir le modèle lithologique du sous-sol.

Le quatrième chapitre expose la phase de modélisation du soutènement par le logiciel Géo5. Deux variantes de solutions (paroi en pieux sécants et paroi moulée) ont été modélisées et étudiées. Les calculs effectués ont concerné les vérifications à satisfaire : les déplacements, les efforts internes et la stabilité du fond de fouille.

Le cinquième chapitre propose une estimation financière du coût de chaque solution. Le mémoire est soldé à la fin par une conclusion générale qui restitue et résume l'essentiel à retenir de l'étude élaborée.

CHAPITRE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

Dans le domaine de l'ingénierie civile, la construction d'ouvrages souterrains représente un défi technique majeur, tant en termes de conception que de réalisation. Les tunnels, les galeries et autres infrastructures souterraines doivent non seulement répondre à des exigences fonctionnelles, mais également garantir la sécurité et la pérennité des structures face à des conditions géologiques et hydrologiques souvent complexes. C'est dans ce contexte que les dispositifs de soutènement jouent un rôle crucial.

Ces systèmes, qui visent à stabiliser les parois des excavations et à prévenir les effondrements, sont au cœur des préoccupations des ingénieurs et des architectes. Ils doivent être soigneusement conçus et adaptés aux spécificités de chaque projet, prenant en compte des facteurs tels que la nature du sol, la profondeur de l'ouvrage et les charges appliquées. Ce chapitre se propose d'exposer les méthodes d'excavations des fouilles, d'explorer les différentes typologies de dispositifs de soutènement, d'analyser leurs mécanismes de fonctionnement et de passer en revue les différentes méthodes de calculs des écrans de soutènement.

I.2 L'excavation

L'excavation est l'opération qui consiste à creuser ou à retirer de la terre, des pierres ou d'autres substances de la surface terrestre afin de former un trou, une tranchée ou un fossé, permettant ainsi d'établir une fondation stable pour accueillir la construction nouvelle. Ce processus de préparation du site comprend le décapage, le nivelage et le compactage, utilisant des méthodes adaptées aux propriétés du type de sol.

L'excavation peut être réalisée manuellement avec des outils comme des pelles et des pioches, ou à l'aide d'engins tels que les pelles hydrauliques et les bulldozers. Il est essentiel d'adopter des précautions pendant l'excavation pour prévenir les incidents comme l'écroulement de tranchées [12]

I.2.1 Méthodes d'excavation

Dans l'application concrète, on dispose de diverses techniques d'excavation. La sélection de la méthode appropriée dépend de multiples critères tels que : le coût de construction, la durée autorisée pour les travaux, la présence d'excavations voisines, l'état des constructions avoisinantes, les variétés de fondation des édifices...etc.

On cite ci-après quelques techniques d'excavation fréquemment employées pour l'établissement de fondations profondes.

I.2.1.1 Méthode de l'excavation à ciel ouvert

L'exploitation à ciel ouvert est une méthode courante pour exécuter les fouilles et excavations nécessaires à l'ouvrage souterrain. Elle est généralement plus sûre que l'exploitation souterraine et permet l'utilisation de machines lourdes. La méthode à ciel ouvert se divise en deux grands types, à savoir la tranchée ouverte totale en pente inclinée, comme le montre la figure I.1 et la tranchée ouverte totale en porte-à-faux, comme le montre la figure I.2.

Le premier type est supposé être économique puisque le côté de l'excavation est en pente et on n'a pas besoin d'être soutenu par un mur de fondation [1].



Figure I.1 : Excavation à ciel ouvert en pente.



Figure I.2 : Excavation à ciel ouvert en porte-à-faux.

I.2.1.2 Méthodes d'excavation contreventées

La méthode d'excavation contreventée (entretoisée) consiste à installer des entretoises horizontales devant les murs de soutènement pour résister à la pression de la terre à l'arrière des murs, comme le montre la figure I.3, la disposition typique des entretoises horizontales. Le système de contreventement du procédé d'excavation contreventé contient des contrefiches (des entretoises), des contreventements d'extrémité, des contreventements d'angle, les galles et les poteaux centraux.

Le fonctionnement des composantes de ce système de contreventement, c'est comme suit :

- Les galles servent à transférer la pression de la terre à l'arrière des murs de soutènement au-dessus des entretoises horizontales (les contrefiches horizontales).
- Les contreventements d'extrémité et l'angle d'extrémité servent à raccourcir la portée des galles sans augmenter le nombre d'entretoises.
- Les poteaux centraux servent à empêcher la rupture des entretoises à cause de leur propre poids [2].

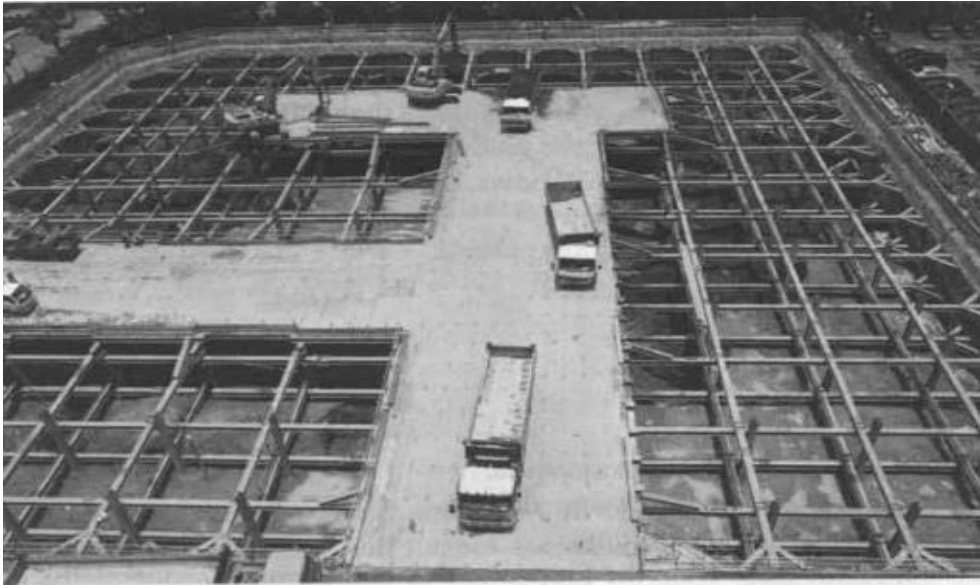


Figure I.3 : Excavation contreventée.

I.2.1.3 Méthodes d'excavation Top Down

La méthode d'excavation Top-down que l'on peut appeler aussi, la méthode de construction descendante consiste à ériger des moules et à construire des dalles de plancher juste après chaque excavation. Les dalles de plancher sont des structures permanentes, qui remplacent les entretoises en acier temporaire contreventées pour contrer la pression de la terre à l'arrière du mur de soutènement. De cette façon, la construction de la structure souterraine est terminée avec l'achèvement du processus d'excavation. La construction de la structure souterraine est de haut en bas [1].

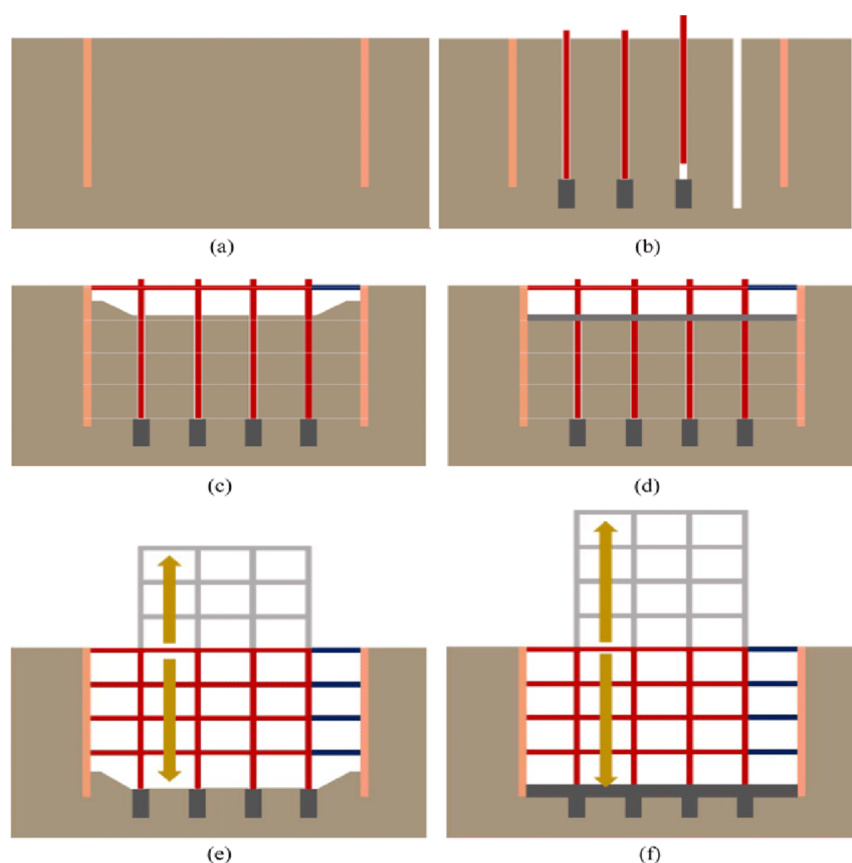


Figure I.4 : Construction de type "Top Down"..

Les dalles de plancher utilisées dans cette méthode sont plus lourdes que les entretoises en acier utilisées dans les méthodes d'excavation conventionnelles. De plus, la superstructure, qui est construite simultanément pendant l'excavation met plus de poids sur la colonne. La capacité portante de la colonne doit être prise en compte. En conséquence, les fondations sur pieux sont souvent choisies pour être utilisées pour la méthode de construction typique de la méthode de construction descendante est la suivante [1] :

- Construire le mur de soutènement ;
- Construire les pieux ;
- Passer à la première étape de l'excavation ;
- Couler la dalle de plancher du premier sous-sol (dalle 1).
- Commencer à contracter la superstructure ;
- Procéder à la deuxième étape de l'excavation. Couler la dalle de plancher du deuxième sous-sol (dalle 2) ;
- Répéter les mêmes procédures jusqu'à la profondeur prévue ;
- Construire des dalles de fondation et des poutres au sol, etc. Compléter le sous-sol.
- Continuer à construire la superstructure jusqu'à la fin.

I.2.1.4 Méthodes d'excavation ancrée

La méthode d'excavation ancrée a le même principe de la méthode d'excavation contreventée par contre dans la méthode d'excavation ancrée on utilise les ancrages à la place des entretoises pour offrir un support latéral contre la pression latérale de la terre et pour assurer la stabilité du mur [1].

Les tirants d'ancrage sont capables de transmettre les forces résistantes au massif rocheux ou aux terrains dans lequel ils sont insérés. La configuration d'une ancre peut être divisée en :

- La section fixe (longueur scellée) : cette section offre une surface d'ancrage pour transmettre les forces de traction au terrain environnant, par l'intermédiaire du coulis de scellement.
- La section libre (longueur libre) : cette section transfère la force d'ancrage à la tête d'ancrage, elle se situe entre le point de fixation de l'armature sur la tête d'ancrage et le début de la section scellée.
- La tête d'ancrage : qui verrouille les tendons et transfère la force d'ancrage à la structure (mur de soutènement).



Figure I.5 : Excavation ancrée.

La procédure de construction de la méthode ancrée est décrite comme suit :

- Viser l'excavation du premier étage ;
- Aléser pour des ancrages ;
- Insérer les tendons dans les alésages ;
- Injecter les coulis ;
- Pré charger les ancrages et les fermer ;
- Procéder à la deuxième étape de l'excavation ;
- Répéter les procédures 2-6 jusqu'à la profondeur conçue ;
- Établir la base du bâtiment ;
- Construire les galettes de plancher de la base jusqu'à la terre séquentiellement.

L'excavation ancrée compte uniquement sur la résistance du sol pour offrir la force d'ancrage. Plus la résistance du sol est élevée, plus la force d'ancrage est forte et vice versa.

I.2.2 Facteurs influent sur le choix d'une méthode d'excavation

Plusieurs facteurs influencent le choix de la méthode d'excavation, on cite [12] :

- **Type de sol** : Un sol meuble nécessite une méthode d'excavation différente de celle pour un sol rocheux ou une roche dure,
- **Profondeur de la nappe phréatique** : la présence et la profondeur de la nappe phréatique peuvent nécessiter l'utilisation d'équipements spécialisés pour dewatering (pompage de l'eau) ou des techniques de soutènement.
- **Topographie** : les pentes et les irrégularités du terrain peuvent influencer le choix de la méthode d'excavation et nécessiter des adaptations spécifiques,
- **Charge des fondations** : la charge que les fondations devront supporter détermine la profondeur et la largeur de l'excavation, ainsi que les mesures de soutènement nécessaires.
- **Présence de structures à proximité** : la proximité de structures existantes peut nécessiter des méthodes d'excavation plus précises et délicates pour éviter tout dommage.
- **Quantité de matériaux à excaver** : la quantité de matériaux à excaver influence le choix de l'équipement d'excavation, allant de la pelle mécanique pour les grandes excavations à des outils manuels pour les petites.
- **Distances à parcourir** : les distances de transport des matériaux excavés peuvent influencer le choix de l'équipement et des méthodes d'excavation,
- **Conditions météorologiques** : les conditions météorologiques, notamment les pluies, peuvent affecter la stabilité des sols et nécessiter des mesures de sécurité supplémentaires [2].

I.3 Murs de soutènement

Le blindage offre une protection contre les mouvements de terrain, les ruptures de remblais ou les infiltrations d'eau dans les zones d'excavation à proximité. Il assure aussi la protection des voies, ainsi que des zones de travail pour les individus et les machines. La mise en place des protections requises est une exigence découlant de la réglementation sur les conditions et la sécurité au travail, déterminée par des normes spécifiques. La géotechnique moderne propose une multitude de méthodes de soutènement dont l'inventaire complet dépasse le périmètre de ce chapitre.

I.3.1 Classification des murs de soutènement

On peut classer les murs de soutènement de différentes manières, les classifications les plus populaires sont fondées sur la façon dont le mur fonctionne, la rigidité du système mur/sol, le matériau employé pour le mur ou encore la durée pendant laquelle le mur est opérationnel [1].

✓ Fonctionnement par le poids

Le poids du mur contribue essentiellement à la stabilité et à la reprise des poussés, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière.

On cite à ce titre, les murs-poids en béton ou en maçonnerie, les murs en gabions, les murs en terre armée et les ouvrages cellulaires ou caissons utilisés couramment dans les quais portuaires.

Les murs en gabions, en terre armée ou en caissons ont la possibilité de s'adapter à des déformations importantes résultant des tassements différentiels du sol de fondation ou du mouvement sismique.

✓ Fonctionnement par encastrement

La semelle du mur doit avoir une largeur suffisante pour résister aux différentes formes d'instabilité (glissement de la semelle, renversement, etc...) On cite à titre d'exemple dans cette catégorie, les murs cantilevers en béton armé et les parois moulées. Les rideaux de palplanches fonctionnent par encastrement, mais en faisant intervenir la partie fichée du rideau dans le sol.

✓ Fonctionnement par ancrage

Le mur est ancré dans le sol par des tirants d'ancrage permettant la reprise des forces de poussées. On distingue le cas où la plaque d'ancrage travaille en butée, de celui où elle travaille en frottement.

Un autre critère de classification de mur est la rigidité du système mur/sol. On distingue ainsi :

- *Mur rigide* : Un écran soutenant un volume de sol est dit rigide si la surface de contact sol/mur reste plane après chargement. Les murs courants en béton armé (cantilever, contrefort, etc...) sont considérés pratiquement comme rigides.
- *Mur flexible* : Un mur est dit flexible si la surface de contact sol/mur est déformable.

III.3.1

I.3.2 Pieux sécants

Le soutènement formé par des pieux primaires et secondaires intersectés est appelé paroi de pieux sécants (figure I.6). Les pieux primaires peuvent être exécutés moins profondément que les pieux secondaires (rideau de pieux en touches de piano). En général le diamètre d'un pieu varie entre 0,50 et 1,50 m, Les pieux primaires peuvent être exécutés moins profondément que les pieux secondaires (rideau de pieux en touches de piano) [5].

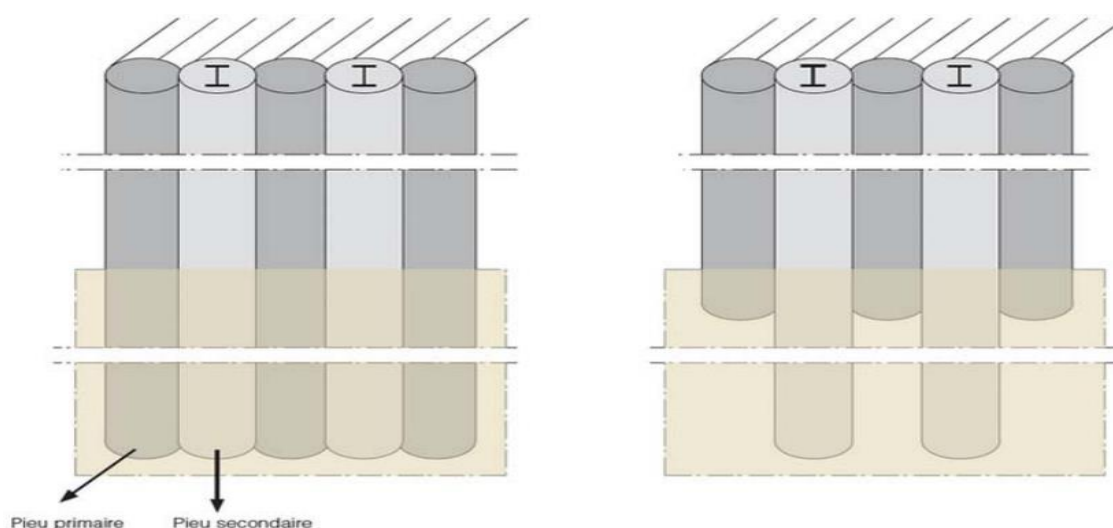


Figure I.6 : Mur de pieux sécants classique (gauche) et en touches de piano (droite)

1.3.2.1 Mode d'exécution

L'exécution des pieux sécants se déroule en plusieurs étapes :

- On commence toujours par installer une poutre de guidage pour indiquer les positions des pieux et assurer le guidage durant le forage.
- Première étape : une première série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 1 – 5 – 9 – 13 – ... ;
- Deuxième étape : une deuxième série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 3 – 7 – 11 – ... ;

- Troisième étape : les pieux secondaires en béton armé sont exécutés suivant la séquence 2 – 4 – 6 – 8 – 10 – 12 – ... Les pieux primaires sont partiellement fraisés (figure I.7). Si le rideau de pieux est installé à proximité de constructions susceptibles de tasser, les pieux secondaires sont exécutés en deux étapes suivant les séquences 2 – 6 – 10 – ... et 4 – 8 – 12 – ... ;
- La fouille est ensuite excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal ;
- Si nécessaire, le support horizontal est mis en place (tirants d'ancrage, pieux de traction, étançons, ...). Les tirants d'ancrage ou les pieux de traction sont placés à hauteur de l'intersection entre un pieu primaire et secondaire ;
- La fouille est à nouveau excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal supplémentaire ou jusqu'au niveau du fond de fouille final.

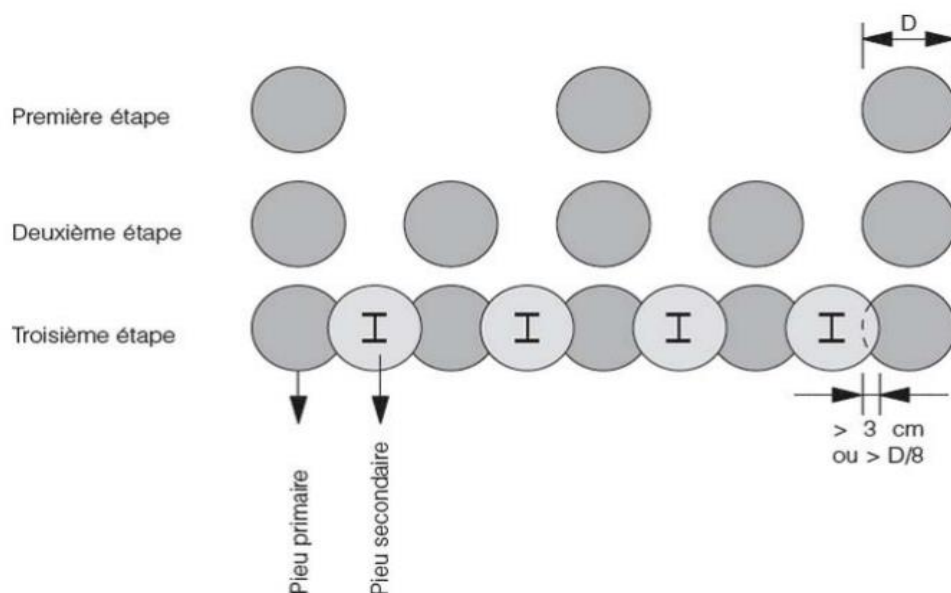


Figure I.7 : Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi en pieux sécants

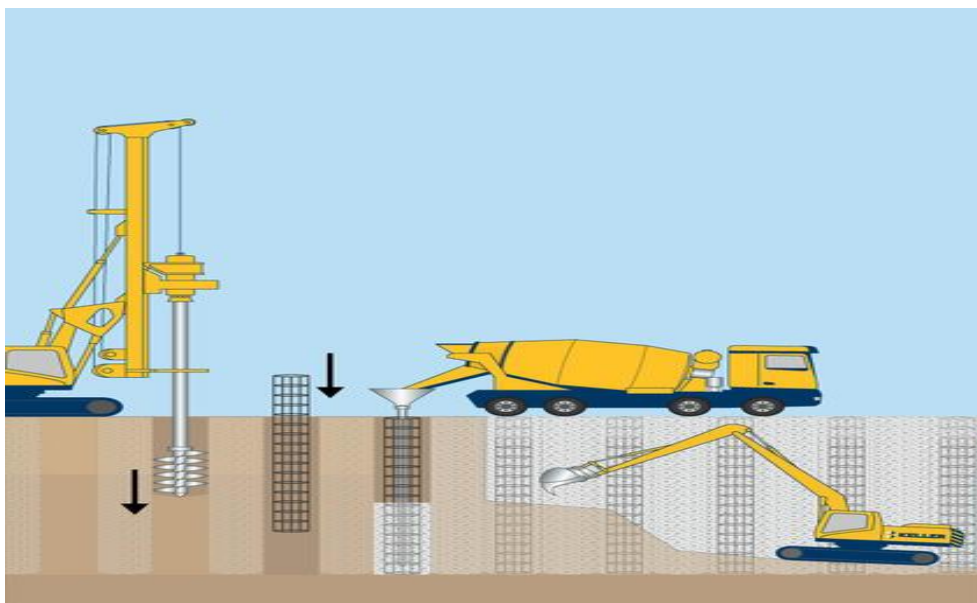


Figure I.8 : Méthode d'exécution d'un mur en pieux sécants

1.3.2.2 Avantages et inconvénients

- *Avantages*

- Adaptabilité au sol : Convient à de nombreux types de sols (argiles, sables, graveleux, mixtes).
- Bonne imperméabilité (surtout avec pieux sécants) : réduit les infiltrations d'eau.
- Profondeur importante possible : permet de creuser en profondeur pour les parkings souterrains ou les sous-sols.
- Moins de vibrations : intéressant en zone urbaine ou à proximité de structures sensibles.
- Peut servir de mur définitif (même mur de soutènement final) ou temporaire (pendant l'excavation).
- Flexibilité de réalisation : possibilité de s'adapter en modifiant les diamètres, l'espacement et les armatures [3].

- *Inconvénients*

- Coût élevé par rapport à d'autres solutions.
- Réalisation lente : le forage de chaque pieu est un processus long (surtout en milieux difficiles), suivi par le ferrailage et le bétonnage.
- Difficulté, dans certain cas, de garantir une complète étanchéité: même si les pieux sécants sont meilleurs, l'étanchéité n'est pas toujours absolue (fuites à l'interface des pieux) [3].

I.3.3 Parois moulées

Les parois moulées sont des ouvrages de fondations en béton armé utilisées à titre de structure définitive pour la réalisation de nombreux ouvrages, elles permettent d'excaver en toute sécurité sous la nappe phréatique [6].

La technique de la paroi moulée est récente (1952 en Italie, 1955 en France), elle se prête à la réalisation d'une grande diversité d'ouvrages dans des sites et des conditions géotechniques très variées. Elle permet de réaliser des ouvrages de formes et de dimensions diverses. Cette technique est couramment utilisée pour la réalisation de puits de moyenne profondeur (10 et 50m de profondeur).

La paroi moulée assure simultanément trois fonctions : soutènement, portance et étanchéité.



Figure I.9 : Paroi moulée, une technique de soutènement.

1.3.3.1 Phases de réalisation de la paroi moulée

Les phases de la réalisation de la paroi moulée sont :

1- Exécution d'une murette guide

Le premier ouvrage exécuté est la murette guide qui permet de :

- Matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé,
- Guider l'outil de forage,
- Caler les cages d'armatures.

- 2- **Excavation des panneaux :** La paroi est réalisée par panneaux unitaires creusés par un trépan benne ou une hydro haveuse montés sur une grue à câble ou une pelleteuse spécialisée.
- 3- **Les joints entre panneaux :** Le joint entre panneaux qui doit assurer la continuité de la paroi constitue un point délicat du procédé : il s'agit à cet endroit de garantir le bon alignement ainsi que le contact béton/béton des deux panneaux adjacents.
On peut également dans des cas particuliers envisager d'équiper le joint d'une lame d'étanchéité.
- 4- **Utilisation de la boue de perforation :** La boue de perforation joue un rôle capital dans le procédé en maintenant la stabilité de la tranchée durant toute l'excavation, l'équipement et le bétonnage des panneaux.
Durant l'excavation, le niveau de la boue doit toujours être maintenu de 1 m à 1.5m au-dessus du niveau de la nappe.
- 5- **Mise en place de la cage d'armature :** Le ferrailage d'une paroi est réalisé en éléments discontinus par armatures horizontales et verticales en acier HA ou lisse assemblées sous formes de cages comme représenté sur le schéma.
On assure un enrobage de béton minimum de 7cm en centrant la cage dans la tranchée à l'aide de centreur de préférence non métalliques, par exemple des écarteurs en béton en forme de patin.
- 6- **Le bétonnage :** Le béton de paroi est mis en place au tube plongeur et sans être vibré. Il doit s'écouler facilement pour suivre les contours de l'excavation et enrober correctement les aciers, tout en évitant les ségrégations et les inclusions de boue.

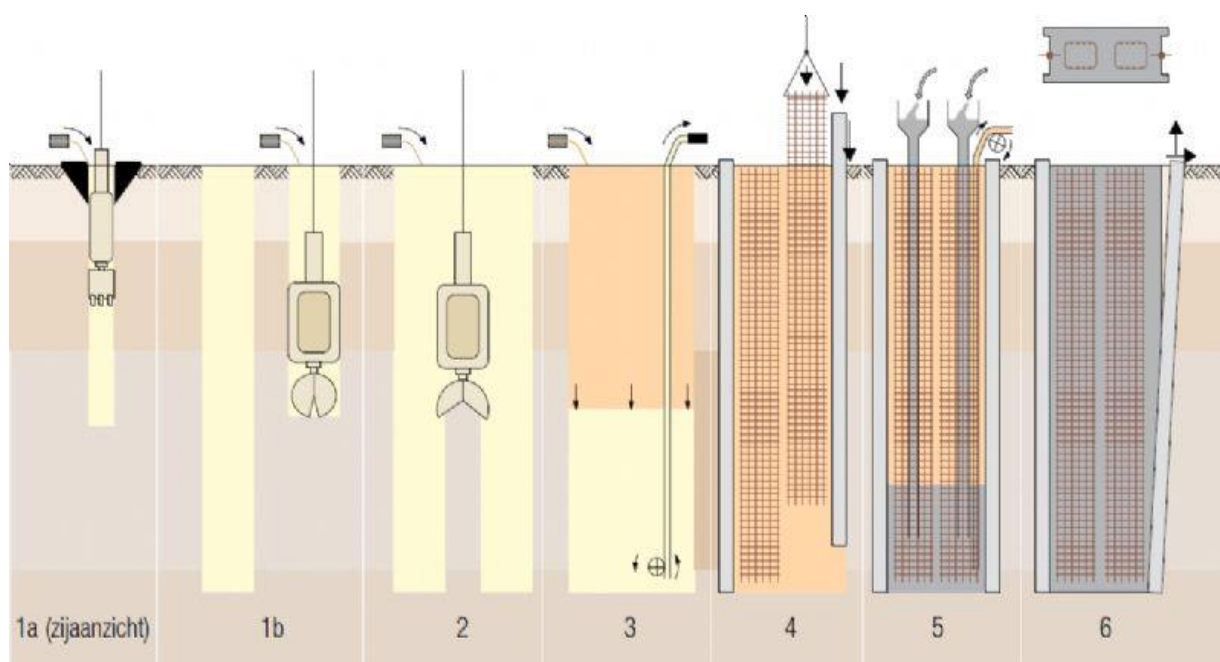


Figure I.10 : Les phases d'une réalisation d'une paroi moulée.

1.3.3.2 Avantages et inconvénients

- *Avantages*

- Exécution en milieu urbain : Faible niveau de vibrations et nuisances, parfait pour les zones sensibles.
- Excellente imperméabilité : Idéal pour prévenir l'infiltration d'eau dans les fouilles (grâce à ses joints hermétiques et au béton de haute qualité).
- Profondeur significative envisageable : Il est possible d'atteindre des profondeurs substantielles (> 50 m), ce qui s'avère pratique pour des constructions en profondeur (sous-sols, parkings, stations de métro).
- Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif.
- Peut être réalisé en présence de nappe. [1]

- *Inconvénients*

- Prix élevé : Matériel lourd (grues, bennes à câble ou hydrauliques), travail spécialisé.
- Mise en œuvre complexe : Les travaux sont délicats (vérification de la verticalité, assurance de la stabilité des tranchées avec des boues bentonitiques).
- Durée d'exécution : Plus long qu'un système berlinois ou des palplanches.
- Boue bentonitique : Gestion et traitement des boues coûteux et contraignant pour l'environnement.

- Risque de défauts de bétonnage : Nids de cailloux, inclusions de boues si mal contrôlé.
- Adaptation au sol : Moins performant dans des terrains très hétérogènes ou meubles (stabilité difficile). [1]

I.3.4. Tirants d'ancrages

Un tirant d'ancrage est un élément structurel capable de transmettre un effort de traction à une couche de terrain résistante, par l'intermédiaire d'une longueur libre. Il comprend la tête d'ancrage, la partie libre et la partie d'ancrage au terrain. [12].

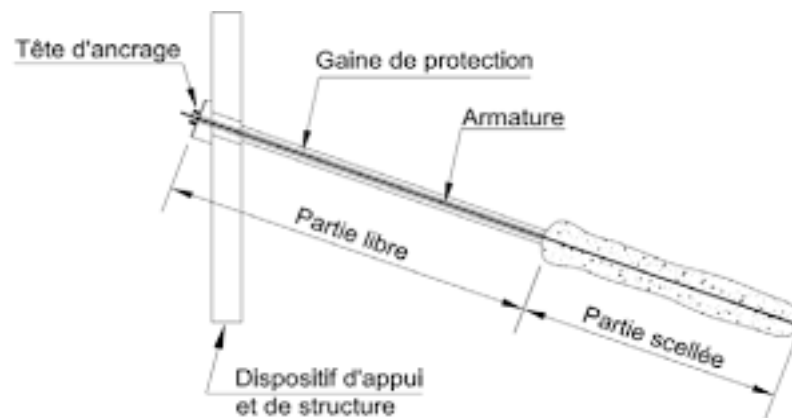


Figure I.11 : Exemple d'un tirant 'armature est scellée directement dans le terrain.



Figure I.12 : Installation des tirants d'ancrage.

I.3.4.1. Tirants d'ancrages

Il existe deux familles de tirants, le tirant actif ou passif :

Passif : il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui sollicitent ce dernier. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre. L'armature est le plus souvent une barre en acier, voir en matériau composite.

Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans, permanent dans l'autre cas.

Actif : il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations de l'ouvrage. L'armature la plus courante est un faisceau de câbles en acier pour précontrainte.

I.3.4.2 Procédé d'exécution d'un tirant d'ancrage

1. Exécution du forage sous un angle, à l'aide d'un tube de protection externe (tubage / chemisage), sous fluide de forage à travers d'un dispositif d'injection (éléments de tube interne) ;
2. Au niveau prescrit, remplacement du fluide de forage par un coulis de ciment à travers le dispositif d'injection, retiré au fur et à mesure ;
3. Mise en place de l'armature (barre, torons, ...), sur une longueur de scellement et une partie libre éventuelle, définie selon le concept ;
4. Retrait progressif du tube de protection externe et injection d'un coulis de ciment (coulis de scellement) sous pression : exécution du bulbe d'ancrage ;
5. Tirant d'ancrage achevé - scellement sur toute la longueur de l'armature (clou ou ancrage passif) ;
6. Tirant actif ou pré-sollicité : mise en tension / précontrainte lors de la réalisation de l'ancrage, au plus tôt après un délai de sept jours pour des tirants.

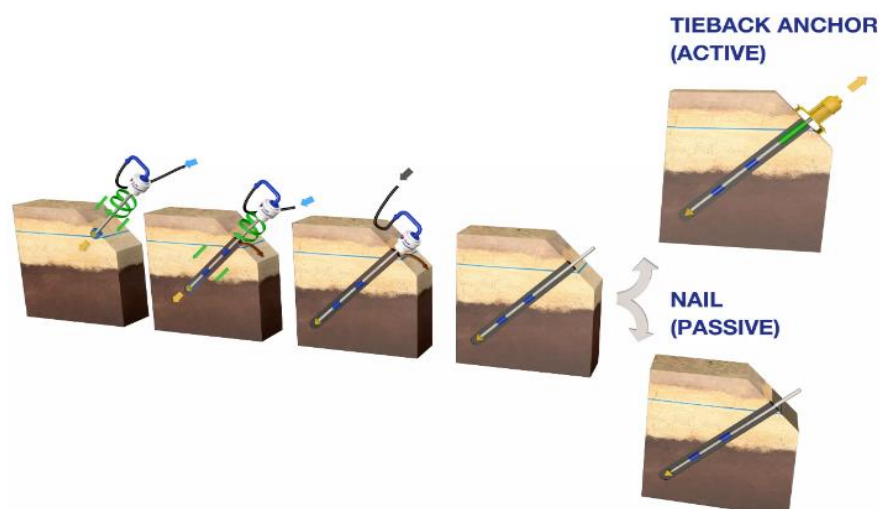


Figure I.13 : Procédé d'exécution d'un tirant d'ancrage.

I.3.4.3 Avantages et inconvénients

- *Avantages*

- Renforcement de la stabilité des structures : Les tirants d'ancrage servent à stabiliser les parois, les murs de soutènement, les tunnels,
- Diminution des déformations : Ils restreignent les mouvements des structures, empêchant ainsi les tassements ou flambements.
- Flexibilité : Ont la capacité d'être ajustés en termes de longueur et de force de précontrainte en fonction des exigences du projet.
- Vitesse de réalisation : Ils favorisent la diminution des temps de construction comparativement à des structures de soutènement conventionnelles plus imposantes.
- Possibilité de réversibilité : Dans certaines situations, les tirants peuvent être désactivés ou enlevés (tirants temporaires).
- Capacité à s'adapter à une géométrie complexe : En raison de leur flexibilité d'installation. [12]

- *Inconvénients*

- Dépense initiale élevée : L'acquisition de matériaux et la rémunération d'une main d'œuvre experte peuvent constituer une dépense considérable.
- Durabilité restreinte (pour les tirants temporaires) : Ils requièrent un entretien ou une substitution si la structure est destinée à une longue durée.

- Dépendance au substrat d'ancrage : Leur performance est directement liée à la qualité du substrat ou de la roche d'ancrage (problèmes si les sols sont peu cohérents ou dégradés).
- Risque de corrosion : Il est impératif de bien protéger les tirants métalliques contre la corrosion (enveloppe étanche, injections, etc.).
- Nécessité de tests et de vérifications : Les efforts déployés doivent être contrôlés fréquemment, en particulier pour les tirants actifs [12].

I.4 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir «la rupture » et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer. Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons.

Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol. Pendant un tremblement de terre, cependant, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et de provoquer une déformation permanente de la paroi [7].

Les différentes formes d'instabilité qui peuvent être rencontrées dans les ouvrages de soutènement sont :

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base « A »
- Le renversement de l'ouvrage « B »
- Le poinçonnement du sol de fondation « C »
- Le grand glissement englobant l'ouvrage « D »
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage « E »

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne. Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois) ont une instabilité externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement. Par contre, on rencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique lorsqu'il existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi. [7]

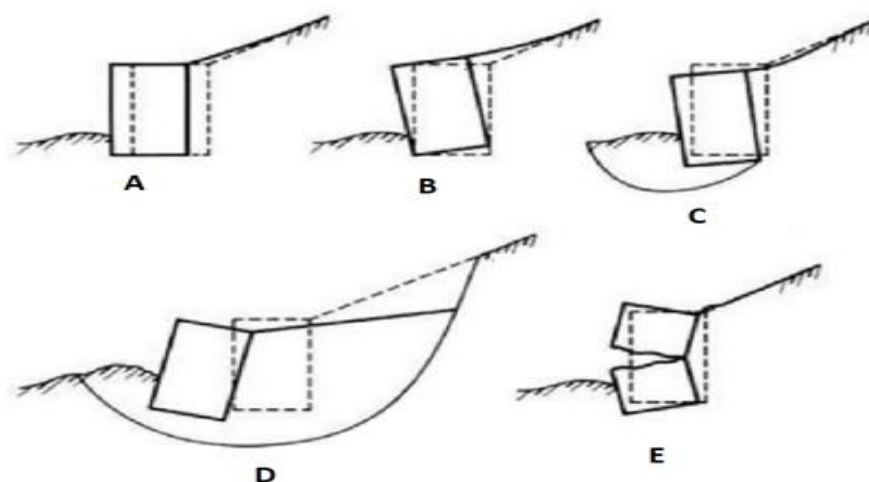


Figure I.14 : Mode de rupture des ouvrages de soutènement.

- **La rupture par glissement :** Ce mode de rupture se produit lorsque la résistance à la friction entre les différentes couches de sol en place est insuffisante pour empêcher le glissement de l'ouvrage de soutènement. Dans ce cas, le sol se déplace en masse le long d'une surface de rupture plane située à la base du soutènement.
- **La rupture par basculement :** Ce mode de rupture se produit lorsque l'ouvrage de soutènement tourne autour d'un point de pivotement situé à la base du soutènement. Cela peut se produire si la base de l'ouvrage de soutènement n'est pas suffisamment large ou si le sol sous le soutènement est insuffisamment résistant.
- **La rupture par renversement :** Ce mode de rupture se produit lorsque l'ouvrage de soutènement bascule complètement en arrière. Cela peut se produire si la base de l'ouvrage de soutènement est insuffisamment large ou si les charges appliquées sont trop importantes.
- **La rupture par écrasement :** Ce mode de rupture se produit lorsque l'ouvrage de soutènement est soumis à une charge trop importante et que le sol en dessous s'écrase, provoquant l'effondrement de l'ouvrage.
- **La rupture par déversement :** Ce mode de rupture se produit lorsque l'ouvrage de soutènement ne peut plus résister aux charges appliquées et que la partie supérieure de l'ouvrage se déverse vers l'avant, entraînant un effondrement partiel ou total de la structure.

1.5 Méthodes de calcul des écrans de soutènement

La littérature géotechnique compte une variété de méthodes pour le calcul et la justification du soutènement. On développe dans ce qui suit les méthodes :

- Méthode de Coulomb
- Méthode de Rankine
- Méthodes de calcul de l'état limite ultime
- Méthode des éléments finis.

1.5.1 Méthode de Coulomb

Dans la méthode de Coulomb, la zone de rupture est réduite à un plan (surface de glissement critique) et il n'y a aucune prise en compte de l'état des contraintes dans le sol. L'hypothèse du plan de rupture est relativement bien vérifiée pour les sols pulvérulents en état de poussée, mais ne l'est pas pour les sols cohérents, ni pour les états de butée.

La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane ;
- La force agissant sur le mur à une direction connue. En d'autre terme cela signifie que l'angle de frottement φ entre l'écran et le mur est connu.

Ces deux hypothèses faites, la force agissant sur le mur est calculée par de simple considération d'équilibre statiques à partir d'une règle d'extremum.

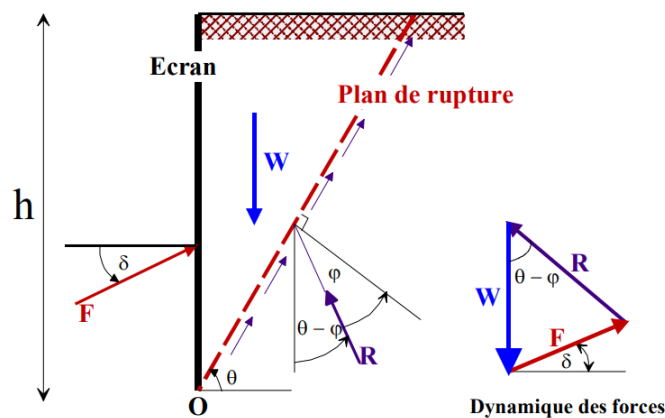


Figure I.15 : Équilibre du coin de Coulomb.

La force de poussée est donnée par la formule (I.1) :

$$F_a = 0,5 K_a \gamma \cdot H^2. \quad (I.1)$$

Où K_a coefficient de poussée, est donné par la formule de Poncelet (I.2):

$$K_a = \frac{\sin^2(\eta - \varphi)}{\sin^2 \eta \cdot \sin(\eta - \delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\eta + \delta) \cdot \sin(\eta - \beta)}} \right]^2 \quad (I.2)$$

Pour $\beta = 0 \rightarrow \eta = \pi/2$ et $\delta = 0 \rightarrow$ (mur lisse), on obtient :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I.3})$$

I.5.2 Méthode de Rankine

Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture). Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite. L'état de contrainte est alors représenté par le cercle de Mohr à la rupture suivant la figure (I.16). Les plans de rupture sont inclinés de $\theta = \pm (45^\circ + \varphi/2)$ par rapport au plan principal majeure. Lorsqu'une masse de sol est caractérisée par une contrainte principale qui agit dans la même direction en tout point, il se forme un réseau de plans d'écoulement dit lignes de glissement, également inclinés par rapport aux plans principaux. [9]

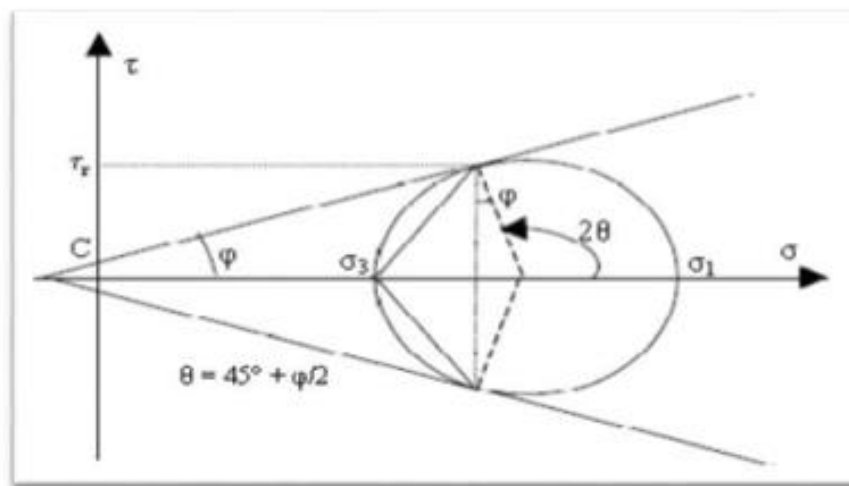


Figure I.16 : Cercle de Mohr de l'équilibre limite.

La théorie de Rankine étudie l'équilibre, sous l'action de son seul poids, d'un massif pulvérulent indéfini limité par un plan faisant l'angle ω sur l'horizontale. Le sol est encore supposé homogène et isotrope, mais Rankine fait l'hypothèse que l'état d'équilibre est identique pour tous les points situés à une même profondeur.

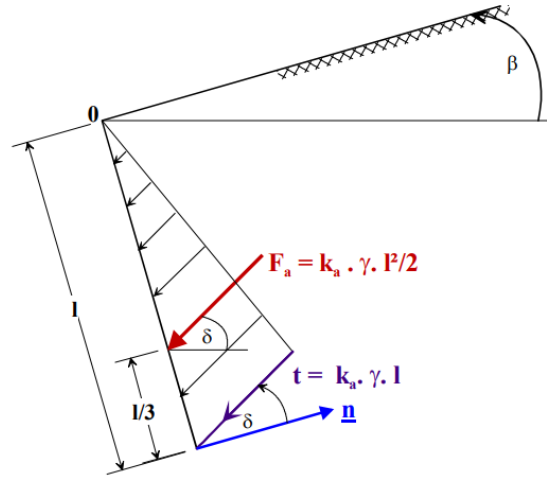


Figure I.17 : Le coin de Rankine. Diagramme de poussée sur l'écran.

Dans le cas d'un écran vertical.

La contrainte de poussée (active) est :

$$\sigma_a = K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (I.4)$$

Avec :

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (I.5)$$

La contrainte de butée (passive) est:

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot H \quad (I.6)$$

Avec :

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (I.7)$$

Où :

$$K_p = 1/K_a \quad (I.8)$$

$$\begin{cases} \sigma_a = \operatorname{tg}^2 K_a - 2C\sqrt{k_a} \\ \sigma_p = \operatorname{tg}^2 K_p + 2C\sqrt{K_p} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \sigma_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \\ \sigma_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + 2C \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \end{cases} \quad (I.9)$$

1.5.3 Méthodes de calcul de l'état limite ultime

Les états-limites ultimes correspondent essentiellement, dans le cas des ouvrages de soutènement, à des états-limites de rupture du sol ou de la structure ; Les calculs pour les états

limites ultimes doivent établir que l'équilibre peut être atteint en utilisant les valeurs de calcul des actions ou effets d'actions et des résistances ou propriétés de résistance des matériaux,

- La compatibilité des déformations des matériaux doit être prise en compte lors de l'estimation des valeurs de calcul des propriétés de résistance ou des résistances.
- La plus défavorable des valeurs de calcul maximale ou minimale doit être utilisée pour les propriétés de résistance ou la résistance du terrain.
- On peut utiliser des méthodes de calcul qui redistribuent la pression des terres en fonction des déplacements relatifs et des rigidités du terrain et des éléments de structure.
- Pour les sols fins, on doit tenir compte du comportement à court terme et du comportement à long terme.
- Pour les murs ou écrans soumis à des pressions d'eau différentielles, la sécurité vis-à-vis de la rupture par soulèvement hydraulique et érosion régressive doit être vérifiée (14).

▪ Rupture rotationnelle des écrans de soutènement

Il doit être démontré par des calculs d'équilibre que les écrans de soutènement pénètrent suffisamment dans le terrain pour éviter une rupture rotationnelle.

L'intensité et la direction de calcul de la contrainte de cisaillement entre le sol et l'écran doivent être compatibles avec le déplacement vertical relatif qui se produirait dans la situation de calcul considérée. Au minimum, il convient de tenir compte des modes limites représentés sur la figure 1.18 (14).

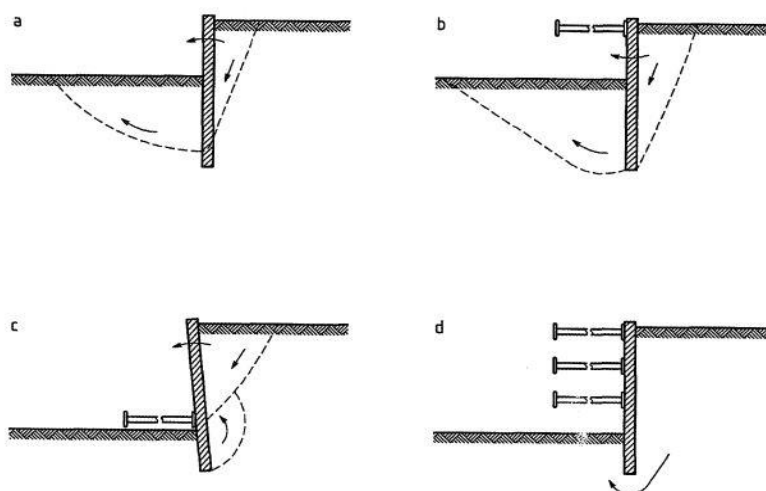


Figure 1.18 : Exemples de modes limites pour la rupture rotationnelle des écrans de soutènement (14).

▪ Rupture verticale des écrans de soutènement

Il doit être démontré que l'équilibre vertical peut être obtenu en utilisant les valeurs de calcul des résistances ou propriétés de résistance des sols et des forces verticales exercées sur l'écran. Lorsque l'on tient compte d'un mouvement de l'écran vers le bas, on doit utiliser les valeurs de calcul maximales des forces de précontrainte, telles que celles dues aux ancrages, qui possèdent une composante verticale dirigée vers le bas. L'amplitude et la direction de calcul des contraintes de cisaillement entre le sol et l'écran doivent être compatibles avec celles utilisées pour la vérification des équilibres vertical et rotationnel (14).

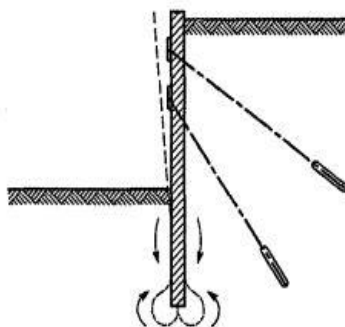


Figure I.19 : Exemple de mode limite pour la rupture verticale des écrans de soutènement (14).

1.5.4 Méthode des éléments finis (MEF)

Le calcul automatique en géotechnique a vu ces dernières années, un développement important avec l'introduction de la méthode des éléments finis au calcul des ouvrages [11].

Elle offre la possibilité de prendre en compte des modèles de comportement très sophistiqués, plus réalistes que ceux prisent en compte par des méthodes plus traditionnelles, pour cela elle a eu un grand intérêt de la part des ingénieurs de la géotechnique et du génie civil. D'une façon générale, la résolution par la MEF inclut les étapes suivantes :

Obtention de la formulation du problème Réalisation d'un maillage, correspondant à la discrétisation du domaine d'étude en éléments.

-(triangles, tétraèdres, hexaèdres . . .) sur lesquels les champs sont écrits en termes d'un nombre fini de degrés de liberté et de fonctions de base à repère local

-Calcul des matrices élémentaires qui, après assemblage, génèrent un système matriciel

-Résolution du système algébrique pour l'obtention d'une solution approchée du problème.

Il existe plusieurs logiciels spécialisés d'éléments finis en géotechnique, tels que PLAXIS, CRISP, CESAR, permettant de par leur convivialité et leur interactivité une modélisation aisée de ce type de problème [4].

I.6 Vérification de la stabilité de fond de fouille

La base d'une excavation peut échouer selon trois modes généraux, à savoir:

1. Défaut de cisaillement dans le sol dû à une résistance inadéquate des charges imposée par les différences de niveaux à l'intérieur et à l'extérieur de l'excavation ;
2. Conditions rapides dues à l'infiltration d'eau dans les sols granulaires au fond de l'excavation;
3. Soulèvement des sols en couches dû à la pression de l'eau confinée par des sols à faible perméabilité intermédiaires.

Le premier mécanisme se produit principalement dans les argiles molles à moyennement raides. Toutefois, en fonction de la profondeur de l'excavation, la pression du mort-terrain peut être si importante qu'elle dépasse la résistance des argiles raides, raison pour laquelle les termes « souple » à « moyennement rigide » doivent être considérés comme relatifs. La rupture par cisaillement des bases d'excavation est généralement rare dans les sols granulaires et si un soutien latéral adéquat est fourni, le facteur de sécurité contre l'instabilité du fond est généralement satisfaisant. Le soulèvement inadéquat de la nappe phréatique peut toutefois provoquer une instabilité dans les excavations effectuées à travers des sols granulaires ou stratifiés.

A- Sols cohésifs

Les excavations profondes dans des argiles molles à fermes sont sujettes à des ruptures de soulèvement de la base résultant d'un effort excessif du sol en cisaillement (Figure I.22). Le facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement de la base, F_{sb} , est donné par [8]:

$$F_{sb} = \frac{N_b \tau_u}{\sigma_z} \quad (I.10)$$

Avec :

Nb: Facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation donné par la figure I.21.

τ_u : Résistance au cisaillement non drainée du sol sous le niveau de base.

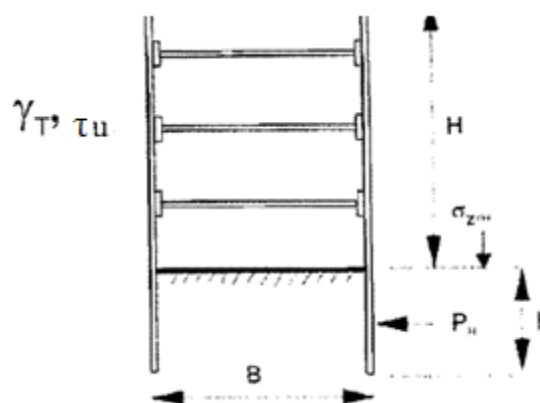


Figure I.20 : Facteur de sécurité

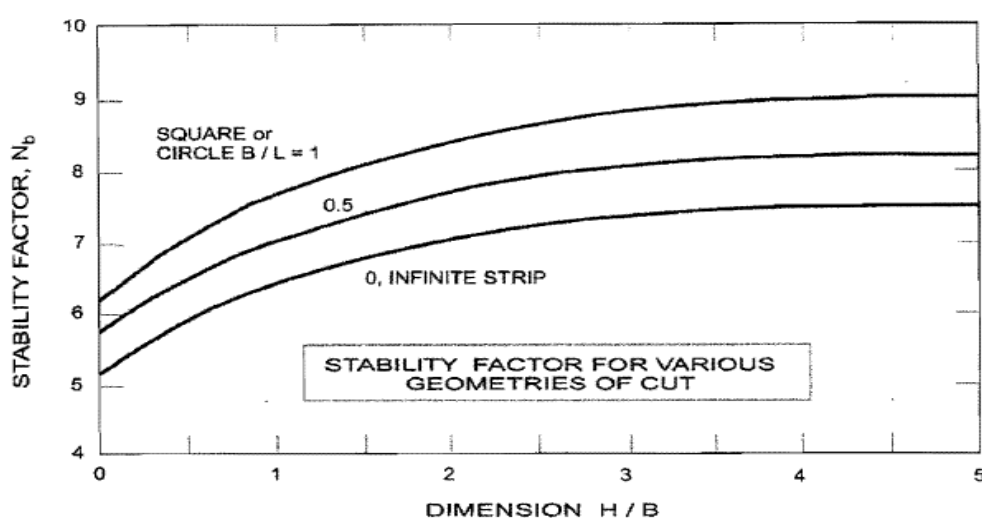


Figure I.21 : Facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation

Au fur et à mesure que le potentiel d'instabilité de fond augmente, le soulèvement à la base de l'excavation et le mouvement autour de l'excavation augmentent d'où F_{sb} diminue. Dans le cas d'argiles molles sous la base d'une excavation où F_{sb} est inférieur à 2, des déformations importantes peuvent survenir. Lorsque F_{sb} est inférieur à 1,5, la profondeur de pénétration du système de support doit s'étendre sous la base de l'excavation.

B- Sols granulaires

Dans les sols sans cohésion, l'instabilité à la base prend la forme d'un soulèvement et est associée à l'écoulement des eaux souterraines. Le contrôle des eaux souterraines peut être obtenu par drainage ou en utilisant des palplanches pour soutenir la surface de l'excavation et en assurant une pénétration adéquate de l'empilement à des fins de coupure, ou par une combinaison des deux méthodes.

I.7 Conclusion

Au terme de ce premier chapitre, nous avons passé en revue les principaux concepts et notions à connaître pour l'étude des dispositifs de soutènement. Nous retenons l'existence d'une variété de méthodes d'excavation de solution de soutènement à mettre en place. Les déterminants du choix de l'une de ces options possibles est la résultante d'une réflexion basée sur deux éléments : technique et financier. Le premier est lié à la faisabilité technique : en relation à la nature du sol, l'environnement du site, le risque sur l'urbanisation. Le deuxième dépend de la contrainte financière liée principalement au budget alloué au projet.

De plus, les techniques de soutènement sont examinées, notamment les murs de soutènement qui sont essentiels à la stabilité de la fouille, les parois inversées, les murs soutenus par pieux ou par tirants. Nous avons mis en évidence certains avantages et inconvénients de ces dispositifs de soutènement et des tirants d'ancrage. Une attention particulière a été accordée aux différents mécanismes de rupture auxquels ces ouvrages peuvent être exposés, ainsi qu'aux méthodes de calcul permettant d'évaluer la stabilité du sol et de garantir la sécurité de l'ouvrage.

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU SITE DU PROJET

II.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation du site du projet objet de notre étude, il s'agit d'une assiette de terrain destinée à la réalisation d'une cité à usage d'habitation appelée la résidence Mycélium (R + 10 + 3 sous-sol) située à Ouled Fayet.

Le chapitre présente d'abord la localisation de la résidence Mycélium, pour enchaîner par la suite la description des différents aspects liés à son environnement, à savoir : la géomorphologie, la géologie, l'hydrogéologie, le climat et la sismicité de la région.

II.2 Situation géographique du site

Le site étudié se trouve à Ouled Fayet, Wilaya d'Alger, la zone est limitée par une voie sur le côté Nord, par un oued sur le côté Sud, et par des propriétés privées sur les autres côtés, Est et Ouest.

Les coordonnées géographiques du site sont :

- Latitude : $36^{\circ}44'05.9''N$;
- Longitude : $2^{\circ}56'29.5''E$;
- Altitude : 175 m.



Figure II.1 : Localisation du site du projet.



Figure II.2 : Plan de situation du site du projet.

Au plan géométrique, le site étudié se caractérise par une largeur de 79.38m (côté Nord) et 94.66m (côté Sud), d'une longueur de 113.63m (côté Est) et 135.306m (côté Ouest). La profondeur nécessaire pour la réalisation du projet est de 12m et la section totale du site est de: 8891m².

II.3 Contexte géomorphologique

La zone d'Alger, en particulier Ouled Fayet dans la wilaya d'Alger, exhibe une géomorphologie typique des régions de transition entre le Tell littoral et les hauts plateaux. Ouled Fayet se trouve dans la périphérie sud-ouest d'Alger, à une élévation moyenne fluctuante entre 150 et 300 mètres. Elle se situe dans la plaine de Mitidja, l'une des régions les plus fertiles et peuplées d'Algérie.

La région est caractérisée par un relief modéré à collinéen, composé de petites collines, de pentes ondulées et de vallons. On note une série de crêtes légères et de dépressions qui signalent la transition entre les massifs montagneux du Tell (au nord) et la plaine de la Mitidja (au sud).

- Pliocène supérieur : Il débute par le niveau à glauconie qui est considéré comme la séparation lithologique entre le plaisancien et l'Astien. Ce niveau à glauconie est argilo-sableux à nombreux grains de glauconie d'où sa teinte verdâtre. Il est surmonté par une épaisse série de calcaire lithothamniées et par des calcaires gréseux.

4- Formations quaternaires : Cette formation résulte de l'érosion de l'Atlas tellien et de l'accumulation des produits de cette érosion dans la Mitidja. Ces dépôts de cours d'eau et de torrents englobent une multitude de faciès plus ou moins grossiers. Le quaternaire englobe de nombreux termes lithologiques : sables, grès dunaires, alluvions, éboulis, limons, argiles vaseuses, tourbes argileuses.

II.4.2 Géologie locale

Après la consultation de la carte géologique détaillée d'Alger Bis (échelle de 1/50 000), le contexte géologique régional de la zone du site d'étude a pu être identifié à partir des observations directes sur terrain d'une part, et des données lithologiques existantes d'autre part. Les principales formations litho stratigraphiques qui affleurent cette zone sont :

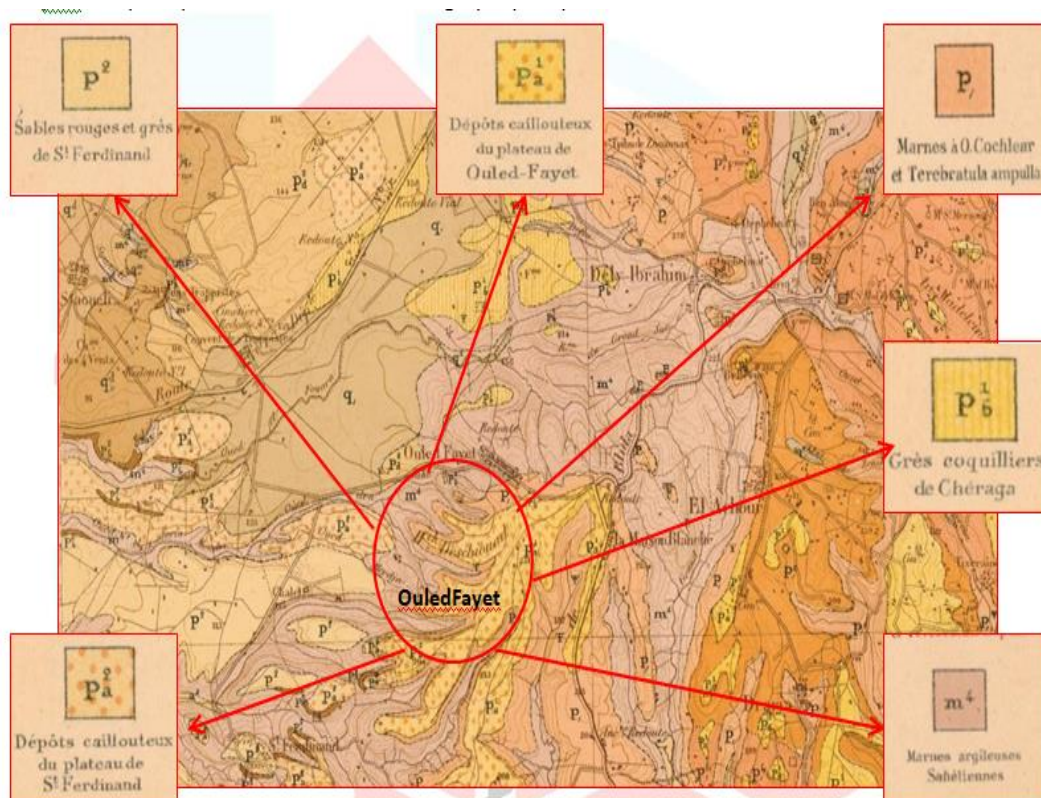


Figure II.4 : Carte géologique de la région du projet.

P¹₂ Dépôts, caillouteux du plateau d'Ouled Fayet, proviennent d'une nappe étendue d'alluvions anciennes, formées de graviers de grès crétacés, mélangés à une argile rougeâtre, et constituant la couverture du plateau qui s'étend de Sainte-Amélie à Saint Ferdinand et Ouled Fayet, de l'altitude 180 à 250 mètres. De nombreux lambeaux de ce terrain sont conservés au voisinage de Draria, Baba-Hassen, Douera et Mahelma ; on les retrouve sur le mamelon de Sainte Maurice (210-229 m.), à Koléa et sur les contreforts de Berbessa.

p, Marnes à O.Cochlear et Terebratula ampulla petits ilots restreints échappés à l'érosion, au pied de l'Atlas, indiquant l'extension jusqu'en ce point des dépôts pliocènes du sahel d'Alger, dont ils présentent le facies ; calcaires sableux, marnes jaunes et calcaires coquilliers pétris de bivalves, en couches redressées et appuyées sur le danien.

M⁴ Marnes argileuses Sahéliennes Assise marne-argileuses de teinte gris-bleuâtre, formant le substratum du pliocène, et s'étendant sur tout l'axe du Sahel d'Alger, elles passent sur la rive gauche du Mazafran, remontant jusqu'à la cote 200, l'aspect des collines mamelonnées et dénudées est caractéristique traste avec l'abondance des coquilles dans les marnes plais-anciennes p.

P²_a Dépôts caillouteux, formées d'une épaisse accumulation de graviers de grès crétacés, avec galets souvent volumineux, occupant des terrasses et des plateformes dans la région de Saint Ferdinand et au-dessus de l'Oued Mendri; ces dépôts sont contemporains et peut-être en partie postérieurs à la formation de la plage indiquée par le dépôt suivant:

P²_b Poudingues et grès coquilliers de la Trappe, témoins des dépôts littoraux (ancienne plage), formant corniche démantelée, au-dessus des argiles sahéliennes, sur les coteaux des rives de l'Oued Fouara, vers l'altitude de 80 à 100 mètres.

P₂ Sables rouges de Saint-Ferdinand. Sables rouges plus ou moins argileux, avec concrétions gréseuses, occupent la bordure du plateau de Saint-Ferdinand et la plateforme qui s'étend au Nord, à une altitude de 100 à 140 mètres.

P₁^b Grès coquilliers de Cheraga. Dépôts littoraux de la première phase du Pliocène supérieur, constitués par des grès à moules de bivalves, ou à petits débris de coquilles marines avec intercalations de petits poudingues, et surmontés de grès d'origine dunaire ; ces bancs sont réduits à des témoins sur les argiles sahéliennes dans les environs de Cheraga, et paraissent se

rattacher aux dépôts de plages à petits graviers blancs du flanc des coteaux d'Ouled-Fayet. On a rapporté à cette formation les grès fins d'origine marine qui forment corniche au-dessus de l'Oued Beni-Messous ou de ses affluents.

II.5 Contexte hydrogéologique

Le terrain aquifère le plus important de la région d'Alger est la mollasse astienne le mur de cette nappe est représenté par les argiles marneuses bleues du Plaisancien. Cet aquifère est subdivisé en deux nappes distinctes :

- Nappe profonde de la Mitidja.
- Nappe du plateau mollassique d'Alger.

1- Nappe de la Mitidja

Captée par de nombreux forages d'AEP, elle est relativement bien connue par suite des reconnaissances géologiques et des essais hydrogéologiques, elle a même fait l'objet d'un modèle mathématique. Elle n'intéresse que peu notre région d'étude.

2- Nappe du plateau mollassique d'Alger

Nappe libre dont les eaux ont été exploitées pour l'AEP d'Alger suite aux captages des sources du Hamma, du Télemly, de Birtraria et de Ben Aknoun. Le contact Astien/Plaisancien est jalonné par une multitude de résurgences (dont les sources de Douera, de Crescia, du Télemly et d'oued Romane).

Les caractéristiques très favorables de cet aquifère sont :

- Les grandes surfaces d'affleurement et épaisseurs ;
- Une perméabilité forte (infiltration rapide des eaux météoriques) ;
- La pluviométrie assez forte d'Alger : 600 à 800mm/an.

Connaissant le rôle stratégique joué par les eaux de cet aquifère dans :

- Le développement des instabilités ;
- L'alimentation en eau de la ville (eau potable, eau pour la lutte contre les incendies) ;
- L'alimentation de station de réinjection des eaux pour lutter contre invasions marines des nappes littorales ;
- L'alimentation en eau de l'agriculture en période de sécheresse.

Il serait temps d'entamer une étude hydrogéologique de l'Astien d'Alger afin d'en évaluer les extensions, la piézométrie, les caractéristiques hydrodynamiques et hydro chimiques.

II.6 Climat

La région d'Alger est régie par un climat méditerranéen caractérisé par l'alternance d'une saison sèche et chaude et d'une saison humide, pluvieuse et relativement froide. La température dépasse rarement les 40°C, et ne descend presque jamais au-dessous de 0°C.

Bien que l'hiver soit doux, la nuit il fait assez froid, de plus, de temps en temps il peut y avoir des irrptions d'air froid du nord. Parfois, comme en janvier 2005 et en février 2012, il peut même neiger.

Tout au long de l'année, la température peut connaître des augmentations soudaines lorsque le vent souffle du désert (Sud du pays).

À Alger, les précipitations totalisent en moyenne 600 millimètres par an : elles sont donc à un niveau intermédiaire. Au mois le moins pluvieux (juillet) elles s'élèvent à 5 mm, dans les mois les plus pluvieux (novembre, décembre) elles s'élèvent à 90 mm. Le graphe suivant trace les fluctuations mensuelles des précipitations le long d'une année.

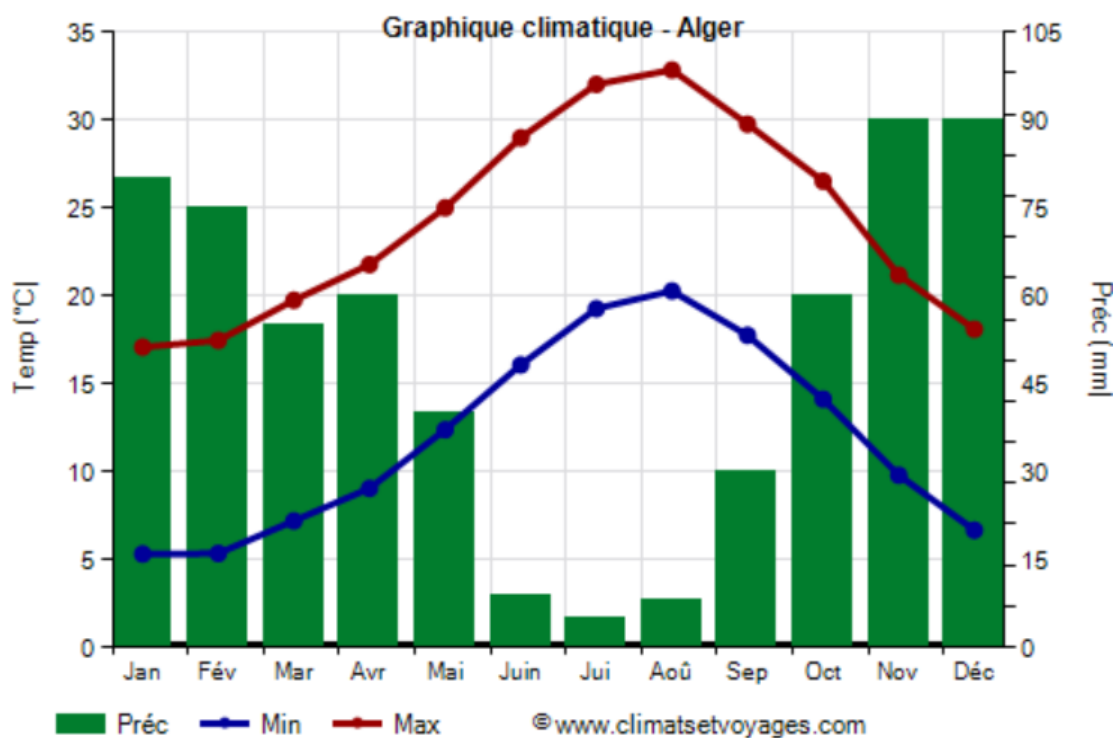


Figure II.5 : Graphique climatique de la wilaya d'Alger.

L'Atlas tellien protège la ville des vents secs du sud en provenance des hauts plateaux. Cette protection permet à la région de bénéficier d'un climat méditerranéen propice à l'agriculture.

Concernant les températures, le tableau suivant affiche les variations des valeurs moyennes, maximums et minimums enregistrées par mois le long d'une année.

Tableau II-2. Coefficients d'accélération sismique.

Groupe	Zone Sismique			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Les paramètres de caractérisation et de classification sismique de notre site de projet sont :

- Zone sismique III.
- Groupe **2** : Importance moyenne.
- Accélération nominale **A**=0,25g

II.8 Conclusion

D'après l'analyse des données géologiques, géomorphologiques, climatiques, hydrogéologiques et sismique de notre site, il en ressort que :

- La région est caractérisée par un relief modéré à collinéen, composé de petites collines, de pentes ondulées et de vallons.
- L'analyse hydrogéologique de la zone d'étude révèle l'existence de deux nappes : la nappe profonde de la Mitidja et la nappe du plateau mollassique d'Alger.
- Au plan géologique local, les principales formations litho-stratigraphiques qui affleurent cette zone ont été identifiées.
- La région est connue par un climat méditerranéen caractérisé par l'alternance d'une saison sèche et chaude en été ; et d'une saison humide et pluvieuse en hiver.
- Le site de notre projet est classé dans la zone sismique III.

CHAPITRE III : SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE

III.1 Introduction

Le présent chapitre est consacré à l'élaboration d'une synthèse géotechnique du site du projet. Elle est basée sur l'exploitation des résultats des essais effectués (essais in-situ et essais de laboratoire).

La finalité de ce chapitre vise à proposer un modèle lithologique du sous-sol à considérer pour la phase de la modélisation et l'étude du dispositif de soutènement. Les couches du modèle doivent être identifiées, délimitées (épaisseurs) et caractérisées par les paramètres physiques et mécaniques.

III.2 Programme de la reconnaissance géotechnique

Le programme de la reconnaissance géotechnique exécuté comprend :

- Six (06) sondages carottés de 20 m de profondeur, notés SC1, SC2, SC3, SC4, SC5 et SC6.
- Dix (10) sondages pressiométriques notés: SP01, SP02, SP03, SP04, SP05, SP06, SP07, SP08, SP09 et SP10.
- Trente-trois (33) essais au pénétromètre dynamique lourd sur l'ensemble du site, notés P1, P2,..... jusqu'au P33 dont les résultats sont présentés en annexe C.
- Des essais au laboratoire (physiques et mécaniques) ont été effectuées sur des échantillons prélevés aux sondages SC1, SC2, SC3, SC4 et SC5.

Le plan d'implantation des essais in situ est donné par la figure III.1.

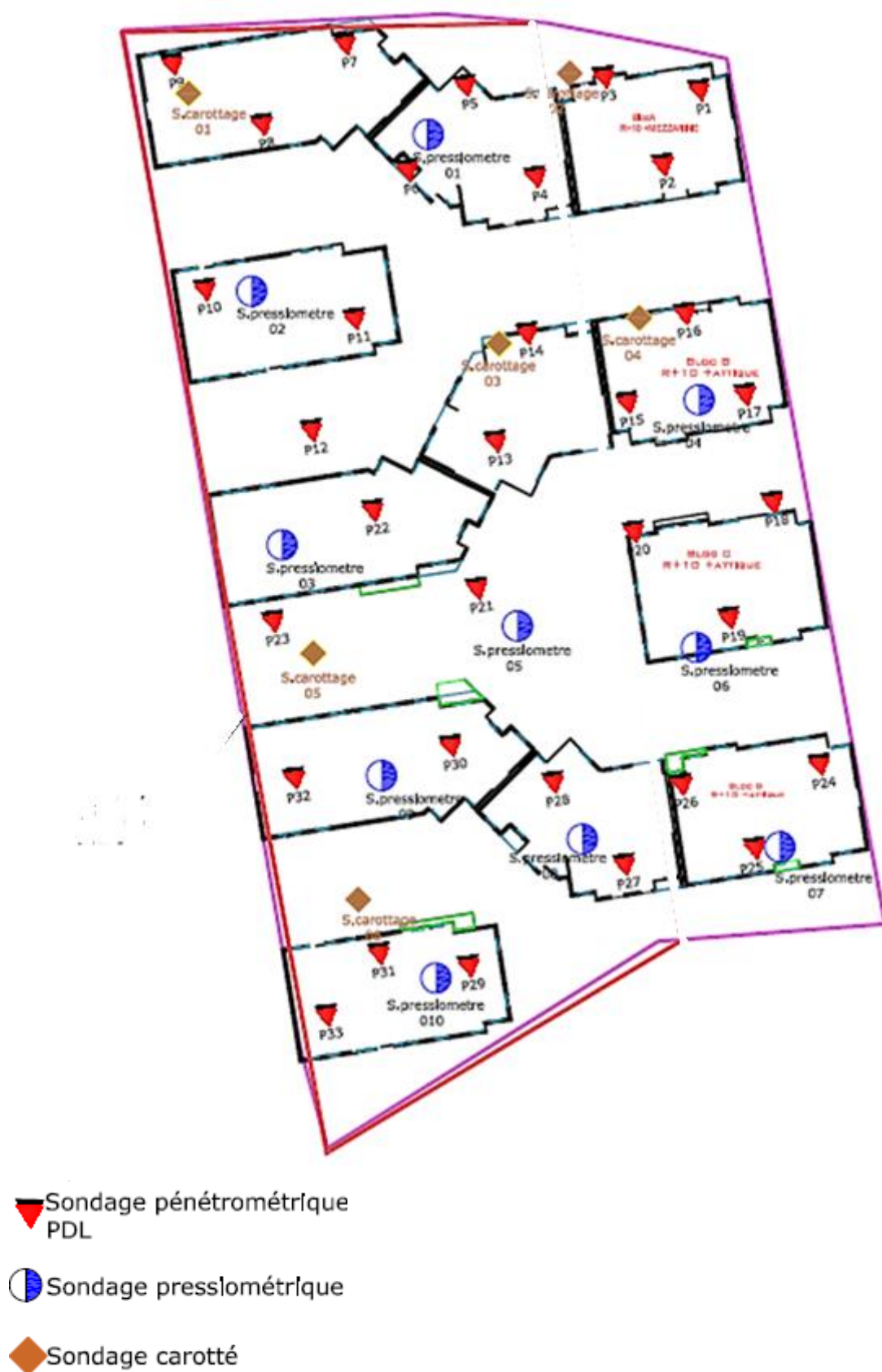


Figure III.1 : Plan d'implantation des essais in-situ.

III.3 Essais in-situ

III.3.1 Sondages carottés

L'analyse des carottes des sondages réalisés a permis l'établissement des logs géologiques montrant la lithologie des terrains traversés en profondeurs ainsi que leurs épaisseurs. Les six sondages réalisés au niveau de cette zone ont permis de déterminer la nature des formations en place.

Tableau III-1. Sondage carotté (SC1).

Profondeur (m)	Coupe lithologique
0,00–0,50	Terre végétale
0,50– 1,5	Argile peu sableuse
1,50 – 6,00	Argile marneuse
6,00 – 18,50	Marne argileuse
18,50– 20,00	Marne grise

Tableau III-2. Sondage carotté (SC2).

Profondeur (m)	Coupe lithologique
0,00–0,60	Terre végétale
0,60– 4,00	Argile marneuse
4,00 – 18,00	Marne argileuse
18,00– 20,00	Marne grise

Tableau III-3. Sondage carotté (SC3).

Profondeur (m)	Coupe lithologique
0,00–0,40	Terre végétale
0,40–4,30	Argile marneuse
4,30–17,50	Marne argileuse
17,50–20,00	Marne grise

Tableau III-4. Sondage carotté (SC4).

Profondeur (m)	Coupe lithologique
0,00–0,35	Terre végétale
0,35– 4,00	Argile marneuse
4,00 – 17,80	Marne argileuse
17,80– 20,00	Marne grise

Tableau III-5. Sondage carotté (SC5).

Profondeur (m)	Coupe lithologique
0,00–0,20	Terre végétale
0,20–4,00	Argile marneuse
4,00–18,50	Marne argileuse
18,50–20,00	Marne grise

Tableau III-6. Sondage carotté (SC6).

Profondeur (m)	Coupe lithologique
0,00–2,00	Remblai
2,00–4,00	Argile marneuse
4,00–17,00	Marne argileuse
17,00–20,00	Marne grise

III.3.2 Sondages pressiométriques

Les résultats des essais pressiométriques ainsi que la classification des sols selon leurs propriétés mécaniques sont donnés par les tableaux III.7, III.8, III.9, III.10, III.11, III.12, III.13, III.14, III.15 et III.16.

Tableau III-7. Résultats des essais pressiométriques SP1.

Profondeur (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M/P_L	Classe de sol
2,00	16439	1157	14,21	Argiles et limons fermes
4,00	11755	1042	11,28	Argiles et limons fermes
6,00	9752	1079	9,04	Argiles et limons fermes
8,00	14302	1416	10,10	Argiles et limons fermes
10,00	12866	1534	8,39	Argiles et limons fermes
13,00	18022	1730	10,42	Argiles et limons fermes

Tableau III-8. Résultats des essais pressiométriques SP2.

Profondeur (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M/P_L	Classe de sol
2,00	46848	967	48,45	Argiles et limons fermes
4,00	12684	1122	11,30	Argiles et limons fermes
6,00	17471	1484	11,77	Argiles et limons fermes
8,00	31064	1301	23,89	Argiles et limons fermes
10,00	16886	1685	10,02	Argiles et limons fermes
12,00	15415	1752	8,80	Argiles et limons fermes
14,00	23762	2013	11,80	Argiles et limons fermes
16,00	32308	2057	15,71	Argiles et limons fermes

Tableau III-9. Résultats des essais pressiométriques SP3.

Profondeur (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M/P_L	Classe de sol
2,00	20493	1212	16,91	Argiles et limons fermes
4,00	26390	1636	16,13	Argiles et limons fermes
6,00	20750	1395	14,88	Argiles et limons fermes
8,00	9552	999	9,56	Argiles et limons fermes
10,00	2976	518	5,75	Argiles et limons fermes
12,00	11165	1337	8,35	Argiles et limons fermes
14,00	14233	1643	8,66	Argiles et limons fermes
16,00	13000	1628	7,99	Argiles et limons fermes

Tableau III-10. Résultats des essais pressiométriques SP4.

Profondeur (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M/P_L	Classe de sol
2,00	8127	965	8,42	Argiles et limons fermes
4,00	10208	1166	8,75	Argiles et limons fermes
6,00	12752	1191	10,71	Argiles et limons fermes
8,00	10128	1420	7,13	Argiles et limons fermes
10,00	14891	1677	8,88	Argiles et limons fermes
12,00	16580	1606	10,32	Argiles et limons fermes
14,00	17981	1949	9,22	Argiles et limons fermes

Tableau III-11. Résultats des essais pressiométriques SP5.

Profondeur (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M/P_L	Classe de sol
2,00	5135	728	7,05	Argiles et limons fermes
4,00	6803	876	7,77	Argiles et limons fermes
6,00	9743	1052	9,26	Argiles et limons fermes
8,00	9116	1513	6,03	Argiles et limons fermes
10,00	16152	1427	11,32	Argiles et limons fermes
12,00	20227	1832	11,04	Argiles et limons fermes
14,00	26787	2170	12,34	Argiles et limons fermes
16,00	28284	2369	11,94	Argiles et limons fermes

Tableau III-12. Résultats des essais pressiométriques SP6.

Profondeur (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M/P_L	Classe de sol
2,00	7328	764	9,59	Argiles et limons fermes
4,00	6039	959	6,30	Argiles et limons fermes
6,00	9972	1234	8,08	Argiles et limons fermes
8,00	10727	1393	7,70	Argiles et limons fermes
10,00	13106	1594	8,22	Argiles et limons fermes
12,00	23285	2088	11,15	Argiles et limons fermes
14,00	21996	2085	10,55	Argiles et limons fermes
16,00	20965	2148	9,76	Argiles et limons fermes
18,00	24201	2653	9,12	Argiles très fermes à dures

Tableau III-13. Résultats des essais pressiométriques SP7.

Profondeur (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M/P_L	Classe de sol
2,00	4485	346	12,96	Argiles et limons mous
4,00	5400	568	9,51	Argiles et limons mous
6,00	13727	1226	10,71	Argiles et limons fermes
8,00	18098	1428	12,67	Argiles et limons fermes
10,00	6881	1184	5,81	Argiles et limons fermes
12,00	21914	1811	12,10	Argiles et limons fermes
14,00	3586	310	11,57	Argile et limons mous
16,00	12315	796	15,47	Argiles et limons fermes
18,00	46832	2894	16,18	Argiles très fermes à dures
20,00	67752	2437	27,80	Argiles et limons fermes
22,00	73448	2385	30,80	Argiles et limons fermes
25,00	75466	2445	30,87	Argiles et limons fermes

Tableau III-14. Résultats des essais pressiométriques SP8.

Profondeur (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M/P_L	Classe de sol
2,00	3893	366	10,64	Argiles et limons mous
4,00	6443	772	8,35	Argiles et limons fermes
6,00	8171	997	8,16	Argiles et limons fermes
8,00	15069	1559	12,26	Argiles et limons fermes
10,00	22842	1453	14,66	Argiles et limons fermes
12,00	22190	1453	15,59	Argiles et limons fermes
14,00	57845	2393	14,53	Argiles et limons fermes
16,00	41596	2063	23,93	Argiles et limons fermes
18,00	34778	2236	20,63	Argiles et limons fermes
20,00	51684	2185	22,36	Argiles et limons fermes
22,00	85010	2558	21,85	Argiles très fermes à dures
25,00	89617	2354	25,58	Argiles et limons fermes

Tableau III-15. Résultats des essais pressiométriques SP9.

Profondeur (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M/P_L	Classe de sol
2,00	7430	681	10,92	Argiles et limons mous
4,00	8495	748	11,36	Argiles et limons fermes
6,00	10320	1040	9,92	Argiles et limons fermes
8,00	12122	1168	10,38	Argiles et limons fermes
10,00	16305	1618	10,08	Argiles et limons fermes
12,00	15293	1338	11,43	Argiles et limons fermes
14,00	17932	1655	10,84	Argiles et limons fermes
16,00	24051	1982	12,13	Argiles et limons fermes
18,00	17527	1832	9,56	Argiles et limons fermes
20,00	16800	2182	7,7	Argiles et limons fermes
25,00	62417	2626	23,77	Argiles très fermes à dures

Tableau III-16. Résultats des essais pressiométriques SP10.

Profondeur (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M/P_L	Classe de sol
2,00	1465	79	18,57	Argiles et limons mous
4,00	2086	263	7,93	Argiles et limons mous
6,00	9583	862	11,11	Argiles et limons fermes
8,00	13733	1231	11,16	Argiles et limons fermes
10,00	24368	2040	11,94	Argiles et limons fermes
12,00	9468	1192	7,94	Argiles et limons fermes
14,00	17379	1382	12,57	Argiles et limons fermes
16,00	15966	1881	8,49	Argiles et limons fermes
18,00	19881	1919	10,36	Argiles et limons fermes
20,00	56869	2242	25,36	Argiles et limons fermes
25,00	58779	2480	34,59	Argiles et limons fermes

III.4 Essais de laboratoire

Les sondages carottés réalisés nous ont permis de récupérer des échantillons intacts paraffinés, acheminés au laboratoire pour la réalisation des différents essais physiques et mécaniques.

III.4.1 Essais physiques

III.4.1.1 Résultats des poids volumiques, teneur en eau et degrés de saturation

Les paramètres physiques « poids volumiques secs, poids volumiques humides, poids volumiques des particules solides, teneurs en eau et degrés de saturation » des sols sont représentés dans le tableau III.17.

Tableau III-17. Résultats des poids volumiques, teneurs en eau et degrés de saturation.

Sondage N°	Profondeur (m)	γ_d (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	w (%)	S _r (%)	Interprétation des résultats (XP P94-011)
SC1	4,60– 5,00	15,4	19,9	29,49	100	Sol peu dense, saturé
	8,0– 8,40	16,4	21,6	31,94	100	Sol dense, saturé
	15,0 – 15,8	16,3	20,6	26,54	100	Sol dense, saturé
	18,5 – 19,0	16,5	21,2	28,54	100	Sol dense, saturé
SC2	2, 3– 2. 50	15,7	19,4	23,87	91,94	Sol peu dense, non saturé
	5,00– 5,25	15,3	19,4	26,75	96,84	Sol peu dense, non saturé
	12,15– 12,60	15,2	19,3	26,83	95,62	Sol peu dense, non saturé
S3	2,25– 2,70	15,9	19,9	24,96	99,22	Sol peu dense, non saturé
	9,00– 9,60	16,5	21,9	32,43	100	Sol dense, saturé
SC4	3,00– 3,40	15,1	18,7	24,15	84,77	Sol peu dense, non saturé
	10,50– 11,00	16,1	21,2	31,55	100	Sol dense, saturé
	15,50– 16,00	17,0	20,5	20,45	96,95	Sol dense, non saturé
SC5	3,20– 3,50	16,4	19,9	21,63	93,07	Sol dense, non saturé
	5,50– 6,00	16,1	20,0	24,05	98,94	Sol dense, non saturé
	14, – 14,60	16,2	20,0	23,61	98,38	Sol dense, non saturé

III.4.1.2 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant un granulat. Le tableau III.18 présente les résultats des essais granulométriques.

Tableau III-18. Résultats de l'analyse granulométrique.

Sondage N°	Profondeur (m)	Granulométrie(%)		
		Pourcentage des éléments <2mm(%)	Pourcentage des éléments <0,008mm(%)	Pourcentage des éléments < 2µm (%)
SC1	4,60–5,00	99,95	98,99	79,98
	15,00–15,80	99,98	99,01	0
SC2	2,30–2,50	99,96	99,13	74,36
	12,15–12,60	99,95	99,24	0
SC3	2,25–2,70	100	99,16	0
	9,00–9,60	100	99,32	0
SC4	3,30–4,00	99,99	99,28	74,15
SC5	5,50 –6,00	99,94	99,20	78,49

À partir du tableau III.18, on constate que tous les échantillons analysés ont plus de 50% d'éléments inférieurs à 0.08 mm, donc les sols sont fins.

III.4.1.3 Limites d'Atterberg

Les résultats des limites d'Atterberg des échantillons récupérés à partir des sondages carottés sont présentés dans le tableau III.19.

Tableau III-19. Résultats des limites d'Atterberg.

Sondage N°	Profondeur (m)	Limites d'Atterberg			
		w _l (%)	w _p (%)	I _p (%)	I _c
SC1	4,60–5,00	65	27	38	0,94
	15,0–15,8	69	27	42	1,02
SC2	2,30–2,50	69	33	36	1,24
	12,15–12,60	66	31	35	1,12
SC3	2,25–2,70	59	27	32	1,05
	9,00–9,60	65	28	37	0,89
SC4	3,30–3,40	64	31	33	1,21
SC5	5,60–6,00	68	29	39	1,12

- L'indice de consistance I_c vari de 0.89 à 1.24, ce qui indique que le sol est très ferme à dur.
- L'indice de plasticité I_p est compris entre 25 et 40, ce qui indique que le sol est plastique à l'exception de l'échantillon prélevé à 15m où le sol est très plastique ($I_p > 40$).

III.4.2. Classification des sols

Dans ce qui suit, nous allons classier les différents sols en exploitant les deux tableaux III.18 et III.19 donnant respectivement les résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg.

❖ Sondage carotté SC1

- Echantillon 01 : [4.6m-5.0m]

$T(80\mu m) = 98.99 \% > 50 \%$, $R(80\mu m) = 1.01\% < 50 \%$, donc le sol est un sol fin.

$WL = 65 (\%)$
 $WP = 27 (\%)$
 $I_p = 38 (\%)$

D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).

- Echantillon 02 : [15m – 15.8m]

$T(80 \mu m) = 99.01 \% > 50 \%$, $R(80\mu m) = 0.99\% < 50\%$, donc le sol est un sol fin.

$WL = 69 (\%)$
 $WP = 27 (\%)$
 $I_p = 42 (\%)$

D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).

❖ Sondage carotté SC2

- Echantillon 01 : [2.3m-2.5m]

$T(80\mu m) = 99.13 \% > 50 \%$, $R(80\mu m) = 0.87\% < 50 \%$, donc le sol est un sol fin.

$WL = 69 (\%)$
 $WP = 33 (\%)$
 $I_p = 36 (\%)$

D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).

- Echantillon 02 : [12.15m – 12.6m]

$T(80 \mu m) = 99.24 \% > 50 \%$, $R(80\mu m) = 0.76\% < 50\%$, donc le sol est un sol fin.

$WL = 66 (\%)$
 $WP = 31 (\%)$
 $I_p = 35 (\%)$

D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).

❖ **Sondage carotté SC3**

- Echantillon 01 : [2.25m-2.7m]

$T(80\mu\text{m}) = 99.16 \% > 50 \%$, $R(80\mu\text{m}) = 0.84\% < 50 \%$, donc le sol est un sol fin.

$$\left. \begin{array}{l} WL = 59 (\%) \\ WP = 27 (\%) \\ Ip = 32 (\%) \end{array} \right\} \text{D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).}$$

Echantillon 02 : [9 m – 9.6 m]

$T(80 \mu\text{m}) = 99.32 \% > 50 \%$, $R(80\mu\text{m}) = 0.68\% < 50\%$, donc le sol est un sol fin.

$$\left. \begin{array}{l} WL = 65 (\%) \\ WP = 28 (\%) \\ Ip = 37 (\%) \end{array} \right\} \text{D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).}$$

❖ **Sondage carotté SC4**

- Echantillon 01 : [3.3m-3.4m]

$T(80\mu\text{m}) = 99.28 \% > 50 \%$, $R(80\mu\text{m}) = 0.72\% < 50 \%$, donc le sol est un sol fin.

$$\left. \begin{array}{l} WL = 64 (\%) \\ WP = 31 (\%) \\ Ip = 33 (\%) \end{array} \right\} \text{D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).}$$

❖ **Sondage carotté SC5**

- Echantillon 01 : [5.6m-6m]

$T(80\mu\text{m}) = 99.20 \% > 50 \%$, $R(80\mu\text{m}) = 0.80\% < 50 \%$, donc le sol est un sol fin.

$$\left. \begin{array}{l} WL = 68 (\%) \\ WP = 29 (\%) \\ Ip = 39 (\%) \end{array} \right\} \text{D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).}$$

III.4.3 Essais mécaniques

III.4.3.1 Essai de cisaillement

Les résultats des essais de cisaillement (non consolidé-non drainé : UU et consolidé-drainé CD) obtenus sont récapitulés dans le tableau III.20.

Tableau III-20. Résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.

Type d'essai	Sondage N°	Profondeur (m)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)
UU	SC1	4,60 – 5,00	115	18,19
		8,0 – 8,40	109	20,28
		15,00 – 15,8	78	12,33
	SC2	2,30 – 2,50	103	19,91
		5,00 – 5,25	73	19,71
		12,15 – 12,60	64	14,68
	SC3	2,25 – 2,70	134	22,55
		9,00 – 9,60	127	24,44
	SC4	3,30 – 4,00	102	22,73
		10,50 – 11,00	128	20,04
		15,50 – 16,00	143	16,56
CD	SC3	2,25 – 2,70	30	26.61
		9,00 – 9,60	34	29
	SC4	3,30 – 4,00	30	27.35
		10,50 – 11,00	32	24.32
		15,50 – 16,00	36	20

III.4.3.2 Essai œdométrique

Les résultats de l'essai œdométrique sont représentés dans le tableau III.21.

Tableau III-21. Caractéristiques œdométriques du sol.

Sondage N°	Profondeur (m)	Paramètres œdométriques		
		$P_c(Bar)$	$C_c(\%)$	$C_g(\%)$
SC1	8,00–8,40	1,78	15,86	4,73
	15,0–15,8	2,04	25,47	8,47
SC2	7,50–7,80	1,80	15,76	3,97
SC4	10, 50 -11,00	2,21	16,35	6,41

On constate que :

Les coefficients de compressibilité : $0.100 \leq C_c \leq 0.200$, ces résultats traduisent que les sols sont moyennement compressibles, à partir de 15m le C_c augmente et devient 0,250 ($0.200 \leq C_c \leq 0.250$), cette valeur de C_c correspond à un sol assez fortement compressible.

III.5 Étude d'homogénéité

Pour la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de notre sol, nous avons utilisé les deux sondages carottés SC3 et SC4.

Argile très plastiques [0.0m-20m]

❖ Poids volumique sec γ_d

$$\gamma_{d\text{moyen}} = \frac{\sum \gamma_d}{n} \quad (\text{III.1})$$

$$\gamma_{d\text{moyen}} = \frac{15.9+16.5+15.1+16.1+17}{5} \rightarrow \gamma_{d\text{moyen}} = 16.12 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda_{\gamma_d} = \sqrt{\frac{(\gamma_d - \gamma_{d\text{moy}})^2}{n-1}} \quad (\text{III.2})$$

$$\lambda_{\gamma_d} = \sqrt{\frac{(15.9-16.12)^2 + (16.5-16.12)^2 + (15.1-16.12)^2 + (16.1-16.12)^2 + (17-16.12)^2}{5-1}} \rightarrow \lambda_{\gamma_d} = 0.71$$

$$\text{COV} = \frac{\lambda_{\gamma_d}}{\gamma_{d\text{moy}}} \quad (\text{III.3})$$

$$\text{COV} = \frac{0.71}{16.12} = 4.40\% < 10\%$$

On prend la valeur moyenne $\rightarrow \gamma_d = 16.12 \text{ kN/m}^3$

❖ Tenure en eau w

$$W_{\text{moyen}} = \frac{\sum w}{n} \quad (\text{III.4})$$

$$W_{\text{moy}} = \frac{24.96+32.43+24.15+31.55+20.45}{5} \rightarrow W_{\text{moy}} = 26.71 \%$$

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{(W - W_{\text{moyen}})^2}{n-1}} \quad (\text{III.5})$$

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{(24.96-26.71)^2 + (32.43-26.71)^2 + (24.15-26.71)^2 + (31.55-26.71)^2 + (20.45-26.71)^2}{5-1}} \rightarrow \lambda_w = 5.12$$

$$\text{COV} = \frac{\lambda_w}{W_{\text{moyen}}} \quad (\text{III.6})$$

$$\text{COV} = \frac{5.12}{26.71} = 19.17 \% > 10\%$$

On prend la valeur minimale $\rightarrow w = 20.45 \%$

❖ **Poids volumique humide γ_h**

$$\gamma_{h \text{ moy}} = \gamma_d(1 + w) \quad (\text{III.7})$$

$$\gamma_{h \text{ moy}} = 16.12 * (1 + 0.2045) = 19.42 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_h = 19.3 \text{ kN/m}^3$$

❖ **Poids volumique saturé γ_{sat}**

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma' + \gamma_w \quad (\text{III.8})$$

$$\gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right) \quad (\text{III.9})$$

$$\gamma' = 16.12 * \left(1 - \frac{10}{26.5}\right) = 10.04 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 10.04 + 10 = 20.04 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 20.04 \text{ kN/m}^3$$

❖ **La cohésion C'**

$$C'_{\text{moyen}} = \frac{\sum C'}{n} \quad (\text{III.10})$$

$$C'_{\text{moyen}} = \frac{30+34+30+32+36}{5} \rightarrow C'_{\text{moyen}} = 32.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda_{C'} = \sqrt{\frac{(C' - C'_{\text{moyen}})^2}{n-1}} \quad (\text{III.11})$$

$$\lambda_{C'} = \sqrt{\frac{(30-32.4)^2 + (34-32.4)^2 + (30-32.4)^2 + (32-32.4)^2 + (36-32.4)^2}{2-1}} \rightarrow \lambda_{C'} = 2.61$$

$$\text{COV} = \frac{\lambda C'}{C'_{\text{moyen}}} \quad (\text{III.12})$$

$$\text{COV} = \frac{2.61}{32.4} = 8.05 \% > 10\%$$

On prend la valeur moyenne $\rightarrow C' = 32.4\text{kPa}$

❖ **Angle de frottement φ'**

$$\varphi'_{\text{moy}} = \frac{\Sigma \varphi'}{n} \quad (\text{III.13})$$

$$\varphi'_{\text{moy}} = \frac{26.61+29+27.35+24.32+20}{5} \rightarrow \varphi'_{\text{moy}} = 25.46^\circ$$

$$\lambda \varphi' = \sqrt{\frac{(\varphi' - \varphi'_{\text{moy}})^2}{n-1}} \quad (\text{III.14})$$

$$\lambda \varphi' = \sqrt{\frac{(26.61-25.46)^2 + (29-25.46)^2 + (27.35-25.46)^2 + (24.32-25.46)^2 + (20-25.46)^2}{5-1}} \rightarrow \lambda \varphi' = 3.48$$

$$\text{COV} = \frac{\lambda \varphi'}{\varphi'_{\text{moy}}} \quad (\text{III.15})$$

$$\text{COV} = \frac{3.48}{25.46} = 13.66 \% > 10\%$$

On prend la valeur minimale $\rightarrow \varphi' = 20^\circ$

III.6 Conclusion

Dans ce troisième chapitre, nous avons exposé les résultats de la reconnaissance géotechnique menée dans le cadre de ce projet. L'analyse et l'interprétation de ces données nous ont permis d'élaborer le profil lithologique du sous-sol du site du projet, accompagné d'une caractérisation moyenne des propriétés physiques et mécaniques de la couche identifiée.

Il s'agit d'un sol dominé par une argile très plastique présentant les caractéristiques suivantes :

- **Couche de sol [0m-20m]** Argile très plastique

$$\gamma_d = 16.12 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_h = 19.42 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 20.04 \text{ kN/m}^3$$

$$C' = 32.4\text{kPa}$$

$$\varphi' = 20^\circ$$

La nappe phréatique se situe à une profondeur de 13m.

CHAPITRE IV : MODÉLISATION DU SOUTÈNEMENT DE LA RÉSIDENCE MYCÉLIUM

IV.1. Introduction

Après avoir élaboré le modèle lithologique du sous-sol du site du projet, nous arrivons au cœur de notre travail consistant à proposer et à étudier le soutènement nécessaire à l'exécution de la fouille du projet.

Tenant compte des caractéristiques géotechniques du sol et de la géométrie de la fouille, deux variantes de solution ont été étudiées, à savoir : la paroi en pieux sécants et la paroi moulée. L'apport du soutènement horizontal à travers les tirants d'ancrage a été vérifié et retenu. L'analyse est effectuée en utilisant le logiciel Géo5 qui permet d'obtenir les résultats de chaque solution en termes de déplacements maximaux et des efforts internes (efforts tranchants et moments fléchissants), tout en vérifiant la stabilité vis-à-vis du glissement, ainsi que la stabilité interne des supports horizontaux.

IV.2 présentation du logiciel Géo 5

Géo5 est une suite de logiciels utilisée dans le domaine de la géotechnique et du génie civil pour l'analyse, la conception et la vérification des structures liées aux sols. Son approche modulaire permet à chaque utilisateur de choisir les outils adaptés à ses besoins spécifiques. Son utilisation est très fréquente pour l'étude des :

- Murs de soutènement ;
- Fondations superficielles et profondes ;
- Stabilité des pentes et talus ;
- Tunnels et ouvrages souterrains, ...etc.

Ses principales fonctionnalités se résument en :

- Méthodes de calcul avancées (limites, éléments finis, etc.)
- Interface utilisateur intuitive;
- Modules spécialisés interconnectés;
- Vérification selon l'Eurocode 7 et autres normes nationales;
- Interopérabilité : import/export de données sous différents formats (DXF, IFC, Excel, etc.).

Parmi ses modules, nous citons :

- Stabilité de talus ;
- Mur en gabions ;
- Semelles superficielles ;
- Micropieux et pieux ;
- Consolidation et tassements.

Ses avantages sont :

- Facilité d'utilisation (interface ergonomique) ;
- Modules spécialisés et ciblés;
- Adapté aux normes internationales;
- Rapport qualité/prix compétitif par rapport à des logiciels plus lourds (Plaxis, etc.)
- Mises à jour régulières avec ajout de nouvelles fonctionnalités

IV.3 Normes et matériaux utilisés dans la modélisation

- La norme utilisée dans la modélisation est : « France -EN 1997, gamma eau = 1,0 » ; NF P 94-282 ;
- Classe du béton : C30/37 ;
- Type d'acier : B500 ($f_{yk} = 500$ MPa). 250 MPa.

IV.4 Caractéristiques géométriques et géotechniques du terrain

IV.4.1. La coupe lithologique

- La coupe géotechnique retenue pour le calcul est décrite comme suit :
- [0.0m-20m] Argile très plastiques.
- La nappe phréatique se situe à une profondeur de 13m ;

IV.4.2. Les caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques géotechniques introduites dans le logiciel Géo5 sont présentées dans le tableau IV-1.

Tableau IV-1. Caractéristiques géotechniques du terrain.

La couche de sol	γ_h (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	ν	E_{oed} (MPa)	δ (°)
Argile très plastique	19.42	20.04	20	32,4	0,35	25.64	13,33

IV.4.3. La surcharge

Les caractéristiques de la surcharge sont présentées dans le tableau IV-2.

Tableau IV-2. Caractéristiques de la surcharge.

Action	q (kPa)	Longueur (m)
Permanente	10	5

IV.4.4. Caractéristiques géotechniques des pieux sécants

Le soutènement des parois de l'excavation est assuré par l'utilisation d'une paroi en pieux dont le diamètre est de 0.8m. Les caractéristiques des pieux sécants introduits dans le logiciel Géo 5 sont présentées dans le tableau IV-3.

Tableau IV-3. Caractéristiques des pieux sécants.

Diamètre (m)	Module élastique E(MPa)
0.8	33000

IV.4.5. Les caractéristiques géométriques des tirants d'ancrages

Les tirants d'ancrage sont de type provisoire, ce sont des câbles avec une seule injection globale. Le tableau IV.4 donne les caractéristiques des tirants d'ancrages.

Tableau IV-4. Les caractéristiques des tirants d'ancrages.

Tirant N°	Profondeur (m)	Longueur libre (m)	Longueur de scellement (m)	Inclinaison (°)	Espacement (m)
1	2,5	11	8	20	4,8
2	6	11	8	20	4,8
3	9	11	8	20	4,8

IV.5 Modélisation des parois en pieux sécants

IV.5.1. Détermination de la fiche de la paroi en pieux sécants sans supports horizontaux

La fiche de la paroi en pieux sécants sans supports horizontaux (obtenue après calculs relatifs à la dernière phase) est représentée par la figure IV.1.

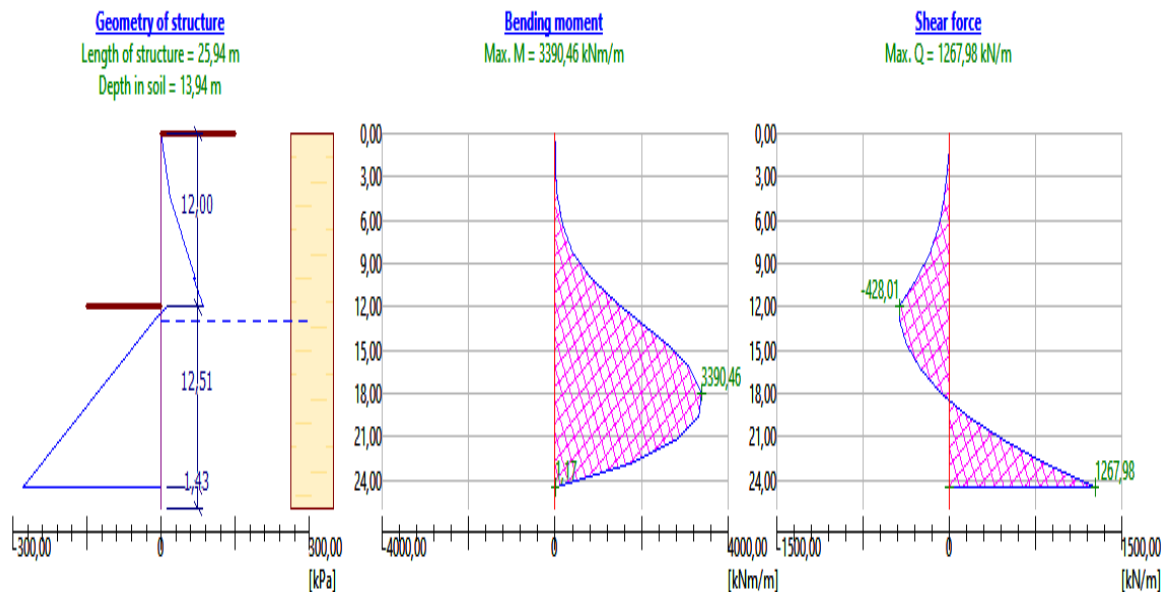


Figure IV.1 : Schéma présentant la fiche et les efforts internes de la paroi en pieux sécants sans supports horizontaux.

Dans le cas de la paroi en pieux sécants sans supports horizontaux, la valeur de la fiche obtenue est importante $D=13,94\text{m}$. Pour diminuer la valeur de cette fiche, nous proposons d'introduire à notre soutènement des supports horizontaux qui sont dans notre cas ; les tirants d'ancrage.

IV.5.2. Détermination de la fiche de la paroi en pieux sécants avec tirants d'ancrages

Les fiches et les efforts internes aux différentes profondeurs d'installation des tirants d'ancrages de la paroi en pieux sécants sont représentées dans le tableau IV-5.

Tableau IV-5. Résultats des fiches et des efforts internes de la paroi en pieux sécant.

Lit de tirant N°	Profondeur d'installation (m)	Effort tranchant (kN)	Moment fléchissant (kN.m)	La fiche nécessaire (m)	Longueur totale de la paroi (m)
1	2,5	512.14	798.66	9.85	21.85
2	6	313.47	308.86	6.07	18.07
3	9	159.48	109.85	4.25	16.25

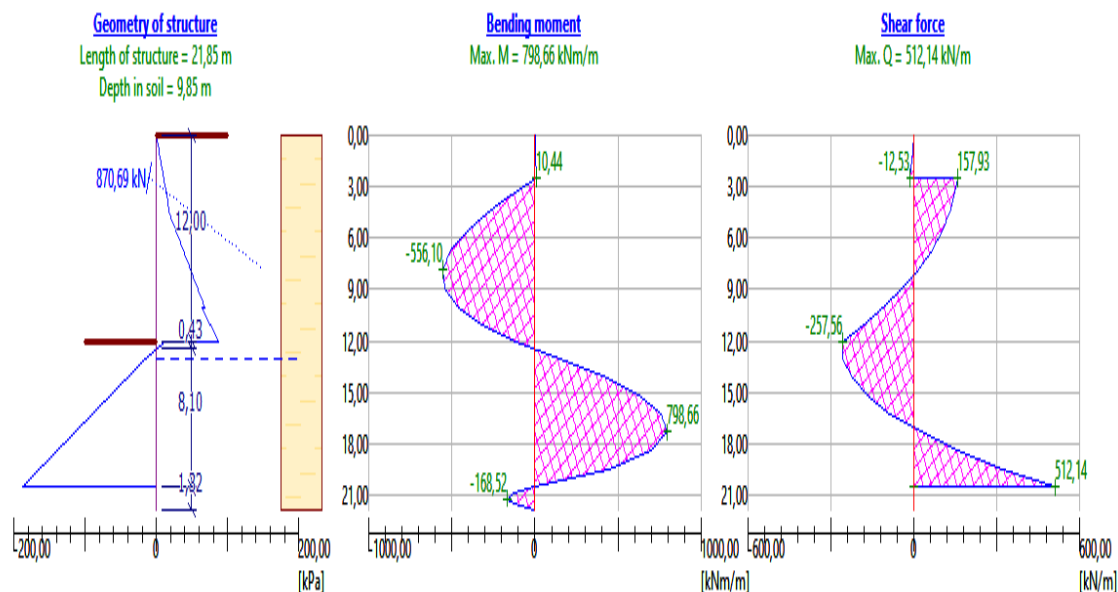


Figure IV.2 : Schéma présentant la fiche et les efforts internes de la paroi en pieux sécants à une profondeur de 2,5m.

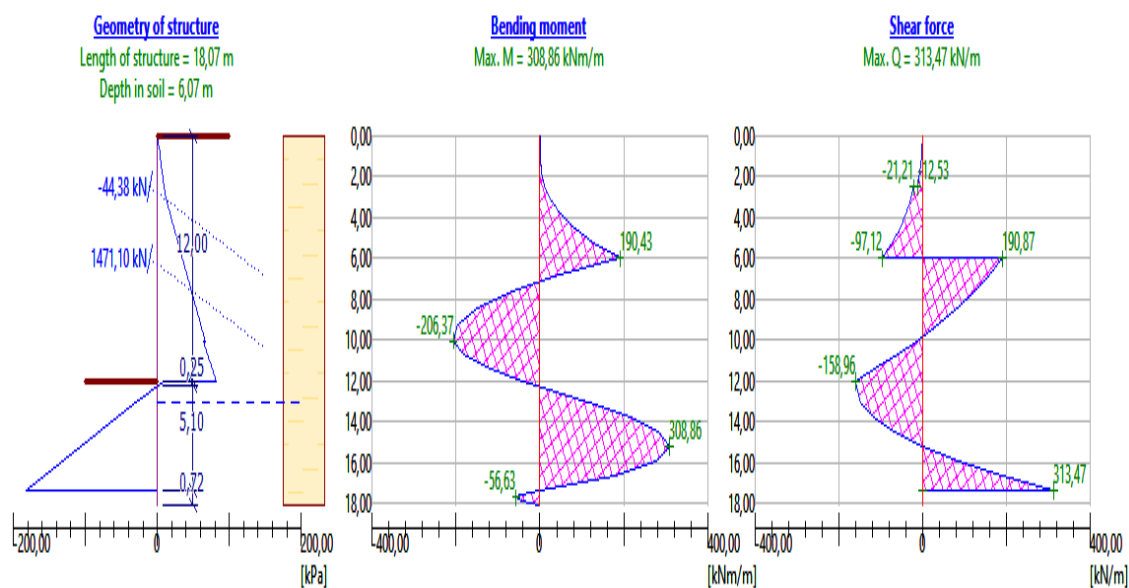


Figure IV.3 : Schéma présentant la fiche et les efforts internes de la paroi en pieux sécants à une profondeur de 6m.

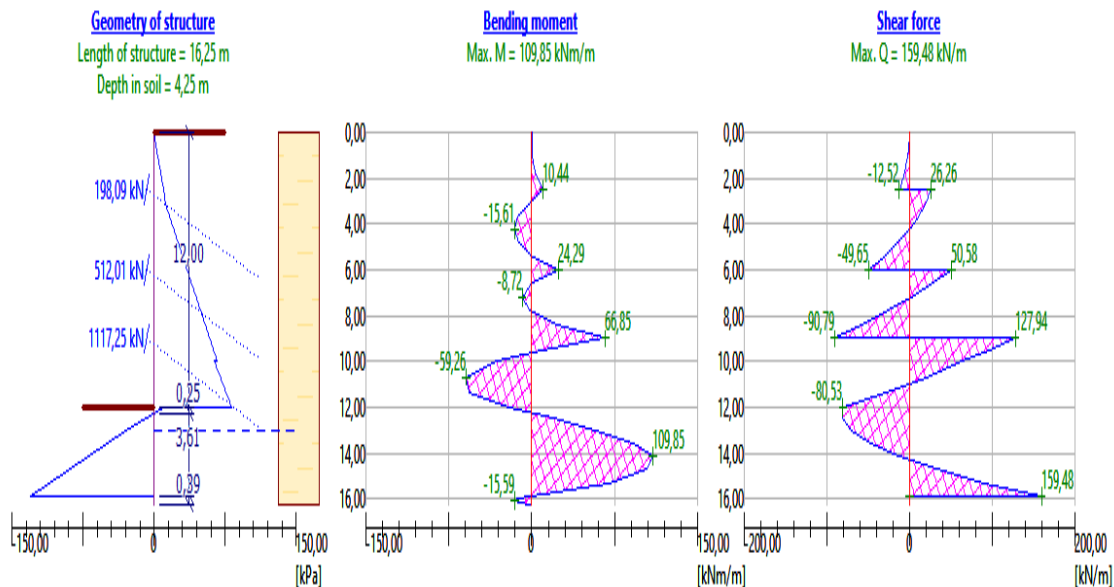


Figure IV.4 : Schéma présentant la fiche et les efforts internes de la paroi en pieux sécants à une profondeur de 9m

En observant les résultats obtenus, nous constatons que la longueur de la fiche diminue en fonction du nombre de lit des tirants d'ancrage introduits. Ce qui est logique puisque ces derniers jouent un rôle stabilisateur du mur de soutènement.

Nous passons d'une fiche de 13.94m sans introduction des tirants d'ancrage à une fiche de 4.25m dans le cas d'activation de trois lits des tirants d'ancrage; soit une diminution de l'ordre de 67%.

IV.5.3. Modélisation de la paroi en pieux sécants avec tirants d'ancrage

IV.5.3.1. Modèle choisi

La structure choisie est une paroi en pieux sécants avec des tirants d'ancrage. Les tirants d'ancrage seront distribués sur trois (03) niveaux, avec une longueur de 19m et une inclinaison de 20°. Le positionnement des tirants d'ancrage sous le logiciel Géo5 est représenté dans la figure IV.5.

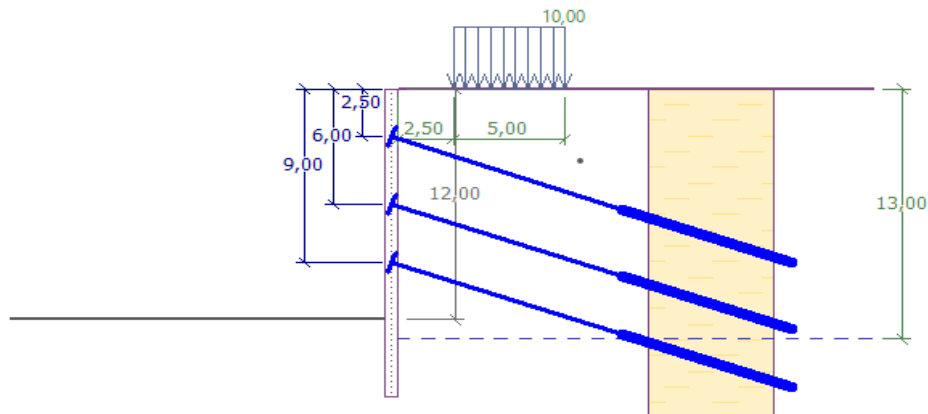


Figure IV.5 : Positionnement des tirants d'ancrage.

IV.5.3.2. Phases d'excavation

Le calcul du modèle se fait en 04 phases d'excavation. Le procédé consiste à excaver, par phase, le sol et de mettre en place le lit de tirant d'ancrage. Cette opération est répétée jusqu'à atteindre le niveau du fond de fouille (soit, quatre phases au total).

Phase 01 :

- Excavation jusqu'à 3m de profondeur.
- Mise en place du 1^{er} lit de tirant à 2.5m de profondeur.

Phase 02 :

- Excavation jusqu'à 6.5m de profondeur.
- Mise en place du 2^{ème} lit de tirant à 6m de profondeur.

Phase 03 :

- Excavation jusqu'à 9.5m de profondeur.
- Mise en place du 3^{ème} lit de tirant à 9m de profondeur.

Phase 04 :

- Excavation jusqu'à 12 m de profondeur.

IV.5.3.3. Les efforts internes et les déplacements des pieux sécants

Nous présentons dans ce qui suit les résultats des efforts internes à savoir l'effort tranchant et le moment fléchissant, ainsi que le déplacement maximum de la paroi en pieux sécants.

- **Phase 01** : Mise en place du 1^{er} lit de tirant à 2.5m de profondeur.

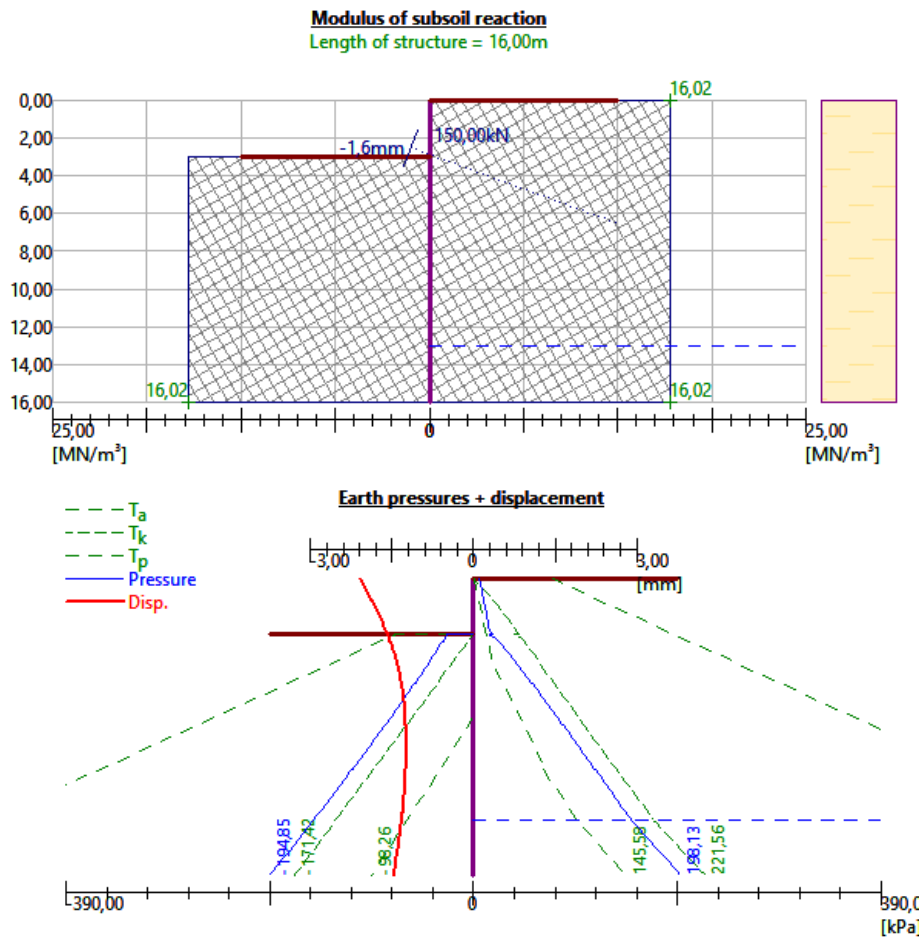


Figure IV.6 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 2.5m.

- L'effort tranchant max : 25.06 kN
- Moment fléchissant max : 27.40 kN.m
- Déplacement maximal : 2.1mm

- **Phase 02** : Mise en place du 2^{ème} lit de tirant à 6m de profondeur.

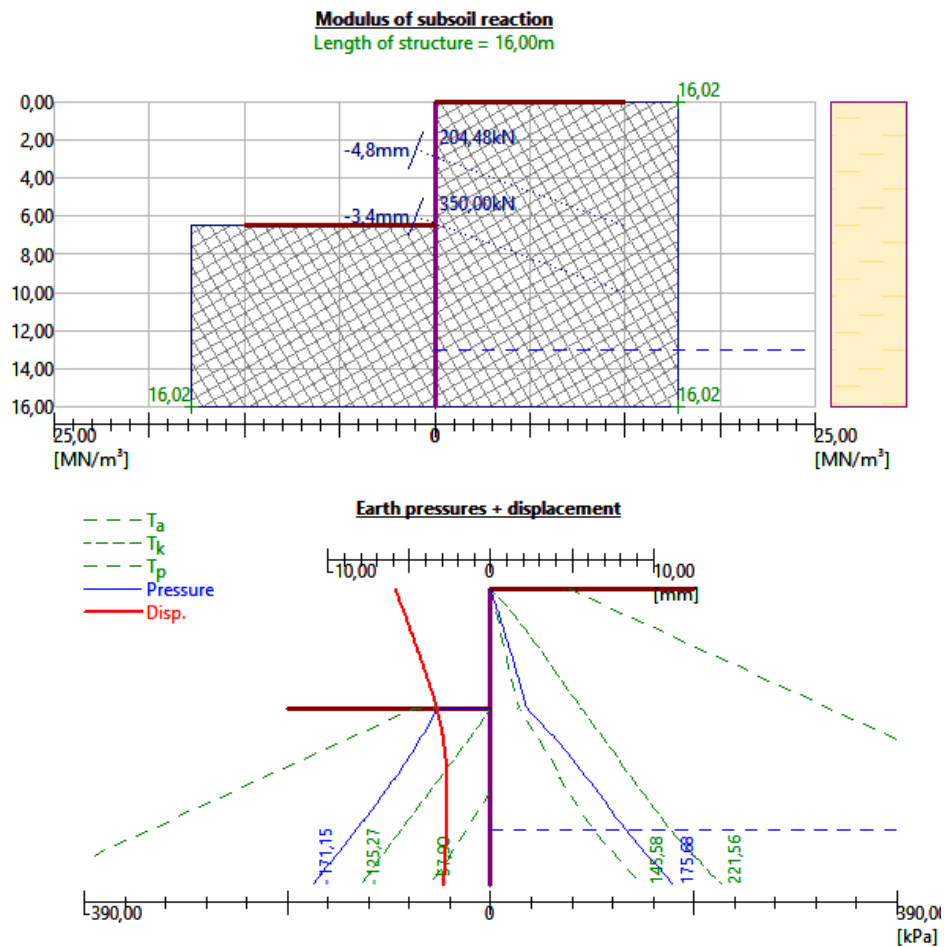


Figure IV.7 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 6m

- L'effort tranchant max : 60.51 kN
- Moment fléchissant max : 66.86 kN.m
- Déplacement maximal : 5.8mm

- **Phase 03** : Mise en place du 3^{ème} lit de tirant à 9m de profondeur.

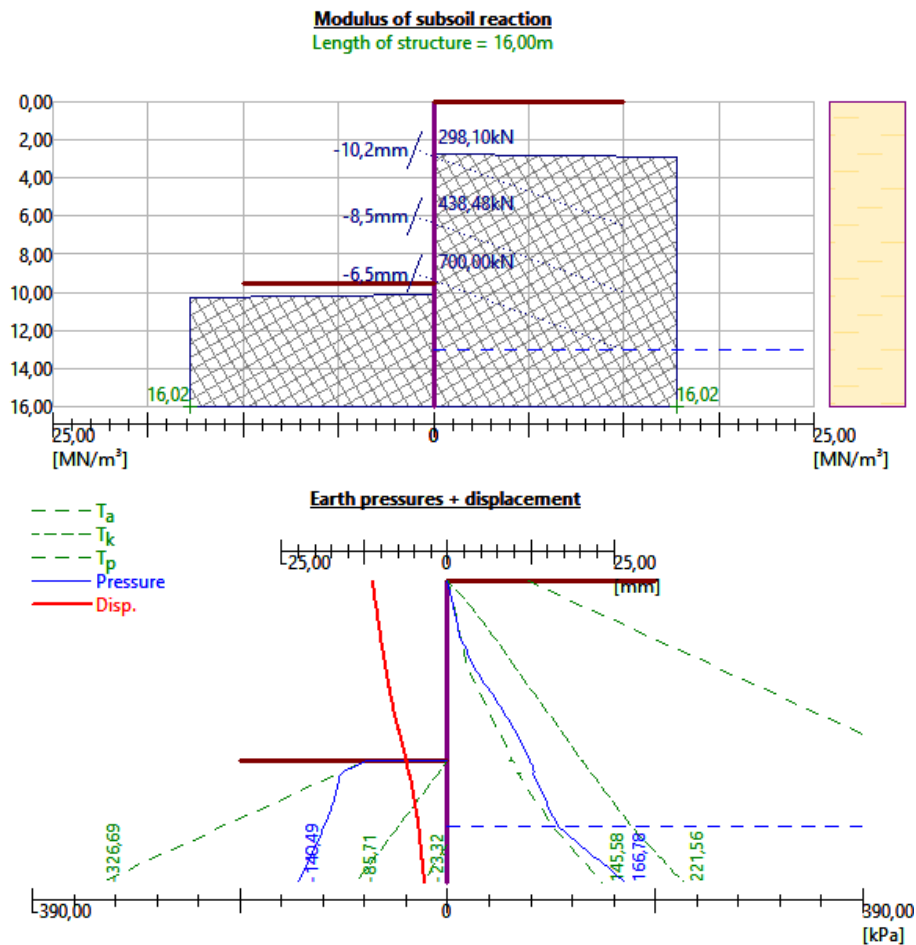


Figure IV.8 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 9m

- L'effort tranchant max : 125.63 kN
- Moment fléchissant max : 81.77 kN.m
- Déplacement maximal : 11.2mm

- **Phase 04 :** Excavation jusqu'à 12 m de profondeur.

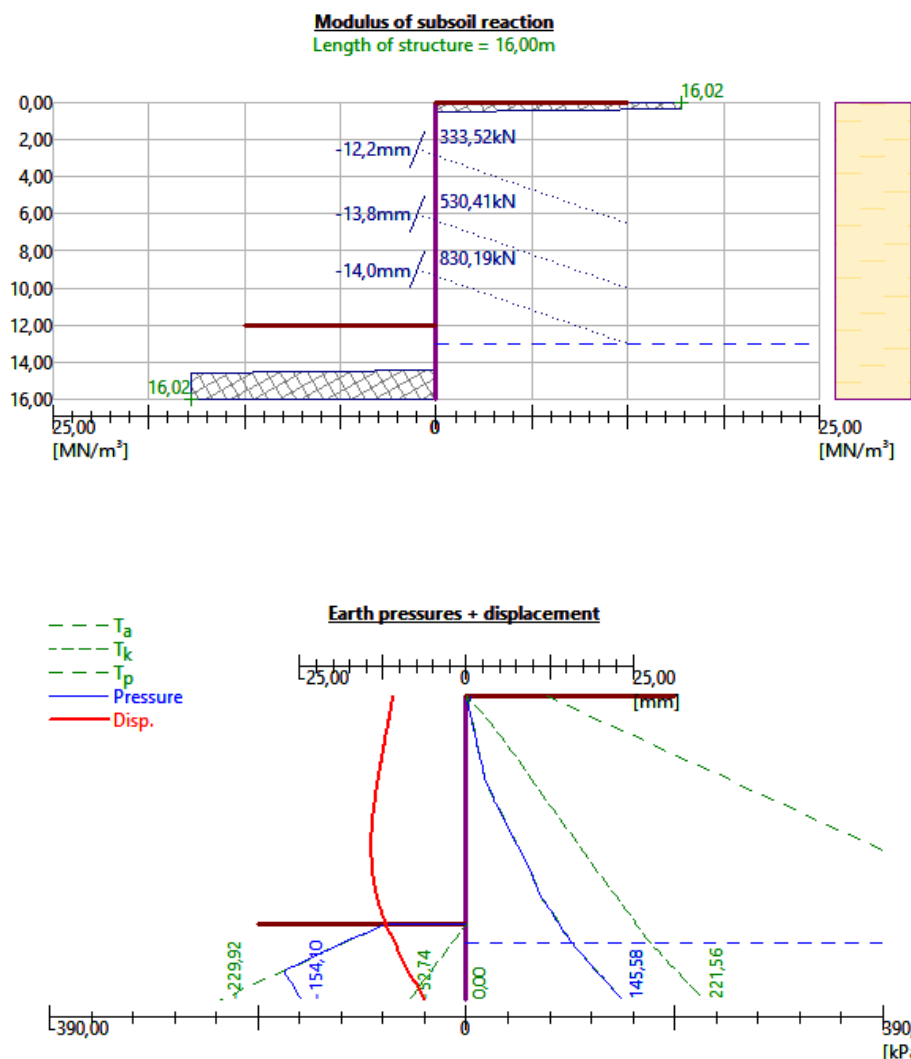


Figure IV.9 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 12m

- L'effort tranchant max : 119.31 kN
- Moment fléchissant max : 280.00 kN.m
- Déplacement maximal : 14.2mm

Le tableau IV-6 synthétise les résultats des efforts internes à savoir l'effort tranchant et le moment fléchissant, ainsi que le déplacement maximum de la paroi pour chaque phase de creusement.

Tableau IV-6. Résultats des efforts internes et déplacements des pieux sécants.

Phases N°	Excavation à	Tirants à	Effort tranchant max (kN/ml)	Moment fléchissant max(kN.m/ml)	Déplacement de la paroi (mm)
1	3m		18.27	32.05	2.4
		2.5m	25.06	27.40	2.1
2	6.5m		44.84	62.04	5.9
		6m	60.51	66.86	5.8
3	9.5m		91.80	121.78	10.6
		9m	125.63	81.77	11.2
4	12m		119.31	280	14.2

IV.5.3.4. Vérification de la stabilité des tirants d'ancrages

Dans ce qui suit, nous allons présenter les forces d'ancrages dans les tirants ainsi que leurs déformations.

Tableau IV-7. Efforts internes et déformation des tirants (phase 1).

Mise en place du 1 ^{er} lit de tirants à 2.5m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force l'ancrage max admissible (kN)
1	-1.6	150	6748.35

Tableau IV-8. Efforts internes et déformation des tirants (phase 2).

Excavation à 6.5m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force de l'ancrage max admissible (kN)
1	-5.1	210.48	5778.99

Tableau IV-9. Efforts internes et déformation des tirants (phase 2).

Mise en place du 2 ^{ème} lit de tirants à 6m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force de l'ancrage max admissible (kN)
1	-4.8	204.48	5778.99
2	-3.4	350	9032.79

Tableau IV-10. Efforts internes et déformation des tirants (phase 3).

Excavation à 9.5m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force de l'ancrage max admissible (kN)
1	-10.1	258.49	4270.69
2	-9.2	360.56	6902.4

Tableau IV-11. Efforts internes et déformation des tirants (phase 3).

Mise en place du 3 ^{ème} lit de tirant à 9m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force de l'ancrage max admissible (kN)
1	-10.2	298.10	4270.69
2	-8.5	438.48	6901.14
3	-6.5	700	9995.22

Tableau IV-12. Efforts internes et déformation des tirants (phase 4).

Excavation à 12m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force l'ancrage max admissible (kN)
1	-12.2	333.52	2707.62
2	-13.8	530.41	4685.67
3	-14	830.19	6996.28

IV.5.3.5. Vérification du tassement derrière la structure (paroi en pieux sécants)

Nous présentons dans ce qui suit, les résultats de calcul du tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation pour les différentes phases de l'excavation.

-Phase 01 : Excavation jusqu'à 3m de profondeur.

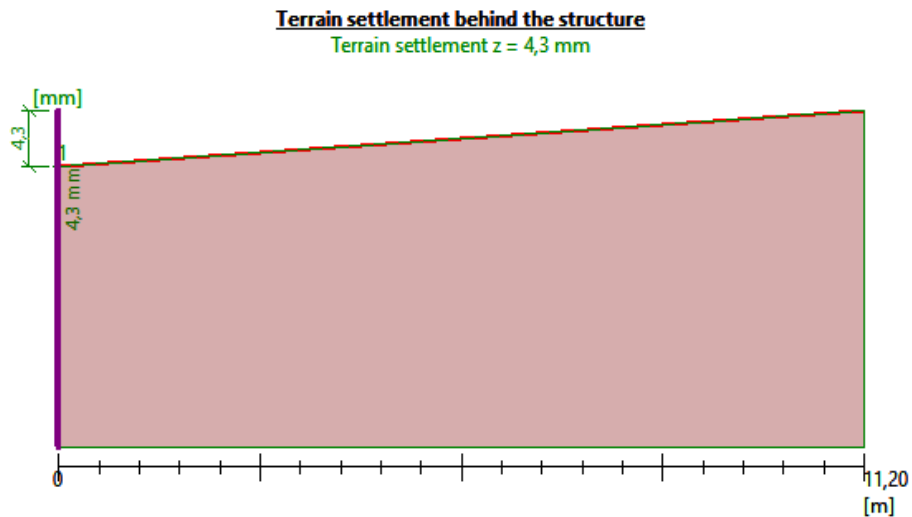


Figure IV.10 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation de 3m.

-Phase 02: Excavation jusqu'à 6.5m de profondeur.

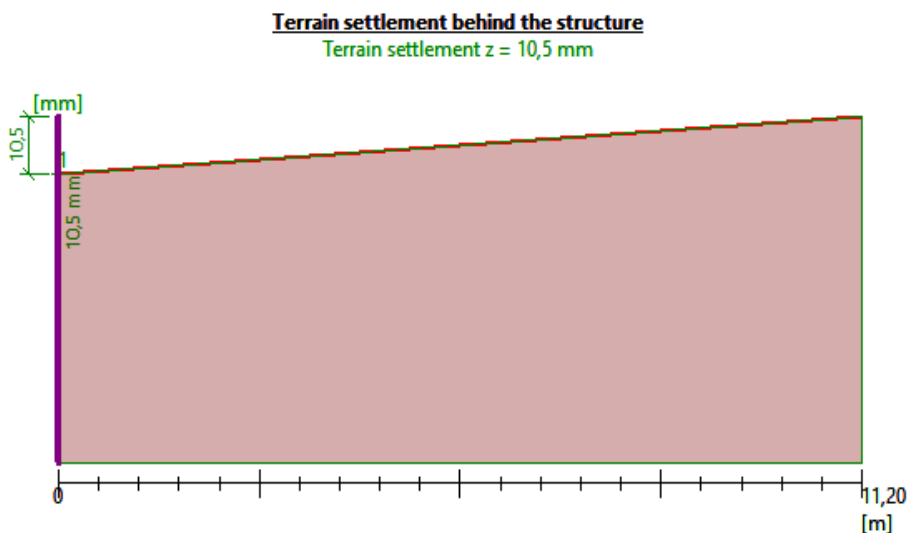


Figure IV.11 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation de 6.5m.

-Phase 03 : Excavation jusqu'à 9.5m de profondeur.

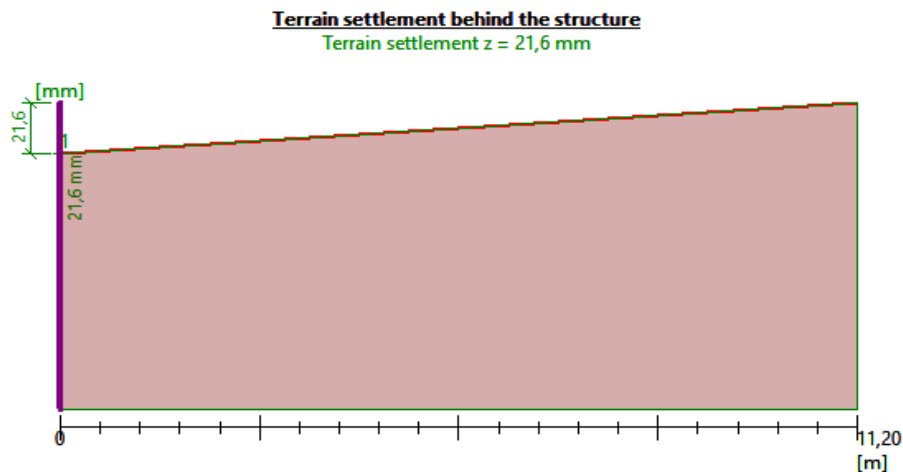


Figure IV.12 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation de 9.5m.

-Phase 04 : Excavation jusqu'à 12 m de profondeur.

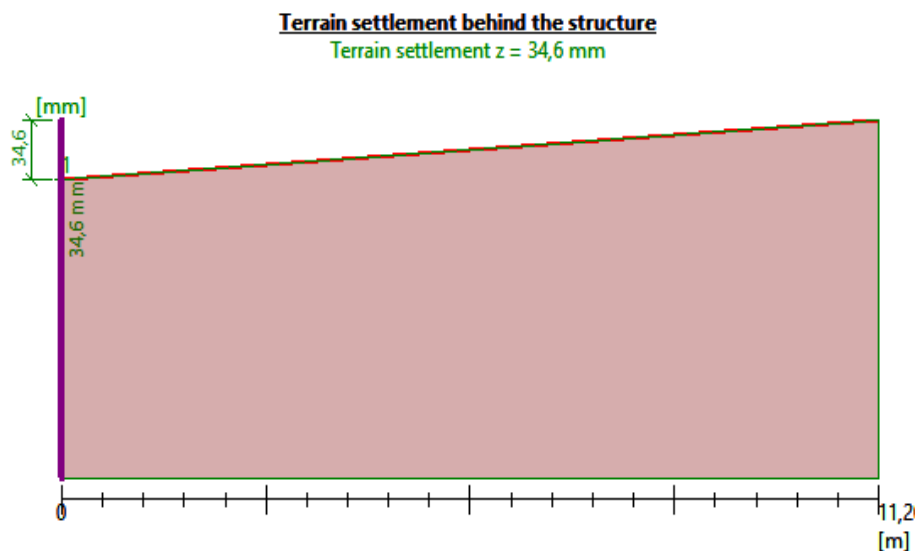


Figure IV.13 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation de 12m.

IV.5.3.6. Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement

La vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement a été effectuée par le logiciel Géo5. La figure IV.14 présente le cercle de glissement le plus critique et la figure IV.15 donne le pourcentage d'utilisation par rapport à 100%.

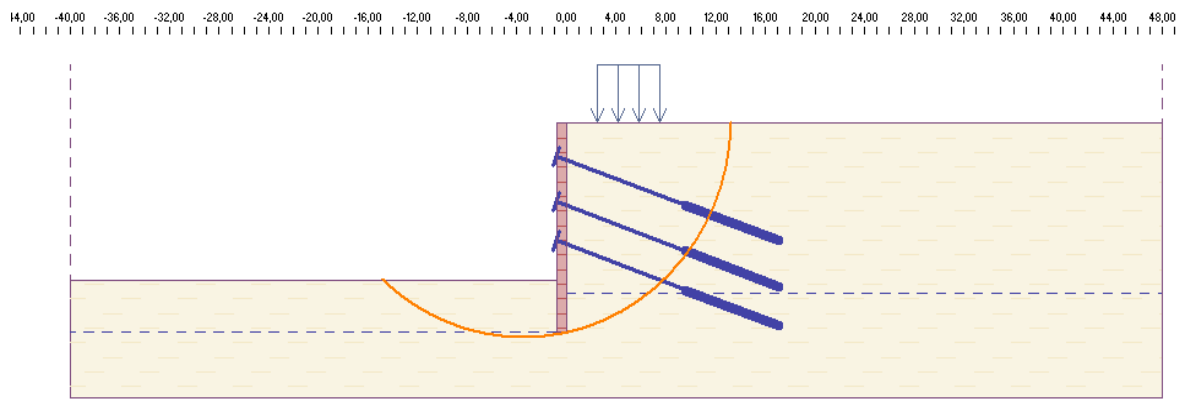


Figure IV.14 : Le cercle de glissement le plus critique (Méthode de Bishop).

Le coefficient de sécurité le plus critique, calculé dans la dernière phase est de 1.82.
 $F_s = 1.82 > 1.5$, donc la stabilité vis-à-vis du glissement est vérifiée.

Slope stability verification (Bishop)		Slope stability verification (all methods)	
Sum of active forces :	$F_a = 1597,94 \text{ kN/m}$	Bishop :	Utilization = 66,1 % ACCEPTABLE
Sum of passive forces :	$F_p = 2417,05 \text{ kN/m}$	Fellenius / Petterson :	Utilization = 72,1 % ACCEPTABLE
Sliding moment :	$M_a = 26717,63 \text{ kNm/m}$	Spencer :	Utilization = 63,1 % ACCEPTABLE
Resisting moment :	$M_p = 40413,07 \text{ kNm/m}$	Janbu :	Utilization = 63,0 % ACCEPTABLE
Utilization :	66,1 %	Morgenstern-Price :	Utilization = 63,0 % ACCEPTABLE
Slope stability ACCEPTABLE			

Figure IV.15 : Résultats de l'analyse de la stabilité.

IV.6 Modélisation des parois moulées avec tirants d'ancrages

Concernant la 2^{ème} variante : paroi moulée avec tirants d'ancrages, on garde les mêmes paramètres du sol et les mêmes paramètres des tirants d'ancrage. Pour des raisons de comparaison, nous prenons une fiche de 4m. La paroi moulée a une épaisseur de 0,8m et une longueur de 16m.

IV.6.1. Les efforts internes et les déplacements des parois moulées

Nous présentons dans ce qui suit les résultats des efforts internes à savoir l'effort tranchant et le moment fléchissant, ainsi que le déplacement maximum de la paroi moulée.

- **Phase 01** : Mise en place du 1^{er} lit de tirant à 2.5m de profondeur.

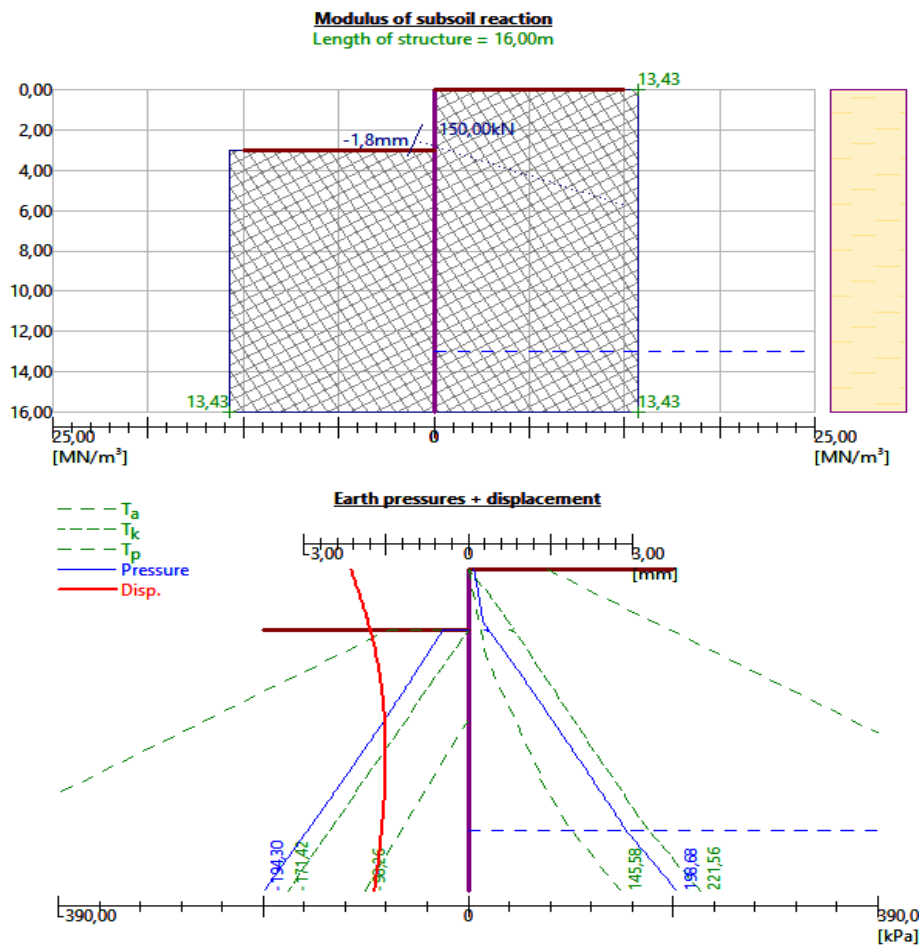


Figure IV.16 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 2.5m.

- L'effort tranchant max : 24,47kN
- Moment fléchissant max : 26.82 kN.m
- Déplacement maximal : 2.1mm

- **Phase 02** : Mise en place du 2^{ème} lit de tirant à 6m de profondeur.

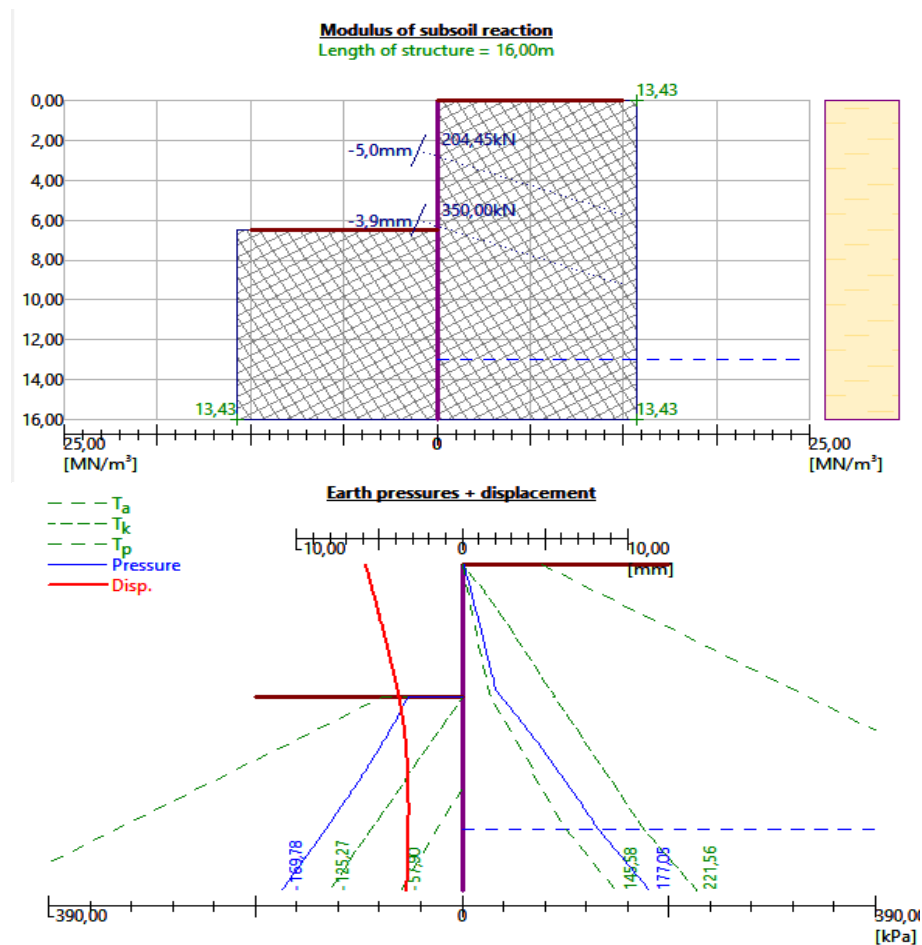


Figure IV.17 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 6m.

- L'effort tranchant max : 60.69kN
- Moment fléchissant max : 77.59 kN.m
- Déplacement maximal : 5.8mm

- **Phase 03** : Mise en place du 3^{ème} lit de tirant à 9m de profondeur.

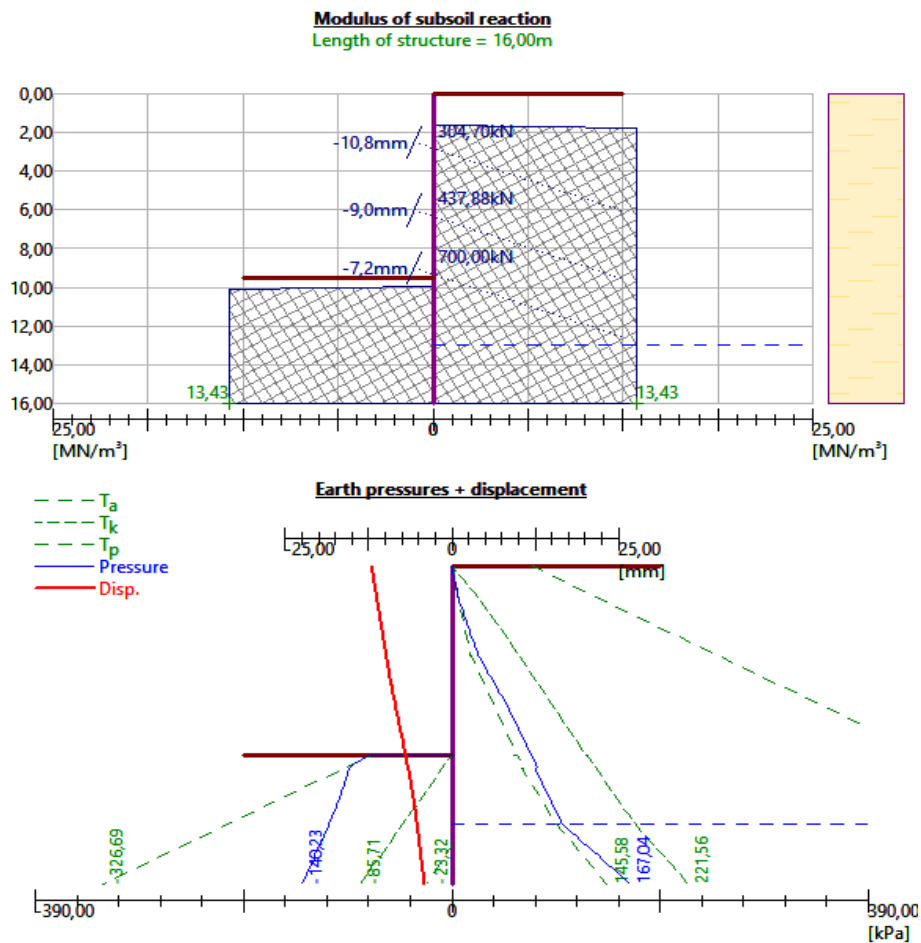


Figure IV.18 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 9m.

- L'effort tranchant max : 123.33kN
- Moment fléchissant max : 86.90 kN.m
- Déplacement maximal : 12mm

- **Phase 04** : Excavation jusqu'à 12 m de profondeur.

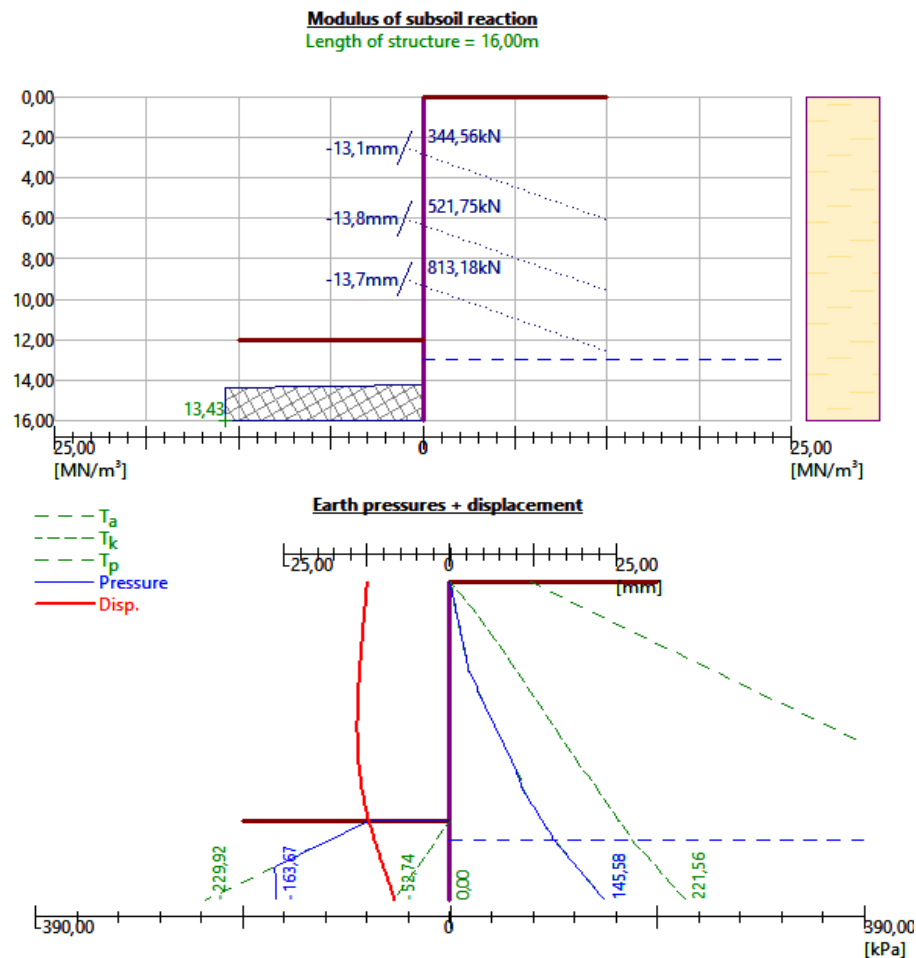


Figure IV.19 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 12m.

- L'effort tranchant max : 117.23kN
- Moment fléchissant max : 292.59 kN.m
- Déplacement maximal : 13.9mm

Le tableau IV-13 synthétise les résultats des efforts internes à savoir l'effort tranchant et le moment fléchissant, ainsi que le déplacement maximum de la paroi.

Tableau IV-13. Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi moulée.

Phases N°	Excavation à	Tirants à	Effort tranchant max (kN/ml)	Moment Fléchissant max(kN.m/ml)	Déplacement de la paroi (mm)
1	3m		18,77	37,57	2,5
		2,5m	24,47	26,82	2,1
2	6,5m		45,22	70,16	6
		6m	60,69	77,59	5,8
3	9,5m		89,6	132,98	11,7
		9m	123,33	86,9	12
4	12m		117,23	292,59	13,9

IV.6.2. Vérification de la stabilité des tirants d'ancrage

Dans ce qui suit, nous allons présenter les forces d'ancrage dans les tirants ainsi que leurs déformations.

Tableau IV-14. Efforts internes et déformation des tirants (phase 1).

Mise en place du 1 ^{er} lit de tirants à 2.5m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force l'ancrage max admissible (kN)
1	-1,8	150	6748,99

Tableau IV-15. Efforts internes et déformation des tirants (phase 2).

Excavation à 6.5m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force de l'ancrage max admissible (kN)
1	-5,3	211,18	5778,99

Tableau IV-16. Efforts internes et déformation des tirants (phase 2).

Mise en place du 2 ^{ème} lit de tirants à 6m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force de l'ancrage max admissible (kN)
1	-5	204,45	5778,99
2	-3,9	350	9033,04

Tableau IV-17. Efforts internes et déformation des tirants (phase 3).

Excavation à 9.5m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force de l'ancrage max admissible (kN)
1	-10,9	265,47	4270,69
2	-9,7	362	6895,35

Tableau IV-18. Efforts internes et déformation des tirants (phase 3).

Mise en place du 3 ^{ème} lit de tirant à 9m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force de l'ancrage max admissible (kN)
1	-10,8	304.70	4270,69
2	-9	437.88	6895,35
3	-7,2	700	9977,07

Tableau IV-19. Efforts internes et déformation des tirants (phase 4).

Excavation à 12m			
Tirants	Déformation (mm)	Force de l'ancrage (kN)	Force l'ancrage max admissible (kN)
1	-13,1	344,56	2707.62
2	-13,8	521,75	4685.73
3	-13,7	813,18	6995.47

IV.6.3. Vérification du tassement derrière la structure (paroi moulée)

Nous présentons dans ce qui suit, les résultats de calcul du tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation pour les différentes phases de l'excavation.

- **Phase 01 :** Excavation jusqu'à 3m de profondeur.

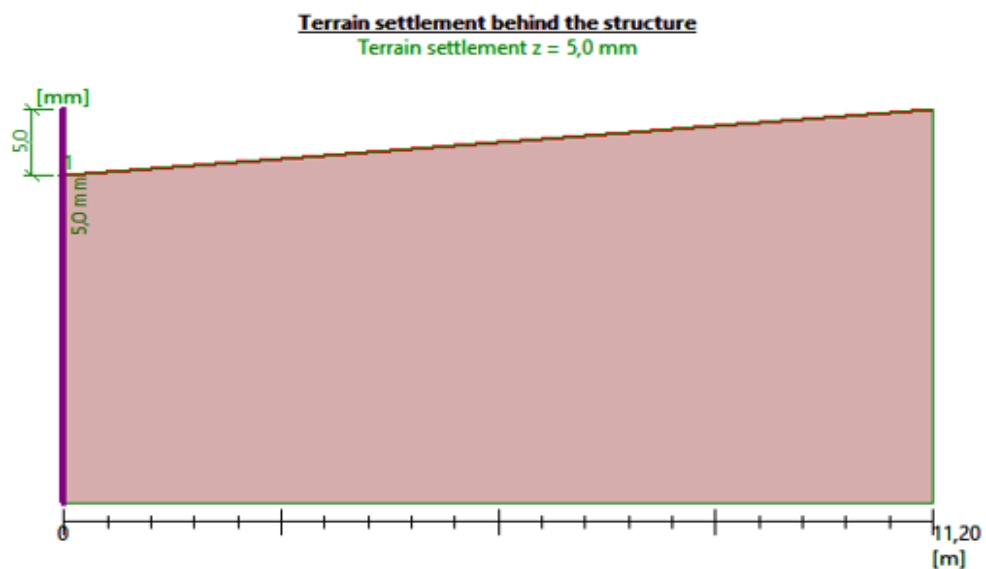


Figure IV.20 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation de 3m.

- **Phase 02** : Excavation jusqu'à 6.5m de profondeur.



Figure IV.21 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation de 6.5m.

- **Phase 03** : Excavation jusqu'à 9.5m de profondeur.

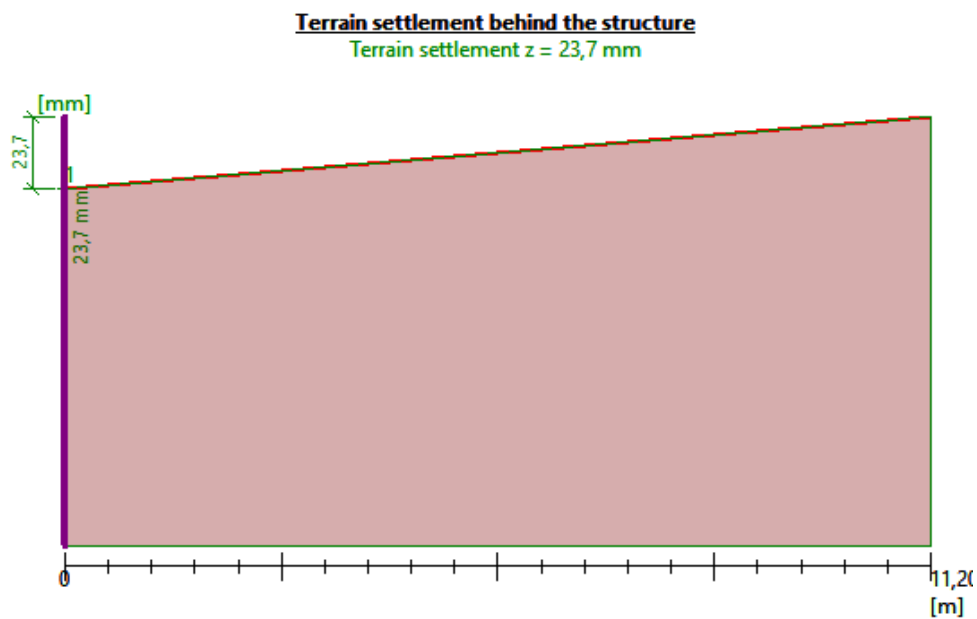


Figure IV.22 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation de 9.5m.

- **Phase 04** : Excavation jusqu'à 12 m de profondeur.

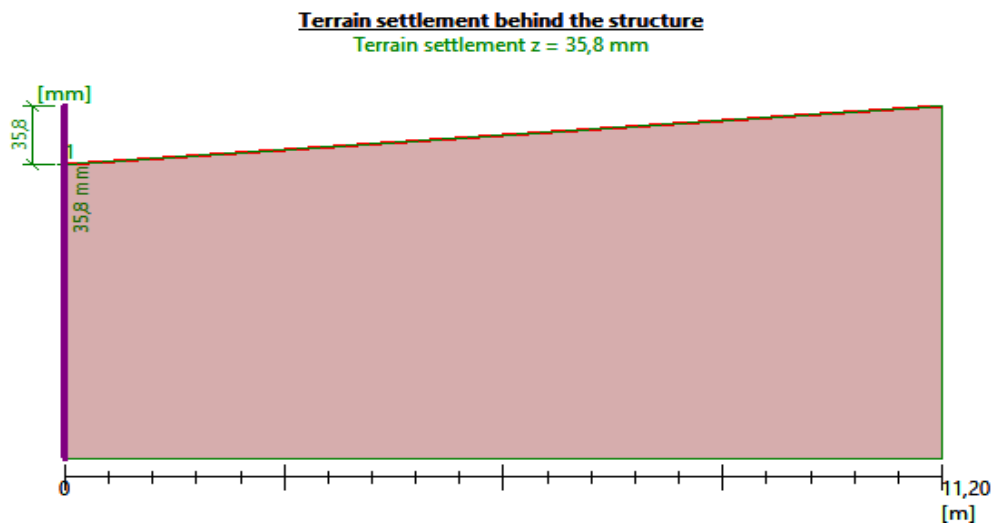


Figure IV.23 : Tassement du terrain derrière la structure pendant l'excavation de 12m.

IV.6.4. Vérification de la stabilité la stabilité vis-à-vis du glissement

La vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement a été effectuée par le logiciel Géo5. La figure IV.24 présente le cercle de glissement le plus critique et la figure IV.25 donne le pourcentage d'utilisation par rapport à 100%.

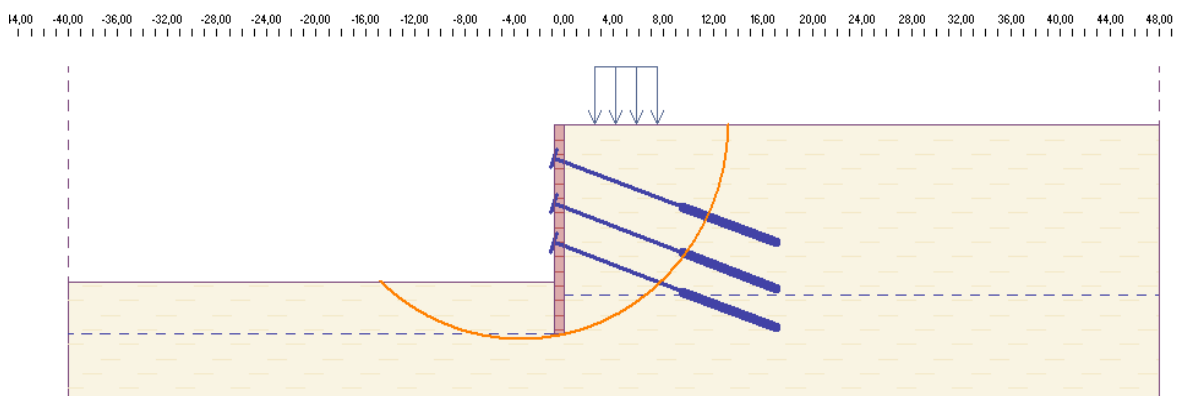


Figure IV.24 : Le cercle de glissement le plus critique (Méthode de Bishop).

Le coefficient de sécurité le plus critique, calculé dans la dernière phase est de 1.85.
 $F_s = 1,85 > 1.5$, donc la stabilité vis-à-vis du glissement est vérifiée.

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : $F_a = 1578,49 \text{ kN/m}$

Sum of passive forces : $F_p = 2384,40 \text{ kN/m}$

Sliding moment : $M_a = 25887,20 \text{ kNm/m}$

Resisting moment : $M_p = 39104,08 \text{ kNm/m}$

Utilization : 66,2 %

Slope stability **ACCEPTABLE**

Slope stability verification (all methods)

Bishop : Utilization = 66,2 % **ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : Utilization = 72,5 % **ACCEPTABLE**

Spencer : Utilization = 63,4 % **ACCEPTABLE**

Janbu : Utilization = 63,4 % **ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : Utilization = 63,4 % **ACCEPTABLE**

Figure IV.25 : Résultat de l'analyse de la stabilité.

IV.7 Vérification de la stabilité de fond de fouille

Le facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement de la base est:

$$F_{sb} = \frac{N_b \tau_u}{\sigma_z} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

N_b : facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation et donné à la figure IV.26

τ_u : Résistance au cisaillement non drainée du sol sous le niveau de la base.

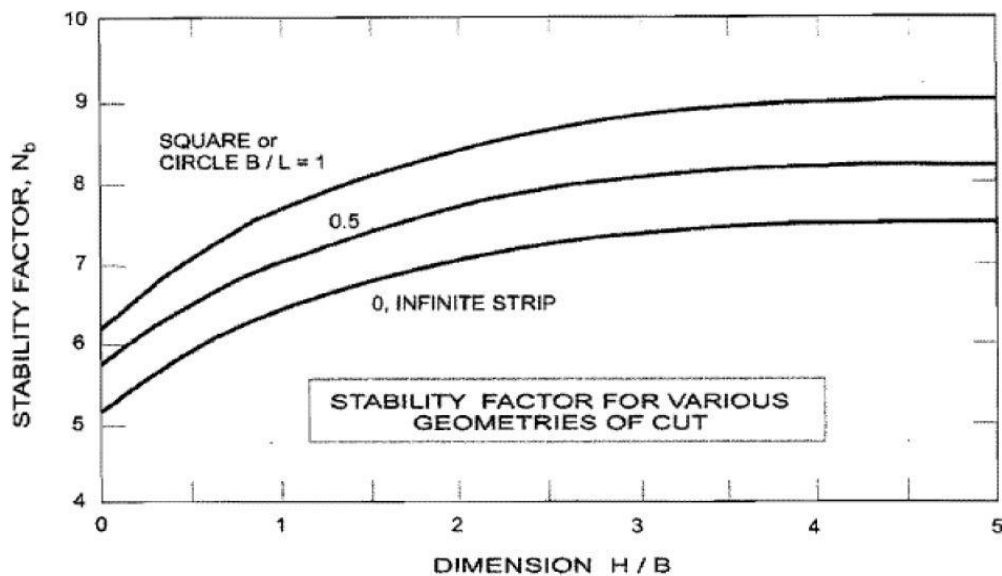


Figure IV.26 : Facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation.

$H = 12 \text{ m}$, $B = 87.02 \text{ m}$, $L = 124.47 \text{ m}$.

- N_b

$$B/L = 0.7$$

$$H/B = 0.13, \text{ donc } N_b = 6.52$$

- $\sigma_v = 233.04 \text{ kPa}$
- $\tau_u = 67.62 \text{ kPa}$

$$F_{s..b} = \frac{6.52 * 67.62}{233.04} = 1.89$$

$F_{sb} = 1.89 < 2$ Vérifié, donc il n'y a pas de soulèvement de fond de fouille.

IV.8 Modélisation de la paroi en pieux sécants (nappe en surface)

Dans cette partie, nous nous sommes intéressés à évaluer l'effet de la nappe phréatique sur les déformations et la stabilité du soutènement. Pour se faire, nous avons supposé le cas de la nappe en surface, soit à une profondeur de 0m.

IV.8.1 Les efforts internes et les déplacements de la paroi en pieux sécants (nappe en surface)

Les résultats obtenus en termes de déformations finales et d'efforts internes sont :

- Effort tranchant maximum = 174.91 kN/ml.
- Effort tranchant maximum = 568.87 kN/ml.
- Déplacement = 43.7 mm.

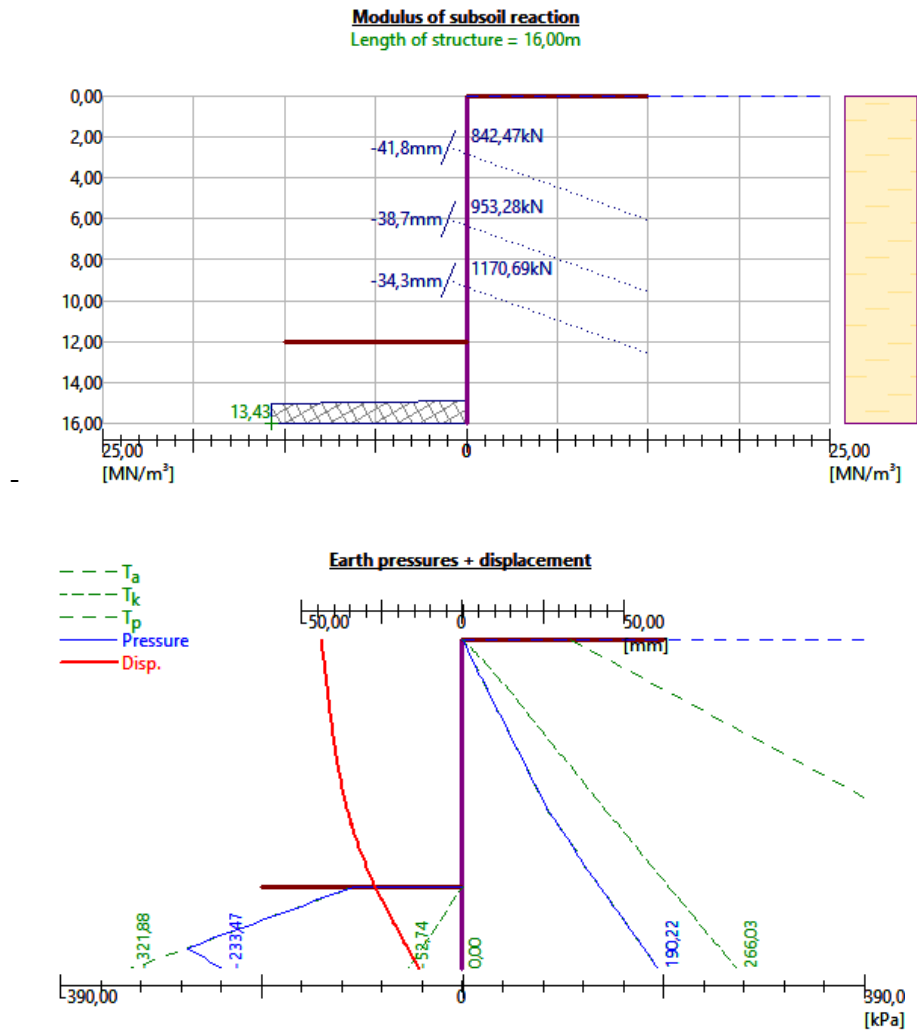


Figure IV.27 : Les efforts internes maximaux et les déplacements maximaux à 12m.

IV.8.2 Vérification de la stabilité la stabilité vis-à-vis du glissement

La vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement a été effectuée par le logiciel Géo5. La figure IV.27 à présente le cercle de glissement le plus critique et la figure IV.28 donne le pourcentage d'utilisation par rapport à 100%.

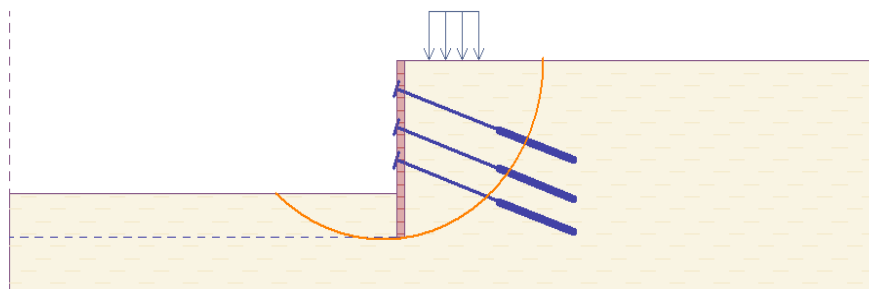


Figure IV.28 : Le cercle de glissement le plus critique (Méthode de Bishop).

Slope stability verification (Bishop)
 Sum of active forces : $F_a = 2010,08 \text{ kN/m}$
 Sum of passive forces : $F_p = 2358,77 \text{ kN/m}$
 Sliding moment : $M_a = 32543,17 \text{ kNm/m}$
 Resisting moment : $M_p = 38188,42 \text{ kNm/m}$
 Utilization : 85,2 %
 Slope stability **ACCEPTABLE**

Figure IV.29 : Résultat de l'analyse de la stabilité.

Tableau IV-20. Résultats des déplacements et des efforts internes de la paroi en pieux sécants.

Niveau de la nappe (m)	Déplacement (mm)	Effort tranchant max (kN/ml)	Moment fléchissant max (kN.m/ml)
Nappe à 0m	43.7	174.91	568.87
Nappe à 13m	14.2	119.31	280

À partir de la comparaison entre les résultats du cas où la nappe est située à 0m et le cas d'une nappe à 13m, nous remarquons l'augmentation des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant). En termes de déformations, le déplacement maximal passe de 14.2mm pour la nappe à 13m à un déplacement maximum de 43.7mm pour la nappe en surface (à 0m de profondeur) ; soit un rapport de 3. De ce fait, nous retenons que la présence d'eau est défavorable à la stabilité du soutènement et accentue sa déformation.

IV.9 Conclusion

L'étude du soutènement objet de l'étude repose sur l'analyse de l'efficacité de deux solutions possibles :

- Paroi en pieux sécants avec tirants d'ancrage ;
- Paroi moulée avec tirants d'ancrage.

Le recours à l'introduction des tirants d'ancrage permet la réduction de la fiche du soutènement à mettre en place tout en maîtrisant la déformation dans un seuil tolérable ; soit une fiche de 4m en présence de trois lits de tirants d'ancrage.

En termes de résultats obtenus, la paroi en pieux sécants enregistre un déplacement maximal de 14.2 mm et la paroi moulée enregistre un déplacement maximal de 13.9 mm. Aussi, la stabilité vis-à-vis du glissement et stabilité du fond de fouille ont été vérifiées.

L'effet de la présence d'eau à travers l'étude de cas de la nappe phréatique en surface a été évalué, témoignant d'une conséquence défavorable vis à vis de la stabilité du soutènement et de l'accentuation des déformations.

CHAPITRE V : ÉSTIMATION DU COÛT DES SOLUTIONS

V.1 Introduction

Le choix d'une solution de soutènement est souvent dépendant de deux critères principaux : le critère technique et le critère économique. Le premier est lié directement à l'efficacité de la conception géométrique proposée pour garantir la stabilité recherchée, alors que le deuxième critère est traduit directement par le coût financier de la réalisation sur terrain.

L'importance du critère économique dans le choix d'une solution de soutènement géotechnique réside dans la nécessité d'optimiser les coûts tout en garantissant la sécurité et la stabilité de l'ouvrage, ce qui en fait un facteur déterminant pour la viabilité des projets d'ingénierie.

Dans ce sens, la présente partie propose d'élaborer une estimation préliminaire de réalisation de chacune des deux solutions :

- Paroi en pieux sécants avec tirants d'ancrage ;
- Paroi moulée avec tirants d'ancrage.

V.2 Estimation du coût

Dans ce qui suit, on estime les coûts des différents types de soutènements (paroi en pieux sécants avec tirants d'ancrages et paroi moulée avec tirants d'ancrages).

Les prix des matériaux considérés dans le calcul sont fournis par :

- COSIDER GÉOTECHNIQUE ;
- COSIDER CONSTRUCTION ;

V.2.1 Coût des pieux sécants

La section générale correspond à une paroi en pieux de 0.8 m de diamètre, 16m de longueur et un espacement entre axes de 1,6m.

- Le prix d'un (01) mètre linéaire (ml) du pieu de 0,8m de diamètre est de 52 560 DA /ml.
- Le coût des pieux = Nombre de pieux × Longueur du pieu × Le prix de 01 ml.
- Le coût des pieux sécants = $529 \times 16 \times 52\,560$.
- **Le coût des pieux sécants = 444 867 840 DA.**

V.2.2 Coût des parois moulées

La section générale correspond à une paroi moulée de 0.8m d'épaisseur et de 16m de profondeur.

- Le prix de la paroi moulée est de 96 700 DA pour 01 m³ de paroi moulée.
- Le coût des parois moulées = volume de la paroi × le prix de 1m³.
- Le coût des parois moulées = $(422.98 \times 0.8 \times 16) \times 96\,700$.
- **Le coût des parois moulées = 523 547 724,8 DA.**

V.2.3 Coût des poutres de couronnement

- Le prix unitaire de la poutre de couronnement est de 54 750 DA pour 01m³.

➤ *Coût des poutres de couronnement des pieux sécants*

Réalisation de la poutre de couronnement des pieux sécants d'une section de 80 × 80cm.:

- Le coût des poutres de couronnement des pieux sécants = Le volume × Le prix de 01m³;
- Le coût des poutres de couronnement des pieux sécants = $(0,80 \times 0,80 \times 422.98) \times 54\,750$
- **Le coût des poutres de couronnement des pieux sécants = 14 821 219.2 DA.**

➤ *Coût des poutres de couronnement des parois moulées*

Réalisation de la poutre de couronnement de paroi moulée 80×80cm.

- Le coût des poutres de couronnement des parois moulées = Le volume × Le prix de 01m³.
- Le coût des poutres de couronnement des parois moulées = $(0.8 \times 0.80 \times 422.98) \times 54\,750$
- **Le coût des poutres de couronnement des parois moulées = 14 821 219.2 DA.**

V.2.4 Coût des tirants d'ancrage

Les deux solutions prévoient la réalisation de 264 tirants d'ancrage.

Ces tirants seront distribués sur trois (03) niveaux, donc trois (03) lits suivant le phasage prévu du creusement.

- Le prix unitaire d'un tirant d'ancrage provisoire est de 31 250DA /ml;
- Le coût de tirants = $264 \times 19 \times 31\,250$
- Le coût de tirants d'ancrages total = **156 750 000 DA.**

V.3 Conclusion

En conclusion des calculs effectués, nous obtenons les estimations suivantes :

- Pour la paroi en pieux avec tirants d'ancrage : 616 439 059,2 DA.
- Pour la paroi moulée avec tirants d'ancrage : 695 118 944 DA.

Il apparait clairement que la solution en paroi de pieux avec tirants d'ancrage garantie une économie significative de l'ordre de 11% par rapport au coût de la solution en paroi moulée avec tirants d'ancrage.

CONCLUSIONS GÉNÉRALES

En conclusion, l'élaboration de ce mémoire a été consacré à l'étude du soutènement provisoire nécessaire au creusement d'une fouille de 12 m de profondeur prévue dans le projet de la résidence Mycélium (R+10 + 3 sous-sol) à Ouled Fayet.

La démarche suivie dans ce travail est basée sur une succession d'étapes classiques depuis la reconnaissance du site jusqu'à la modélisation des solutions et la vérification de la stabilité et des déformations par rapport aux seuils tolérés.

Après une première partie réservée aux généralités et la définition des concepts et notions en relation au thème du projet, le travail proprement dit a été entamé dont nous retenons ce qui suit :

- La géométrie de la fouille à creuser et à stabiliser est à une profondeur de 12m.
 - L'étude géotechnique du site nous a orienté à considérer un modèle de sol composé d'une seule couche d'argile très plastique. Le niveau de la nappe phréatique a été identifié à une profondeur de 13m.
 - Deux solutions ont été étudiées : Paroi en pieux et paroi moulée selon la géométrie suivante :
 - Paroi en pieux sécants avec tirants d'ancrage :
 - Diamètre du pieu = 0.8 m ;
 - Longueur du pieu = 16 m (La fiche d'ancrage = 4 m).
 - Paroi moulée avec tirants d'ancrage:
 - Épaisseur = 0.8 m ;
 - Profondeur = 16 m (La fiche d'ancrage = 4 m).
- L'introduction des tirants d'ancrage, d'une longueur de 19m et un espacement de 4,8m, comme stabilisateur horizontaux garantit la réduction de la fiche du soutènement qui avoisine les 04m.
- La modélisation et le calculs effectués avec Géo5 donnent les résultats en termes de déplacements, d'efforts internes (efforts tranchants et moments fléchissant), de stabilité au glissement et de soulèvement du fond de fouille :

La paroi en pieux avec tirants d'ancrage enregistre un déplacement maximum 14.2mm et la paroi moulée enregistre un déplacement maximum de 13.9mm. Ces déplacements sont acceptables et inférieur au seuil de déplacement maximum retenu (50mm).
 - La stabilité vis-à-vis du glissement et la stabilité du fond de fouille ont été vérifiées pour les deux solutions.
- L'estimation du coût de réalisation des deux solutions donne une préférence à la solution paroi en pieux avec tirants d'ancrage qui assure une économie d'environ 11%.

- Le coût de la paroi en pieux avec tirants d'ancrage : 616 439 059,2 DA.
- Le coût de la paroi moulée avec tirants d'ancrage : 695 118 944 DA.
- Au terme de notre travail et tenant compte des résultats obtenus, nous recommandons la solution ‘Paroi en pieux sécants avec tirants d'ancrage’.

Références bibliographies

- [1] Chang-Yu, O. (2006) *"Deep Excavation Theory and Practice"*, Taylor and Francis Group, London, UK.
- [2] Das, B. M. (2012), *"Principles of Geotechnical Engineering "*, Cengage Learning.
- [3] Daniel Graux (1967)*"Fondations et Excavations profondes"*
- [4] Bouafia Ali. (2010) *" Conception et calcul des ouvrages géotechnique "*, Université Saad Dahleb de Blida.
- [5] Centre D'étude Des Tunnels(CETU) (1998), *"Procédés de creusement et de soutènement"* Dossier pilote des tunnels génie civil section 4, France.
- [6] Galthon R, Houaïss F. *" Techniques de construction des tunnels en milieu urbain"* ; ULB Faculté des sciences appliquées
- [7] Kramer.S.L. (1996) *"Geotechnical earthquake engineering"*, Prentice-Hall, New Jersey, pp 466-505.
- [8] Canadian Geotechnical Society. (2006).*"Canadian Foundation Engineering Manual"*, 4thedition.
- [9] Plumelle C. (2003), *"Cos de géotechnique"*, CNAM –Paris –Géotechnique.
- [10] Balay J., Frank R., Harrouche L. (1982), *"Programme DENEbola pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction"*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées", pp. 3-12.
- [11] Bouafia A. (2003)*" Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques"*, université Saad Dahlab de Blida.
- [12] Nicolas Utter (2020) *" Règles professionnelles relatives à la conception, au calcul, à l'exécution, au contrôle et à la surveillance "*.

ANNEXES

Annexes

- **Annexe A:** Logs de sondages carottés.
- **Annexe B :** Résultats des essais pressiométriques.
- **Annexe C :** Résultats des essais au Pénétromètre Dynamique Lourd.
- **Annexe D :** Résultats des essais physiques.
- **Annexe E :** Résultats des essais mécaniques.
- **Annexe F :** Résultats de la modélisation.
- **Annexe G :** Normes.

Annexe A: Logs de sondages carottés

■ Sondage carotté SC3

RAPPORT DE FORAGE																			
Sondage : SC3																			
Projet : Réalisation d'une résidence " Myodilum 01&02 "										Dossier N° : XXX-23-093									
Client : BEST TEAM IMMOBILIER										Endroit :									
Date début :			Coordonnées GPS:			Boue de forage :			Etat des échantillons :										
Date fin :			X : 494700.57 m E			Type forage :			Intact		Remanié		Pantonné						
Profondeur forée (m) : 20			Y : 4065497.54 m N			Fosseuse :													
Niveau d'eau (m) :			Z : 105.01																
Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT				
			25	50	75	100									Prof (m)	N0	N1	N2	
0.40	105.61														Terre végétale				
1.5															Argile marneuse				
4.30	101.51														Marnes argileuses				
6.0																			
7.5																			
9.0																			
17.50	86.21														Marnes grises				
20.00	85.01														Fin du forage à une profondeur de 20 m.				

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à paroi fine
 CR : Tube carottier
 TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AO : Analyse granulométrique
 E : Endométrique
 L : Limites d'Atterberg (LL, PL)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique (D_s, G_s)
 AC : Analyse chimique

CR : Coefficient de consolidation
 TR : Coefficient de transmission
 R_c : Résistance à la compression
 OCR : État octaédrique
 G_s : Coefficient de gravité
 R : Ratio de confinement

Préparé par :

Vérifié par :

25/10/2013

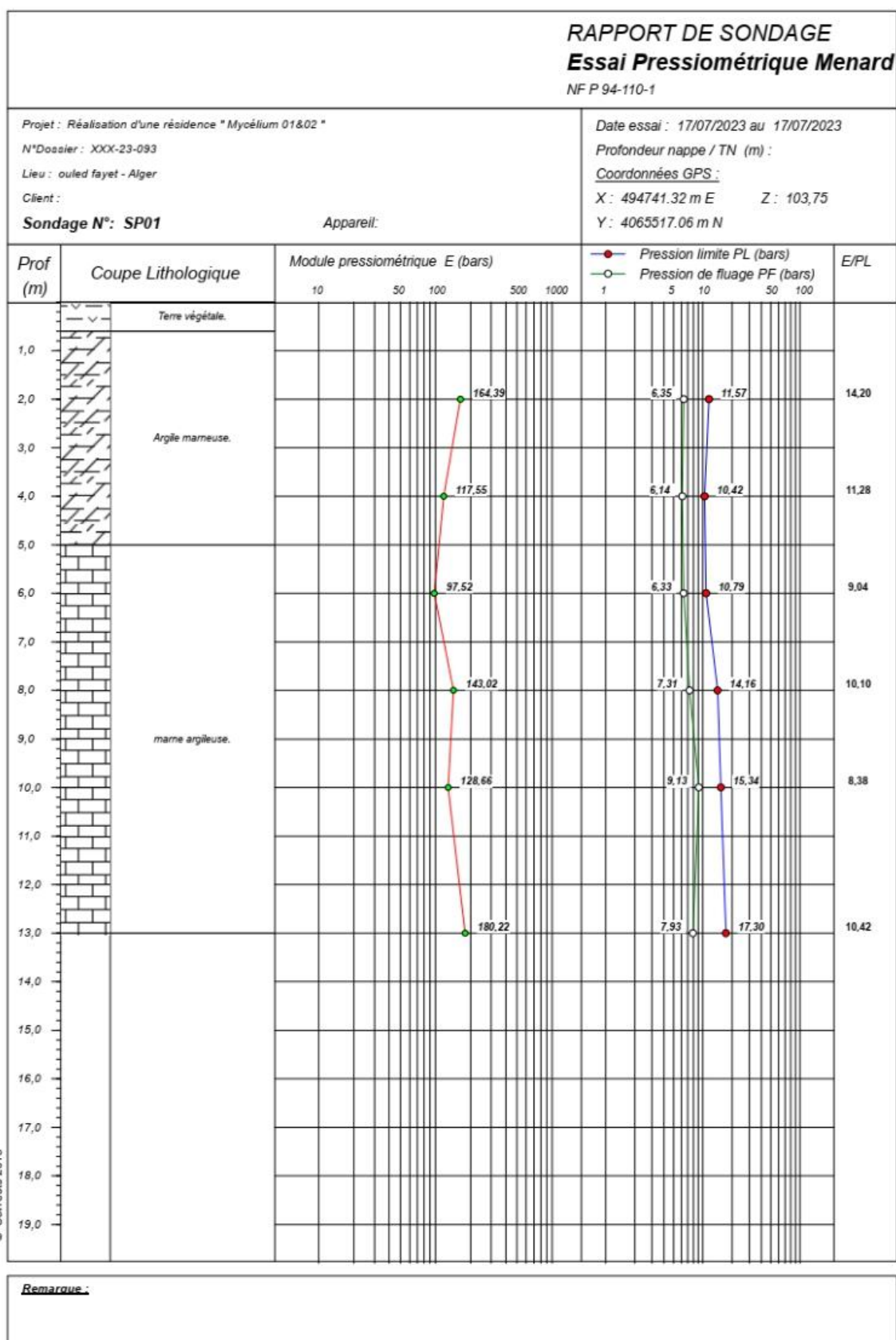
Page : 1 de 1

▪ Sondage carotté SC4

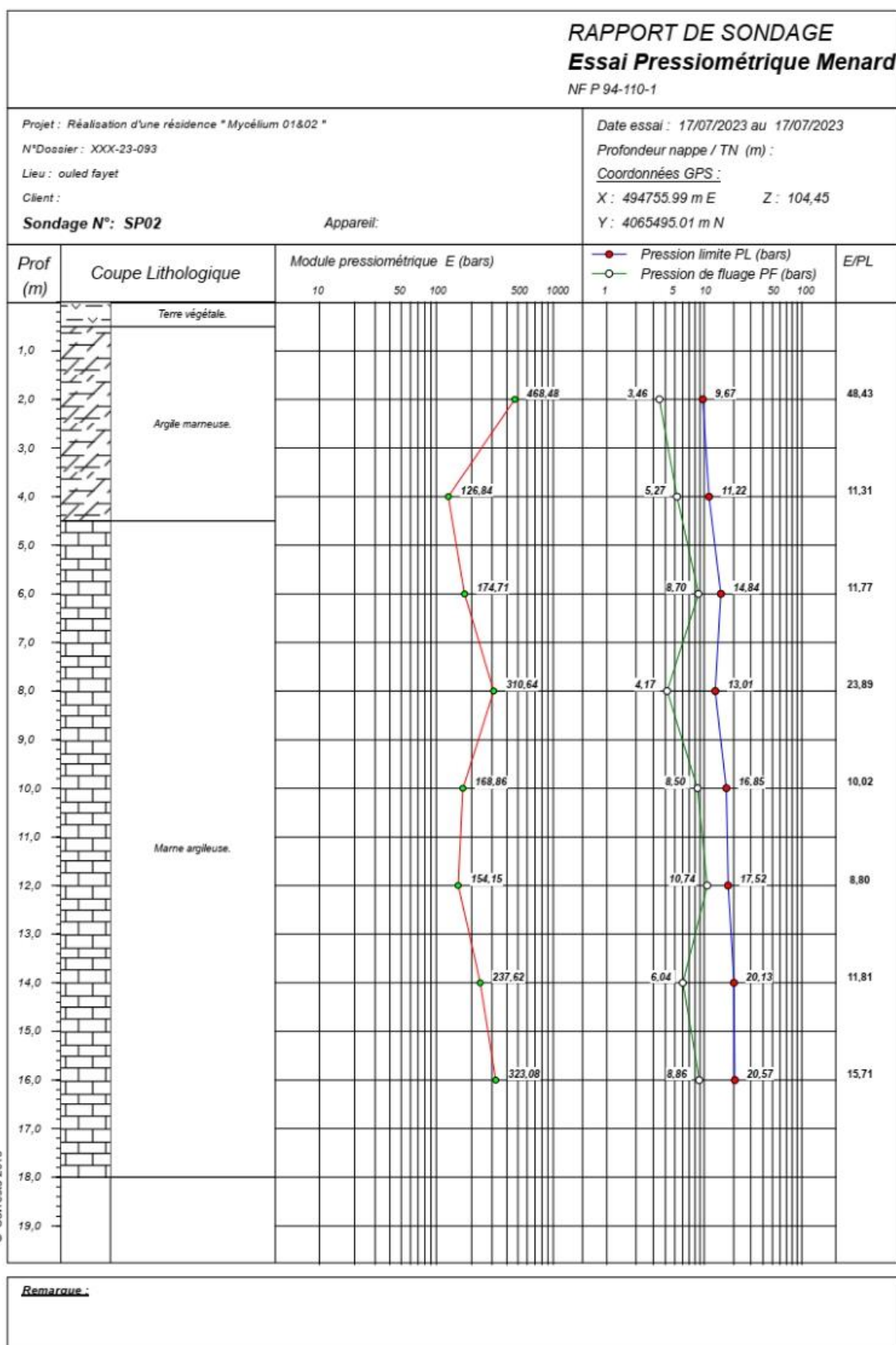
RAPPORT DE FORAGE																	
Sondage : SC4																	
Projet : Réalisation d'une résidence " Mycélium 91&92 "										Dossier N° : XXX-23-093							
Client : BEST TEAM IMMOBILIER										Endroit :							
Date début : 29/07/2023 Date fin : 30/07/2023 Profondeur forée (m) : 20 Niveau d'eau (m) :			Coordonnées GPS: X : 494766.73 m E Y : 4065503.49 m N Z : 105.57			Boue de forage : Type forage : Foreuses :			Etat des échantillons : Intact ☐ Remanié ☒ Partiel ☐ Roche ☐								
Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
		25	50	75	100									Prof (m)	N0	N1	N2
18.00	0.35												Terre végétale				
1.5													Argile marneuse				
3.0																	
4.5	101.57 4.00																
6.0																	
7.5																	
9.0																	
10.5																	
12.0																	
13.5																	
15.0																	
16.5																	
18.0	87.77 17.80																
19.5	85.57 20.00																
21.0																	
22.5																	
24.0																	
25.5																	
REMARQUES :										TYPE CAROTTIER :			ABREVIATIONS :				
										CF : Carottier foré TM : Tube à paroi mince PS : Tube à paroi fine CR : Tube carottier TF : Tube foré			AD : Analyse géochimique B : Bâtonnet L : Lames (Métier/PS) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (TN, TR) AC : Analyse chimique CR : Carottier foré TR : Carottier Trévis R : Résistance à la compression CRD : Essai carottier SL : Carottier foré R : Résistance à l'enfoncement				
Préparé par :					Vérifié par :					29/10/2023			Page : 1 de 1				

Annexe B : Résultats des essais pressiométriques

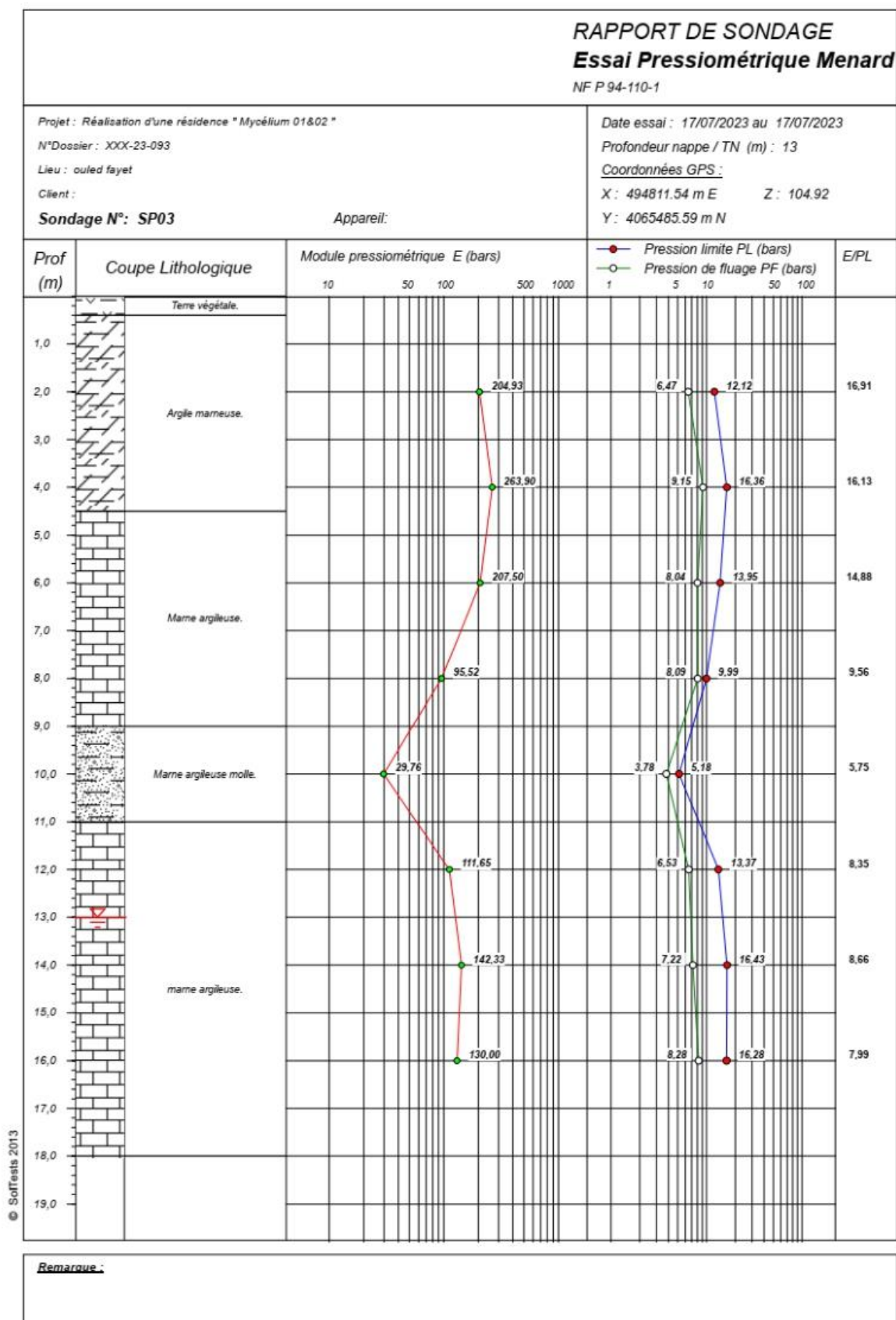
■ Sondage pressiométrique SP01



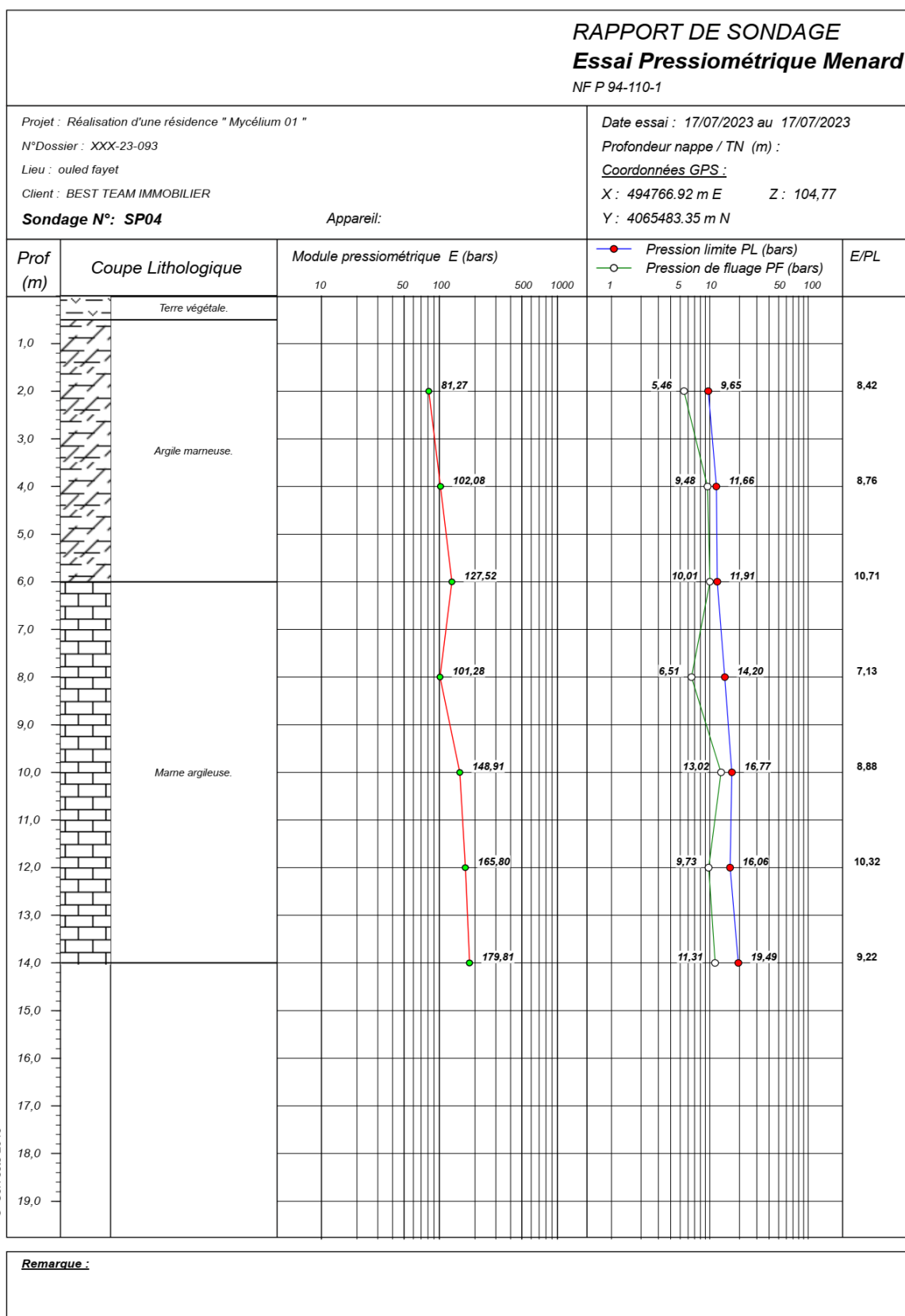
■ Sondage pressiométrique SP02



▪ Sondage pressiométrique SP03

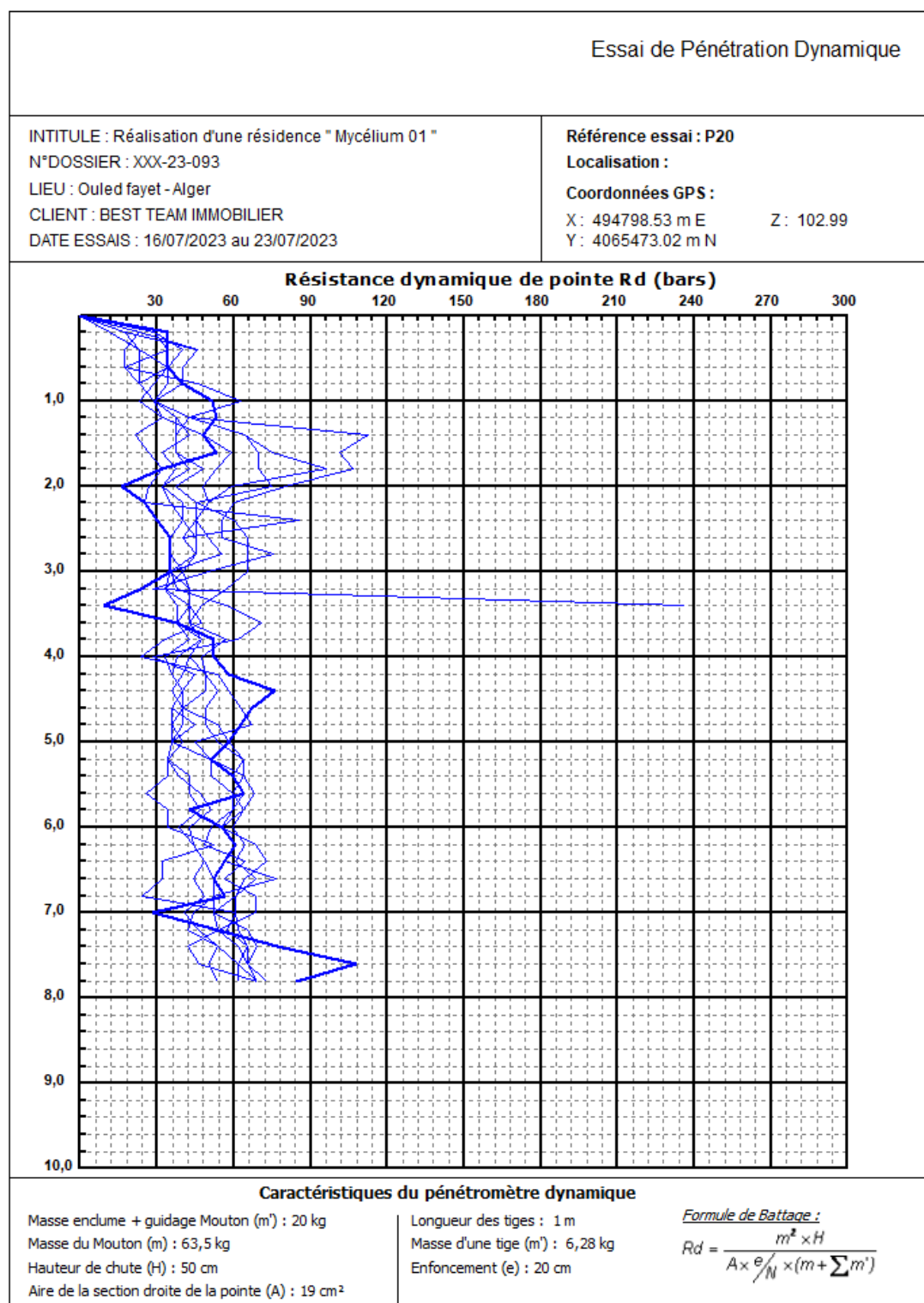


■ Sondage pressiométrique SP04

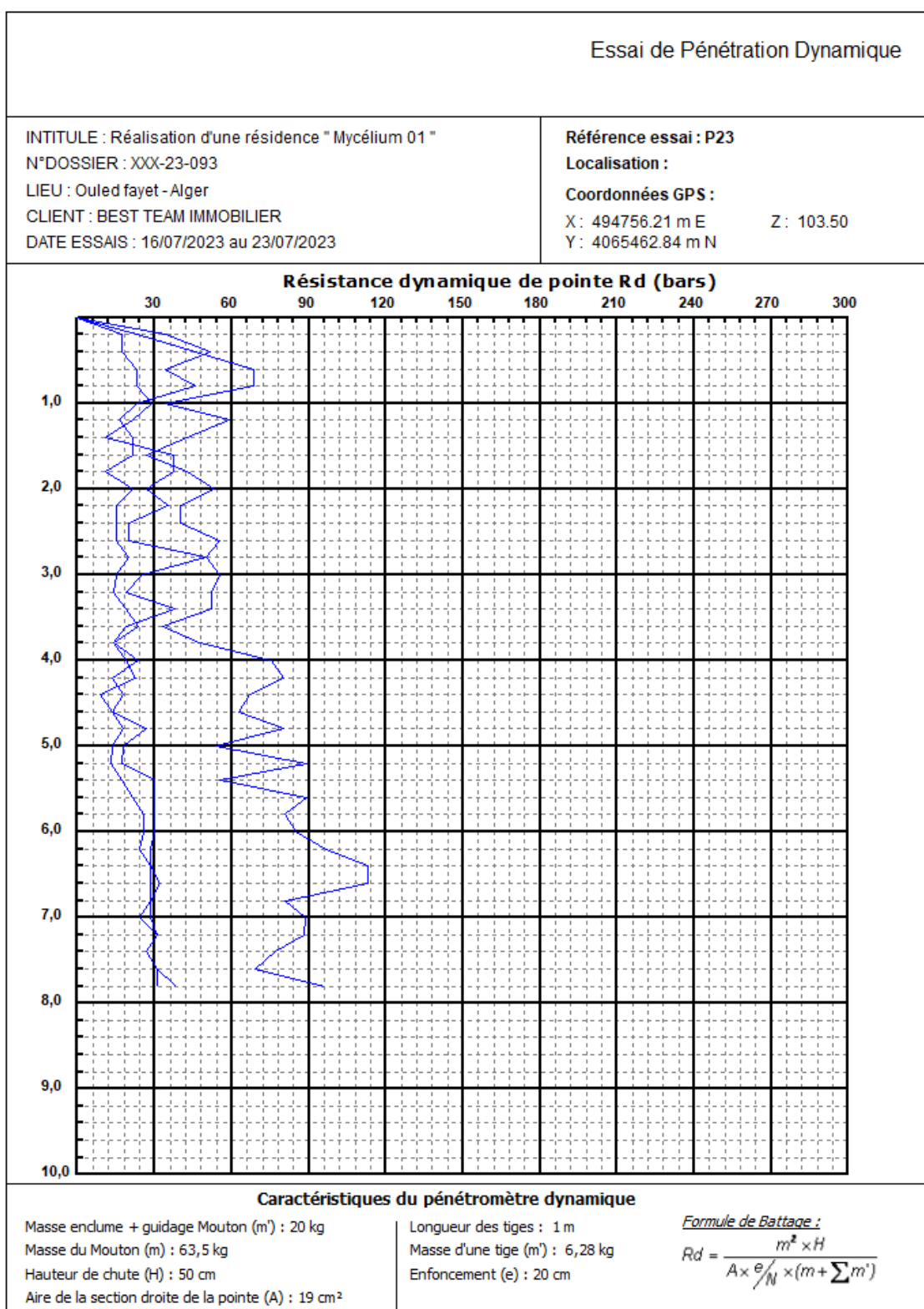


Annexe C : Résultats des essais au Pénétromètre Dynamique Lourde

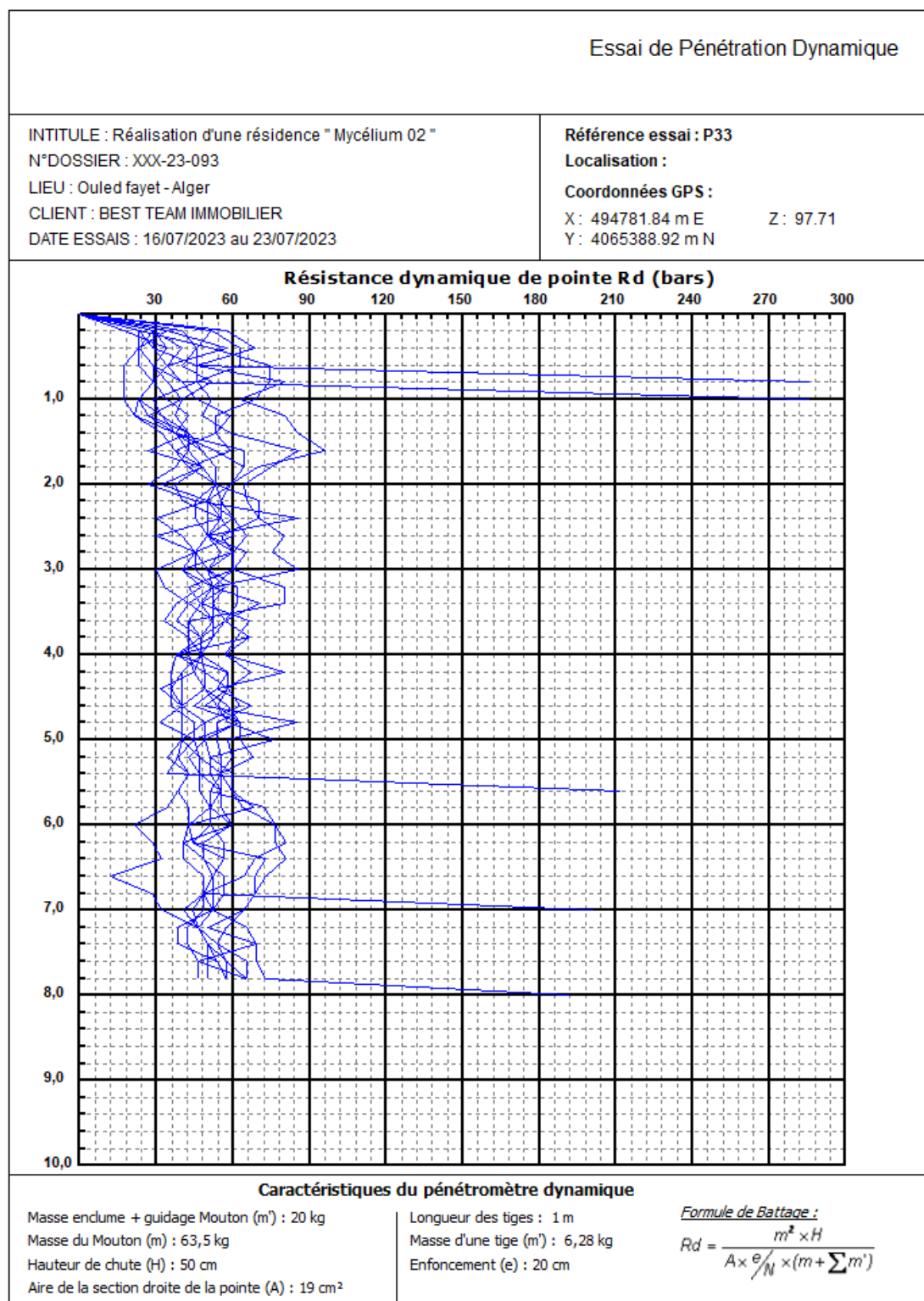
▪ Essais pénétrométriques de P1 à P3 et P15 à P20



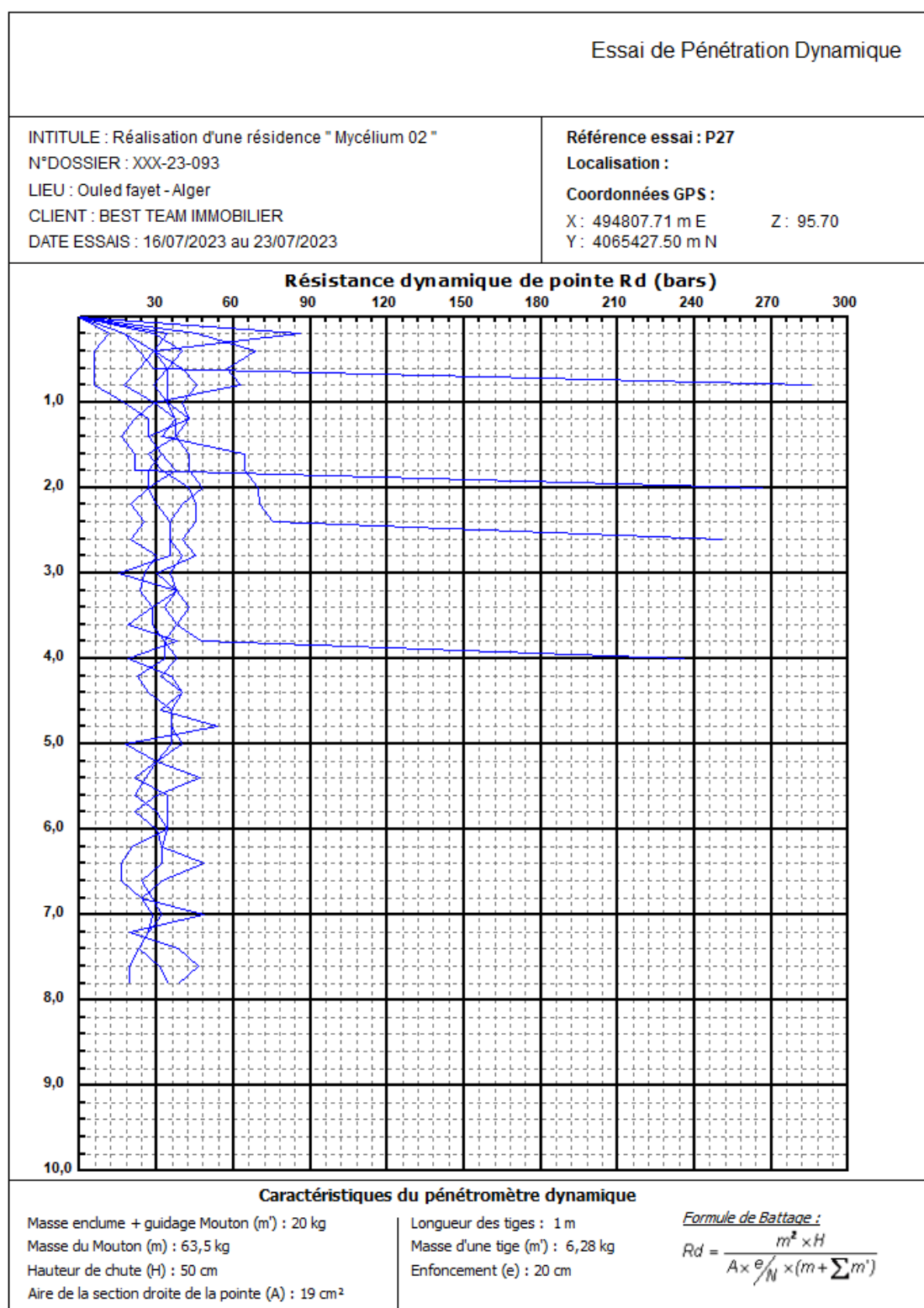
▪ Essais pénétrométriques de **P24** à **P33**



▪ Essais pénétrométriques de P4 à P14 et P21 à P23



▪ Essais pénétrométriques de P27 à P33



Annexe D : Résultats des essais physiques

D-1 Résultats de l'analyse granulométrique

- Sondage SC3

Cliant : BEST TEAM IMMOBILIER

N° Projet : XXX-23-0093

Projet : Réalisation d'une résidence « Mycélium 01802 »

Réf. Client :

Endroit : ouled fayet

N° rapport :

Sondage n° : Sc 03

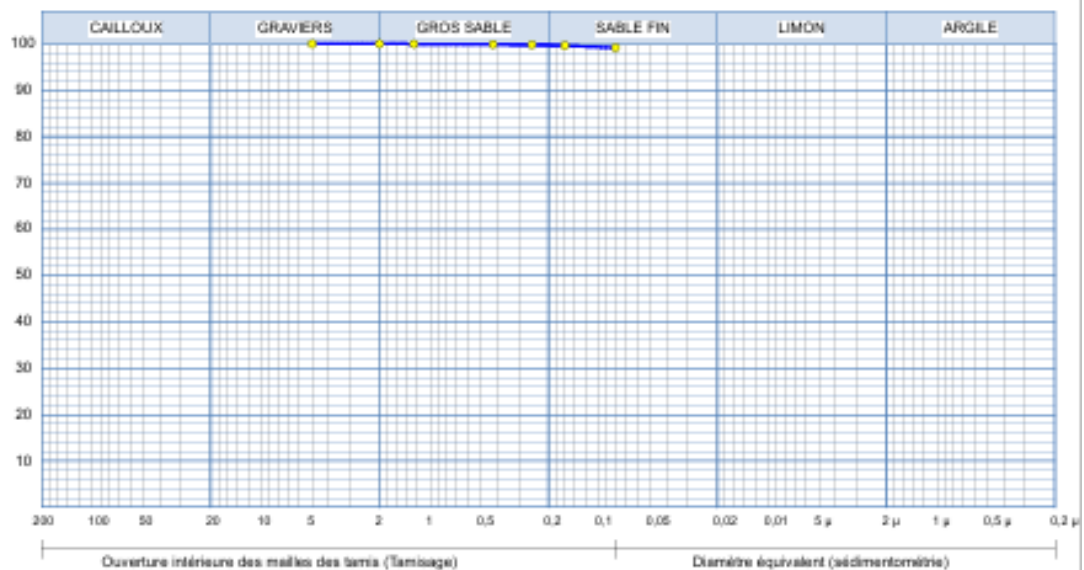
—●— Sondage: Sc 03 : 2,25-2,7

Profondeur : 2,25-2,7

Matériaux :

Provenance :

Date essais :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamie (mm)	Tamiat (%)	Diamètre équivalent	Tamiat (%)
5,00	100,00	80,00 µm	99,16
2,00	100,00		
1,25	99,975		
0,425	99,91		
0,25	99,805		
0,16	99,63		

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTEMBERG			Classification
		W.L (%)	W.P (%)	L.P (%)	
—●—	99,16 %	%	%	%	

Remarque :

Sondage n° : Sc 03

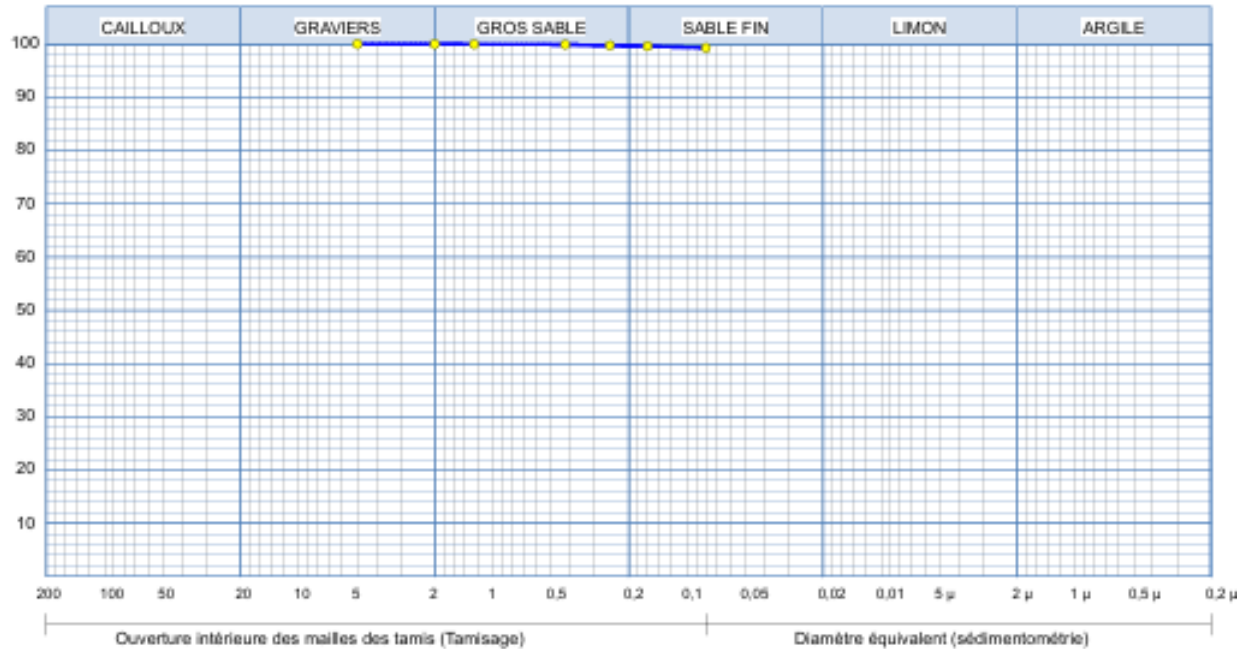
Profondeur : 9-9,6

Matériaux :

Provenance :

Date essais :

—●— Sondage: Sc 03 : 9-9,6



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamais (mm)	Tamaisat (%)	Diamètre équivalent	Tamaisat (%)
5,00	100,00	80,00 μm	99,32
2,00	100,00		
1,25	99,97		
0,425	99,915		
0,25	99,755		
0,16	99,60		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	LP (%)	
—●—	99,32 %	%	%	%	

D-1 Résultats de l'analyse granulométrique

- Sondage SC4

Sondage n° : Sc 04

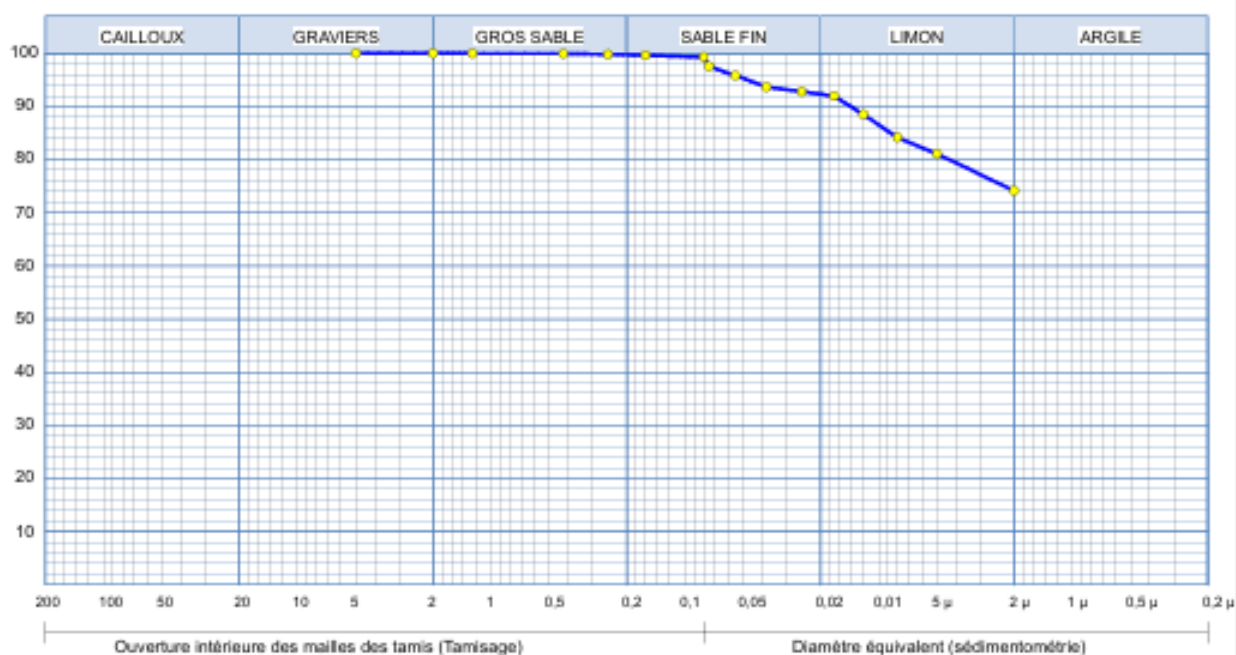
Profondeur : 3,3-4

Matériaux :

Provenance :

Date essais :

—●— Sondage: Sc 04 : 3,3-4

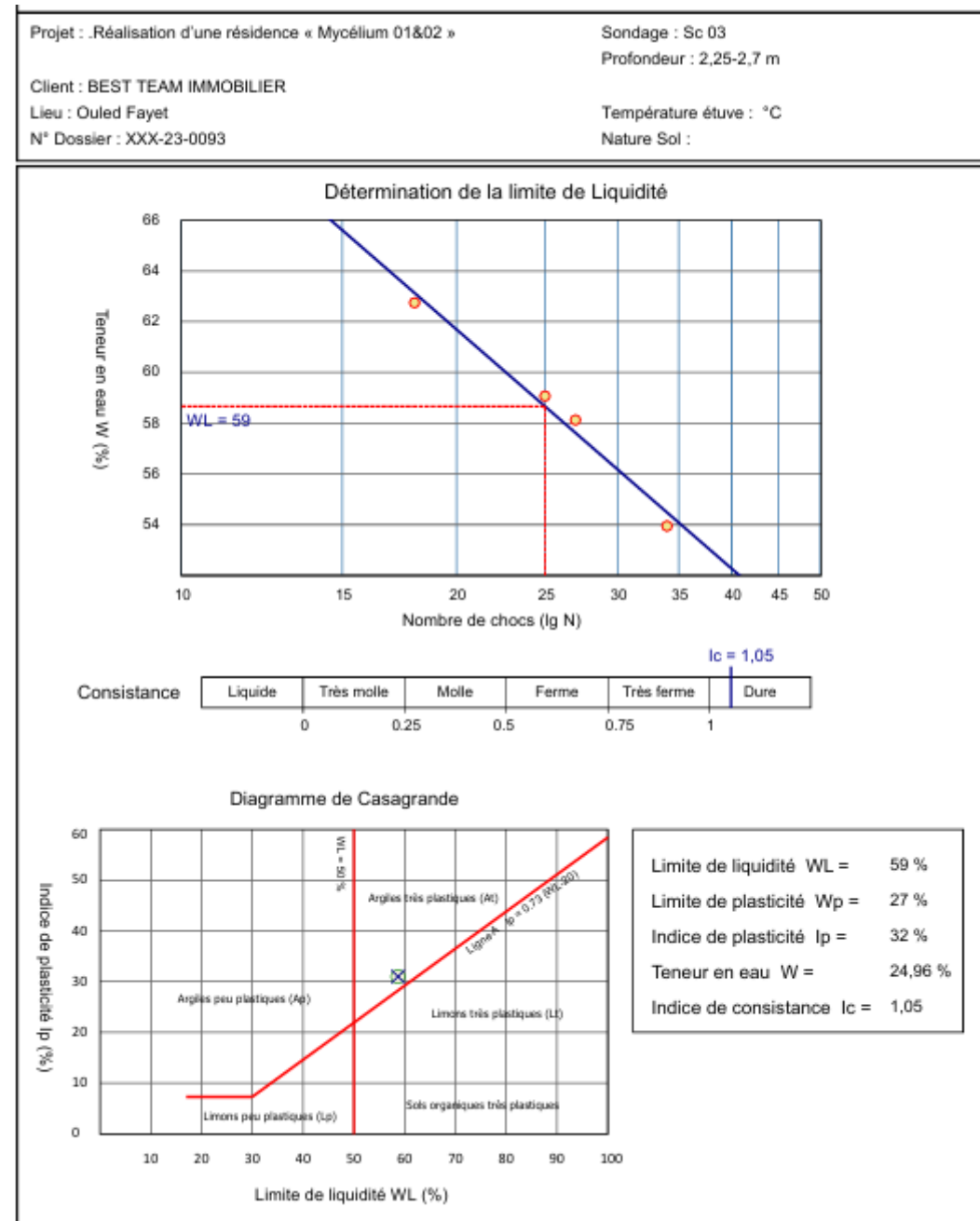


Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
5,00	100,00	80,00 µm	99,28
2,00	99,994	75,00 µm	97,55
1,25	99,977	55,00 µm	95,83
0,425	99,92	38,00 µm	93,67
0,25	99,811	25,00 µm	92,81
0,16	99,646	17,00 µm	91,95
		12,00 µm	88,49
		8,00 µm	84,16
		5,00 µm	81,10
		2,00 µm	74,15

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L. (%)	W.P. (%)	LP (%)	
—●—	99,28 %	%	%	%	

D-2 Résultats des essais des Limites d'Atterberg

- Sondage SC3



Projet : Réalisation d'une résidence « Mycélium 01&02 »

Sondage : Sc 03

Profondeur : 9-9,6 m

Client : BEST TEAM IMMOBILIER

Lieu : Ouled Fayet

Température étuve : °C

N° Dossier : XXX-23-0093

Nature Sol :

Détermination de la limite de Liquidité

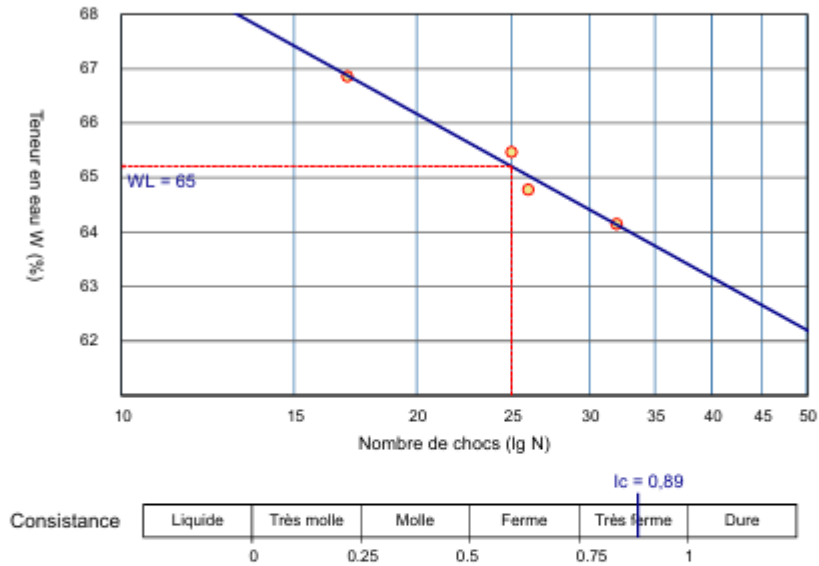
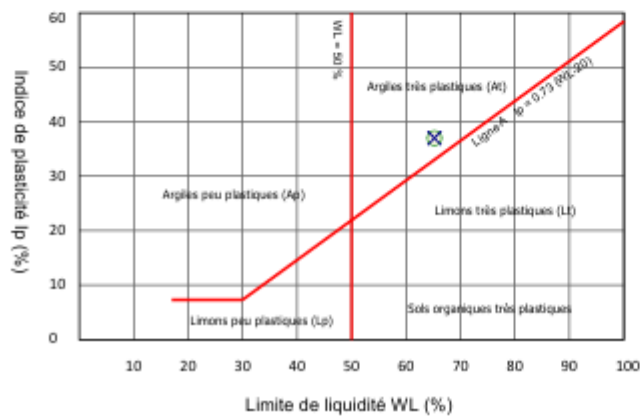


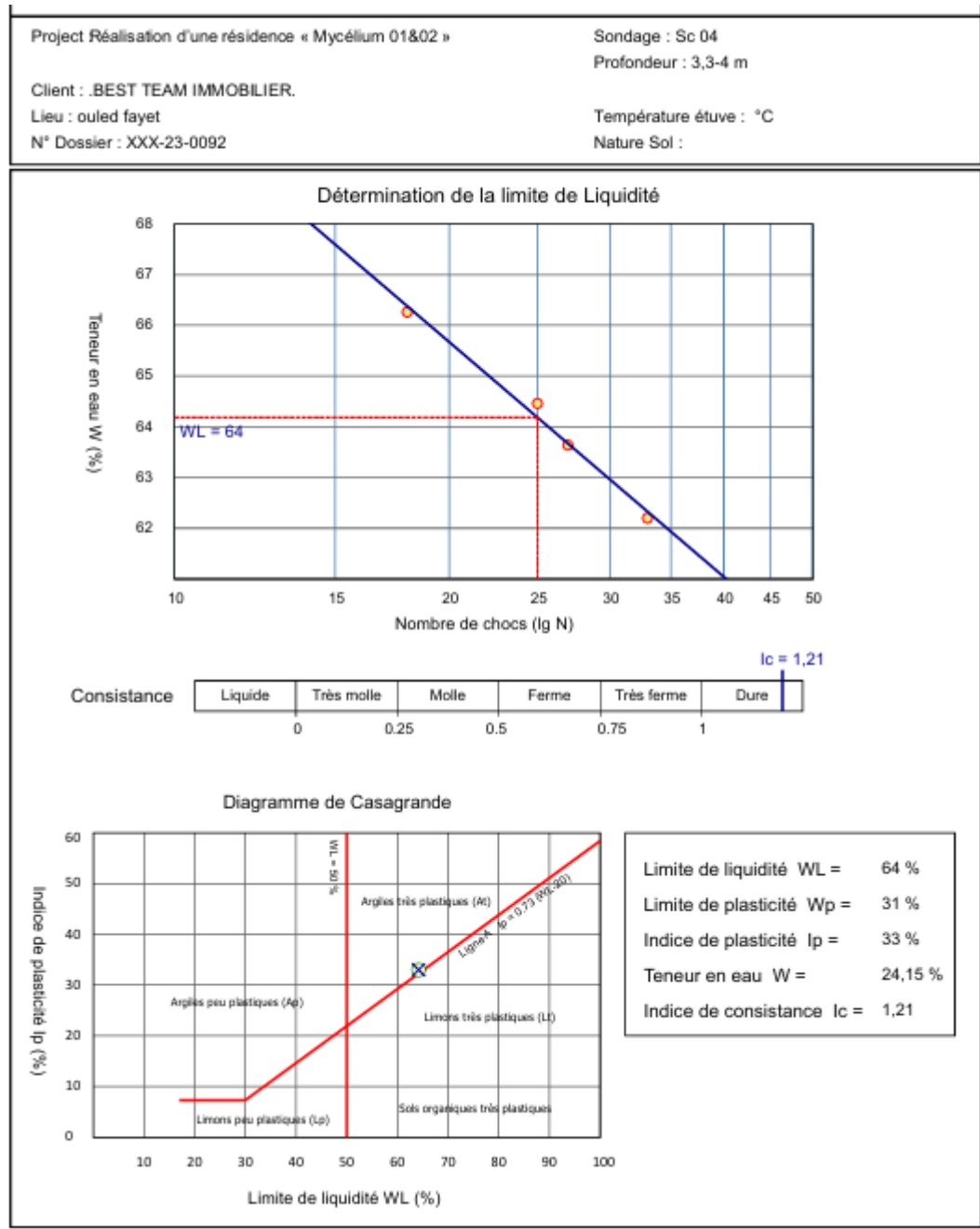
Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL = 65 %
Limite de plasticité Wp = 28 %
Indice de plasticité Ip = 37 %
Teneur en eau W = 32,43 %
Indice de consistance Ic = 0,89

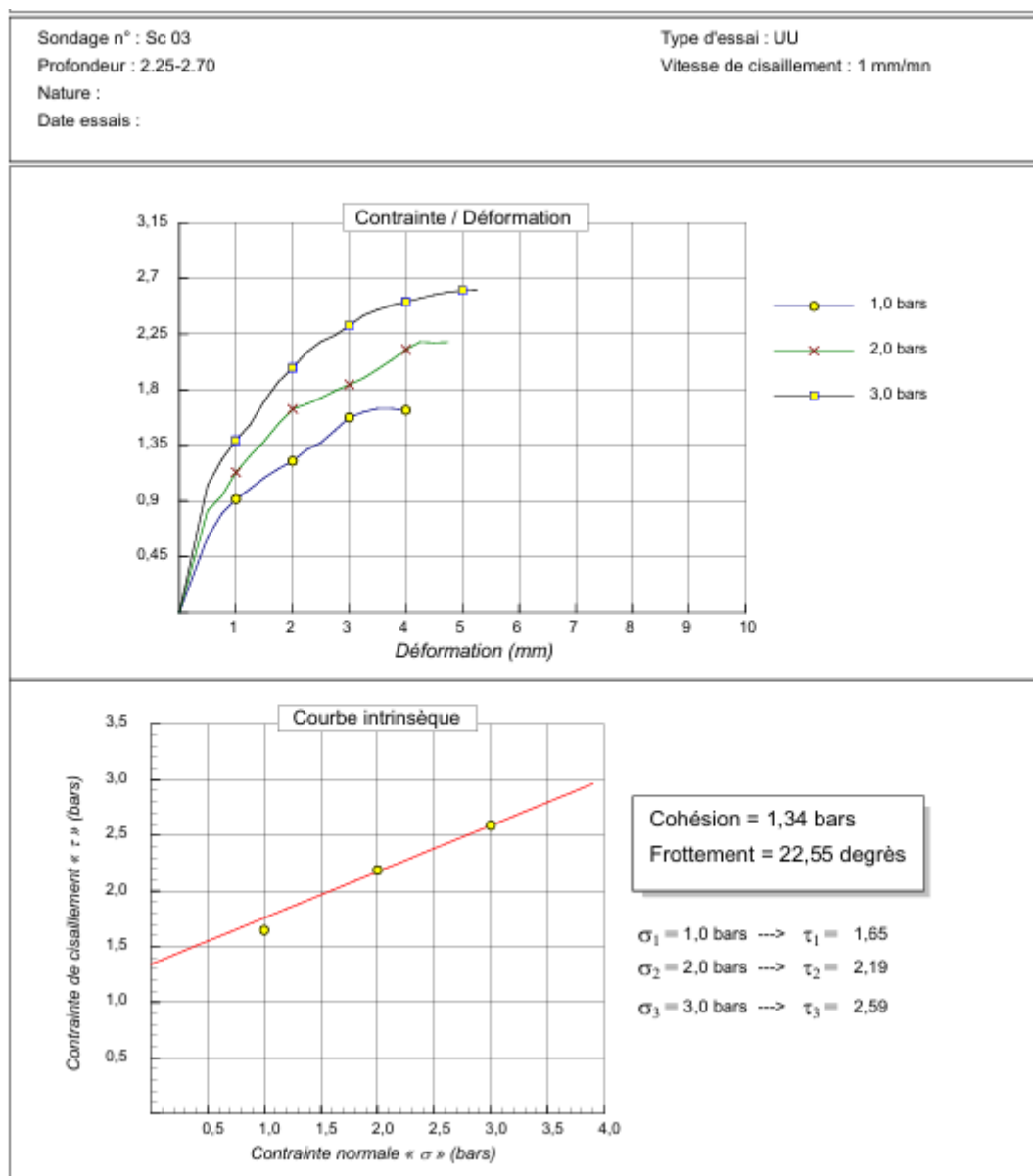
D-2 Résultats des essais des Limites d'Atterberg

- Sondage SC4



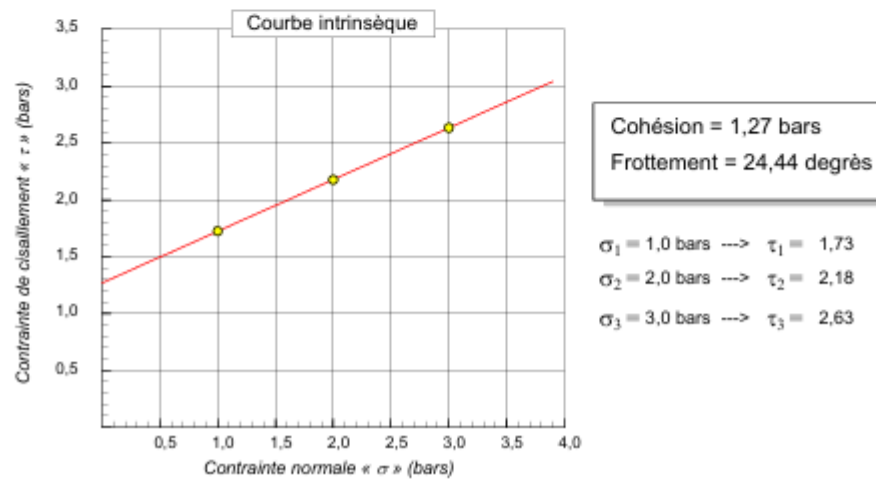
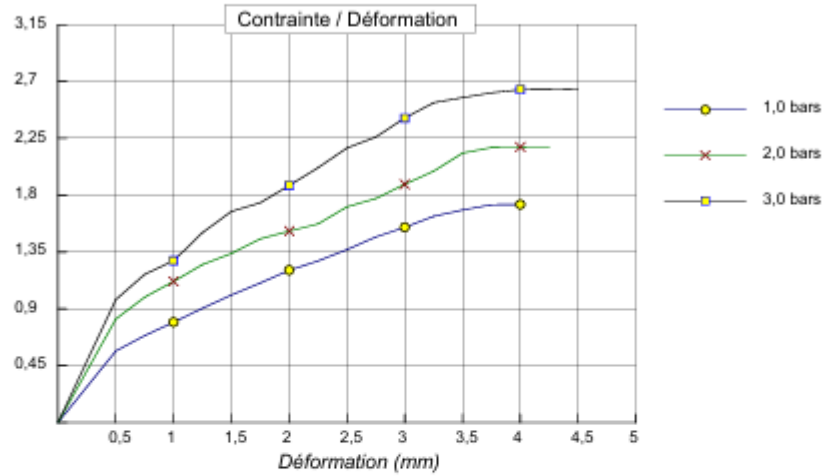
Annexe E : Résultats des essais mécaniques

■ Essais de cisaillement : Sondage SC3

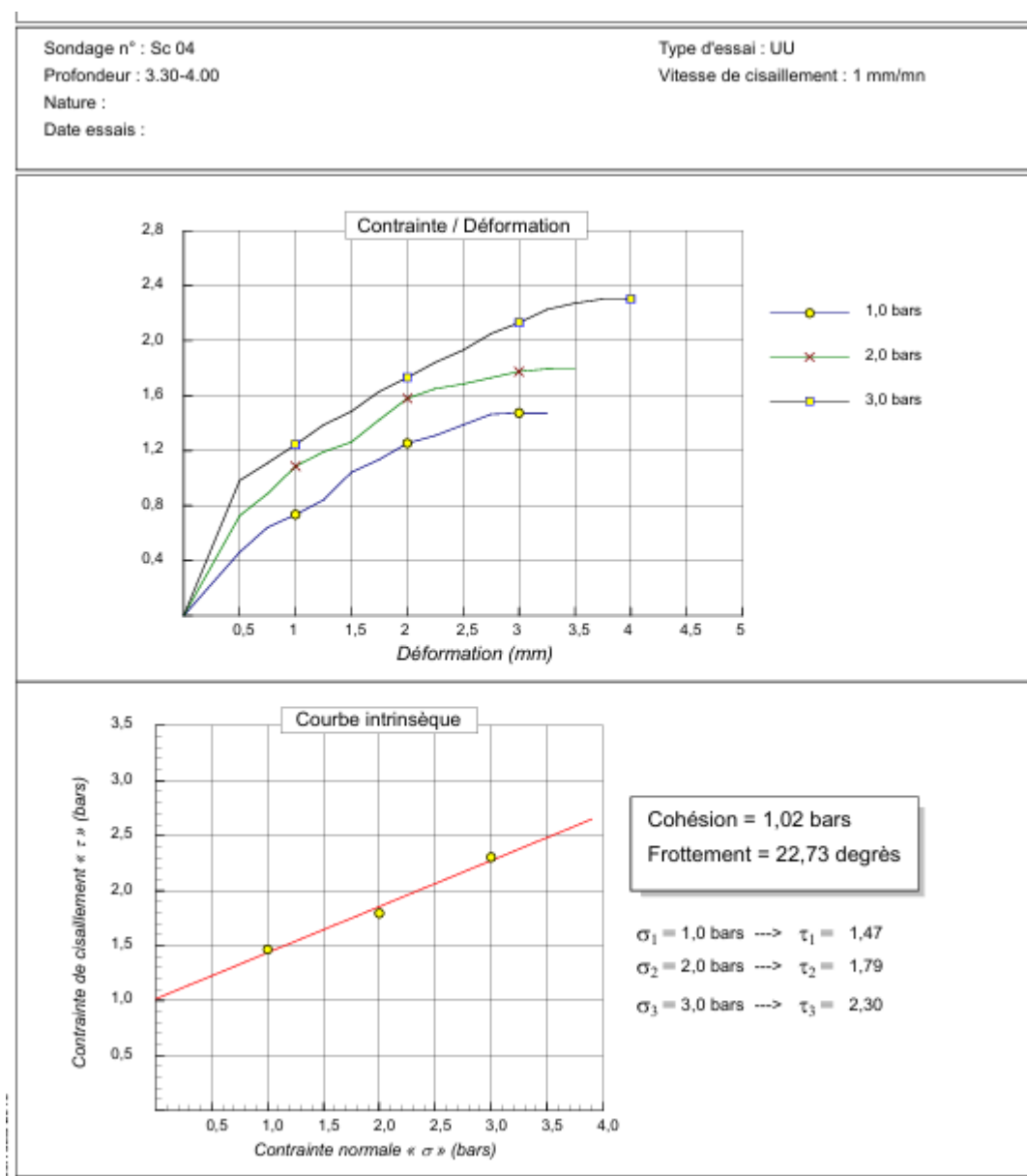


Sondage n° : Sc 03
 Profondeur : 9.00-9.60
 Nature :
 Date essais :

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

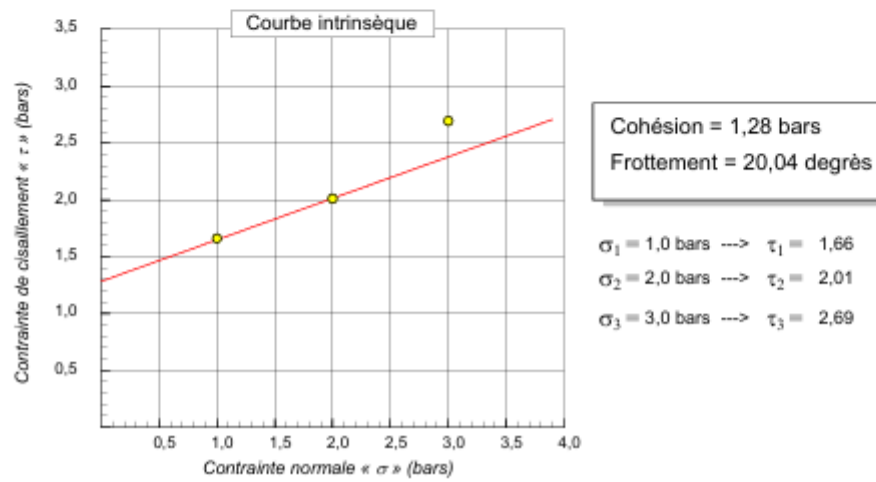
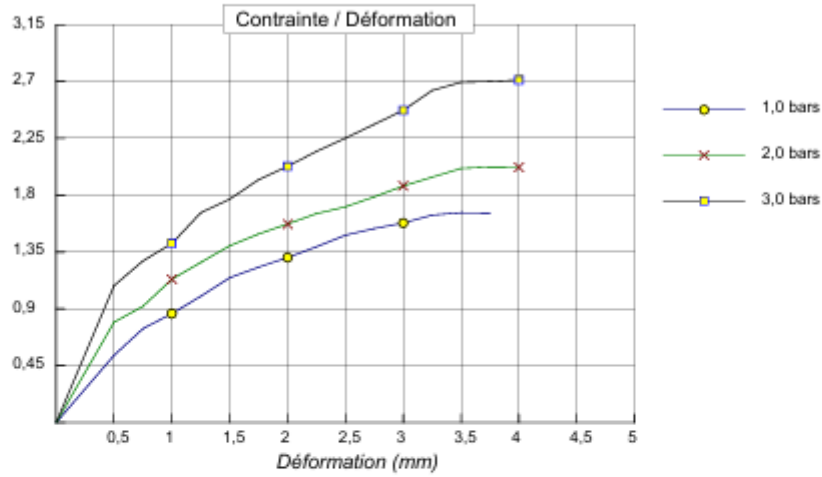


▪ Essais de cisaillement : Sondage SC4



Sondage n° :
 Profondeur :
 Nature :
 Date essais :

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

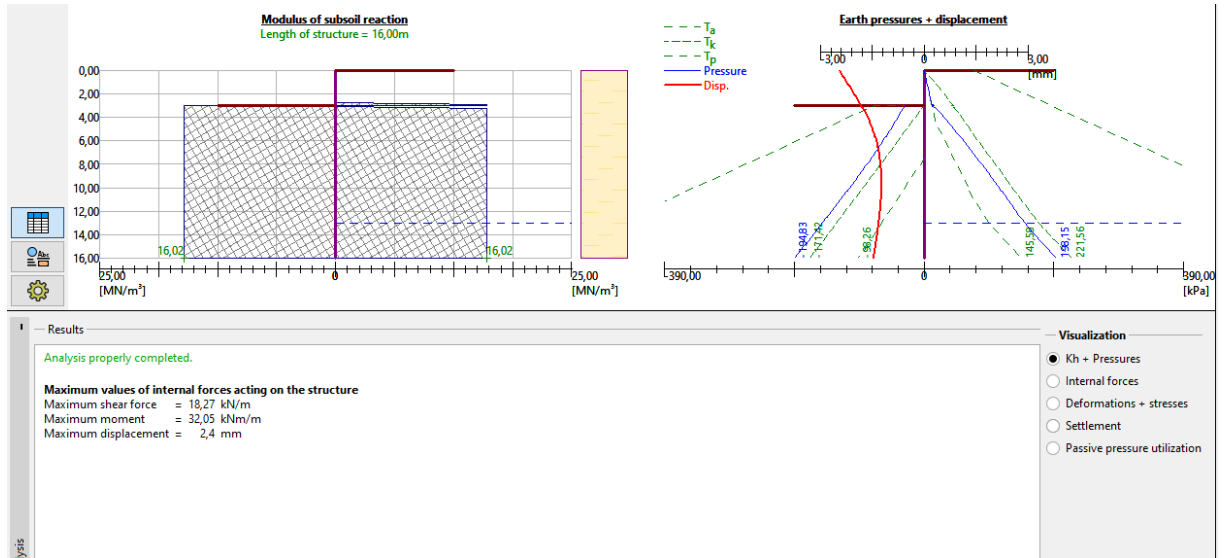


Annexe F : Résultats de la modélisation

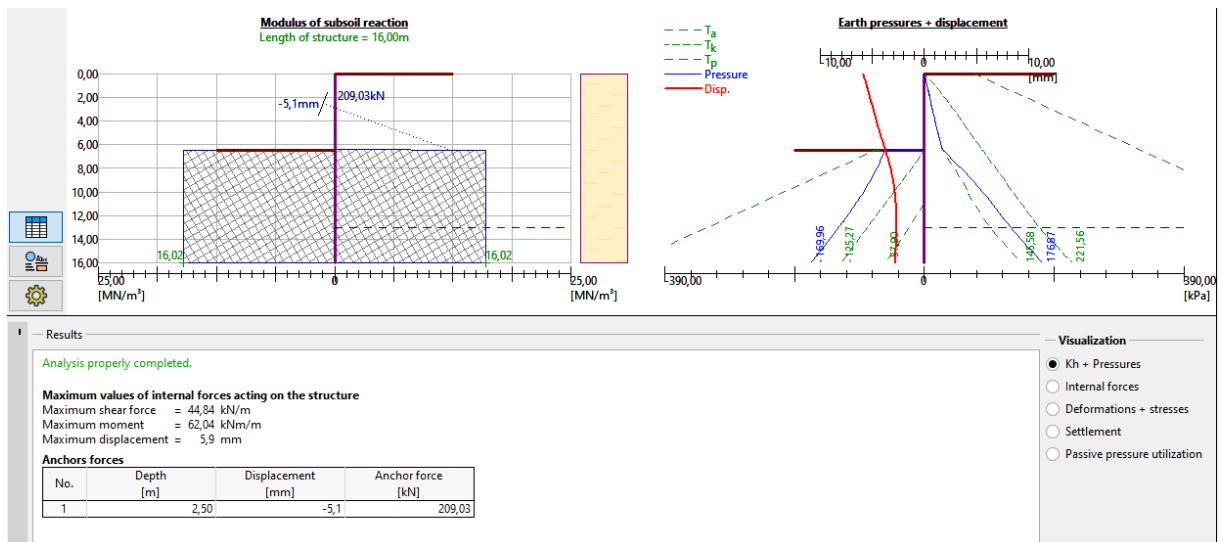
F-1 : Résultats des efforts internes et déplacements maximaux.

Paroi en pieux sécants

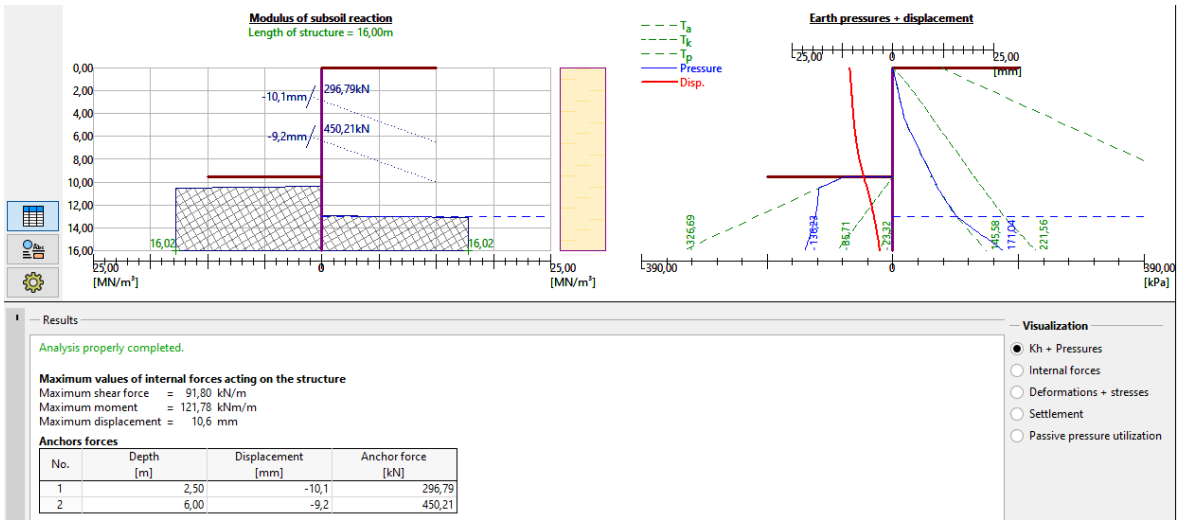
-Excavation à 3m



-Excavation à 6.5m

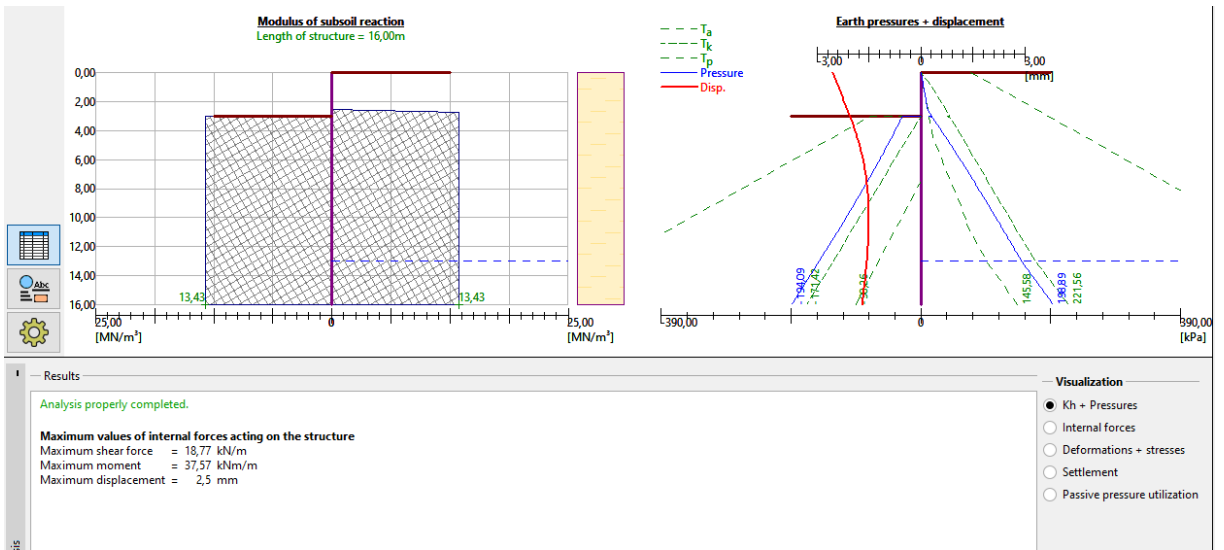


-Excavation à 9.5m

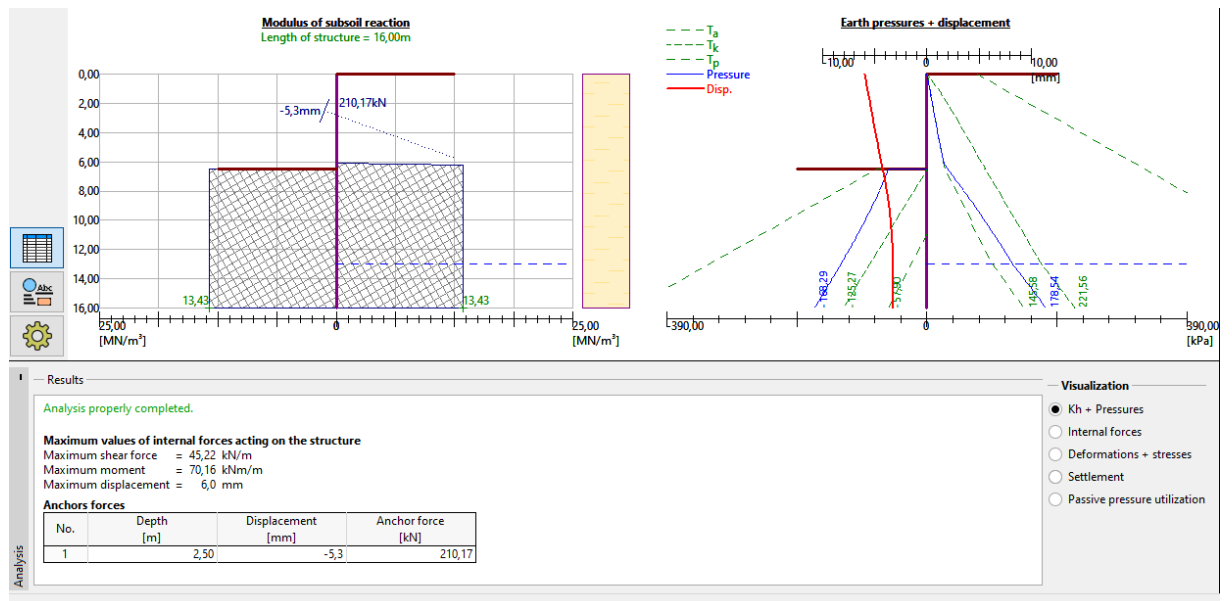


Paroi moulée

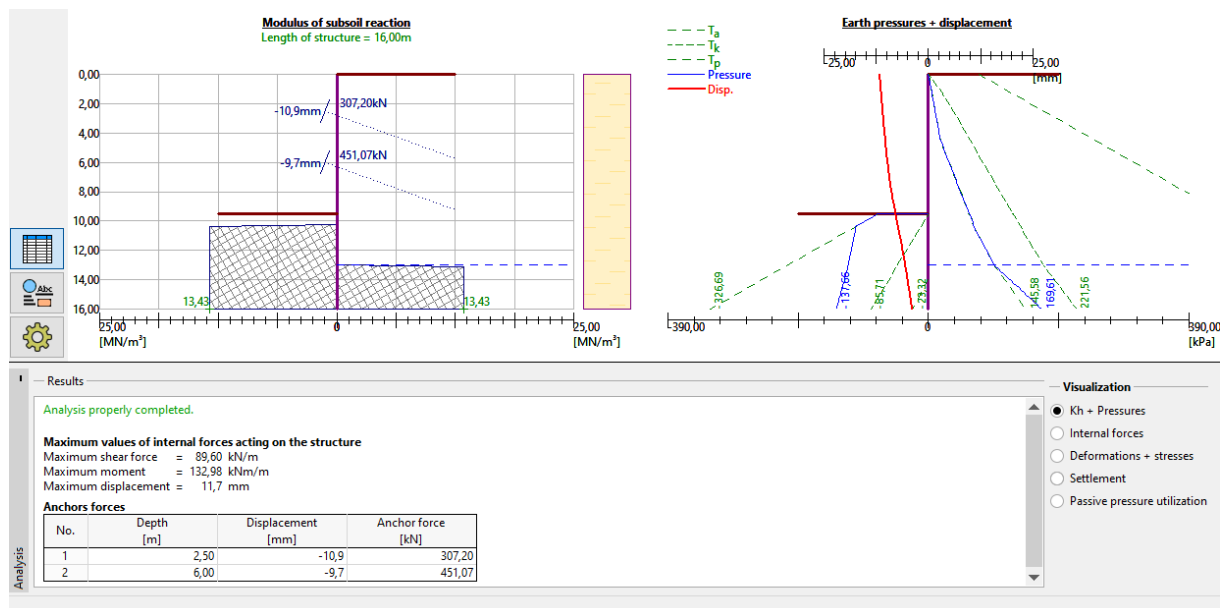
-Excavation à 3m



-Excavation à 6.5m



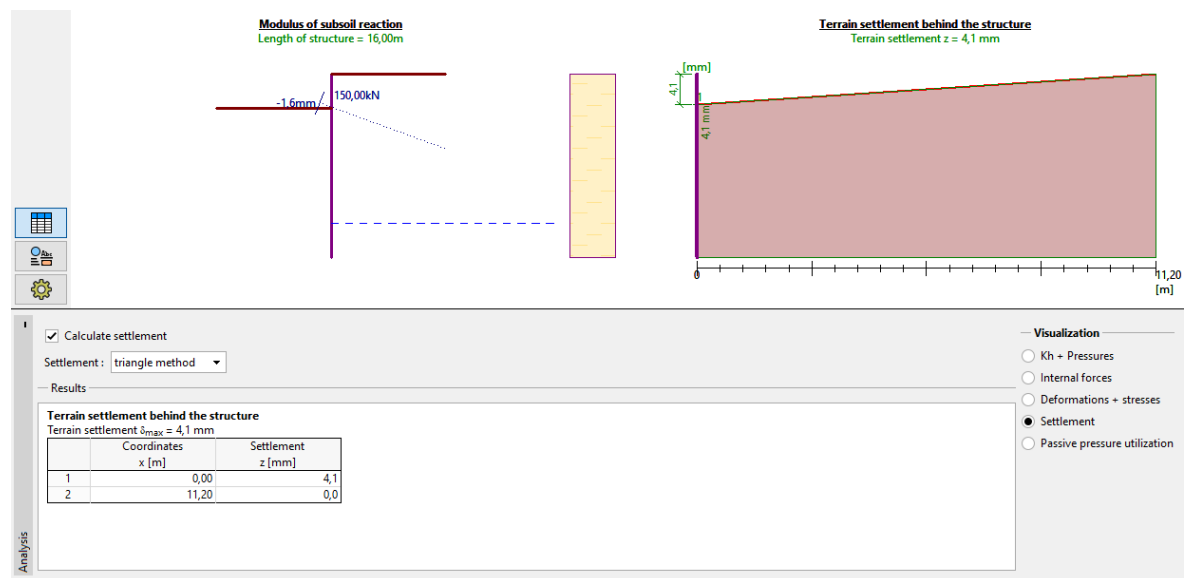
Excavation à 9.5m



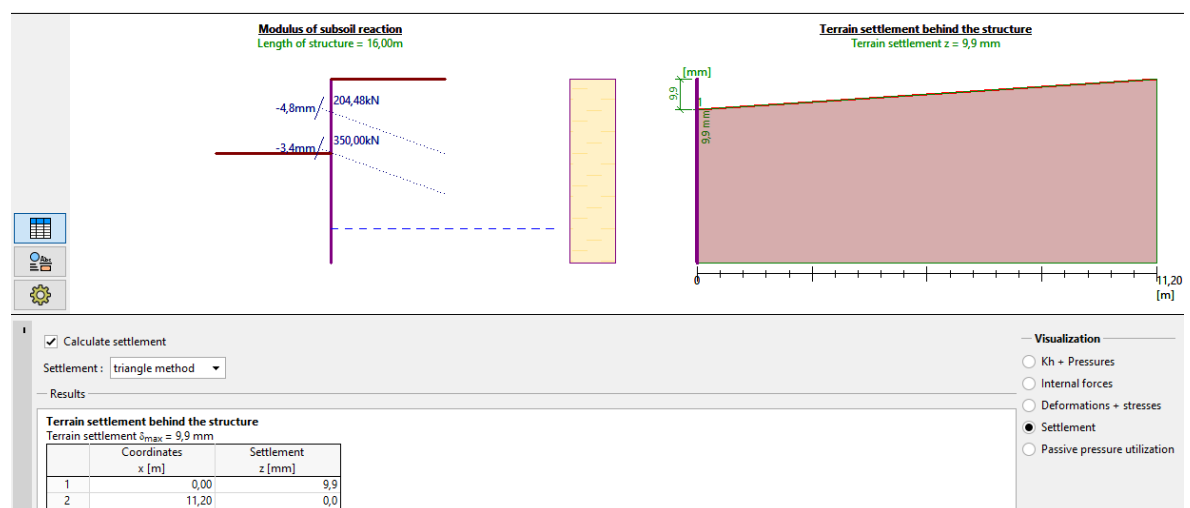
F-2 : Résultats des tassements derrière la structure.

Paroi en pieux sécants

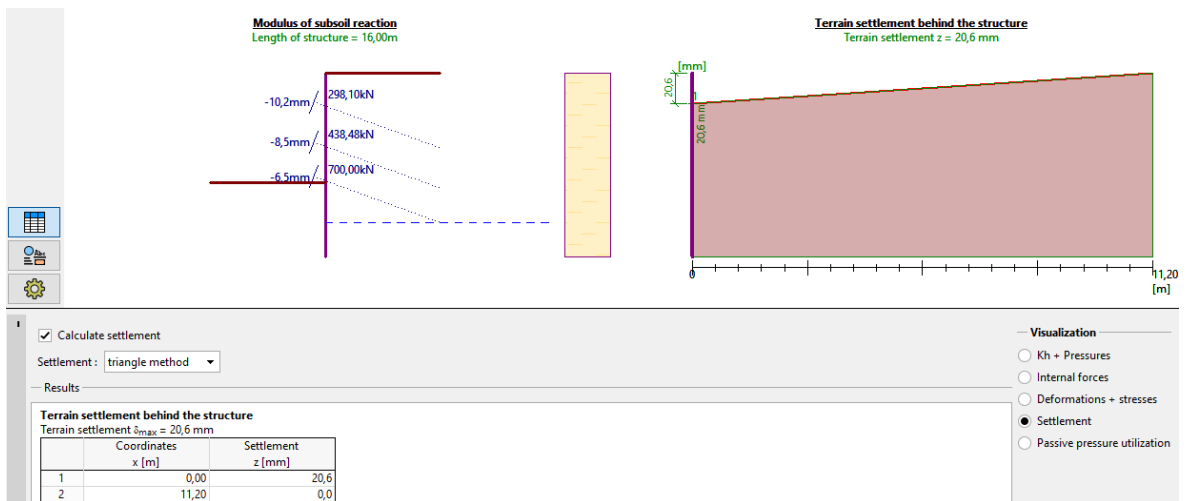
-Mise en place du 1^{er} lit de tirants d'ancrage à 2,5m



-Mise en place du 2^{ème} lit de tirants d'ancrage à 6m

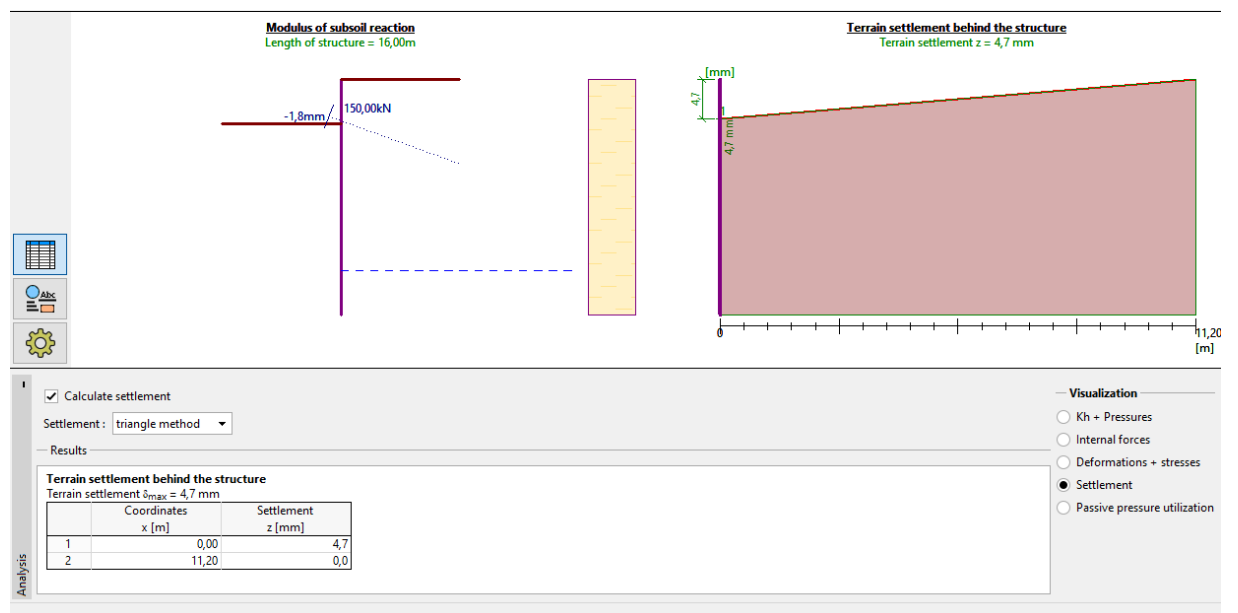


-Mise en place du 3^{ème} lit de tirants d'ancrage à 9m

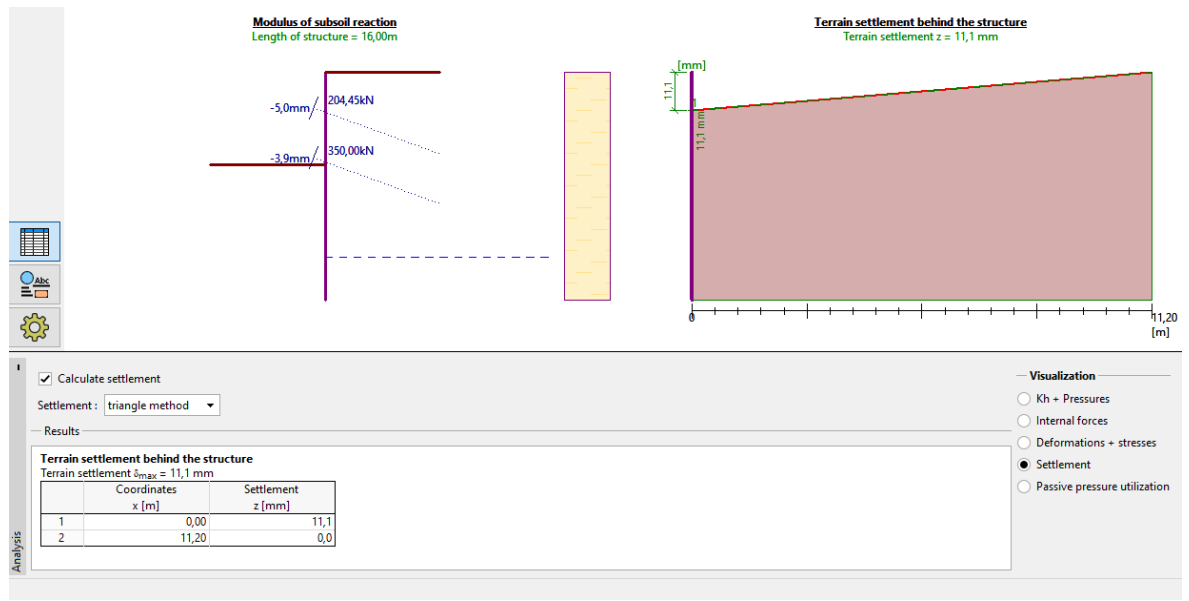


Paroi moulée

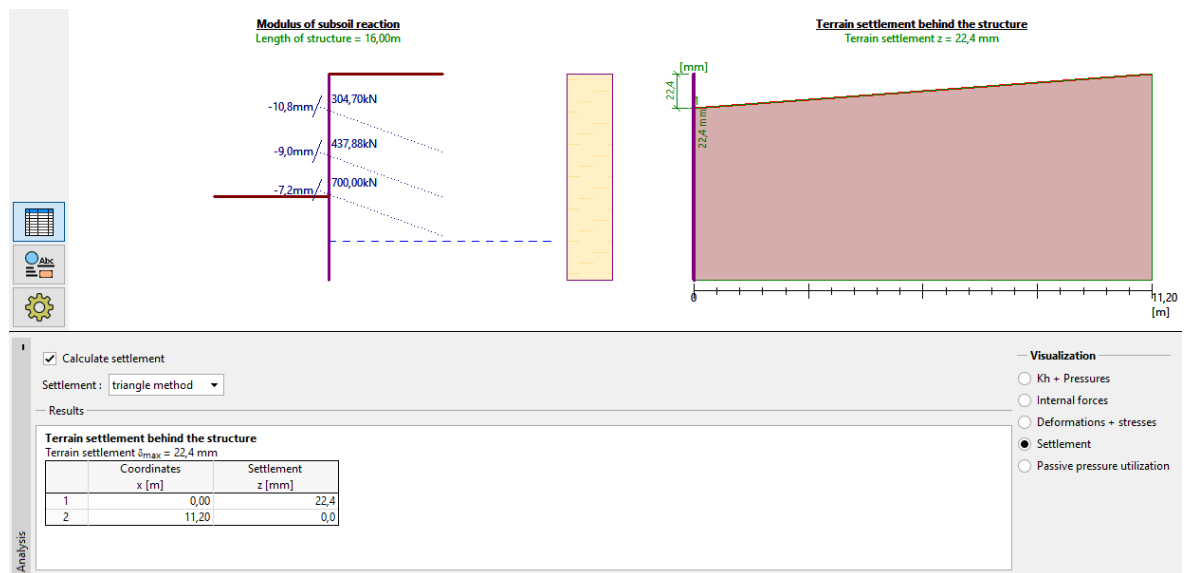
-Mise en place du 1^{er} lit de tirants d'ancrage à 2,5m



-Mise en place du 2^{ème} lit de tirants d'ancrage à 6m

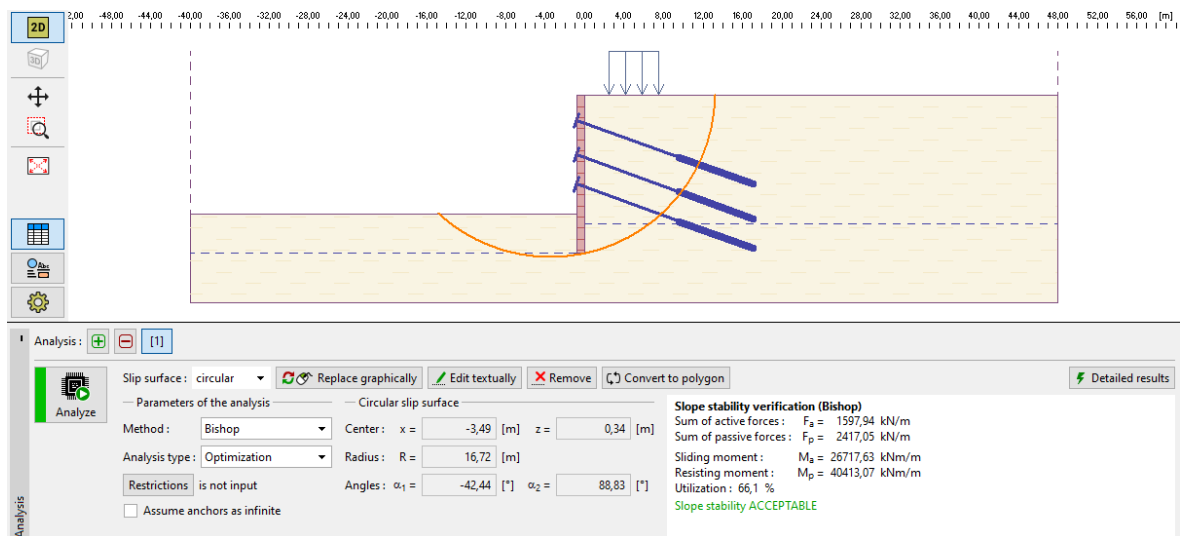


-Mise en place du 3^{ème} lit de tirants d'ancrage à 9m



-F-3 : Résultats de glissement

Paroi en pieux sécants



Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : $F_a = 1552,87$ kN/m

Sum of passive forces : $F_p = 2833,77$ kN/m

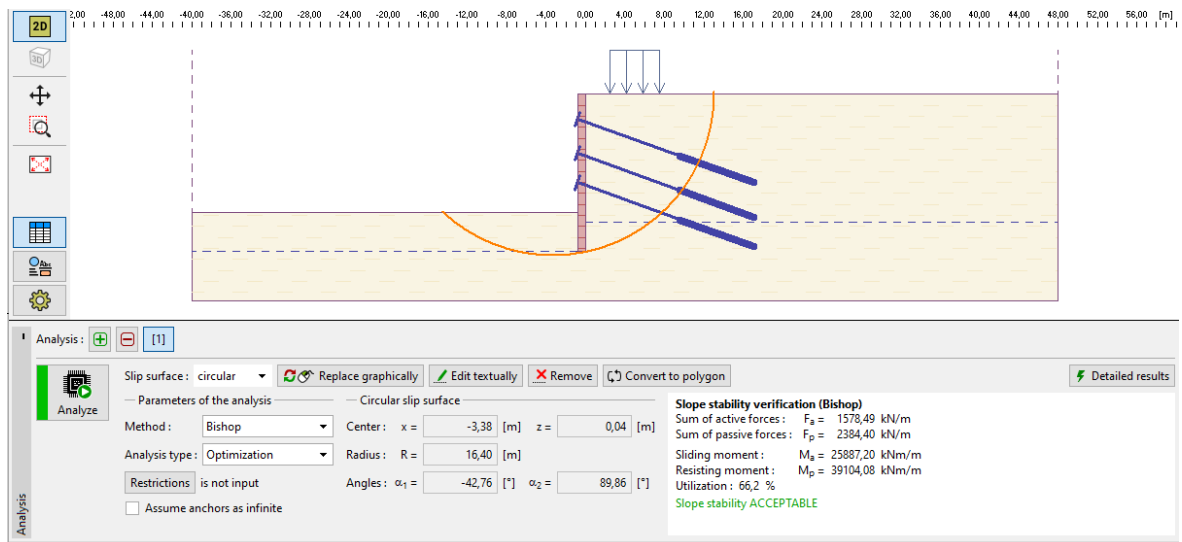
Sliding moment : $M_a = 25653,34$ kNm/m

Resisting moment : $M_p = 46813,88$ kNm/m

Factor of safety = $1,82 > 1,50$

Slope stability ACCEPTABLE

Paroi moulée



Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : $F_a = 1584,92$ kN/m

Sum of passive forces : $F_p = 2928,75$ kN/m

Sliding moment : $M_a = 26452,33$ kNm/m

Resisting moment : $M_p = 48880,82$ kNm/m

Factor of safety = $1,85 > 1,50$

Slope stability **ACCEPTABLE**

-F-4 : Données de la couche introduite dans le logiciel

Add new soils

Identification

Name :

Basic data

Unit weight :
 $\gamma =$ [kN/m³]

Stress-state :

Angle of internal friction :
 $\phi_{ef} =$ [°]

Cohesion of soil :
 $c_{ef} =$ [kPa]

Angle of friction struc.-soil :
 $\delta =$ [°]

Pressure at rest

Soil :

Uplift pressure

Calc. mode of uplift :

Saturated unit weight :
 $\gamma_{sat} =$ [kN/m³]

Modulus of subsoil reaction (Ménard)

Pressuremeter modulus :
 $E_M =$ [MPa]

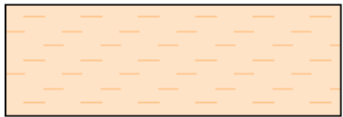
Rheological coefficient :
 $\alpha =$ [-]

Draw

Pattern category :

Search :

Subcategory :

Pattern :


4 Clay

Color :

Background :

Saturation <10 - 90> :
 [%]

Classify

Clear

+

Add

×

Cancel

Annexe G : Normes

Tableau (A.1) : définition des catégories conventionnels des sols.

Classe de sol		Nature	Pressionmètre (Mpa)
Argile , limon	A	Argile et limon mou	<0.7
	B	Argile et limon fermes	$1.2 - 2.0$
	C	Lache	< 0.5

Tableau (A.3) : Etat de sol en fonction de la Indice de consistance I_p (XP P94 -011).

Etat	Indice de plasticité
Non plastique	$I_p < 12$
Peu plastique	$12 < I_p < 25$
Plastique	$25 < I_p < 40$
Très plastique	$I_p > 40$

Tableau (A.4) : Etat de sol en fonction de la Indice de consistance I_c (XP P94 -011).

Etat	Indice de consistance I_c
Liquide	$I_c < 0$
Très molle	$0 < I_c < 0.25$
Molle	$0.25 < I_c < 0.50$
Ferme	$0.50 < I_c < 0.75$
Très Ferme	$0.75 < I_c < 1$
dur	$I_c > 1$

Tableau (A.5) : Etat de sol en fonction de la Masse volumique γ_d sec (XP P94 -011).

Etat	Masse volumique γ_d (kg/m ³)
Peu Dense	$\gamma_d < 1600$
Dense	$1600 < \gamma_d < 1800$
Très Dense	$< \gamma_d > 1800$

Tableau (A.6) : Etat de sol en fonction de la Degré de saturation S_r (XP P94 -011).

Etat	Degré de saturation
Non saturé	$S_r < 100$
Saturé	$S_r = 100$

Tableau (A.7) : Etat de sol en fonction de la Coefficient de compressibilité C_c .

Etat	Coefficient de compressibilité C_c
Sol incompressible	$C_c < 0.02$
Sol très peu incompressible	$0.02 < C_c < 0.05$
Sol peu compressible	$0.05 < C_c < 0.1$
Sol moyennemenet compressible	$0.1 < C_c < 0.2$
Sol assez compressible	$0.2 < C_c < 0.3$
Sol très compressible	$0.3 < C_c < 0.4$
Sol extrememenet compressible	$C_c > 0.5$