



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**

---

**UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA**

**Faculté de technologie**  
**Département de Génie Civil**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE**  
**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2**  
**EN GENIE CIVIL**

**Spécialité : Géotechnique**

---

**ETUDE DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE DE LA**  
**STATION DE METRO DE L'AEROPORT**  
**INTERNATIONAL D'ALGER**

**Encadré par :**  
**PROFESSEUR. Z. ZITOUNI**

**Établie par :**  
**ELKHIR Zineb**  
**DJAKNOUN Soumia**

**Blida, Décembre 2020**

## ملخص

في إطار نيل شهادة الماستر تخصص جيوتقني اهتمنا بدراسة و تصميم لدعم محطة مترو مطار هواري بومدين التي تمثل جزء من عمل تمديد خط مترو الجرائر الرابط بين وسط مدينة الحراش و مطار هواري بومدين و لانجاز هذه المقاربة العلمية استخدمنا برنامج جيو 5 لنمذجة نوعين من الجدران (جدار الحجاب الحاجز، الأكوام الثانوية) .

قمنا بتطوير ملف تعريف جيولوجي يعتمد على نتائج الدراسة الجيو تقنية للمختبر.تم البحث عن الحل الذي تم اعتماده في الموقع و اقتراح العديد من الحلول باستخدام الدعامات الأفقية: قضبان التعادل و المصدات . يتم تحليل النتائج القص و عزم الانحناء ) و الاستقرار الخارجي للانزلاق.لقد أتاحت لنا النتائج إن نوصي بجدار الحجاب الحاجز بنسبة 100%و الذي يتميز بسعر معقول و آمن .

الكلمات المفتاحية : محطة المترو ، جدران الحجاب الحاجز، أكوام ثانوية ، قضبان ربط ، دعامات ، جيو 5 ، التحول.

## RESUME

Dans le cadre de l'obtention de notre master en géotechnique nous nous sommes intéressés à l'étude de soutènement provisoire de la station de métro Aéroport Houari Boumediene qui représente l'extension de la ligne 1 du métro d'Alger reliant le Centre-ville d'El Harrach à l'Aéroport International Houari Boumediene. Et pour achever cette approche scientifique nous avons utilisé le logiciel Géo5 pour modéliser deux types de parois : les parois moulées et les parois en pieux.

Nous avons obtenu un profil géotechnique en se basant sur les résultats des essais de laboratoire et in-situ de l'étude géotechnique. on vérifiant La solution qui a été réalisée sur site a été vérifiée et plusieurs variantes ont été proposé par nous en utilisant comme des systèmes d'appui :des butons et les tirants d'ancrages. Les résultats sont indiqués en termes de : des déplacement de la paroi, les efforts internes qui règnent dans la structure (efforts tranchant et moment fléchissant) ainsi la stabilité externe au glissement .D'après les résultats obtenues nous avons recommandé la solution en paroi moulée à 100% butons (proposition 01) qui présente une sécurité acceptable et plus économique.

Mots clé : station de métro, écrans de soutènements, parois moulée, pieux jointifs, pieux sécants, tirants d'ancrages, butons, Géo 5, déplacement.

### ABSTRACT

As part of obtaining our Master's degree in geotechnical engineering, we were interested in the study of the provisional support for the Houari Boumediene Airport metro station, which represents the extension of line 1 of the Algiers metro connecting the city center. From El Harrach to Houari Boumediene International Airport. Underground structures pose many complex geotechnical problems such as soil / structure interaction and structure stability, they need a particular field study and take into account all the characteristics of the ground and the structure itself, and to complete this scientific approach, we used the Géo5 software to model two types of walls: diaphragm walls and pile walls.

The results are indicated in terms of: the displacement of the wall, the internal forces which prevail in the structure (shearing forces and bending moment) as well as the external stability to sliding.

we have interpreted the results obtained in laboratory and in situ tests to cite the physical and mechanical characteristics of each layer of the terrain, so geological and hydrogeological surveys are carried out helping us to obtain a geotechnical profile with all its layers and their characteristics necessary for the calculation step.

We have verified the solution that was applied on site and for the optimization of these results and to make a comparison between these solutions we have suggested proposals using as support systems: struts and tie rods.

the same proposals that is suggested are carried out with the pile wall and make a comparison of the technical and economic side

according to diaphragm wall, we have suggested three proposals. The first proposition 100% buttons submitted a maximum displacement of 39.9mm. The second proposition 100% buttons submitted a maximum displacement of 44mm and the reactions are not verified, so this solution is not acceptable. The last proposal is 100% tie rods subjected to a max displacement of 49mm, but we note that this solution is overestimated and very expensive with a greater number of lines compared to the station solution.

We noted that the solution in contiguous piles is not verified because the max displacement exceeds the threshold (50mm) and also the reactions of the buttons is not verified, so we went to the secants with a larger diameter.

It can be stated that the use of tie rods in soft or firm clay soils leads to significant displacements [4]. The results of our previous proposals of 4 lines and 5 lines of tie rods prove this information.

We have noted that the deformation is more important for the pile walls compared to the diaphragm wall and also the bending moments. But the cutting forces are greater in diaphragm walls.

According to the results obtained we recommend the diaphragm wall solution with 100% struts (proposal 01) which presents an acceptable security and more economical cost.

**Keywords:** métro station, retaining screens, diaphragm walls, contiguous piles, secant piles, tie rods, struts, Geo 5, displacement.



# Dédicace

Je dédie ce modeste travail A :

Ma chère maman pour ton soutien sans faille tout au long de ma vie,

tu n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi

tu représentes le symbole de la bonté par excellence, la source de  
tendresse et l'exemple de dévouement.

Mon cher père pour ta détermination ta force et ton honnêteté, Ce travail  
est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma  
formation.

Que Dieu vos protège

Mes chères sœurs : WISSAM et MARWA

Mes chers frères : YACINE, NOUR EDDINE et HAMIDOU

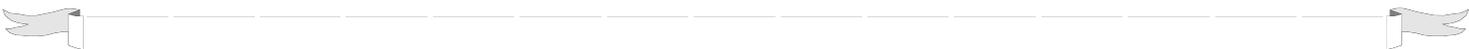
Mes neveux : WASSIM, WAEL, LOUAI, MOHAMMED.

Mes amies proches pour vos encouragements permanents, et votre soutien

Moral : AMIRA, FATIMA, HADJER, SELMA, SOUMIA, ZINEB.

Mes enseignants pour votre accompagnement tout au long de mon  
parcours universitaire et pour vos conseils précieux.

*Soumeya*



## Dédicace

### *Je dédie ce mémoire*

*A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu et encouragé au long de ma vie, vous êtes pour moi un exemple de réussite, vous avez toujours été là pour moi dans les moments difficiles je vous remercie pour tous les sacrifices que vous avez fait pour moi, tous les mots du monde ne suffirent pour vous remercie je dis juste merci d'être là et j'espère être à la hauteur de vos attentes.*

*Que dieu le tout puissant vous préserve et vous accord santé,  
Bonheur et vous protégé*

*A ma grande sœur Ouahiba spécialement, je vous remercie d'avoir toujours présente pour moi, votre soutien, votre patience avec moi pour finir ce mémoire et pour tous les autres choses. Je vous souhaite plein de bonheur et de réussite dans votre vie.*

*A ma chère sœur: Amel*

*A mes chers frères: Ahmed Fadel, Abd Elaziz*

*A mes amis avec qui j'ai vécu et partagé nos jours heureux et difficiles : Abir, Amira, Widad, Lalla, Soumia*

**Zineb**

---

# Remerciement

*Tout d'abord nous remercions Dieu le tout puissant qui, grâce à sa volonté, ce travail a été effectué.*

*Nos remerciements les plus chaleureux et affectueux vont aussi à nos chers parents, qui n'ont cessé et ne cessent de nous soutenir, de nous aider et de nous encourager à aller le plus loin possible dans nos études.*

*Et nous tenons à exprimer notre profond respect et nos sentiments de gratitude les plus sincères à notre encadreur Mr.ZITOUNI qui nous a quitté récemment (rabi yrahmo) et aussi M.BELKACEMI qui nous a aidés pour la finalisation de notre mémoire.*

*Je remercie très sincèrement Mr. SAMIR, Ingénieur à cosider , pour nous avoir partagé ses connaissances et son intérêt qui a été pour nous une grande contribution intellectuelle et aussi morale,.*

*A l'ensemble des enseignants de département génie civil et très spécialement a les enseignants de notre spécialité géotechnique.*

*A tous la famille et les amis*

*Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

**ZINEB & SOUMIA**

• Résumé	1
• Remerciement	4
• Sommaire	7
• Liste des figures	11
• Liste des tableaux	13
• Liste des symboles	16
• Introduction générale	18

## **CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE**

I.1. Introduction	20
I.2. Station et méthode d'excavation	20
I.2.1. Méthode d'excavation TOP DOWN	20
I.3. Différents types de soutènement	22
I.3.1. Les écrans de soutènement	22
I.3.2. Paroi en pieux sécants	24
I.3.2.1. Principe et réalisation de pieux sécants	24
I.3.2.2. Paroi de pieux tangents	25
I.3.3. Paroi moulée	26
I.3.3.1. Réalisation de la paroi moulée	26
I.4. Systèmes d'appuis	31
I.4.1. Tirants d'ancrages	31
I.4.1.1. Principe et réalisation des Tirants d'ancrage	31
I.4.1.2. Procédure de réalisation	32
I.4.1.3. Stabilité globale des systèmes ancrés	32
I.4.2. Butons	33
I.5. Modes de rupture des ouvrages de soutènement selon l'EUROCODE 7	34
I.5.1. Stabilité d'ensemble	34
I.5.2. Rupture rotationnelle des murs encastrés	34
I.5.3. Rupture verticale des murs encastrés	35
I.5.4. Rupture par des éléments de structure des murs de soutènement	35
I.5.5. Rupture par arrachement des ancrages	36

I.6. Les méthodes de calcul et dimensionnement d'écrans de soutènements	37
I.6.1. Les méthodes classiques	38
I.6.1.1 Théorie de Mohr Coulomb (1773)	38
I.6.1.2. Méthode de Rankine	38
I.6.1.3. Méthode de Boussinesq	39
I.6.2. Méthode du coefficient de réaction	39
I.6.2.1. Terzaghi (1936)	39
I.6.2.2. Rowe (1955)	40
I.6.3. Méthode des éléments finis	40
I.6.4. Méthodes empiriques et semi-empiriques	41
I.6.5. Méthodes de calcul de l'état limite ultime	41
I.7. Conclusion	41

## **CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET**

II.1. Introduction	43
II.2. Présentation de l'extension El Harrach – Aéroport Houari Boumediene	43
II.3. Présentation de la station de l'Aéroport International Houari Boumediene	44
II.4. Conclusion	48

## **CHAPITRE III : RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES**

III.1. Introduction	50
III.2. Compagnes de prospection	50
III.3. Géologie du site	52
III.4. Hydrogéologie du site	53
III.5. Prospection géotechnique	55
III.5.1. Les essais in-situ	57
III.5.1.1. L'essai pressiométrique (PMT)	57
III.5.1.2. Essais de pénétration standard (SPT)	58
III.5.2 Essais de laboratoire	59
III.5.2.1. Caractéristiques physiques	59
III.5.2.2. Classification du sol	61
III.5.2.3. Caractéristiques mécaniques	64
III.5.2.3.1. Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande	64
III.5.2.3.2. Essai de cisaillement triaxial	64

III.5.2.3.3. Essai de compressibilité à l'œdomètre	65
III.5.3. Analyse chimique	66
III.6. Poids volumiques	67
III.7. Conclusion	69

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULEES

IV.1. Introduction	71
IV.2. Présentation du logiciel GEO 5	71
IV.3. Les caractéristiques du terrain	71
IV.3.1. La coupe géologique du terrain	71
IV.3.2. La nappe phréatique	72
IV.3.3. Les caractéristiques géotechniques	72
IV.4. Les caractéristiques du soutènement	72
IV.4.1. Les caractéristiques des parois moulées	72
IV.4.2. Les caractéristiques du buttons	73
IV.4.3. Les caractéristiques de la surcharge	73
IV.4.4. Les Normes et matériaux utilisées	73
IV.5. Modélisation parois moulées	73
IV.5.1. Détermination de la fiche D de la paroi sans support horizontal	73
IV.5.2. Détermination de la fiche D correspondant à la paroi avec buttons	74
IV.5.2.1. La vérification de la stabilité du soutènement par paroi moulée	74
IV.5.2.2. Vérification de stabilité au glissement	77
IV.5.2.3. Résumé des résultats	78
IV.6. Proposition 1	79
IV.6.1. Vérification de stabilité au glissement	81
IV.6.2. Résumé des résultats	82
IV.7. Proposition 2	83
IV.7.1. Vérification de stabilité au glissement	85
IV.7.2. Résumé des résultats	86
IV.8. Proposition 3	87
IV.8.1. Vérification de stabilité au glissement	95
IV.8.2. Résumé des résultats	96

IV.9. Conclusion	96
------------------	----

## CHAPITRE V : MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX

V.1. Introduction	98
V.2. Vérification de la stabilité du soutènement en pieux jointifs	98
V.2.1. Les caractéristiques des pieux jointifs	98
V.2.2. Caractéristiques du boutons et niveaux d'excavation	98
V.2.3. Les caractéristiques de la surcharge	99
V.2.4. Vérification de stabilité au glissement	101
V.2.5. Résumé des résultats	102
V.3. Proposition 1	103
V.3.1. Les caractéristiques des pieux sécants	103
V.3.2. Vérification de stabilité au glissement	105
V.3.3. Résumés des résultats	106
V.4. Proposition 2	107
V.4.1. Vérification de stabilité au glissement	109
V.4.2. Résumé des résultats	110
V.5. Proposition 3	111
V.5.1. Caractéristiques des Buttons	111
V.5.2. Vérification de stabilité au glissement	113
V.5.3. Résumé des résultats	114
V.6. Proposition 4	115
V.6.1. Vérification de stabilité au glissement	121
V.6.2. Résumés des résultats	122
V.7. Conclusion	123
• Conclusion générale	126
• Référence bibliographique	128
• Annexes	130

**INTRODUCTION**

**GENERALE**

# CHAPITRE I

## SYNTHESE

## BIBLIOGRAPHIQUE

# CHAPITRE II

## PRESENTATION DE PROJET

**CHAPITRE III**

**RECONNAISSANCES**

**GEOTECHNIQUES**

# CHAPITRE IV

MODELISATION DES

PAROIS MOULEES

# CHAPITRE V

MODELISATION DES

PAROIS EN PIEUX

**CONCLUSION**

**GENERALE**

**REFERENCES**

**BIBLIOGRAPHIQUES**

# ANNEXE A

## INTRODUCTION GENERALE

Les ouvrages souterrains en général posent beaucoup des problèmes géotechniques complexes tel que l'interaction sol/structure et la stabilité d'ouvrage, Ils ont besoin d'une étude de terrain particulière et prend en considération toutes les caractéristiques du terrain et de l'ouvrage lui-même. Dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude, notre travail s'intéresse à la modélisation numérique et l'analyse du comportement des écrans de soutènement en utilisant le logiciel Géo5.

Le but étant de proposer une alternative pour soutenir l'excavation de la station de métro « Aéroport international d'Alger » présentant une profondeur de 28 m, et de comparer la méthode réalisée sur site avec les propositions que nous avons fondé à partir de plusieurs variantes afin de sélectionner le soutènement provisoire le plus adéquat. Le choix de soutènement reposera essentiellement sur l'aspect technique (stabilité/sécurité) et l'économique.

Pour cela, nous avons organisé notre travail sur plusieurs chapitres qui sont :

- Le premier chapitre représente la partie théorique, les différents écrans de soutènement, modes de rupture d'un écran de soutènement ainsi les méthodes de dimensionnements.
- Le deuxième chapitre évoque une présentation du projet de la station étudié.
- Le troisième chapitre compte une reconnaissance géotechnique et hydrogéologique pour déterminer un profil géotechnique du terrain retenu dans les calculs.
- Le quatrième chapitre démontre la modélisation de la paroi moulée par le logiciel Géo5
- Le cinquième chapitre démontre la modélisation de la paroi en pieux par le logiciel Géo5.

Pour conclure notre travail, Nous avons fait une comparaison entre les résultats obtenus pour choisir la meilleure solution pour le soutènement provisoire de corps de la station de métro d'aéroport internationale d'Alger.

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau I.1 : Différents types d'écrans de soutènement	23
Tableau III.1 : Les sondages Carottés réalisés dans la zone de station	51
Tableau III.2: Résumé des profondeurs des facies existantes	52
Tableau III.3 : Résultats enregistré des piézomètres à tuyau ouvert	53
Tableau III.4 : Résumé des essais in-situ et de laboratoire réalisés dans plusieurs études	56
Tableau III.5 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques [2]	57
Tableau III.6 : Résultats des essais pressiométriques du Sondage S47 phase APD	Annexe
Tableau III.7 : Résultats des essais pressiométriques du Sondage SP59 phase CPC	Annexe
Tableau III.8 : Résultats des essais pressiométriques du Sondage SP60 phase CPC	Annexe
Tableau III.9 : Résultats des essais pressiométriques du Sondage SP61 phase CPC	Annexe
Tableau III.10 : Résultats des essais pressiométriques du Sondage SP62 phase CPC	Annexe
Tableau III.11 : résultats d'essai pénétromètre standard des sondages S46 et S47 dans la phase APD	Annexe
Tableau III.12 : Résultats d'essai pénétromètre standard des sondages SC85 et SC86 dans la phase CPC	Annexe
Tableau III.13 : Résultats d'essai pénétromètre standard des sondages SC87 et SC88 dans La phase CPC	Annexe
Tableau III.14: La densité des sables en fonction de nombre de coups $N_{spt}$ [2]	58
Tableau III.15 : Les paramètres physiques du sol étudié dans la phase APD	59
Tableau III.16 : Les paramètres physiques du sol étudié dans la phase CPC	60
Tableau III.17: Résultat de l'analyse granulométrique S46	61
Tableau III.18 : Résultats d'analyse granulométrique S47	61
Tableau III.19 : Résultats d'analyse granulométrique SC85	62
Tableau III.20 : Résultats d'analyse granulométrique SC86	62
Tableau III.21 : Résultats d'analyse granulométrique SC87	63
Tableau III.22 : Résultats d'analyse granulométrique SC88	63
Tableau III.23 : Résultats d'analyse granulométrique SC89	64
Tableau III.24 : Résultats des essais de cisaillement au triaxial CU	65
Tableau III.25 : Résultats d'essai de compressibilité à l'œdomètre	65
Tableau III.26 : Classification du sol selon $C_c$ [2]	66
Tableau III.27 : Résultats d'analyse chimique	66

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau III.28 : Classification des sols selon la teneur en carbonate de calcium CaCo	67
Tableau III.29: Résumé des caractéristiques physiques et mécaniques du profil étudié	68
Tableau IV.1 : Caractéristiques géotechniques du terrain	72
Tableau IV.2 : Les caractéristiques des parois moulées	72
Tableau IV.3 : Les caractéristiques des buttons	73
Tableau IV.4 : Caractéristique de la surcharge	73
Tableau IV.5 : Profondeurs d'excavation et position des buttons	75
Tableau IV. 6 : Résultats des efforts internes max et déplacements max	76
Tableau IV.7 : Les réactions des buttons (station d'aéroport)	77
Tableau IV.8 : Les niveaux d'excavation et position des buttons (proposition 1)	79
Tableau IV.9 : Les caractéristiques des buttons (proposition 1)	79
Tableau IV.10 : Résultats des efforts internes max et déplacement max dans la proposition 1	80
Tableau IV.11 : Les réactions des buttons (proposition 1)	81
Tableau IV.12 : Les caractéristiques des buttons (proposition 2)	83
Tableau IV.13 : Résultats des efforts internes max et déplacement max dans la proposition 2	84
Tableau IV.14 : Réactions dans les buttons (proposition 2)	85
Tableau IV.15 : Les caractéristiques des tirants existants	87
Tableau IV.16 : Les caractéristiques des tirants d'ancrages	88
Tableau IV.17 : Résultats des efforts internes et déplacement max dans la proposition 3	89
Tableau IV.18 : Force d'ancrage et déplacement des tirants (phase 2, proposition 3)	90
Tableau IV.19 : Force d'ancrage et déplacement des tirants (phase 3, proposition 3)...	90
Tableau IV.20 : Force d'ancrage et déplacement des tirants (phase 4, proposition 3)...	90
Tableau IV.21 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 5, proposition 3)	91
Tableau IV.22 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 6, proposition 3)	91
Tableau IV.23 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 7, proposition 3)	91
Tableau IV.24 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 8, proposition 3)	92
Tableau IV.25 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 9, proposition 3)	92
Tableau IV.26 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 10, proposition 3)	93

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau IV.27 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 11, proposition 3)	93
Tableau IV.28 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 12, proposition 3)	94
Tableau IV.29 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 13, proposition 3)	94
Tableau IV.30 : Les déplacements maximaux de chaque solution	96
Tableau V.1: Caractéristiques des pieux jointifs	98
Tableau V.2 : Caractéristiques du buttons	98
Tableau V.3: Profondeurs d'excavation et position des buttons	99
Tableau V.4 : Caractéristique de la surcharge	99
Tableau V.5 Résultats des efforts internes et déplacement max de la paroi pieux jointifs	100
Tableau V.6 : Réactions des buttons dans solution de station d'aéroport	101
Tableau V.7: Les caractéristiques des pieux sécants	103
Tableau V.8 : Résultats des efforts internes max et déplacement max dans la proposition 1	104
Tableau V.9 : Les réactions des buttons (proposition 1)	105
Tableau V.10 : Les niveaux d'excavation et position des buttons (proposition 2)	107
Tableau V.11 : Résultats des efforts internes max et déplacement max (proposition 2)	108
Tableau V.12 : Réactions des buttons (proposition2)	109
Tableau V.13 : Caractéristiques des buttons (proposition 3)	111
Tableau V.14 : Résultats des efforts internes max et déplacement max (proposition 3)	112
Tableau V.15: Réactions dans les buttons (proposition 3)	113
Tableau V.16 : Caractéristiques des tirants d'ancrages	115
Tableau V.17 : Résultats des efforts internes et déplacement max (proposition 4)	116
Tableau V.18 : Force d'ancrage et déplacements des tirants (phase 2, proposition 4)	117
Tableau V.19 : Force d'ancrage et déplacements des tirants (phase 3, proposition 4)	117
Tableau V.20 : Force d'ancrage et déplacements des tirants (phase 4, proposition 4)	117
Tableau V.21 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 5, proposition 4)	118
Tableau V.22 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 6, proposition 4)	118
Tableau V.23 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 7, proposition 4)	118
Tableau V.24 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 8, proposition 4)	119
Tableau V.25 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 9, proposition 4)	119

## **LISTE DES TABLEAUX**

---

Tableau V.26 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 10, proposition 4)	119
Tableau V.27 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 11, proposition 4)	120
Tableau V.28 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 12, proposition 4)	120
Tableau V.29 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 9, proposition 4)	121
Tableau V.30 : Les déplacements maximaux de chaque solution	123
Tableau V.31 : Les résultats de modélisation obtenus pour les deux types de parois	124

## LISTE DES FIGURES

---

Figure I.1 : Méthode d'excavation top down	21
Figure I.2 : Paroi de pieux sécants	24
Figure I.3 : Méthodologie des pieux jointifs et pieux sécants	25
Figure I.4 : Soutènement d'une excavation avec une paroi moulée ancrée	26
Figure I.5 : Photos de murettes-guide dans la station aéroport	27
Figure I.6 : La benne preneuse à câble	27
Figure I.7 : Excavation par l'hydrofraise dans la station d'aéroport	28
Figure I.8 : Mise en place de la cage d'armature dans la station d'aéroport	29
Figure I.9 : Bétonnage des panneaux de paroi dans la station d'aéroport	30
Figure I.10 : Eclatement et soulèvement des blocs des bétons dans la station d'aéroport	30
Figure I.11: Schéma d'un tirant d'ancrage.	31
Figure I.12 : Exécution des tirants d'ancrages	32
Figure I.13 : Système d'ancrage a plusieurs niveaux typiques montrant des plans de défaillance potentielle [4].	33
Figure I.14 : Boutonnage dans la station d'aéroport	33
Figure I.15: Mode de rupture pour la stabilité d'ensemble des ouvrages de soutènement	34
Figure I.16 : Ruptures rotationnelles des murs encastrés	35
Figure I.17 : Rupture verticale des murs encastrés	35
Figure I.18 : Rupture par des éléments de structure des murs de soutènement	36
Figure I.19 : Rupture par arrachement des ancrages	36
Figure II.1 : Extensions du Métro d'Alger (lot 1)El Harrach Centre– Aéroport International d'Alger	45
Figure II.2 : Vue de la zone d'implantation de la station d'aéroport (Google earth , 2020)	46
Figure II.3 : Soutènement du corps de station	47
Figure III.1 : Emplacement des sondages dans la station aéroport	51
Figure III.2 : Lectures du piézomètre à corde vibrante SC88	55
Figure III.3 : Schéma représentant les principales couches qui forme le terrain	69
Figure IV.1 : Schéma présentant la fiche correspondante et les efforts internes de la paroi sans boutons	73
Figure IV.2: Schéma présentant la fiche correspondante et les moments, efforts internes de la paroi avec boutons	74

## LISTE DES FIGURES

---

Figure IV.3 : Position des boutons dans la station	75
Figure IV.4 : Schéma présente le cercle de glissement (station aéroport)	78
Figure IV.5: Les positions des boutons (proposition 1)	79
Figure IV.6 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 1)	82
Figure IV.7 : Les positions des boutons (proposition 2)	83
Figure IV.8: Schéma présente le cercle de glissement (proposition 2)	86
Figure IV.9 : Positions des tirants (proposition 3)	88
Figure IV.10 : Schéma représente le déplacement et les pressions agissants sur la paroi (Proposition 3)	95
Figure IV.11 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 3)	95
Figure V.1 : Dimensions de la paroi en pieux jointifs	99
Figure V.2: Positionnement des boutons solution de la station d'aéroport	100
Figure V.3 : Schéma présente le cercle de glissement (solution de station aéroport)	102
Figure V.4 : Dimensions de la paroi en pieux sécants	103
Figure V.5 : Positionnement des boutons (proposition 1)	103
Figure V.6 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 1)	106
Figure V.7 : Positionnement des boutons (proposition 2)	107
Figure V.8 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 2)	110
Figure V.9 : Positions des boutons (proposition 3)	111
Figure V.10 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 3)	114
Figure V.11 : Positions des tirants (proposition 4)	115
Figure V.12 : Schéma représente le déplacement et les pressions agissants sur la paroi (proposition 4)	121
Figure V.13 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 4)	122

# CHAPITRE I

## SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

### I.1. Introduction

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre, il existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques .les deux grandes familles d'ouvrages de soutènement sont les murs et les écrans. Tous ces ouvrages ont en commun la poussée exercée par le massif de sol ou de roche retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrage

Notre étude précise le soutènement d'une station de métro, qui ont utilisant les écrans de soutènement.

### I.2. Station et méthode d'excavation

Une station de métro est un point d'arrêt défini sur un réseau métropolitain permettant la descente et l'accès des voyageurs à une rame de métro. Elle peut être souterraine ou aérienne, parfois située au niveau de la chaussée. C'est l'équivalent d'une gare ferroviaire.

Chaque station est localisée dans l'endroit le plus pertinent en tenant compte des plusieurs aspects tel que : tracé, demande de transport, état actuel d'infrastructure, largeur des routes existantes, déviation de trafic routier pendant les travaux, emplacement des accès et dimension de station.

Pour ne pas occasionner des retards des travaux, l'interférence des creusements au tunnelier dans les espaces des stations a suscité notre attention car ces zones peuvent présenter des aléas relatifs aux délais de réalisation.

Ainsi, la réflexion s'est orientée vers le changement de la méthode d'exécution du génie civil des stations par une méthode inédite dite TOP-DOWN, permettant ainsi au tunnelier de creuser dans les espaces des stations sans aucune entrave ou problème d'enchaînement des taches.

#### I.2.1. Méthode d'excavation TOP DOWN

Cette méthode consiste à entamer les travaux de la structure depuis la surface, ensuite passer en sous œuvre (Dalles et parois) jusqu'au radier pour enfin exécuter les travaux finaux (quais, escaliers et réservations) sans tenir compte du passage du tunnelier.

Cette technique nécessite peu de temps de construction. Un autre avantage est que la zone de construction est plus sûre puisque les dalles sont plus résistantes que les jambes de force [1].

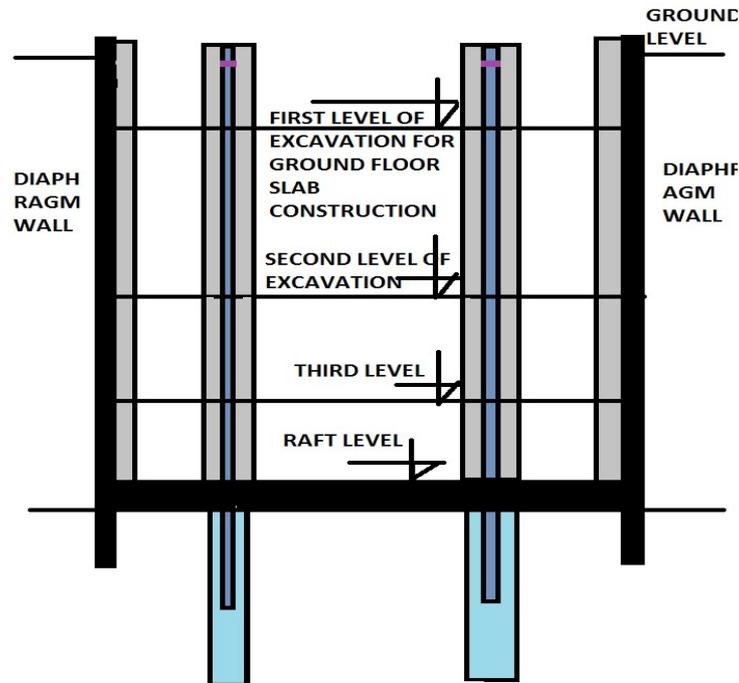


Figure I.1 : Méthode d'excavation top down

Le choix de la méthode TOP-DOWN intervient après avoir constaté que le passage du Tunnelier dans les stations, provoquerait des prolongements de délais de réalisation de celles-ci.

Avec la méthode ordinaire, initialement prévu (à ciel ouvert), la réalisation de la structure ne pourrait être entamée qu'une fois les terrassements sont achevés mais surtout, qu'après le passage du tunnelier.

L'interruption des travaux après terrassement, et le temps que le tunnelier passe dans chaque station pour enfin démarrer le génie civil de celles-ci pourrait être considérable, en dépit des délais contractuels mais surtout de la stabilité des soutènements mis en place, à savoir les tirants d'ancrage qui peuvent relâcher, puisque leur efficacité est limitée dans le temps, à deux ans seulement.

### I.3. Différents types de soutènement

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses. Ils se distinguent principalement par :

- Leur morphologie.
- Leur mode de fonctionnement.
- Les matériaux qui les constituent.
- Leur mode d'exécution.
- Leur domaine d'emploi privilégié (urbain, montagneux, aquatique).

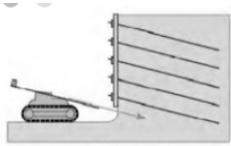
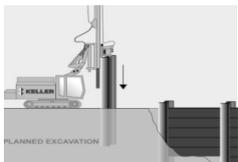
Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Ainsi si l'en excepte les techniques de soutènement de type terre armée ou paroi ancrées, on peut classer les ouvrages de soutènements en deux catégories qui sont les ouvrages rigides et les ouvrages souples.[2]

#### I.3.1. Écrans de soutènement

La notion « d'écran de soutènement » couvre l'ensemble des structures servant à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide d'éléments de matériaux résistants à la poussée des terres. Dans la définition de l'Eurocode (EC 7-1, 2004), un « ouvrage de soutènement » retient des terrains (sols, roches ou remblais) et/ou de l'eau. . Le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est « maintenu à une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent ». Les trois types d'ouvrages couverts par la norme sont les murs-poids, les rideaux et les ouvrages de soutènement composites.

Le tableau I.1 présente les différents types d'écrans soutènements en général et leurs utilisations

Tableau I.1 : Différents types d'écrans de soutènement

Système de soutènement	Domaine d'emploi	Avantages	Inconvénients
<p><b>Palplanches</b></p> 	Ouvrage de soutènement (mur de quai, soutien de rives et protection de berges), ouvrage d'étanchement (batardeau).	Cout modéré, facilité d'installation, Une option durable faite d'acier recyclé.	Mal adaptée a un environnement sensible, Discontinu, force faible, profondeur limitée.
<p><b>parois clouées</b></p> 	Ouvrage exclusivement en déblai, employée pour le renforcement d'ouvrages existants.	Rapidité d'exécution, Le système de clouage est très bien adapté aux sites délicats.	Limité aux sites sans présence de nappe phréatique. non applicable pour les sols sans cohésion a court terme ( pour assurer le frottement des clous).
<p><b>parois berlinoises</b></p> 	Pour la retenue des t terres (pas étanche 'paroi perméable	Technique moins couteuse, Rapidité d'installation.	n'est pas indiquée à proximité de constructions sensibles aux vibrations, sans nappe d'eau sur la hauteur de l'excavation..
<p><b>Jet Grouting</b></p> 	Pour les terrains meubles pas ou difficilement injectables, colonnes de fondation de bâtiments ou des structures de génie civil.	grande flexibilité dans la réalisation de configurations structurelles aussi complexes.	risque de blocage des rejets, applicable pour les terrains meuble et les alluvions grossières.

Nous devons présente en plus des détails les écrans de soutènements étudier dans notre mémoire et leurs principes de réalisation ainsi les systèmes d'appui adopté.

### I.3.2. Paroi en pieux sécants

Une paroi de pieux sécants se compose des pieux alignés avec un entraxe inférieur à leur diamètre pour former une paroi structurale. Ces parois de pieux sécants ont la capacité également de limiter les venues d'eau. La conception peut incorporer une cage d'armatures ou des profilés pour le renforcement, et des tirants ou des butons peuvent créer des appuis de retenue intermédiaires, si besoin.



Figure I.2 : Paroi de pieux sécants.

#### I.3.2.1. Principe et réalisation de pieux sécants

Les pieux primaires constitutifs ne reçoivent généralement pas d'armatures puisqu'ils sont remordus par les pieux secondaires, qui eux sont renforcés. Ce renforcement peut être assuré par l'installation de cages d'armatures ou de profilés en acier.

Les parois en pieux sécants sont généralement conçues avec des appuis intermédiaires constitués par des niveaux d'ancrage ou des butons. Dans ce cas, les parois sont appuyées sur un support pour répartir les charges. Ce support peut être constituée d'une poutre en béton armé ou en utilisant des profilés en acier à fixer sur les pieux et les tirants.

L'exécution se déroule en plusieurs étapes :

- Première étape : une première série de pieux primaires non armés constitués de béton à durcissement retardé 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 avant le durcissement complet suivant la séquence 2 – 4 – 6 – 8 – 10 – 12 – ... ces pieux sont armés sur le pourtour et les armatures sont plus denses au droit de l'intersection.

Les pieux sécants Peuvent être construits dans une grande variété de conditions de sol et transporter des charges élevées provenant des structures environnantes, et d'autre part La profondeur des pieux est limitée par la résistance à l'enfoncement et au retrait du tube de guidage et il est difficile d'assurer l'étanchéité en cas de non-séquence de deux pieux. [3]

### I.3.2.2. Paroi de pieux jointifs

Une paroi de pieux jointifs est un écran de soutènement qui retient la terre. Le mur se compose de pieux en béton (sans chevauchement). Ce type de paroi constitué de « Pieux forés tubés » peut aussi revêtir une fonction portante, elle provoque des infiltrations d'eau a cause de mauvais alignement.

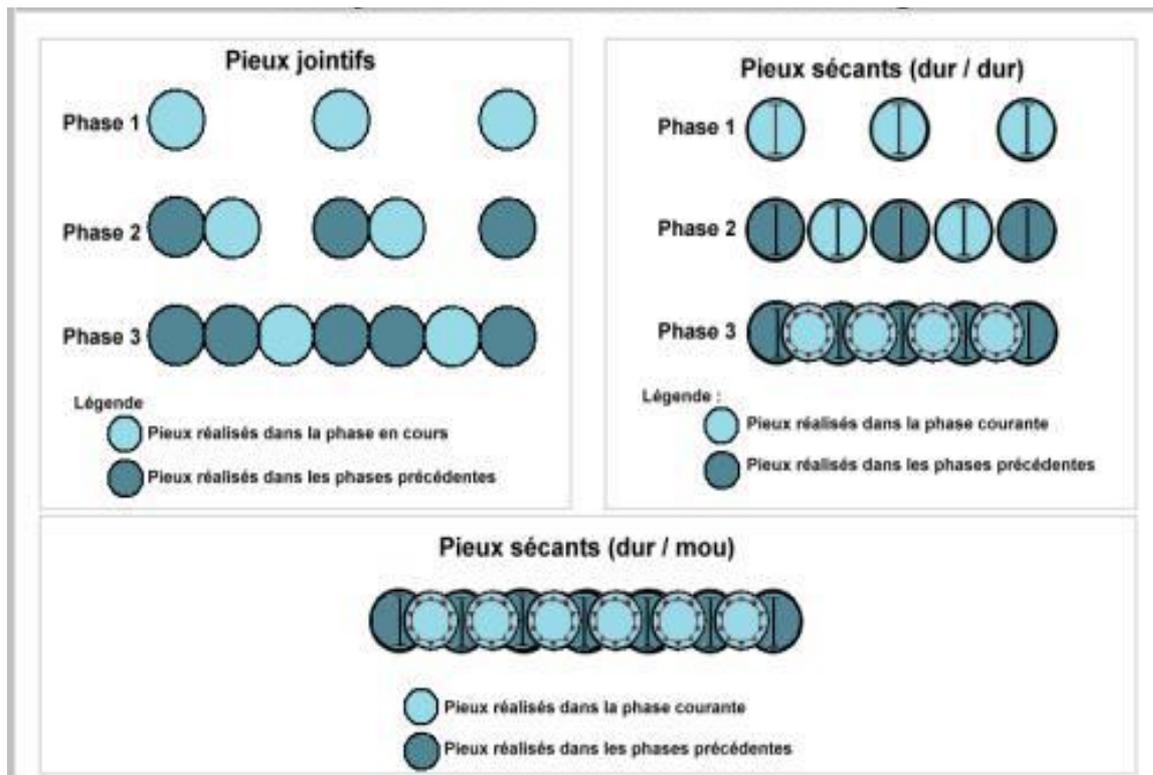


Figure I.3 : Méthodologie des pieux jointifs et pieux sécants.

### I.3.3. Paroi moulée

La paroi en panneau est un écran de soutènement souple formé de la juxtaposition des panneaux verticaux, plan ou courbés, généralement en béton armé ou non armé,

La technique de la paroi moulée est largement utilisée dans les milieux urbains, elle permet d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 100 mètres. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation où les déformations liées aux interactions sol-structure doivent être soigneusement analysées, afin de s'assurer que les déplacements horizontaux et verticaux du sol ne risquent pas d'endommager les constructions existant à proximité. [2]

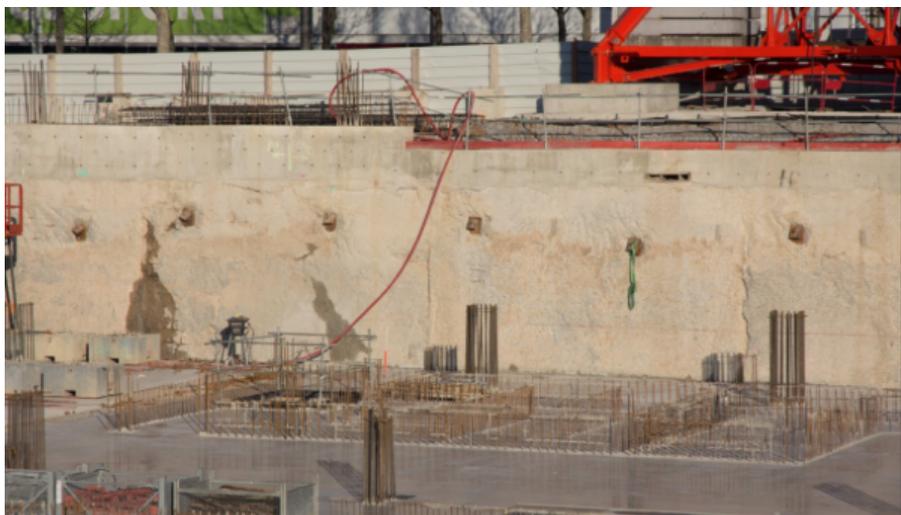


Figure I.4 : Soutènement d'une excavation avec une paroi moulée ancrée.

La technique de la paroi moulée peut être utilisée dans pratiquement tous les terrains et par leur grande inertie, sont également particulièrement bien adaptées en site urbain. L'excavation est réalisée à la benne preneuse dans les sols meubles et avec une hydrofraise dans les sols raides ou rocheux. En présence d'une nappe phréatique, la paroi moulée permet de réaliser de grandes enceintes étanches à l'intérieur desquelles peuvent être effectués des travaux de génie civil.

#### I.3.3.1. Réalisation de la paroi moulée

##### a. Exécution d'une murette guide

Les premiers ouvrages exécutés sont les murettes guide qui sont bien sûr espacées de l'épaisseur de l'écran à réaliser et ce sont des ouvrages provisoires.

Les murettes-guides permettent :

- L'implantation des parois,
- matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé,
- guider l'outil de forage,
- caler les cages d'armatures.
- -La stabilité du terrain en tête soumis au battement de la boue,



Figure I.5 : Photos de murettes-guide dans la station aéroport

### b. Excavation des panneaux

La paroi est réalisée par panneaux unitaires creusés soit par une benne suspendue à un câble ou coulissant le long d'un mât. La benne coupe avec ses mâchoires des tranches de terrain en descendant entre les deux murets-guides, sur une largeur correspondant à la largeur des mâchoires ouvertes de la benne.

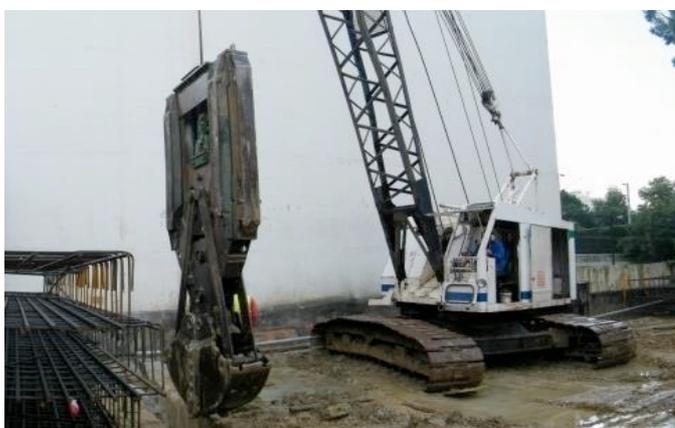


Figure I.6 : La benne preneuse à câble

Soit l'excavation par l'hydrofraise, Celle-ci désagrège et aspire le sol en place mélangé à la boue bentonitique et remonte le mélange en surface pour le tamiser et réincorporer la boue aspirée dans l'excavation.



Figure I.7 : Excavation par l'hydrofraise dans la station d'aéroport

#### **c. 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. Cette boue se compose habituellement d'une suspension de bentonite (argile) dans l'eau. Elle possède des propriétés (et notamment la thixotropie)

Au cours de la perforation, la boue se charge de sédiments et perd en partie ses propriétés. Elle peut être partiellement réutilisée après un traitement mécanique de dessablage et de désilage (recyclage).

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.

#### **d. 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 métallique



Figure I.8 : Mise en place de la cage d'armature dans la station d'aéroport

#### e. Joints entre panneaux

Le joint entre panneaux est une pièce nécessaire pour assurer la continuité de la paroi, il s'agit à cet endroit de garantir le bon alignement ainsi que le contact béton/béton des deux panneaux adjacents. dans le cas des forages de type « primaire/secondaire », les panneaux sont jointés par des tubes ou des palplanches ordinaires. Le décoffrage se faisant par des extracteurs 3 h après le bétonnage avant excavation du panneau adjacent.

#### f. 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. On remplit la tranchée par le fond ( sous la bentonite qui se liquéfie et remonte, puisqu'elle est moins dense que le béton ) à une vitesse minimale de 3 m/h . Pendant le bétonnage, on pompe la bentonite que l'on recycle et stocke dans les silos de centrale à boue.



Figure I.9 : Bétonnage des panneaux de paroi dans la station d'aéroport

### g. Recépage

L'opération de recépage consiste à purger le béton de médiocre qualité qui remonte au fur et à mesure du bétonnage et se retrouve en tête de panneau. Cette partie peut être enlever :

- soit par pompage de la boue de forage contenant les débris de sol,
- soit au marteau piqueur ce qui est fastidieux,
- soit par éclatement et soulèvement du bloc béton entier.



Figure I.10 : Eclatement et soulèvement des blocs des bétons dans la station d'aéroport

## I.4. Systèmes d'appuis

### I.4.1. Tirants d'ancrages

Un tirant d'ancrage est un dispositif d'armatures en acier de précontrainte à haute résistance transmettent les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistant en prenant appui sur la structure à ancrer. Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans, permanent dans l'autre cas .

Un tirant se compose :

- D'une tête d'ancrage, qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer Par l'intermédiaire d'un système d'appui.
- D'une partie libre, qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.
- D'une partie scellée, qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis, de scellement .

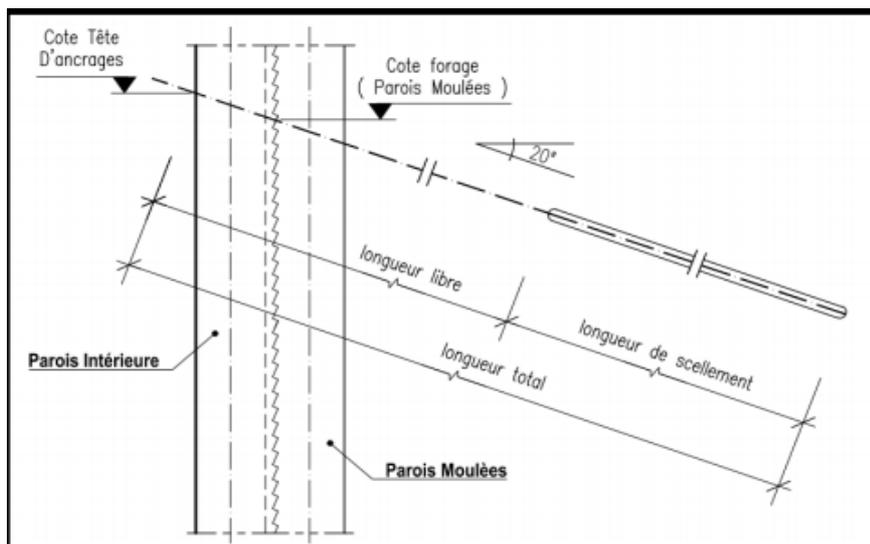


Figure I.11: Schéma d'un tirant d'ancrage.

#### I.4.1.1. Principe et réalisation des Tirants d'ancrage

Un tirant peut être 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.

- **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.4.1.2. Procédure de réalisation

- 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). 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.
- Mise en place de l'armature (barre, torons,...), sur une longueur de scellement et une partie libre éventuelle, définie selon le concept
- Retrait progressif du tube de protection externe et injection d'un coulis de ciment (coulis de scellement) sous pression : exécution du bulbe d'ancrage
- Tirant d'ancrage achevé - scellement sur toute la longueur de l'armature (clou ou ancrage passif)
- 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.12 : Exécution des tirants d'ancrages.

#### I.4.1.3. Stabilité globale des systèmes ancrés

Même si les pressions des systèmes de retenue et les critères de conception des ancrages sont appropriés et peuvent être satisfait, un système de support d'excavation ou une structure de retenue soutenue par des tirants d'ancrage peut échouer si le bloc entier englobant tous les éléments de la paroi n'est pas stable, la stabilité globale du système d'ancrage est vérifiée en analysant la stabilité du bloc de terre située entre le mur et le point médian de l'encrage.

La stabilité de chaque niveau du système d’ancrage doit être vérifiée en commençant par l’ancrage supérieure à chaque niveau, la force d’ancrage requise est la somme de toutes les forces d’ancrage au-dessus du plan de rupture inférieur correspondant, trois cas typiques possible pour l’emplacement des ancrages par rapport au mur de soutènement sont présents dans la figure.

Les plans de rupture nécessitant une analyse de la stabilité sont indiqués dans chaque cas.[4]

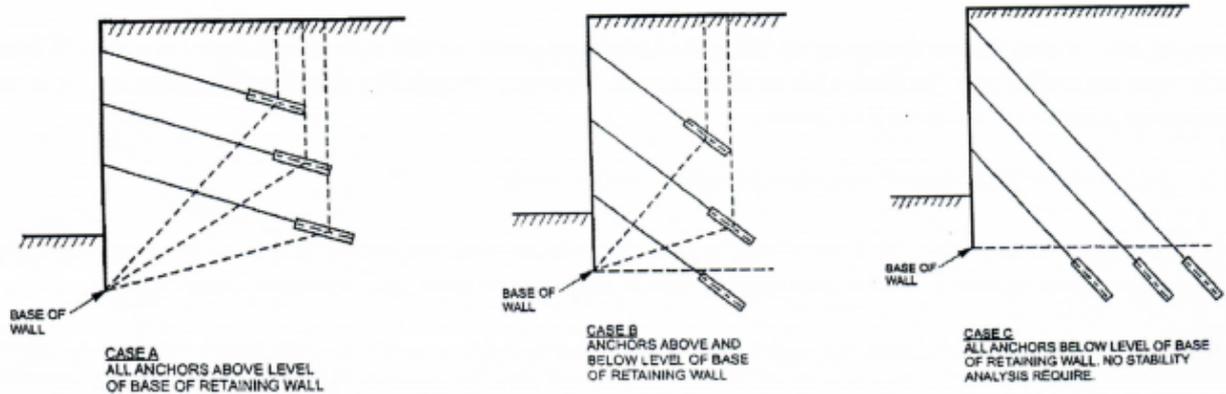


Figure I.13 : Système d’ancrage a plusieurs niveaux typiques montrant des plans de défaillance potentielle [4].

**I.4.2. Butons**

Ce sont des éléments tubulaires permettant de conserver un écart fixe entre deux structures verticales ou supportant le poids d'une structure horizontale.



Figure I.14 : Butonnage dans la station d’aéroport

Le butonnage est constitué de profils métalliques mis en place au fur et à mesure de la progression de l'excavation, il est généralement provisoire permet le maintien de la fouille avant que la structure définitive ne soit construite. Cette construction s'effectue alors en élévation depuis le fond de l'excavation une fois ce dernier complétement réalisé, les boutons sont enlevés au fur et à mesure de l'édification de la construction.

Un butonnage peut également être définitif dans le cas de voirie enterrée réalisées en béton armé permettent d'appuyer l'un à l'autre les deux écrans de soutènement qui se font face.[5]

## I.5. Modes de rupture des ouvrages de soutènement selon l'EUROCODE 7

### I.5.1. Stabilité d'ensemble

Les principes de la section 9 doivent être appliqués de façon appropriée afin de démontrer qu'il ne se produira pas d'instabilité d'ensemble et que les déformations correspondantes sont suffisamment petites.[6]

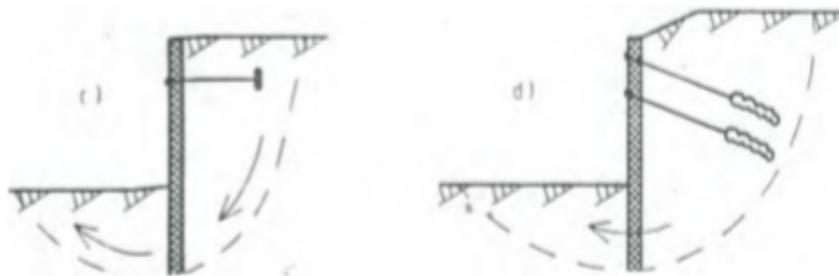


Figure I.15: Mode de rupture pour la stabilité d'ensemble des ouvrages de soutènement

### I.5.2. Rupture rotationnelle des murs encastrés

Il doit être démontré par des calculs d'équilibre que les murs (parois et rideaux) doivent être encastrés suffisamment dans le sol pour éviter une rupture rotationnelle.

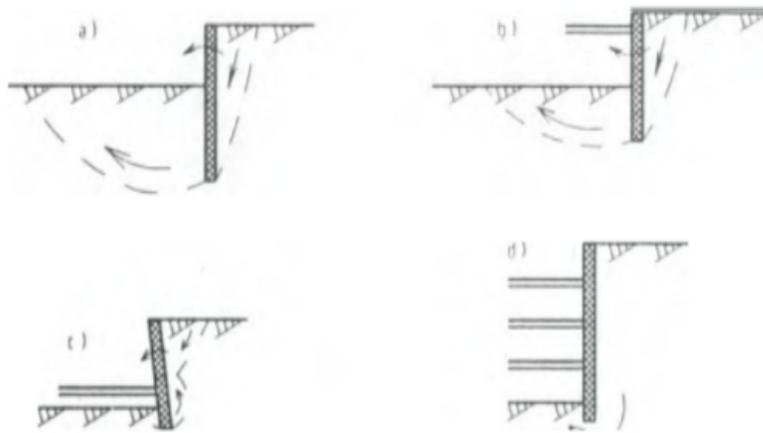


Figure I.16 : Ruptures rotationnelles des murs encastrés

### I.5.3. Rupture verticale des murs encastrés

Il doit être démontré que l'équilibre vertical peut être obtenu en utilisant les résistances au cisaillement de calcul des sols et les forces de calcul verticales exercées sur le mur.

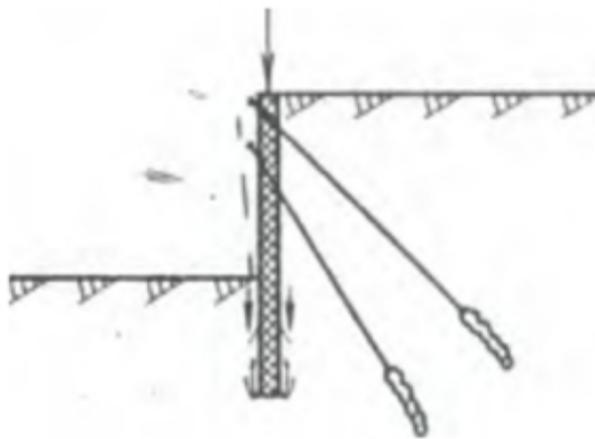


Figure I.17 : Rupture verticale des murs encastrés

### I.5.4. Rupture par des éléments de structure des murs de soutènement

Les ouvrages de soutènement et leurs éléments de structure porteur tels que les ancrages et les butons doivent être vérifiés vis-à-vis de la rupture des éléments de structure. Il doit être démontré que l'équilibre peut être atteint sans excéder les résistances de calcul du mur et des éléments de

structure porteurs tels que les butons et les ancrages.

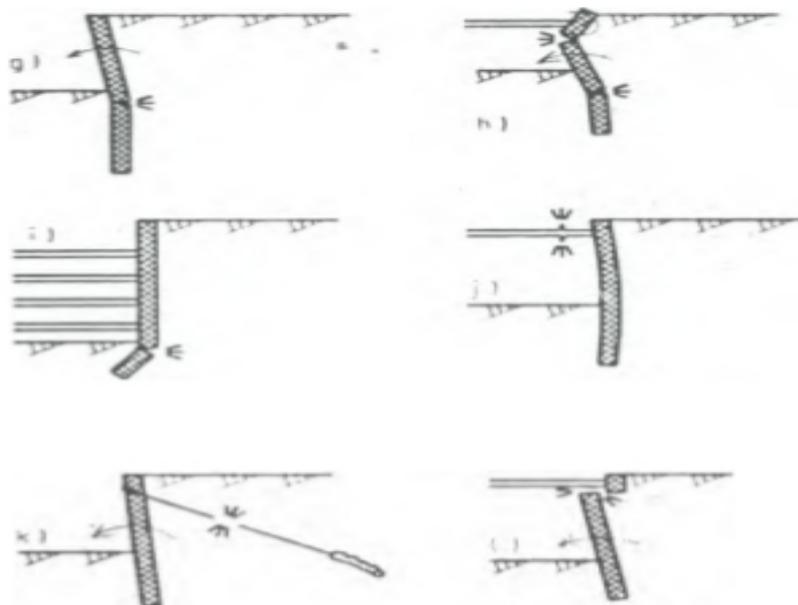


Figure I.18 : Rupture par des éléments de structure des murs de soutènement

### I.5.5. Rupture par arrachement des ancrages

Il doit être démontré que l'équilibre peut être obtenu sans rupture par arrachement des ancrages.

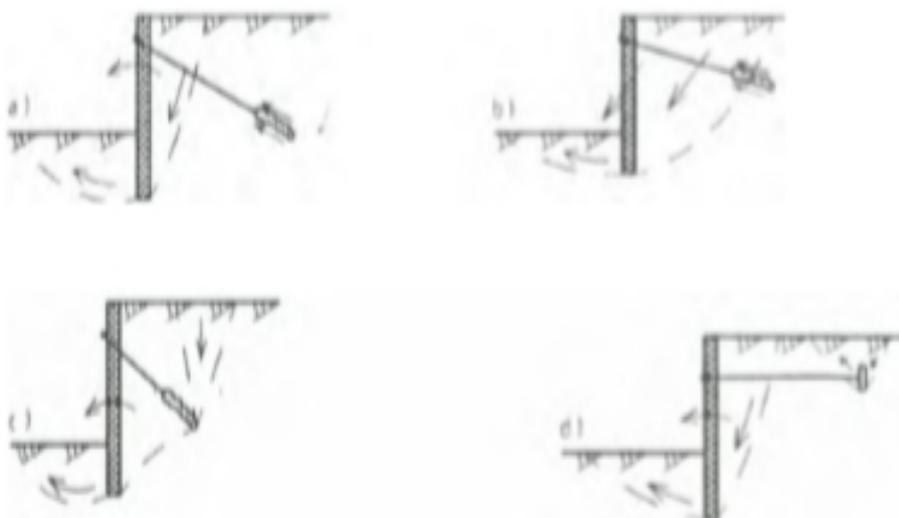


Figure I.19 : Rupture par arrachement des ancrages

## I.6. Méthodes de calcul et dimensionnement d'écrans de soutènements

Les modèles de calcul cités par exemple par l'Eurocode 7-1 (2004) sont les modèles analytiques, semi-empiriques ou Numériques. S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite Particulier, on peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle. Le choix de la méthode reste alors assez libre. On distingue cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement :

- Les méthodes dites « classiques », faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres,
- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte une certaine interaction sol-structure, La méthode de calcul aux coefficients de réaction permet de déterminer les efforts et déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol, aux différentes phases des travaux et d'exploitation.
- La méthode des éléments finis, développée à partir des années 1970.
- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages.
- Les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité.

Classiquement, le calcul des écrans de soutènement vise d'abord à l'estimation de leur stabilité. Pour les ordres de grandeur des déplacements, par contre, seules les méthodes de calcul du coefficient de réaction et des éléments finis permettent une estimation. Les méthodes classiques de dimensionnement, empiriques ou semi-empiriques, ne le permettent pas, mais il existe quelques approches empiriques traitant de la question des déplacements [7].

- **Catégories de pression latérale des terres**

Les trois catégories de pression des terres sont :

- Etat de repos du sol.
- Etat de poussée du sol (Pression active de la terre).
- Etat de butée du sol (Pression passive de la terre) [8].

D'une manière générale, le calcul de la force de poussée ou de butée doit tenir compte de L'amplitude et de la direction du mouvement relatif de l'ouvrage par rapport au sol

- **Etat des sols au repos**

A la profondeur  $Z$  sous un remblai indéfini :

- La contrainte effective verticale (sur une facette horizontale) est  $= \sigma'v \Rightarrow \sigma'.z$
- La contrainte horizontale sur une facette verticale), s'il n'y a pas déplacements latéraux

$$\sigma'h = K_0 \cdot \sigma'v \quad (I.1)$$

$K_0$  étant, par définition, le coefficient des terres au repos.

### I.6.1. Méthodes classiques

#### I.6.1.1 Théorie de Mohr Coulomb (1773)

Cette théorie, déjà ancienne, permet la détermination de la force de poussée s'exerçant sur un écran d'orientation verticale ou inclinée.

Hypothèses :

- le sol est homogène et isotrope.
- le mur est rigide.
- la surface de rupture est plane.
- l'angle de frottement  $G$  entre le mur et le sol est connu ( $G$  est l'angle entre la résultante des forces de poussée et la perpendiculaire au mur) .
- la cohésion n'est pas prise en compte [5].

#### I.6.1.2. Méthode de Rankine

Hypothèses :

- le sol est isotrope ;
- le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales :  $\sigma v = \gamma \cdot h$
- Pour un sol à surface horizontale ,  $\sigma v = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta$
- Pour un sol à surface inclinée d'un angle  $\beta$  sur l'horizontale.
- Nous considérerons seulement le cas d'un écran vertical.
- Pour les sols pulvérulents ( $c = 0$ ) et à surface horizontale.
- La contrainte de poussée (active) est [5].

### I.6.1.3. Méthode de Boussinesq

Boussinesq (1882) a amélioré la théorie de Rankine en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement  $G$  sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran.

Boussinesq garde les résultats de Rankine concernant la répartition des contraintes sur l'écran:

- L'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à  $G$
- La répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire [8].

### I.6.2. Méthode au coefficient de réaction

Prenant en compte une certaine interaction sol-structure. Dans la plupart des cas, les ouvrages en parois moulées dans le sol sont dimensionnés à partir de la méthode dite «aux coefficients de réaction» (également appelée parfois méthode «élastoplastique»). Les résultats de l'essai pressiométrique sont utilisés pour déterminer le coefficient de réaction horizontal du sol,  $kH$ . La méthode de calcul aux coefficients de réaction permet de déterminer les efforts et déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol, aux différentes phases des travaux et d'exploitation [8].

- **Mise en œuvre de la méthode de coefficient de réaction**

La méthode du coefficient de réaction s'appuie sur le principe de Winkler (1867) ou encore la méthode des ressorts indépendants qui est un modèle d'interaction sol-structure pour lequel la réaction exercée par le sol en un point est directement proportionnelle au déplacement de ce point .

#### I.6.2.1. Terzaghi (1936)

Pour le calcul des écrans de soutènement, Terzaghi proposa de considérer un coefficient croissant de façon linéaire avec la profondeur dans le cas d'ouvrages fondés sur du sable et un coefficient de réaction constant dans le cas des argiles raides. Il a exprimé ce coefficient de réaction sous la forme :

$$\text{Pour les sables : } kh = lh \frac{z}{D} \quad (\text{I.2})$$

$$\text{Pour les argiles raides : } h = kh l \frac{1}{D} \quad (\text{I.3})$$

Avec :

Z: désigne le niveau considéré de la fiche,

D: la «longueur sollicitant », dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage,

lh : une constante caractérisant les sables, compte tenu de leurs états de densité et de la présence d'une nappe d'eau,

kh1 : une constante caractérisant les argiles compte tenu de leur consistance. [5]

### I.6.2.2. Rowe ( 1955)

la réaction du sol mobilisée en un point de la face avant du rideau ayant pour expression : [5]

$$P = m \frac{z}{D} y \quad (1.4)$$

avec :

m : coefficient de raideur du sol indépendant des dimensions de l'ouvrage,

D : la fiche du rideau,

Z : la profondeur du point considéré,

y : le déplacement de ce point.

Ce qui implique que le coefficient de réaction du sol varie  $k_{h=m\frac{z}{D}}$  Linéairement en fonction de la profondeur sous le fond de fouille.

### I.6.3. Méthode des éléments finis

Développée à partir des années 1970, La méthode des éléments finis est un outil très général qui permet de trouver une solution numérique à tout problème que l'on peut décrire à l'aide d'équations aux dérivées partielles sur un domaine fini. Différentes extensions permettent par ailleurs de prendre en compte des discontinuités spatiales ou temporelles des solutions recherchées, des domaines d'extension infinie, etc. Elle offre la possibilité De prendre en compte des modèles de comportement très sophistiqués, plus réalistes que ceux pris en compte par des méthodes plus traditionnelles, et il est donc naturel qu'elle ait suscité un grand intérêt de la part des ingénieurs de la géotechnique et du génie civil. Ainsi ,après des Premières applications aux barrages [8].

#### 1.6.4. Méthodes empiriques et semi-empiriques

S'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages, En Allemagne, la méthode du coefficient de réaction est rarement appliquée dans l'ingénierie quotidienne. La méthode de calcul utilisée habituellement pour le dimensionnement des écrans de soutènement est de type semi-empirique. La poussée est calculée analytiquement d'après la norme DIN 4085 (1987), qui s'appuie sur les règles classiques de Coulomb et Rankine. S'il est probable que les mouvements du soutènement attendus n'atteindront pas les mouvements nécessaires pour activer l'état limite de la poussée (paroi rigide, tirants précontraints), la norme DIN se réfère aux recommandations de l'EAB4 (1994) et demande la prise en compte d'une « poussée majorée ». Dans un deuxième temps, la poussée est « redistribuée » selon le type de soutènement et les conditions d'appui [8].

#### 1.6.5. Méthodes de calcul de l'état limite ultime

Fondées sur des théories de plasticité. Plusieurs méthodes permettent de calculer les écrans de soutènements à l'état limite ultime.

- Où le rideau est ancré en tête et simplement buté en pied
- Où le rideau n'est pas ancré en tête, mais résiste uniquement par un bon encastrement dans le sol de fondation [8].

### 1.7. Conclusion

Dans ce premier chapitre nous avons présenté la définition des écrans de soutènements et leurs types et les systèmes d'appui. Pour les écrans de faible hauteur, ils ont besoin d'encastrement avec une fiche D suffisante, et pour les écrans d'axe forte, ils ont besoin d'un ou plusieurs lignes des tirants d'ancrage ou des butons.

Il est important de connaître les différents modes de rupture des ouvrages de soutènement qui sont : rupture d'ensemble, rupture du sol fondation des murs-poids, rupture rotationnelles ou verticales des murs encastres, rupture par des éléments de structure, et en fin rupture par arrachement des ancrages.

Il existe cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement chaque une a son propriété qui sont : les méthodes classiques reposent sur les calculs de poussée et de butée, Les méthodes du coefficient de réaction prenant en compte une interaction sol-structure, Méthodes des éléments finis (calcul numérique), Méthodes empiriques et semi-empiriques s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages, Et en fin les méthodes de calcul à l'état limite ultime qui fondées sur des théories de plasticité.

# **CHAPITRE II**

## **PRESENTATION DE PROJET**

### **II.1. Introduction**

Le projet du métro d'Alger prévoyait un réseau de 64 km. Les travaux furent officiellement inaugurés en 1982, les études techniques achevées en 1985. Il faudra attendre quatre ans pour que soit entamée sa réalisation en 1989.

Depuis son lancement, le projet du métro a été confronté à de multiples difficultés qui se sont traduites par des dérives importantes des plannings de réalisation arrêtés. Parmi les principaux obstacles ayant retardé ce projet, on note :

- Le sous-sol algérois s'est avéré difficile à creuser en raison d'une topographie irrégulière, d'une géologie difficile, de l'existence de pentes de 10 %, de la présence de nombreux bâtiments vétustes et fragiles, etc.
- Le problème du financement posé à maintes reprises, notamment lors de la crise économique de 1986.
- Les expropriations pour cause d'utilité publique furent plus difficiles que prévues.
- L'approvisionnement irrégulier en matériaux de construction.
- L'interruption de l'usage des explosifs entre 1993 et 1999.

Le chantier du métro d'Alger a été réactivé en 2003, à la faveur des programmes d'investissements publics engagés par les pouvoirs publics dans le cadre du Plan de Soutien à la Relance Economique 2000-2005 et du Plan Complémentaire de Soutien à la Croissance 2005-2009.

### **II.2. Présentation de l'extension El Harrach – Aéroport Houari Boumediene**

Cosider Travaux Publics est chargé du projet de l'extension de la ligne 1 du métro d'Alger reliant le Centre-ville d'El Harrach à l'Aéroport International Houari Boumediene depuis Juin 2015. Sur un linéaire de 10 km, l'extension comporte 10 puits de ventilation et 9 stations. Cette ligne desservira des quartiers denses en population tel que : Beaulieu, Oued Smar, Cite 5 juillet, Bab Ezzouar, le pôle universitaire d'El Harrach, le Centre des Affaires de

Bab-Ezzouar et l'université Houari Boumediene. Elle relira le Tramway au carrefour de l'université Houari Boumediene et Offrira une multi modalité au niveau de cette station.

- ❖ Cette extension comprend :
  - Nombre de tube : 01.
  - Nombre de voies : 02.
  - Nombre de puits de ventilation : 10.
  - Nombre de stations : 09.
  - Extension réalisée en deux tranches.
  - Maitre d'ouvrage : Entreprise Métro d'Alger (EMA).
  - Maitrise d'œuvre : DES (DONGMYEONG, Euro studios, SAETI).
  - Entreprise : COSIDER TP – M28.
  
- ❖ Les stations de cette extension sont :
  - Station Hassan Badi.
  - Station pôle universitaire.
  - Station Beaulieu.
  - Station Oued Smar.
  - Station Université Houari Boumediene.
  - Station RabiaTahar.
  - Station SmailYefsah.
  - Station Centre des Affaires.
  - Station Aéroport.

### **III.3. Présentation de la station de l'Aéroport International Houari Boumediene**

La station d'étude d'aéroport International d'Alger appartient à l'extension de la ligne 1 du Métro d'Alger, déployée entre les PK 8+872,9 et PK 9+002,9 dans une extension de 130 m.

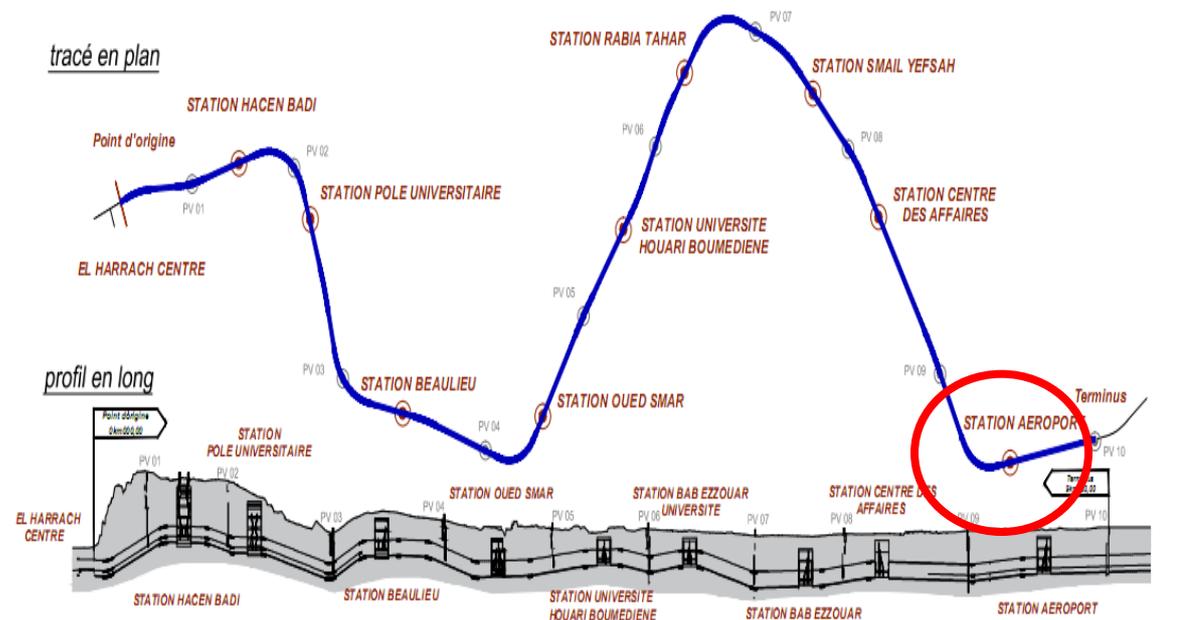


Figure II.1 : Extensions du Métro d'Alger (lot 1) El Harrach Centre– Aéroport International d'Alger

La Station Aéroport sera située sur le côté Ouest du parking Houari Boumediene, lequel sert le terminal existant, à Nord du nouveau terminal, dans une surface topographiquement plane et sans la présence de bâtiments de caractère définitif.

La zone d'implantation de la station et des accès respectifs (Nord, Sud et Ouest) correspond à une surface d'environ 6700 m<sup>2</sup>.

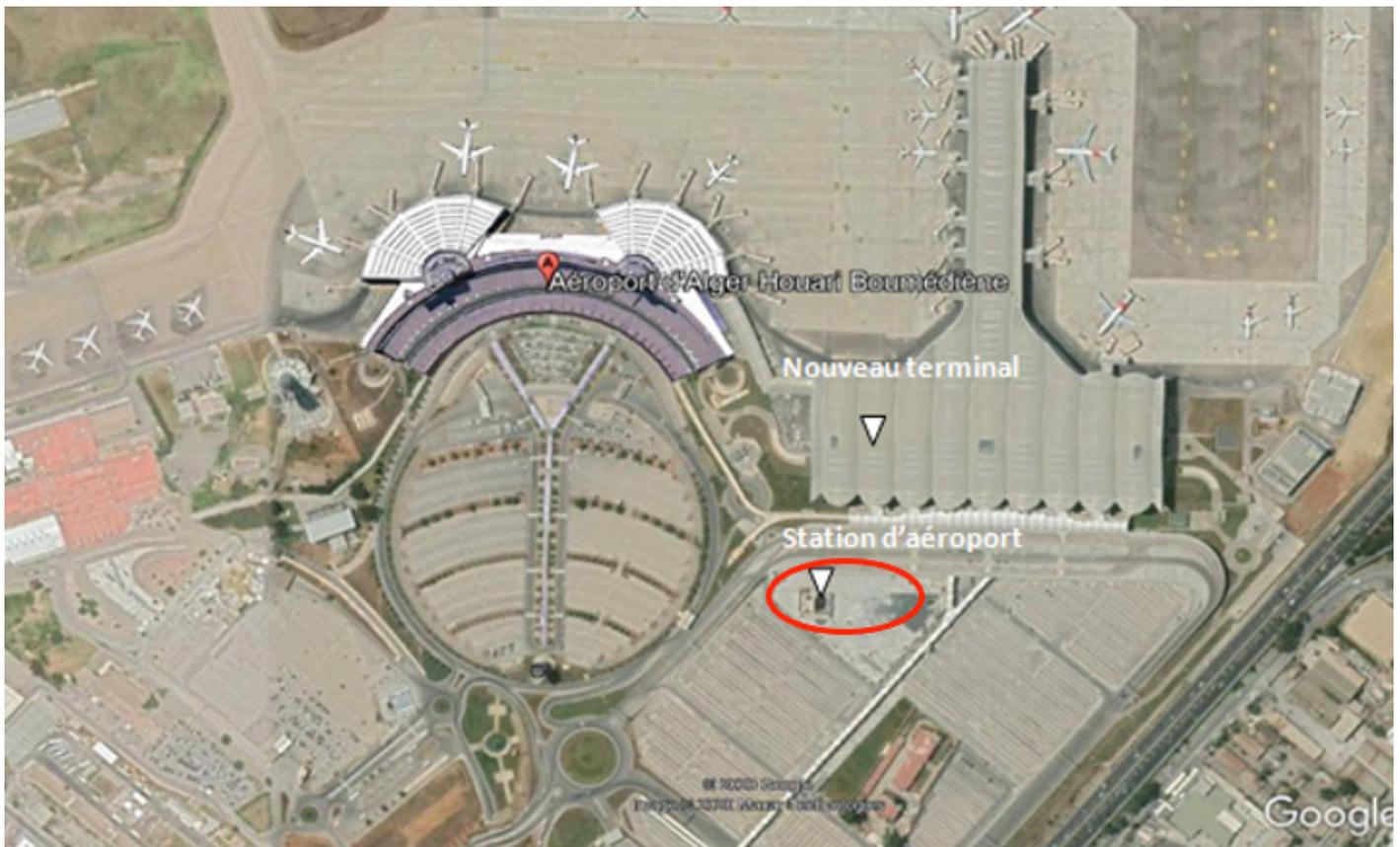


Figure II.2 : vue de la zone d'implantation de la station d'aéroport (Google earth , 2020)

- ❖ Cette station comprend :
  - Longueur de la station : 130 m.
  - Largeur de la station : 21 m.
  - Profondeur de la station : 28 m.
  - 03 accès ( Nord , Sud ,Est )
  - Un tapis roulant de 100 m.
  - 02 escaliers de secours.

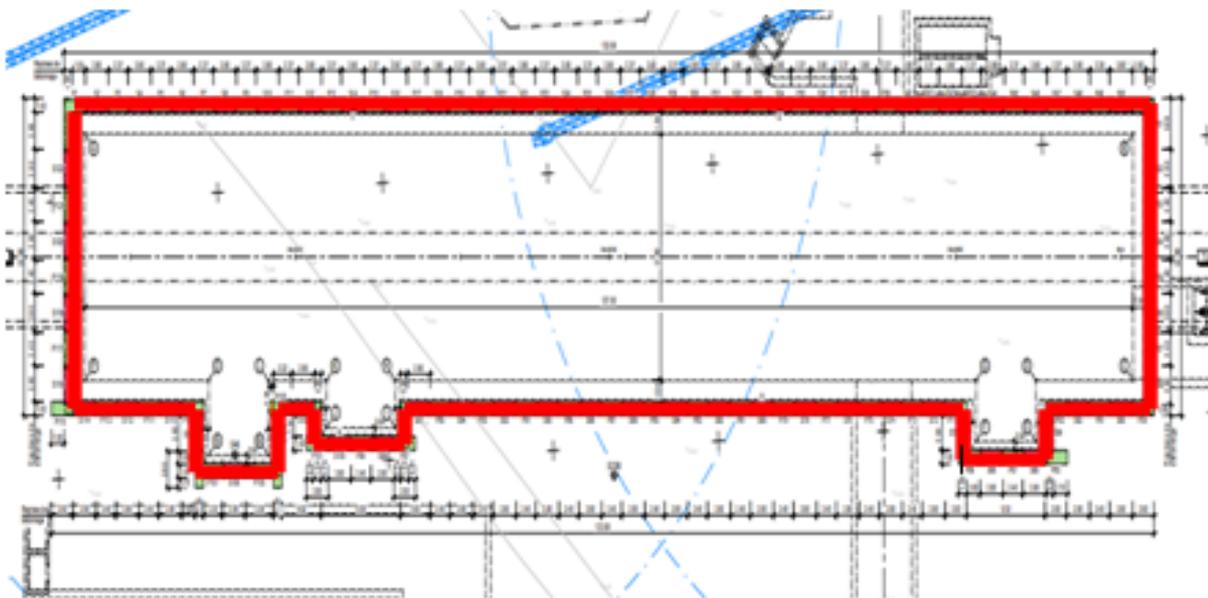
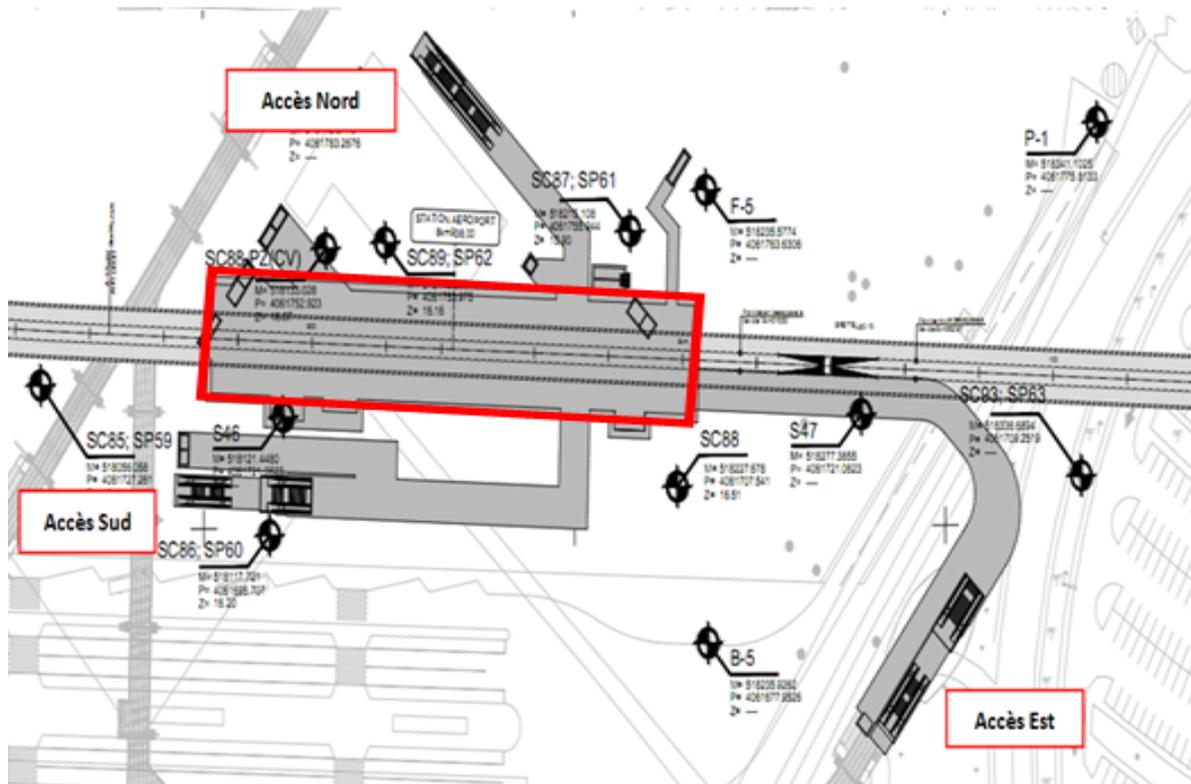


Figure II.3 : Soutènement du corps de station

Le présent projet consiste à faire l'étude de soutènement provisoire de l'excavation profonde du corps de cette station.

#### **II.4. Conclusion**

Dans ce chapitre, on présente le projet des stations de métro d'Alger et spécifiquement la station d'aéroport international qui se distingue 130m de longueur, 21 m de largeur et 28m de profondeur, ainsi sa localisation et ses principales parties et l'urbanisme à côté de cela.

L'étude du terrain et le soutènement d'excavation de cette station sera l'objet des chapitres suivants en détails, l'étude géotechniques et après la modélisation de paroi de soutènement.

# CHAPITRE III

## RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

### III.1. Introduction

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur. Elle englobe l'étude des propriétés mécaniques et physico-chimiques des sols et de l'interaction entre les terrains et les ouvrages environnants. La géotechnique s'appuie principalement sur deux sciences.

- La géologie qui retrace l'histoire de la terre, précise la nature et la structure des matériaux et leur évolution dans le temps.
- La mécanique des sols et des roches qui modélise leurs comportements en tant que déformabilité et résistance des matériaux

A partir d'essai de laboratoire et in situ la mécanique des sols fournit les données nécessaires, la connaissance de ces données permet de faire face à des problèmes imprévus, par exemple la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression, c'est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un ouvrage. Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier.

Pour cela une bonne reconnaissance du sol le long du tracé est nécessaire.

### III.2. Compagnes de prospection

Pour la reconnaissance du site deux compagnes ont été effectuées, une compagne pendant la réalisation de l'avant projet détaillé (APD) en 2013, une autre pendant la phase de réalisation de la station d'aéroport en 2015.

Dans la compagne APD, deux sondages carottés ont été réalisés pour la reconnaissance du sol, le code repère utilisé pour ces deux sondages sont : S46, S47.

Une autre compagne de prospection a été menée en 2015 avec les débuts de l'exécution des travaux de réalisation du station aéroport, celle-ci est complémentaire à la première et apporte plus d'informations sur les caractéristiques du sol en place.

Pour cette campagne, cinq sondages carottés ont été réalisés, le code repère utiliser pour ces sondages sont : SC85 , SC86 , SC87 , SC88 , SC89. Ainsi que la mise en place des piézomètres à tuyau ouvert et à corde vibrante pour surveiller le niveau de la nappe phréatique.

Le Tableau III.1 montre tous les sondages réalisés dans la zone de la station et chaque un a sa profondeur

Tableau III.1 : Les sondages carottés réalisés dans la zone de station

Phases	Sondages	Profondeur
		(m)
APD	S46	33
	S47	33
CPC	SC85-SP59	37
	SC86-SP60	48
	SC87-SP61	48
	SC88	48
	SC89-SP62	48

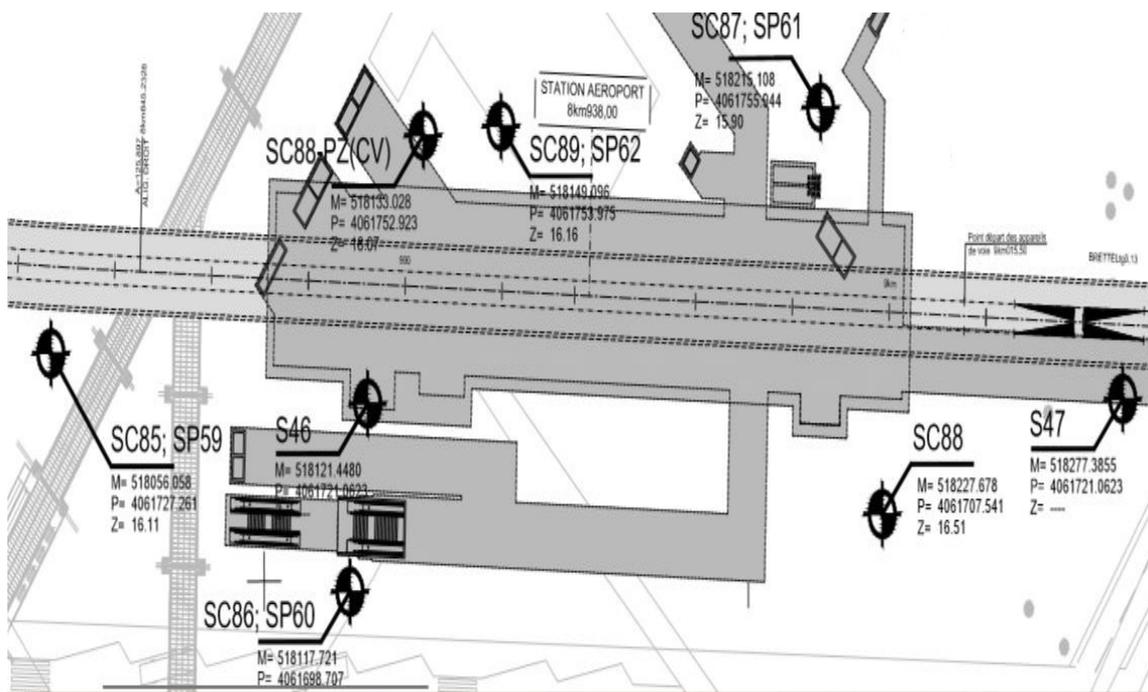


Figure III.1 : Emplacement des sondages au niveau de la station aéroport

### III.3. Géologie du site

Selon la campagne de prospection, la zone d'implantation de la station d'aéroport est constituée par des dépôts quaternaires avec facies lithologiques hétérogènes constitués par des argiles limoneuses avec passages lenticulaires graveleux et sableux par endroit et argiles avec peu de graves et peu de sable. Entre ces argiles peu perméables et les formations du pliocène, il y a une couche de graves dans une matrice argileuse et sableuse, laquelle semble avoir une perméabilité plus élevée, selon l'information des lectures piézométriques.

Sous ces dépôts ,on trouve le substratum marno-gréseux du pliocène, constitué par une couche sable argileuse et gréseuse fracturée, susceptible d'être aussi perméable, en dessous de laquelle on trouve les marnes grisâtres et jaunâtres imperméables avec des caractéristiques adéquates.

Les données disponibles ont permis d'établir un zonage en profondeur des sols selon ces caractéristiques géotechniques et de déterminer les paramètres géomécaniques caractéristiques de chaque horizon. . Ce zonage est résumé dans le Tableau III.2 :

Tableau III.2: Résumé des profondeurs des facies existantes

Localisation (PK)	Profondeur atteinte par les sondages (m)	Horizon géotechnique	drainée ou non-drainée	Profondeurs moyennes (m)
8+955	0.0 – 48.0	Remblais	Non-drainée	0.0 - 3.0
		Argiles limoneuses	Non-drainée	3.0 - 18.5
		Argile avec peu graves et peu de sable	Non-drainée	18.5 – 31.0
		Graves dans une matrice argileuse et sableuse	Drainée	31.0 – 36.0
		Sable-argileux et gréseux	Non-drainée	36.0 - 39.0
		Marnes	Non-drainée	> 39

### III.4. Hydrogéologie du site

Pour la construction de tout ouvrage en génie civil une étude d'hydrogéologie s'impose, la connaissance de la présence de l'eau ainsi que son comportement représente des informations essentielles pour la conception de notre ouvrage surtout au milieu sous terrain.

L'eau influe d'une manière considérable sur le comportement des matériaux qui compose le sol terrestre. La connaissance du niveau de la nappe phréatique est primordial pour toute étude d'un ouvrage grand ou petit soit-il.

Les piézomètres à tuyau ouvert installés dans les sondages SC86 de 6,00 à 15,00 m de profondeur, SC87 de 28,50 à 34,00 m de profondeur, SC89 de 31,00 à 42,00 m de profondeur, ont révélé la présence de nappe à différentes profondeurs. les résultats de ces piézomètres sont affichés dans Tableau III.3 .

Les piézomètres à corde vibrante sont installés dans le sondage SC88 à 3 niveaux distincts, les résultats sont montrés dans la figure III.2

Tableau III.3 : Résultats enregistré des piézomètres à tuyau ouvert

Date	SC86		SC87		SC89	
	Profo (m)	Niveau (m)	Profo ( m)	Niveau (m)	Profo ( m )	Niveau (m)
30 – 07 – 2015	5.2	11.0	-	-	7.2	8.9
0.2 – 08 -2015	5.2	11.0	-	-	7.5	8.6
03 – 08-2015	5.2	11.0	11.4	4.5	10.1	6.1
04 – 08- 2015	5.6	10.6	17.8	-1.9	10.0	6.1
05 – 08 –2015	5.6	10.6	18.1	-2.2	10.1	6.0
06 – 08 –2015	5.4	10.8	18.5	-2.6	10.7	5.5
10 – 08 –2015	5.5	10.7	19.1	-3.2	10.5	5.7
11 – 08 –2015	5.5	10.7	18.8	-2.9	8.5	7.7
20 – 08 –2015	5.7	10.5	18.9	-3.0	9.2	6.9
27 – 08 –2015	5.5	10.7	18.1	-2.2	8.8	7.3
03 – 09 –2019	5.8	10.4	18.1	-2.2	8.9	7.2

Tableau III.3 : La suite des Résultats enregistré des piézomètres à tuyau ouvert

10 – 09 – 2015	5.8	10.4	18.1	-2.2	9.2	6.9
17 – 09 -2015	6.0	10.2	18.1	-2.2	9.3	6.8
28 – 09 – 2015	6.3	9.9	18.3	-2.4	9.5	6.7
06 – 10 – 2015	6.4	9.8	18.3	-2.4	9.5	6.6
12 – 10 – 2015	6.1	10.1	18.3	-2.4	9.2	6.9
19 – 10 – 2015	6.2	10.0	18.2	-2.3	9.2	6.9
26 – 10 – 2015	7.8	8.4	18.0	-2.1	8.4	7.6
02 – 11 – 2015	7.8	8.4	17.7	-1.8	8.4	7.7
09 – 11 – 2015	6.4	9.8	17.8	-1.9	8.6	7.4
12 – 11 – 2015	7.2	9.0	18.0	-2.1	9.1	7.1
14 – 11 – 2015	6.6	9.8	17.9	-2.0	11.0	5.2
16 – 11 – 2015	8.7	7.5	17.6	-1.7	11.0	5.2
25 – 11 – 2015	6.6	9.6	17.4	-1.5	10.9	5.3
01 – 12 – 2015	6.1	10.1	17.4	-1.5	10.1	6.0
07 – 12 – 2015	6.1	10.1	17.3	-1.4	10.1	6.0
14 – 12 – 2015	6.4	9.8	17.3	-1.4	10.2	5.9
23 – 12 – 2015	6.5	9.7	17.3	-1.4	12.1	4.1
28 – 12 – 2015	6.6	9.6	17.3	-1.4	12.2	4.0
05 – 01 – 2016	6.6	9.6	17.2	-1.3	12.1	4.0
12 – 01 – 2016	6.7	9.5	17.2	-1.3	11.9	4.3
18 – 01 – 2016	6.2	10.0	17.8	-1.9	11.2	5.0
27 – 01 – 2016	6.5	9.7	-	-	11.6	4.5
01 – 02 – 2016	6.7	9.5	17.5	-1.6	11.1	5.1
08 – 02 – 2016	6.3	9.9	17.6	-1.7	10.9	5.2
15 – 02 – 2016	5.5	10.7	17.6	-1.7	10.6	5.5

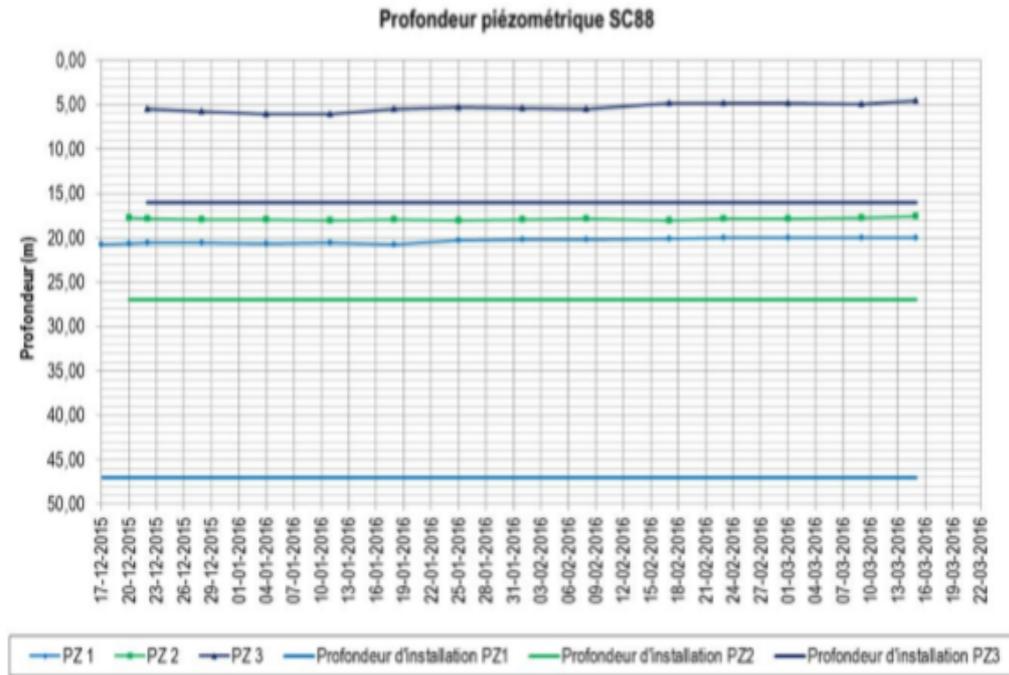


Figure III.2 : Lectures du piézomètre à corde vibrante SC88

D’après les résultats des piézomètres, l’existence de deux nappes à niveaux distincts: une nappe à 5,0 m de profondeur, environ, et l’autre à 18,0 m de profondeur.

### III.5. Prospection géotechnique

Le tableau III.4 montre le résumé de tous les essais in-situ et de laboratoires réalisés dans la zone de la station d’aéroport pour les deux compagnes APD et CPC :

Tableau III.4 : Résumé des essais in-situ et de laboratoire réalisés dans plusieurs études

		APD		CPC				
		S46	S47	SC85	SC86	SC87	SC88	SC89
In- situ	Essai SPT ( quantités )	15	12	23	31	32	32	32
	Essai PMT (quantités)		16	8	13	14	-	14
	Essai Lafran (quantités)	-	-	1	2	-	1	2
	Essai cross-hole (quantités)	-	-	-	-	1	-	1
Laboratoire	Identification (quantité)	3	4	3	4	5	7	3
	Résistance à la comp -ression simple (quantité)	2	3	2	3	2	2	3
	Cisaillement a la boite (quantité)	2	3	1	-	2	3	-
	Gonflement libre (quantité)	-	-	-	2	2	2	-
	Perméabilité (quantité)	1	-	1	1	-	1	1
	Analyse chimique (quantité)	-	-	-	2	-	-	-
	Analyse minéralogique (quantité)	-	-	-	-	-	-	2

- ✓ Essais d'identification: incluent la teneur en eau naturelle, le degré de saturation, la masse volumique humide, sec et des particules solides du sol, les analyses granulométriques, les limites d'Atterberg et les essais au bleu de méthylène.

### III.5.1. Essais in-situ

#### III.5.1.1. Essai pressiométrique (PMT)

Cet essai consiste à dilater radialement dans le sol, une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression  $P$  appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde.

Les résultats des essais pressiométriques sont indiqués sur les tableaux III.6 ; III.7 ; III.8 ; III.9 ; III.10 dans **annexe A**

Le Tableau III.5. Donne une classification des sols en fonction des pressions limite  $P_l$  obtenues à partir les essais réalisés.

Tableau III.5 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques [2]

Classe de sol		Désignation	$P_l$ (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dure	> 2,5
Sable, graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes – Marno-calcaire	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compactes	>4,5
Roches	A	Altérées	2,5 – 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

La couche d'argile limoneuse est en générale molle à ferme (  $P_l$  varie entre 0.450 et 2.172 MPa ).

La couche d'argile sableuse est ferme à dure (  $P_l$  varie entre 1.003 et 5.584 MPa ).

Les couches sableuses et graves sont moyennement compactes à compacts (  $P_l$  varie ente 1.748 et 5.207 MPa ) .

La couche marneuse est tendre à compact (  $P_l$  varie entre 2.978 et 7.111 MPa ) .

### III.5.1.2. Essais de pénétration standard (SPT)

L'essai consiste à mesurer le nombre de coups  $N_{spt}$  pour enfoncer le carottier de 30 cm en fonction de la profondeur, et de récupérer des échantillons remaniés. Il est applicable aux sols pulvérulents et non aux sols fins sous la nappe à cause du problème d'absorption de l'énergie du battage par l'eau de la nappe.

Les résultats des essais de chaque sondage sont indiqués sur les tableaux III.11 ; III.12 ; III.13 dans **annexe A**

Le tableau III.14 donne l'état de sable en fonction du nombre de coups  $N_{spt}$  obtenue a partir les essais réalisés.

Tableau III.14: La densité des sables en fonction de nombre de coups  $N_{spt}$  [2]

Sol	$N_{spt}$
Sable et gravier très dense	> 50
Sable et gravier dense	30 – 50
Sable et gravier moyennement dense	10 – 30
Sable et gravier lâche	5 – 10

### Sondage / SC85

Pour la profondeur [ 36.7 - 37.2 ] m : Le nombre de coups  $N_{spt}$  est de l'ordre de 28 coups, donne un **sable moyennement dense** .

**Sondage / SC86**

Couche sableuse [ 36 - 39 ] m : Le nombre de coups  $N_{spt}$  est de le même ordre sur toute la couche égale à 20 coups , donne un **sable moyennement dense** .

**Sondage / SC87**

Couche sableuse [ 36 - 39 ] m : Le nombre de coups  $N_{spt}$  varie entre 12 et 13 sur toute la couche , donne un **sable moyennement dense** .

**III.5.2 Essais de laboratoire****III.5.2.1. Caractéristiques physiques**

Les paramètres physiques (Teneur en eau, poids volumique sèche, saturé et degré de saturation) de notre sol sont représentés dans les tableaux III.15 et III.16 ci-après :

Tableau III.15 : Les paramètres physiques du sol étudié dans la phase APD

Phase	Sondage	Profondeur	Teneur en eau (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Degré de saturation $S_r$ (%)
APD	S46	3.70 - 4.00	14	18.6	21.2	94
		6.70 - 7.00	16	19	22	100
		30.10 -30.60	15	18.6	21.4	99
	S47	7 - 7.30	17	19.2	22.5	100
		11 - 11.30	17	18.9	22	100
		13.30 - 14	17	19.3	22.6	100
		18.40 - 19	18	18.9	22.2	100

Tableau III.16 : Les paramètres physiques du sol étudié dans la phase CPC

Phase	sondage	Profondeur	Teneur en eau (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Degré de saturation Sr (%)
CPC	SC85	13 - 13.45	20	16.7	19.9	90
		16.25 -16.5	19	17	20.3	94
		26.79 – 27.25	12	19.1	21.5	86
	SC86	6.60 – 7.0	17	18	21	96
		15.05 – 15.25	20	17	20.4	97
		28.0 – 28.5	18	17.6	20.8	97
		33.70 – 34.50	20	17.1	20.5	99
	SC87	11.30 – 11.80	22	16.8	20.5	100
		14.0 – 14.50	19	17.4	20.7	99
		19.0 – 19.50	25	16	20	100
		27.50 – 28.0	19	17.1	20.4	95
		32.70 – 33.0	17	17	19.7	79
	SC88	6.0 – 6.46	15	18.6	21.4	95
		10.98 – 11.18	26	15.4	19.3	97
		16.6 – 16.95	16	17.5	20.3	84
		18.35 – 18.78	23	16.5	20.2	100
		28.17 – 28.80	18	17.7	20.8	95
		38.50 – 38.73	14	18.3	20.8	83
		43.75 – 44.13	19	17.5	20.7	97
	SC89	4.67 – 5.05	12	17.3	19.2	98
		12.0 – 12.42	19	17.2	20.5	95
22.90 – 23.40		21	17	20.4	98	

Le degré d'étant compris entre 83% et 100% ,les sols sont proches de la saturation à complètement saturés .

## III.5.2.2. Classification du sol

Les tableaux ci dessous présentent les résultats des essais de l'analyse granulométrique et les limites d'atterberg de chaque sondage, ainsi la classification du sol.

## a. Sondage S46

Tableau III.17 : Résultats de l'analyse granulométrique S46

Sondage	Profondeur	A . Granulométrique		Limite d'atterberg			Classification du sol
		< 80 $\mu\text{m}$	< 2 mm	Wl	Wp	Ip	
S46	3.70- 4.0	89	95	43	24	19	Argile peu plastique [Ap ]
	6.70 – 7.0	80	99	50	30	20	Limon tres plastique [Lt]
	32.10– 32.60	81	96	52	32	20	Limon tres plastique [Lt]

## b. Sondage S47

Tableau III.18 : Résultats de l'analyse granulométrique S47

Sondage	Profondeur	A .Granulométrique		Limite d'atterberg			Classification du sol
		< 80 $\mu\text{m}$	< 2 mm	Wl	Wp	Ip	
S47	7.0 – 7.30	82	92	51	28	23	Limon très plastique [Lt]
	11.0 – 11.30	84	91	54	33	21	Limon très plastique [Lt]
	13.30 – 14.0	96	98	-	-	-	Limon très plastique [Lt]
	18.40 – 19.0	85	97	53	6	47	Argile très plastique [At]

## c. Sondage SC85

Tableau III.19 : Résultats de l'analyse granulométrique SC85

Sondage	Profondeur	A . granulométrique		Limite d'atterberg			Classification du sol
		< 80 $\mu\text{m}$	< 2 mm	Wl	Wp	Ip	
SC85	13.0 – 13.45	89	99	49	24	25	Argile peu plastique [Ap]
	16.25 – 16.50	93	99	52	26	26	Argile peu plastique [Ap]
	26.79 – 27.25	84	99	48	24	24	Argile peu plastique [Ap]

## d. Sondage SC86

Tableau III.20 : Résultats de l'analyse granulométrique SC86

Sondage	Profondeur	A .Granulométrique		Limite d'atterberg			Classification du sol
		< 80 $\mu\text{m}$	< 2 mm	Wl	Wp	Ip	
SC86	6.60 – 7.0	75	97	45	28	17	Argile peu plastique [Ap]
	15.05 -15.25	75	97	41	20	21	Argile peu plastique [Ap]
	28.0 – 28.50	75	98	42	21	21	Argile peu plastique [Ap]
	33.70 -34.50	99	100	58	29	29	Argile peu plastique [Ap]

e. Sondage SC87

Tableau III.21 : Résultats de l'analyse granulométrique SC87

Sondage	Profondeur	A. Granulométrique		Limite d'atterberg			Classification du sol
		< 80 $\mu\text{m}$	< 2 mm	Wl	Wp	Ip	
SC87	13.30 – 13.80	94	97	53	27	26	Argile peu plastique [Ap]
	14.0 - 14.50	96	97	55	27	28	Argile peu plastique [Ap]
	19.0 – 19.50	99	100	58	29	29	Argile peu plastique [Ap]
	27.50 - 28.0	75	98	42	21	21	Argile peu plastique [Ap]
	32.70 – 33.0	75	97	41	20	21	Argile peu plastique [Ap]

f. Sondage SC88

Tableau III.22 : Résultats de l'analyse granulométrique SC88

Sondage	Profondeur	A. Granulométrique		Limite d'atterberg			Classification du sol
		< 80 $\mu\text{m}$	< 2 mm	Wl	Wp	Ip	
SC88	6.00 – 6.45	97	100	56	28	28	Argile peu plastique [Ap]
	16.60 -16.95	98	100	56	28	28	Argile peu plastique [Ap]
	28.17 –28.80	98	100	55	-	28	Argile peu plastique [Ap]
	38.50 -38.73	40	79	34	28	17	Sable argileux peu plastique [SA]
	43.75 –44.13	96	100	54	27	27	Argile peu plastique [Ap]

## g. Sondage SC89

Tableau III.23 : Résultats de l'analyse granulométrique SC89

Sondage	Profondeur	A . Granulométrique		Limite d'atterberg			Classification du sol
		< 80 $\mu\text{m}$	< 2 mm	Wl	Wp	Ip	
SC89	4.67 – 5.05	97	100	56	28	28	Argile peu plastique [Ap]
	12.0 – 12.42	95	99	55	27	28	Argile peu plastique [Ap]
	22.90 – 23.40	98	100	58	29	29	Argile peu plastique [Ap]

## III.5.2.3. Caractéristiques mécaniques

## III.5.2.3.1. Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande

L'essai consiste à soumettre le sol à un cisaillement direct, rectiligne, suivant un plan imposé. L'échantillon de sols de forme carrée est placé entre 2 demi-boîtes mobiles l'une par rapport à l'autre : on applique à l'échantillon un effort de compression normale  $N$  à l'aide de poids et un effort horizontal de traction  $T$  en déplaçant les 2 demi-boîtes l'une par rapport à l'autre .un capteur de déplacement permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi-boîtes . L'essai consiste à faire croître  $T$  jusqu'à la rupture.  $N$  étant maintenu constant au cours de l'essai.

Les essais de cisaillement a la boîte qui sont effectués dans laboratoire ne sont pas dans la norme ASTM D2487 donc nous ne pouvons pas prendre en considération les résultats de ces essais.

## III.5.2.3.2. Essai de cisaillement triaxial

L'essai triaxial consiste à appliquer à une éprouvette cylindrique de rapport  $H/D=2$ , une contrainte hydrostatique (ou radiale) constante et une contrainte déviatorique (ou axiale) croissante. Sur sa surface latérale, l'éprouvette est recouverte d'une membrane souple et imperméable. Elle est montée dans une enceinte étanche avec embases supérieures et inférieures et disques drainants ou non selon le type d'essai à réaliser.

Les résultats des essais cisaillement triaxial CU sont effectués selon la norme ASTM D2487  
 Les caractéristiques mécaniques en termes de contraintes totales et effectives sont données dans le tableau III.24 :

Tableau III.24 : Résultats des essais de cisaillement au triaxial CU

Type d'essai	Sondage	Profondeur	Cohésion C' (MPa)	Angle de frottement $\phi'$ (°)	Cohésion Ccu (MPa)	Angle de frottement $\phi_{cu}$ (°)
CU	SC87	19 – 19.50	43.6	17.4	47	16.17
	SC88	6 - 6.46	80	17	74	16.92
	SC88	43.75 – 44.13	50	21	66	17.43

**III.5.2.3.3. Essai de compressibilité à l'œdomètre**

Les caractéristiques de la compressibilité à l'œdomètre obtenues sont données dans le tableau III.25 :

Tableau III.25 : Résultats d'essai de compressibilité à l'œdomètre

Sondage	Profondeur	Pression de consolidation Pc (kPa)	Coefficient de compressibilité Cc (%)	Coefficient de gonflement Cg (%)
SC86	6.60 - 7.00	184	16.50	5.30
SC87	32.70 - 33.0	172	13.99	3.33
SC88	16.60 - 16.95	360	14.64	5.03
SC89	12.0 - 12.42	353	13.32	3.61
SC89	22.90 - 23.40	233	13.99	4.75

On peut classer le sol en fonction de coefficient de compressibilité Cc à travers le tableau III.26 :

Tableau III.26 : Classification du sol selon  $C_c$  [2]

$C_c < 0,020$	Sol incompressible
$0,020 < C_c < 0,050$	Sol très peu compressible
$0,050 < C_c < 0,100$	Sol peu compressible
$0,100 < C_c < 0,200$	Sol moyennement compressible
$0,200 < C_c < 0,300$	Sol assez fortement compressible
$0,300 < C_c < 0,500$	Sol très compressible
$C_c > 0,500$	Sol extrêmement compressible

D'après les résultats obtenus de coefficient  $C_c$  varie entre 0.1 et 0.2 et la classification donnée par le tableau III.26, les argiles rencontrées sont moyennements compressibles.

### III.5.3. Analyse chimique

Pour mieux identifier le sol étudié, des analyses chimiques ont été effectués sur des échantillons prélevés des sondages carottés afin d'estimer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton de l'infrastructure. Et les analyses les plus impotents sont présentées dans le tableau III.27 :

Tableau III.27 : Résultats d'analyse chimique

Sondage	Profondeur	Carbonate $CaCo_3$ (%)	$SO_4$ (mg/kg)	Chlorure $Cl^-$ (%)	Matière organique (%)
SC86	28.4 – 28.5	23.51	Traces	0.025	-
SC86	33.7 – 34.5	25.42	0.34	0.025	-

### Teneur en carbonate ( $CaCo_3$ )

Le teneur en carbonate est varié ente 23 % et 25 % dans les échantillons argileux, d'après le tableau III.28 les échantillons sont des argiles marneuses.

Tableau III.28 : Classification des sols selon la teneur en carbonate de calcium CaCo

Argile ou limon	Argile marneuse Limon marneux	Marne	Calcaire marneux	Calcaire ou craie
0 – 10 %	10 – 30 %	30 – 70 %	70 – 90 %	90 – 100 %

### III.6. Poids volumiques

#### Argile limoneuse [ 3 – 18.5 ]

##### a. Calcul de $\gamma_d$

La moyenne :

$$\gamma_d \text{ moy} = \sum \gamma_{di} / N$$

$$\gamma_d \text{ moy} = \frac{18.6+19+19.2+18.9+19.3+16.7+17+18+17+16.8+17.4+18.6+15.4+17.5+17.3+17.2}{16}$$

$$= 17 \text{ KN/m}^3$$

Ecart type :

$$\lambda_{\gamma_d'} = \sqrt{\frac{\sum (\gamma_d - \gamma_d \text{ moy})^2}{1}} = 1.15$$

Coefficient de variation

$$\text{COV} = \frac{\lambda_{\gamma_d'}}{\gamma_d \text{ moy}} = 6.48 \% < 10 \%$$

Le poids volumique sec  $\gamma_d$  est égale 17 KN/m<sup>3</sup>

##### b. Calcul de $\gamma_h$

$$\gamma_h \text{ moy} = \sum \gamma_{hi} / N$$

$$\gamma_h \text{ moy} = \frac{21.2+22+22.5+22+22.6+19.9+20.3+21+20.4+20.5+20.7+21.4+19.3+20.3+19.2+20.5}{16}$$

$$= 20.5 \text{ KN/m}^3$$

Ecart type :

$$\lambda_{\gamma_h'} = \sqrt{\frac{\sum (\gamma_h - \gamma_h \text{ moy})^2}{1}} = 1.99$$

Coefficient de variation

$$\text{COV} = \frac{\lambda_{\gamma_h'}}{\gamma_h \text{ moy}} = 9.53 \% < 10 \%$$

Le poids volumique humide  $\gamma_h$  est égale 20.5 KN/m<sup>3</sup>

**c. Calcul de  $\gamma_{sat}$** 

$$\gamma' = \gamma_d \times \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right)$$

$$\gamma' = 17 \times \left(1 - \frac{10}{26.5}\right) = 10.5 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_w + \gamma' = 20.5 \text{ KN/m}^3$$

Le tableau III.29 présent les caractéristiques physique et mécanique de chaque couche dans le terrain étudié :

Tableau III.29: Résumé des caractéristiques physiques et mécaniques du profil étudié

Horizon géotechnique	Profondeur moyens (m)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	C' (kPa)	$\varphi'$ (°)
Remblai	0 - 3	17	20	20	0	20
Argile limoneuse	3 - 18.5	17	20.5	20.5	25	21
Argile graveleuse	18.5 – 31	17.5	21	21	25	22
Grave argileux	31 - 36	18.5	21.5	21.5	10	33
Sables-argileux	36 - 39	18.5	21.5	21.5	35	25
Marnes	39 - 48	17.2	21	21	35	22

- Les résultats des paramètres physiques d'autres couches sont calculés de la même manière que l'exemple présenté de la couche argile limoneuse
- Sols cohésifs (non-drainée), les résultats des paramètres de résistance ( $\varphi'$  et C') ont été déterminé par les corrélations depuis longtemps éprouvés
- Sols non-cohésifs (drainée), pour les couches des sols granulaires ont été effectués sur la base des données des essais SPT et PMT, en utilisant des corrélations depuis longtemps éprouvées.

### III.7. Conclusion

Ce chapitre présente l'interprétation des résultats des essais géotechniques, reconnaissances géologiques et hydrogéologiques à fin d'obtenir les couches du sol étudiées et ses caractéristiques physiques et mécaniques.

D'après les résultats obtenus à partir d'essais, On conclue que le sol étudié se compose de six couches qui sont :

- Remblai de 3 m d'épaisseur.
- Argile limoneuse ( 3 - 18.5 ) m, molle à ferme.
- Argile graveleuse (18.5 - 31 ) m, ferme à dure.
- Grave argileux ( 31 - 36 ) m, moyennement compact à compact.
- Sable argileux ( 36 - 39 ) m, moyennement compact à compact.
- Marne ( 39 - 48 ) m, tendre à compact.

La figure III.3 présente le profile qui forme les principales couches du terrain et qui utilisée pour étudier la stabilité du soutènement de la station d'aéroport.

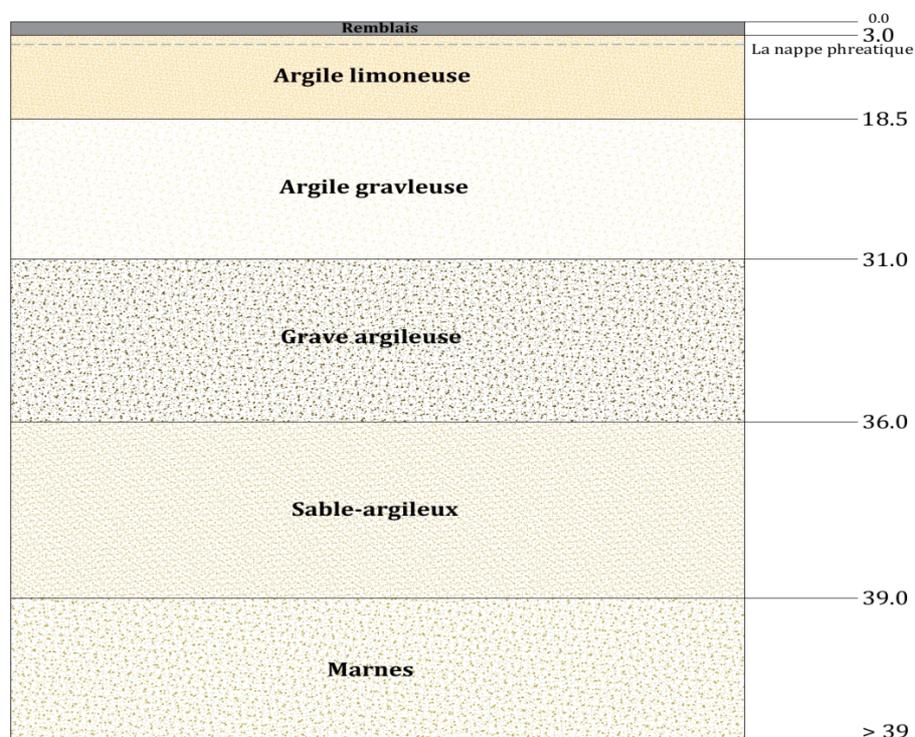


Figure III.3 : Schéma représentant les principales couches qui forme le terrain

La nappe phréatique est située à 5 m de profondeur par rapport au terrain naturel final.

# CHAPITRE IV

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

### IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, en présentant les résultats d'étude des écrans de soutènement de la station d'aéroport à travers le logiciel Géo 5.

D'abord on commence par la solution qui est exécuté dans la station et faire les vérifications nécessaires avec les boutons. Autres solutions proposées a été effectuées par nous et faire une comparaison entre la solution sur site et les solutions proposées pour la raison de choisir une solution technique-économique plus adapté.

Nous avons proposé deux variantes pour la paroi moulée avec les boutons et une variante avec les tirants d'ancrage. Pour chaque proposition nous avons présenté les efforts internes maximaux (l'effort tranchant et moment fléchissant), les déplacements maximaux, la stabilité globale au glissement et la stabilité interne des supports horizontaux.

### IV.2. Présentation du logiciel GEO 5

Est un logiciel géotechnique composé d'une suite de programmes basés sur les méthodes analytiques et les méthodes des éléments finis (MEF). Le logiciel aide à résoudre un large éventail de problèmes géotechniques comme (l'analyse de la stabilité des structures, conception des fondations, conception des soutènements et des fouilles ...etc)

### IV.3. Caractéristiques du terrain

#### IV.3.1. Coupe géologique du terrain

La coupe géologique retenue pour le calcul est :

- [ 0 - 3 m ] : remblai ;
- [ 3 - 18.5 m ] : argile limoneuse ;
- [ 18.5 - 31 m ] : argile graveleuse ;
- [ 31 - 36 m ] : grave argileux ;
- [ 36 - 39 m ] : sable argileux ;
- [ > 39 m ] : marne

**IV.3.2. Nappe phréatique**

La nappe phréatique est située à 5 m de profondeur par rapport au terrain naturel

**IV.3.3. Caractéristiques géotechniques**

Tableau IV.1 : Caractéristiques géotechniques du terrain

Horizon géotechnique	Profondeur moyens (m)	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	C' (kPa)	$\phi'$ (°)	Eoed(MPa)	$\nu$
Remblai	0 - 3	20	20	0	20	13.51	0.3
Argile limoneuse	3 - 18.5	20.5	20.5	25	21	75.67	0.3
Argile graveleuse	18.5 – 31	21	21	25	22	114.86	0.3
Grave argileux	31 - 36	21.5	21.5	10	33	162.16	0.3
Sable argileux	36 - 39	21.5	21.5	35	25	155.41	0.3
Marne	> 39	21	21	35	22	162.16	0.3

Avec :

- $\gamma_h$  : Poids volumique humide.
- $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé.
- $\phi'$  : L'angle de frottement effectif.
- C' : Cohésion effective.
- Eoed : Module œdométrique.
- $\nu$  : Coefficient de Poisson.

**IV.4. Caractéristiques du soutènement**

**IV.4.1. Caractéristiques des parois moulées**

Tableau IV.2 : Les caractéristiques des parois moulées

Longueur (m)	Epaisseur (m)	Fiche (m)	Excavation max (m)	Module E (MPa)	Coeff poisson $\nu$
45	1	20	25	330000	0.2

IV.4.2. Caractéristiques du butons

Tableau IV.3 : Les caractéristiques du butons

Profile	Longueur (m)	Espacement (m)	Surface (mm <sup>2</sup> )	Module élastique E (MPa)
2HEB500	20.60	5	47728	210000

IV.4.3. Caractéristiques de la surcharge

Tableau IV.4 : Caractéristique de la surcharge

La surcharge	Action	q (MPa)	La distance(m)	La longueur (m)
Circulation	Variable	11.10	13.23	30

IV.4.4. Normes et matériaux utilisées

La norme utilisée dans la modélisation est : « France –EN 1997, Gamma water=1.0 » ; Classe du Béton : C30/37 ; Type des aciers : B500 (fyk=500 MPa)

IV.5. Modélisation parois moulées

IV.5.1. Détermination de la fiche D de la paroi sans support horizontal

La fiche de paroi nécessaire sans butons avec une excavation max 25 m est présenté dans la figure IV.1 (sheeting design) :

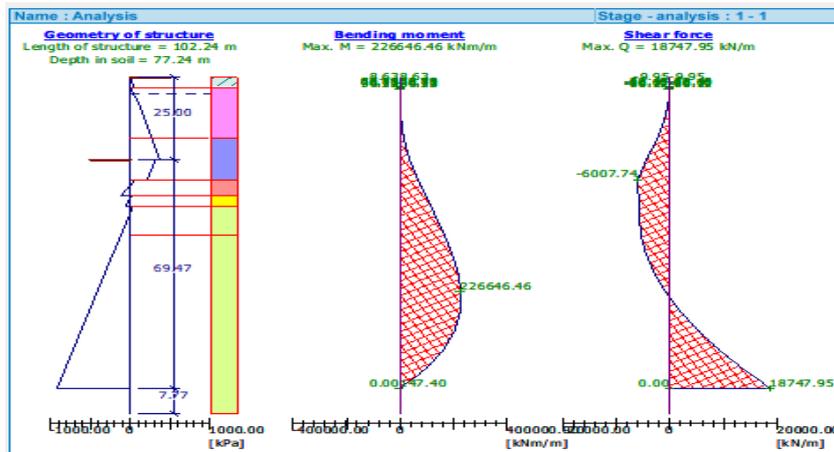


Figure IV.1 : Schéma présentant la fiche correspondante et les efforts internes de la paroi sans butons

- L'effort tranchant maximal : 18747.95 KN/m
- Moment fléchissant maximal : 226646.46 KN.m
- Longueur de la paroi : 102 m
- La fiche : 77 m

La fiche enregistrée pour la paroi sans support horizontal est très importante (77m), pour la raison de diminution de la fiche en utilise les butons.

**IV.5.2. Détermination de la fiche D correspondant à la paroi avec butons**

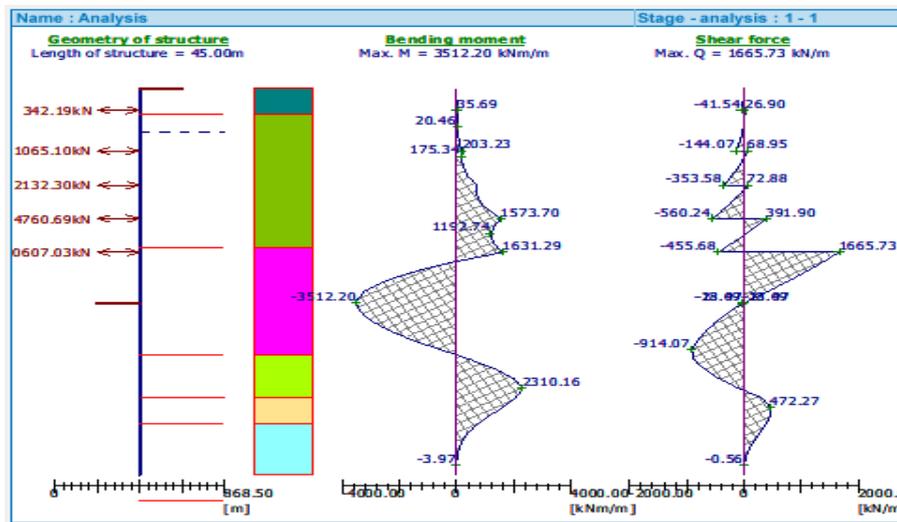


Figure IV.2: Schéma présentant la fiche correspondante et les moments, efforts internes de la paroi avec butons

- ✓ Après la mise en place des butons, on constate que la fiche a diminué à une valeur de 20m par rapport la valeur importante (77m ) sans butons

**IV.5.2.1. Vérification de la stabilité du soutènement de la paroi moulée**

Le tableau IV.5 présent les niveaux d'excavation et positionnement des butons dans la station d'aéroport :

Tableau IV.5 : Profondeurs d’excavation et position des butons dans la station d’aéroport

Profondeur d’excavation (m)	Profondeur des butons (m)
4	2.50
8.25	7.25
12.75	11.25
16.65	15.15
20.55	19.05
25	-

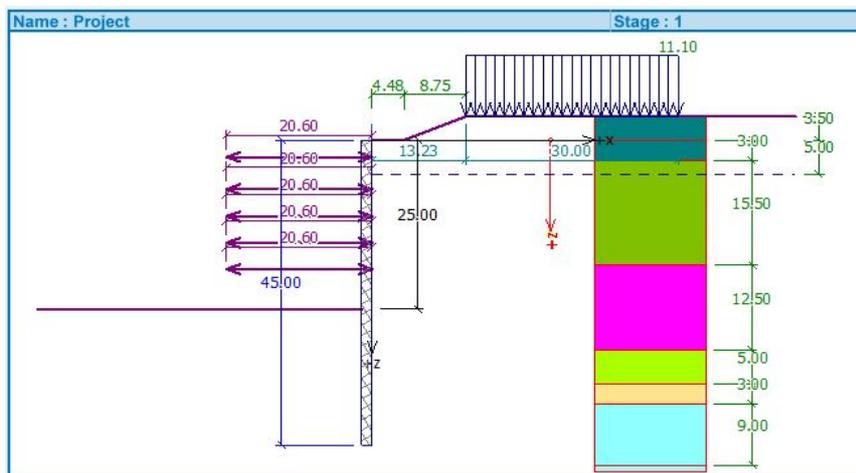


Figure IV.3 : Position des butons dans la station

L’exécution commence du haut vers le bas, excavation de sol et mettre en place les butons jusqu'à atteindre la cote théorique final de l’excavation.

**a. Vérification de la paroi**

Le tableau IV.6 présente les résultats des efforts internes (efforts tranchants, moments fléchissant) et déplacements max de la paroi:

Tableau IV. 6 : Résultats des efforts internes max et déplacements max

N° de phase	Excavation à (m)	Butons à (m)	Efforts tranchants max (kN)	Moment fléchissant max (kN.m)	Dép max (mm)
1	4	-	79.77	129.84	1.9
2	-	2.50	79.80	125.14	1.9
3	8.25	-	139.91	356.91	3.5
4	-	7.25	103.07	131.53	2.5
5	12.75	-	477.48	1030.64	9.5
6	-	11.25	237.99	318.11	4.6
7	16.65	-	839.67	1662.78	17.8
8	-	15.15	410.77	532.77	7.4
9	20.55	-	1236.28	2472.70	28.4
10	-	19.05	658.93	918.44	11.5
11	25	-	<b>1665.73</b>	<b>3512.20</b>	<b>30</b>

L'allure de la déformation de cette paroi est pour un déplacement max 30 mm qui est obtenue dans la phase 11.

#### b. Vérification de réactions des butons

Le tableau IV.7 présente les réactions des butons (KN) au cours d'exécution dans la station d'aéroport :

Tableau IV.7 : Les réactions des butons (station d'aéroport)

Phase	Butons 1	Butons 2	Butons 3	Butons 4	Butons 5
Excavation	-	-	-	-	-
Butons 1	265.05	-	-	-	-
Excavation	863.59	-	-	-	-
Butons 2	520.07	942.50	-	-	-
Excavation	469.64	3002.53	-	-	-
Butons 3	540.65	1621.19	2190.99	-	-
Excavation	-9.14	2183.14	5261.56	-	-
Butons 4	419.84	1689.28	2780.58	3507.92	-
Excavation	77.87	1223.26	3436.77	4818.01	-
Butons 5	383.65	1556.20	2721.26	4008.57	5208.29
Excavation	342.19	1065.10	2132.30	4760.69	<b>5607.03</b>

**Remarque** : La charge maximale que peut supporter un profilé HEB500 de 21 m de longueur est :  
6350 kN

La charge maximale des butons est 5607.03 KN

#### IV.5.2.2. Vérification de stabilité au glissement

La figure IV.4 présente le cercle de glissement avec une vérification par toutes les méthodes de calculs du coefficient de sécurité

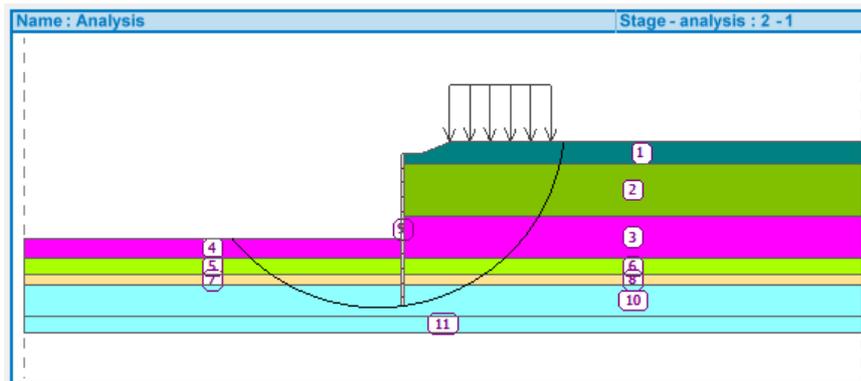
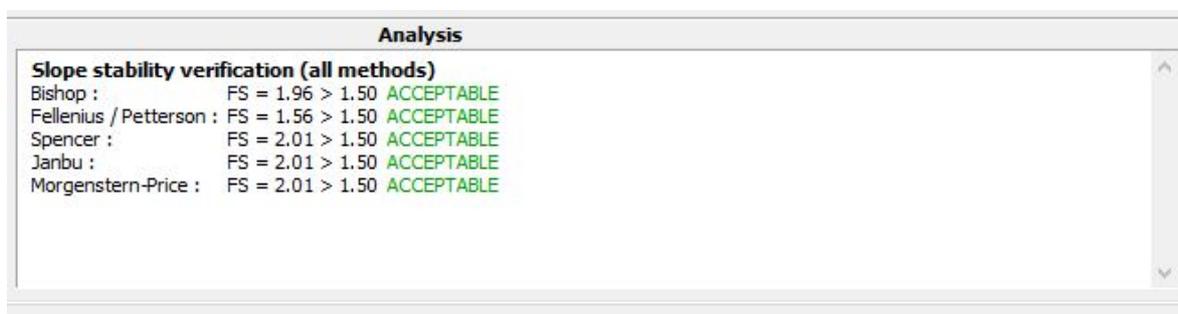


Figure IV.4 : Schéma présente le cercle de glissement (station aéroport)



Le coefficient de sécurité le plus critique est  $fs = 1.56$ , donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### IV.5.2.3. Résumé des résultats

D'après ce résultat de la paroi, on a obtenu un déplacement maximal 30 mm dans la phase 11 qui ne dépasse pas la valeur critique fixé 50mm. Et l'effort tranchant max (1665.73 KN/m), moment fléchissant max (3512.20 KN.m) dans la phase 11.

La charge maximale des butons est 5607.03 KN qui ne dépasse pas la valeur limite 6350 KN, donc la stabilité des butons est vérifiée.

La stabilité au glissement est vérifiée avec un coefficient de sécurité  $Fs = 1.56$

Pour la raison d'optimisation des résultats et pour voir la solution la plus adaptée de principe technique-économique, on propose des autres variantes et à partir les résultats que nous obtiendrons, nous choisirons la solution adéquate.

**IV.6. Proposition 1**

on garde la même section des butons 2HEB500, en modifiant le nombre de ligne des butons 4 ligne et les niveaux d’excavation et l’espace entre les lignes de 6 m .

les niveaux d’excavation et position des butons,(figure IV.5) ainsi les caractéristiques des butons sont présentées dans les tableaux IV.8 et IV.9 respectivement :

Tableau IV.8 : Les niveaux d’excavation et position des butons (proposition 1)

Niveau d’excavation (m)	Position des butons (m)
6	4.5
11.5	10
16	14.5
20.5	19.5
25	-

Tableau IV.9 : Les caractéristiques des butons (proposition 1)

Profile	Longueur (m)	Espacement(m)	Surface (mm <sup>2</sup> )	Module élastique (MPa)
2HEB500	20.60	6	47728	210000

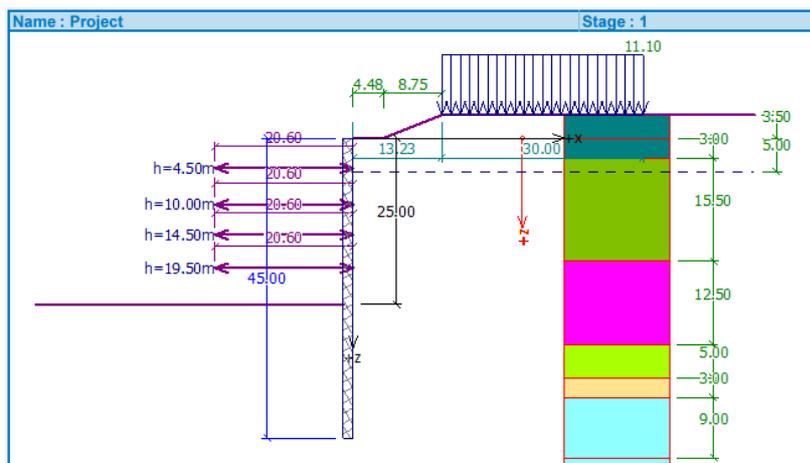


Figure IV.5: Les positions des butons (proposition 1)

## a. Vérification de la paroi

Le tableau IV.10 présente les efforts internes maximales et déplacements maximaux de la paroi dans la proposition 1 :

Tableau IV.10 : Résultats des efforts internes max et déplacement max dans la proposition 1

N °phase	Excavation (m)	Butons à (m)	Efforts tranchants (KN/m)	Moment fléchissant (KN.m)	Déplacement max (mm)
1	6	-	121.96	418.51	10
2	-	4.5	83.86	130.21	2.1
3	11.5	-	387.13	1089.09	9.7
4	-	10	217.22	227.84	3.7
5	16	-	831.92	1660.31	17.4
6	-	14.5	392.29	418.24	6.1
7	20.5	-	1320.23	2614.78	30
8	-	19.50	592.73	655.16	9.6
9	25	-	<b>1625.23</b>	<b>3094.40</b>	<b>39.9</b>

L'allure de la déformation de cette paroi est pour un déplacement max 39.9 mm qui est obtenue dans la phase 9.

### b. Vérification de réactions des butons

Le tableau IV.11 présent les réactions des butons au cours l'avancement des travaux

Tableau IV.11 : Les réactions des butons (proposition1)

Phase	Butons 1	Butons 2	Butons 3	Butons 4
Excavation	-	-	-	-
Butons 1	564.96	-	-	-
Excavation	1891.58	-	-	-
Butons 2	1009.03	1736.56	-	-
Excavation	678.13	4665.06	-	-
Butons 3	964.23	2280.04	2908.02	-
Excavation	343.23	2422.56	4145.51	-
Butons 4	863.79	2288.76	3572.44	4548.41
Excavation	724.53	1763.54	3706.82	<b>6197.55</b>

La charge maximale des butons est 6197.55 KN.

#### IV.6.1. Vérification de stabilité au glissement

La figure IV.6 présente le cercle de glissement avec une vérification par toutes les méthodes de calculs du coefficient de sécurité dans la proposition 1 :

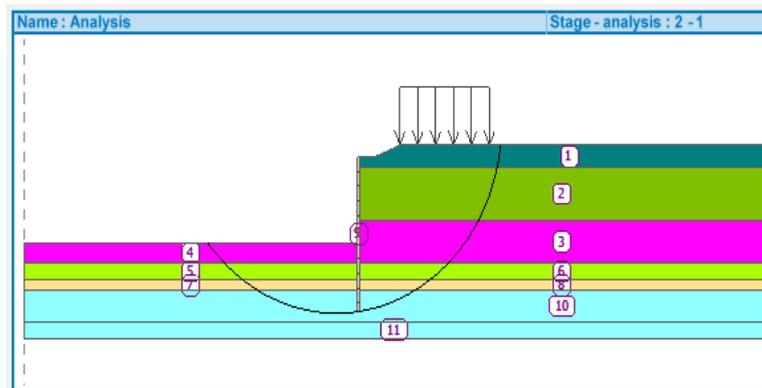


Figure IV.6 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 1)

Analysis	
<b>Slope stability verification (all methods)</b>	
Bishop :	FS = 1.96 > 1.50 ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	FS = 1.55 > 1.50 ACCEPTABLE
Spencer :	FS = 2.01 > 1.50 ACCEPTABLE
Janbu :	FS = 2.01 > 1.50 ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	FS = 2.01 > 1.50 ACCEPTABLE

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.55$ , donc la stabilité au glissement est vérifiée

#### IV.6.2. Résumé des résultats

D'après ces résultats de la paroi, on a obtenu un déplacement maximal 39.9 mm dans la phase 9 qui ne dépasse pas la valeur critique fixé 50mm. Et l'effort tranchant max (1625.23KN), moment fléchissant max (3094.40 KN.m) dans la phase 9.

La stabilité globale au glissement est vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s = 1.55$ .

La charge maximale d'un butons est 6197.55 KN qui ne dépasse pas la charge maximale limite 6350KN, donc la stabilité interne des butons est vérifiée.

**IV.7. Proposition 2**

On garde le même nombre de ligne 5 lignes des butons, et le même espacement 5 m mais en change le profil des butons 1HEB500 au lieu de 2HEB500.

Le tableau IV.12 et figure IV.7 présentent les caractéristiques des butons et position des butons respectivement :

Tableau IV.12 : Les caractéristiques des butons (proposition 2)

Profile	Longueur (m)	Espacement (m)	Surface (mm <sup>2</sup> )	Module élastique (MPa)
1HEB500	20.60	5	23864	210000

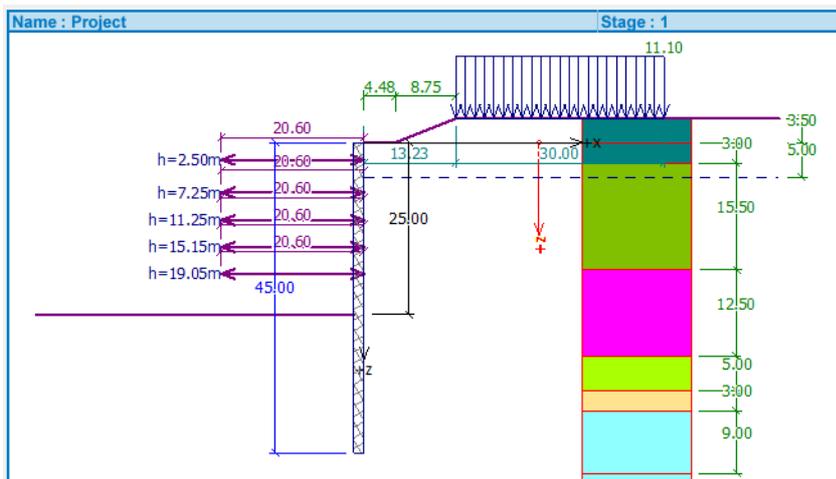


Figure IV.7 : Les positions des butons (proposition 2)

## a. Vérification de la paroi

Le tableau IV.13 présent les efforts internes et déplacement maximal de la paroi dans la proposition 2 :

Tableau IV.13 : Résultats des efforts internes max et déplacement max dans la proposition 2

N° de phase	Excavation à (m)	Butons à (m)	Efforts tranchants max (kN)	Moment fléchissant max (kN.m)	Dép max (mm)
1	4	-	79.77	129.84	1.9
2	-	2.50	79.80	125.14	1.9
3	8.25	-	130.91	281.87	3.8
4	-	7.25	92.67	131.68	2.6
5	12.75	-	478.88	1032.42	10.5
6	-	11.25	225.02	484.46	6.6
7	16.65	-	628.12	1572.57	17.8
8	-	15.15	333.26	726.07	10.6
9	20.55	-	949.42	2261.42	27.6
10	-	19.05	470.12	821.65	15.6
11	25	-	<b>1282.13</b>	<b>3163.16</b>	<b>44</b>

L'allure de la déformation de cette paroi est pour un déplacement max 44 mm qui est obtenue dans la phase 11.

**b. Vérification de réactions des butons**

Le tableau IV.14 présent les réactions des butons (KN) au cour l'exécution dans la station d'aéroport :

Tableau IV.14 : Réactions dans les butons (proposition 2)

Phase	Butons 1	Butons 2	Butons 3	Butons 4	Butons 5
Excavation	-	-	-	-	-
Butons 1	191.92	-	-	-	-
Excavation	759.07	-	-	-	-
Butons 2	533.91	637.33	-	-	-
Excavation	776.27	2115.39	-	-	-
Butons 3	699.50	1422.84	1586.18	-	-
Excavation	388.50	2215.85	3705.82	-	-
Butons 4	572.05	1758.12	2467.41	2488.97	-
Excavation	172.26	1792.23	3572.31	5596.77	-
Butons 5	409.86	1752.08	2858.31	3648.16	3712.93
Excavation	204.95	1446.74	2889.65	4942.59	<b>7529.97</b>

La charge maximale des butons est 7529.97 KN.

**IV.7.1. Vérification de stabilité au glissement**

La figure IV.8 présente le cercle de glissement avec une vérification par toutes les méthodes de calculs du coefficient de sécurité dans proposition 2 :

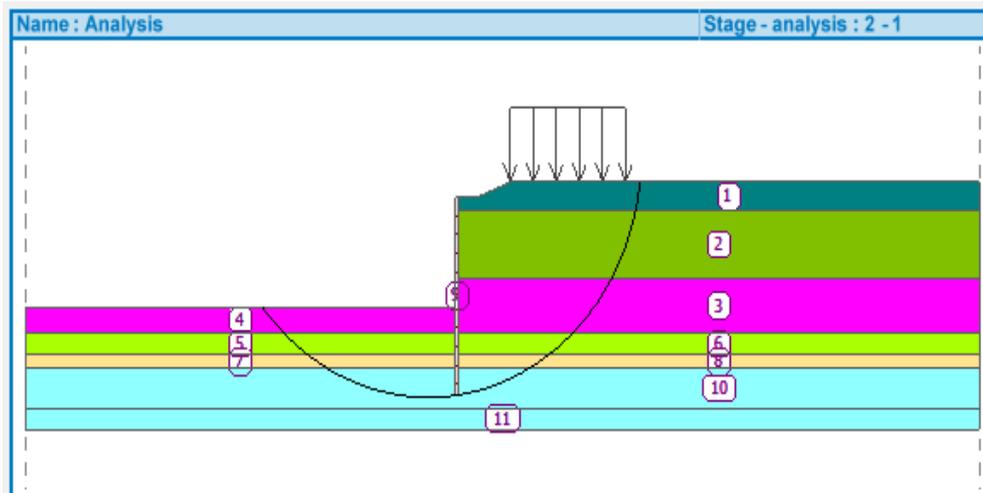


Figure IV.8: Schéma présente le cercle de glissement (proposition 2)

#### Slope stability verification (all methods)

Bishop :	FS = 1.98 > 1.50	ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	FS = 1.54 > 1.50	ACCEPTABLE
Spencer :	FS = 2.04 > 1.50	ACCEPTABLE
Janbu :	FS = 2.03 > 1.50	ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	FS = 2.03 > 1.50	ACCEPTABLE

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.54$ , donc la stabilité au glissement est vérifiée

#### IV.7.2. Résumé des résultats

D'après ces résultats de la paroi, on a obtenu un déplacement maximal 44 mm dans la phase 11 qui ne dépasse pas la valeur critique fixé 50mm, Et l'effort tranchant max (1282.13KN/m) , moment fléchissant max (3163.16 KN.m) dans la phase 11.

la stabilité globale au glissement est vérifiée  $F_s = 1.54$

la charge maximale des butons est 7529.97KN qui dépasse la valeur limite 6350 KN, donc la stabilité interne des butons n'est pas vérifiée.

Cette solution n'est pas acceptable, parce que la stabilité des butons n'est pas vérifiée.

Dans la suivante proposition nous avons retenu autre système d'appui qui est le tirant d'ancrage.

Nous avons effectué plusieurs propositions tel qu'avec 4 lignes des tirants qui montre la structure est n'est pas stable et avec 5 lignes des tirants les résultats indiquent que la stabilité internes des tirants est vérifiée, par contre le déplacement max de la paroi a dépassé le seuil. C'est pour ça nous avons essayé avec un nombre de ligne plus grand.

### IV.8. Proposition 3

Nous avons proposé de mise en place 6 lignes des tirants d'ancrages avec des niveaux d'excavation différents, le tableau IV.15 montre les tirants existant dans le commerce, on trouve le tirant le plus grand (D=63.5)

Tableau IV.15 : Les caractéristiques des tirants existants

Qualité d'acier [N/mm <sup>2</sup> ]	Diamètre [mm]	Limite élastique [KN]	Rupture [KN]
835/1030	26.50	460	568
835/1030	32	671	826
835/1030	36	850	1.048
900/1030 WR	26.5	496	568
900/1030 WR	32	724	828
900/1030 WR	36	916	1.048
1080/1230	26.5	595	678
1080/1230	32	868	989
1080/1230	36	1.099	1.252
500/550	40	628	691
500/550	50	982	1080
555/700	63.5	1.758	2.217

Le tableau IV.16 présent les caractéristiques géométriques des tirants et leurs positionnements :

Tableau IV.16 : Les caractéristiques des tirants d’ancrages

Tirants	Profondeur (m)	Longueur libre (m)	Longueur de scellement(m)	Diamètre (m)	Inclinaison(°)	Espacement (m)
1 <sup>er</sup> ligne	3.5	43	5	63.5	20	2
2eme ligne	7	41	5	63.5	20	2
3eme ligne	10.5	39	5	63.5	20	2
4eme ligne	14	37	5	63.5	20	2
5eme ligne	17.5	37	5	63.5	20	2
6eme ligne	21	37	5	63.5	20	2

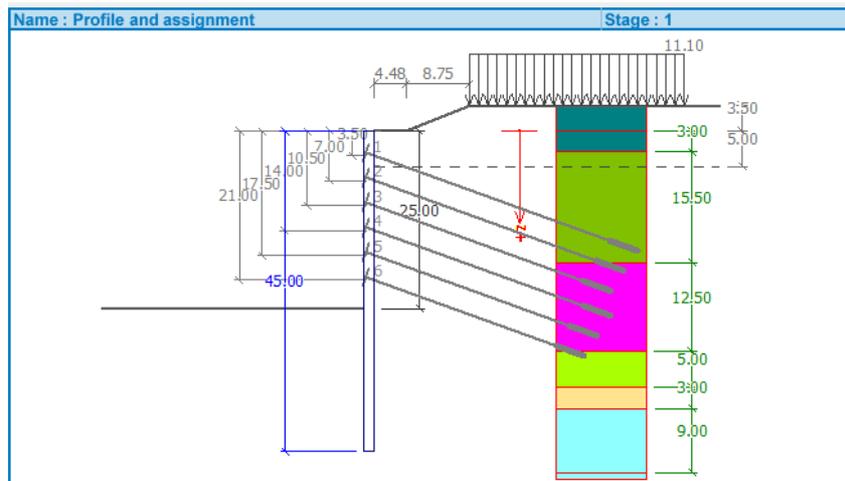


Figure IV.9 : Positions des tirants (proposition 3)

## a. Vérification de la paroi

le tableau IV.17 présent les résultats des efforts internes et déplacements maximales de la paroi au cours de traveaux d'excavation :

Tableau IV.17 : Résultats des efforts internes et déplacement max dans la proposition 3

N° de phase	Excavation à (m)	tirant à (m)	Efforts tranchants max (kN)	Moment fléchissant max (kN.m)	Dép max (mm)
1	4.5	-	80.79	160.15	2.7
2	-	3.5	452.47	411.08	6.3
3	8	-	449.51	461.57	6.7
4	-	7	414.44	482.02	6.9
5	11.5	-	437.89	605.89	7.6
6	-	10.5	426.20	429.85	6.0
7	15	-	568.76	878.27	7.0
8	-	14	438.75	374.66	5.5
9	18.5	-	722.58	1531.01	12.3
10	-	17.5	432.38	284.39	5.4
11	22	-	839.01	2703.81	32.3
12	-	21	554.95	772.11	7.8
13	25	-	<b>1053.89</b>	<b>3411.75</b>	<b>49</b>

L'allure de la déformation de cette paroi est pour un déplacement max 49 mm qui est obtenue dans la phase 13.

**b. Vérification de la stabilité des efforts internes des tirants d’ancrage**

Les tableaux suivants présentes les forces d’ancrages dans les tirants et leurs déplacement et coefficients de sécurité pour chaque phase des travaux :

**Phase 1** : Excavation à 4.5m.

**Phase 2** : Mise en place le 1<sup>er</sup> ligne des tirants à 3.5m de profondeur.

Tableau IV.18 : Force d’ancrage et déplacement des tirants (phase 2, proposition 3)

Tirant	Force d’ancrage (KN)	Force d’ancrage max	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	9557.24	1.8	5.77

**Phase 3** : Excavation à 8m.

Tableau IV.19 : Force d’ancrage et déplacement des tirants (phase 3, proposition 3)

Tirant	Force d’ancrage (KN)	Force d’ancrage max	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	9050.27	1.6	5.03

**Phase 4** : Mise en place 2eme lignes des tirants à 7m.

Tableau IV.20 : Forces d’ancrage et déplacements des tirants (phase 4, proposition 3)

Tirant	Force d’ancrage (KN)	Force d’ancrage max	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	9050.27	1.8	5.03
2	1030	9678.36	0.6	5.74

**Phase 5** : Excavation à 11.5m.

Tableau IV.21 : Forces d’ancrage et déplacements des tirants (phase 5, proposition 3)

Tirant	Force d’ancrage (KN)	Force d’ancrage max	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	8813.34	2.7	4.98
2	1030	8116.99	- 0.5	4.40

**Phase 6** : Mise en place 3eme lignes des tirants à 10.5m

Tableau IV.22 : Forces d’ancrage et déplacements des tirants (phase 6, proposition 3)

Tirant	Force d’ancrage (KN)	Force d’ancrage max	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	8813.34	2.6	4.98
2	1030	8116.99	- 1.4	4.40
3	1350	8268.04	- 0.2	4.65

**Phase 7** : Excavation à 15 m.

Tableau IV.23 : Forces d’ancrage et déplacements des tirants (phase 7, proposition 3)

Tirant	Force d’ancrage (KN)	Force d’ancrage max	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	7467.54	3.1	3.97
2	1030	7344.06	- 2.3	3.60
3	1350	7245.51	-3.3	3.65

**Phase 8** : Mise en place 4eme lignes des tirants à 14m.

Tableau IV.24 : Forces d’ancrage et déplacements des tirants (phase 8, proposition 3)

<b>Tirant</b>	<b>Force d’ancrage (KN)</b>	<b>Force d’ancrage max</b>	<b>Déplacement (mm)</b>	<b>Coefficient de sécurité</b>
1	1000	7467.54	4.4	3.77
2	1030	7344.06	-2.1	3.60
3	1350	7245.51	-3.0	3.65
4	1588	7757.65	-4.0	3.89

**Phase 9** : Excavation à 18.5m.

Tableau IV.25 : Forces d’ancrage et déplacements des tirants (phase 9, proposition 3)

<b>Tirant</b>	<b>Force d’ancrage (KN)</b>	<b>Force d’ancrage max</b>	<b>Déplacement (mm)</b>	<b>Coefficient de sécurité</b>
1	1000	6937.71	4.2	3.71
2	1030	6576.93	-2.1	3.92
3	1350	6242.70	-3.9	3.21
4	1588	6777.34	-11	3.65

**Phase 10 :** Mise en place 5eme lignes des tirants à 17.5m.

Tableau IV.26 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 10, proposition 3)

Tirant	Force d'ancrage (KN)	Force d'ancrage max	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	6937.71	4.2	3.71
2	1030	6576.93	-2.0	3.92
3	1350	6242.70	-3.6	3.21
4	1588	6777.34	-12.2	3.65
5	1670	6237.10	-14	3.32

**Phase 11 :** Excavation à 22m.

Tableau IV.27 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 11, proposition 3)

Tirant	Force d'ancrage (KN)	Force d'ancrage max	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	5559.21	4.5	3.20
2	1030	5202.88	-2.5	3.14
3	1350	4912.07	-12.3	2.96
4	1588	4700.26	-24.3	2.76
5	1670	4610.47	-34.6	2.70

**Phase 12 :** Mise en place 6eme lignes des tirants à 21m.

Tableau IV.28 : Forces d’ancrage et déplacements des tirants (phase 12, proposition 3)

<b>Tirant</b>	<b>Force d’ancrage (KN)</b>	<b>Force d’ancrage max</b>	<b>Déplacement (mm)</b>	<b>Coefficient de sécurité</b>
1	1000	5559.21	4.6	3.20
2	1030	5202.88	-2.7	3.14
3	1350	4912.07	-12.9	2.96
4	1588	4700.26	-25.1	2.76
5	1670	4610.47	-34.3	2.70
6	1699	4256.45	-20	2.85

**Phase 13 :** Excavation à 25m.

Tableau IV.29 : Forces d’ancrage et déplacements des tirants (phase 13, proposition 3)

<b>Tirant</b>	<b>Force d’ancrage (KN)</b>	<b>Force d’ancrage max</b>	<b>Déplacement (mm)</b>	<b>Coefficient de sécurité</b>
1	1000	4114.72	4.8	2.61
2	1030	3721.45	-2.7	2.50
3	1350	3392.18	-13.6	2.43
4	1588	3921.52	-27.5	2.75
5	1670	4146.52	-41.1	3.01
6	1699	3429.92	-48.8	2.43

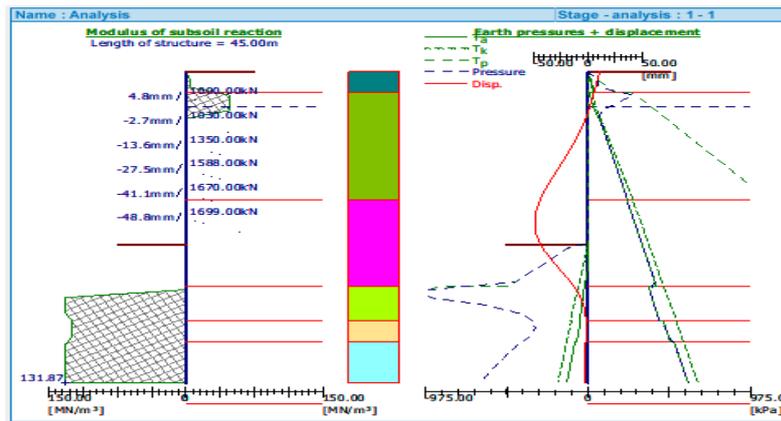


Figure IV.10 : Schéma représente le déplacement et les pressions agissants sur la paroi (Proposition 3)

IV.8.1. Vérification de stabilité au glissement

La figure IV.11 présente le cercle de glissement avec une vérification par toutes les méthodes de calculs du coefficient de sécurité dans proposition 3 :

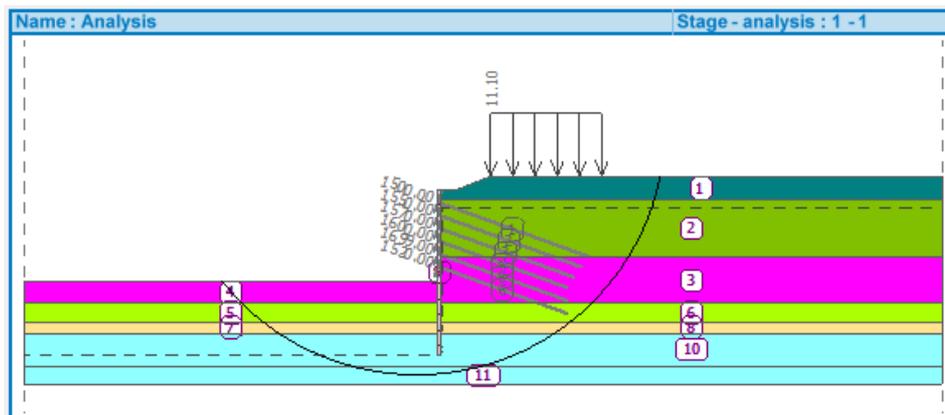


Figure IV.11 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 3)

Slope stability verification (all methods)		
Bishop :	FS = 2.19 > 1.50	ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	FS = 1.84 > 1.50	ACCEPTABLE
Spencer :	FS = 2.19 > 1.50	ACCEPTABLE
Janbu :	FS = 2.18 > 1.50	ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	FS = 2.18 > 1.50	ACCEPTABLE

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.84$ , donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### IV.8.2. Résumés des résultats

D'après ces résultats de la paroi, on a obtenu un déplacement maximal 49 mm dans la phase 13 qui ne dépasse pas la valeur critique fixé 50mm. Et l'effort tranchant max (1053.89KN/m ), moment fléchissant max (3411.75KN.m ) dans la phase 13

La stabilité interne des tirants d'ancrages est vérifiée pour toutes les phases d'excavation avec un coefficient de sécurité varié entre 2.43 et 5.99

La stabilité globale au glissement est vérifiée  $F_s = 1.84$

Le tableau IV.30 présent les déplacements maximaux de chaque proposition et la solution de station :

Tableau IV.30 : Les déplacements maximaux de chaque solution

	La paroi moulée	Déplacement max	Vérification
Station	Solution de station	30 mm	Vérifié
Les propositions	Proposition 1	39.9 mm	Vérifié
	Proposition 2	44 mm	Non vérifié
	Proposition 3	49mm	Vérifié

### IV.9. Conclusion

Dans ce chapitre, Nous avons modélisé le soutènement provisoire de la paroi moulée de l'excavation de la station étudiée par logiciel Géo 5. On a déterminé les efforts internes et les déplacements max pour la solution de station et les solutions proposées.

Dans le but de choisir une solution techniquement sécurisée et économique, nous avons proposé trois variantes. La première variante 100% butons soumis à un déplacement max 39.9mm .la deuxième variante 100% butons soumis à un déplacement max 44mm et les réactions ne sont pas vérifiées, donc cette solution n'est pas acceptable. La dernière variante est 100% tirants d'ancrage soumis a un déplacement max 49mm, mais on note que cette solution est surestimée et très chère avec un nombre de lignes plus grand par rapport à la solution de station.

D'après ces variantes, la solution la plus bénéfique est la première proposition avec 100% butons avec 4 lignes des butons et un espacement de 6m.

# CHAPITRE V

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX

### V.1. Introduction

La modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages.

Ce chapitre concerne a modéliser la proposition de deux autres variantes (pieux sécants et pieux jointifs) par logiciel Geo5.

Les caractéristiques géotechniques prises en compte pour les différentes couches du profil sont présentées dans le CHAPITRE 2.

Dans le but de comparer les solutions : pieux sécants, pieux jointifs avec parois moulées, nous avons gardé les mêmes variantes, la même fiche et la même épaisseur de la paroi, ainsi que les mêmes caractéristiques des supports horizontaux.

### V.2. Vérification de la stabilité du soutènement en pieux jointifs

Les tableaux V.1 ; V.2 ; V.3 ;V.4 présentes les caractéristiques des pieux jointifs ,les butons ,les niveaux d'excavation ainsi la surcharge respectivement :

#### V .2.1. Caractéristiques des pieux jointifs

Tableau V.1: Caractéristiques des pieux jointifs

Longueur(m)	Diamètre(m)	Espacement des centres	La fiche (m)	Excavation max (m)	Module E(MPa)	Coeff de poisson
45	1	1	20	25	330000	0.2

#### V .2.2. Caractéristiques du butons et niveaux d'excavation

Tableau V.2 : Caractéristiques du butons

Profile	Longueur (m)	Espacement (m)	Surface (mm <sup>2</sup> )	Module élastique E (MPa)
2HEB500	20.60	5	47728	210000

Tableau V.3: Profondeurs d’excavation et position des butons

Profondeur d’excavation (m)	Position des butons (m)
4	2.50
8.25	7.25
12.75	11.25
16.65	15.15
20.55	19.05
25	

V.2.3. Caractéristiques de la surcharge

Tableau V.4 : Caractéristique de la surcharge

La surcharge	Action	q (MPa)	La distance(m)	La longueur (m)
Circulation	Variable	11.10	13.23	30

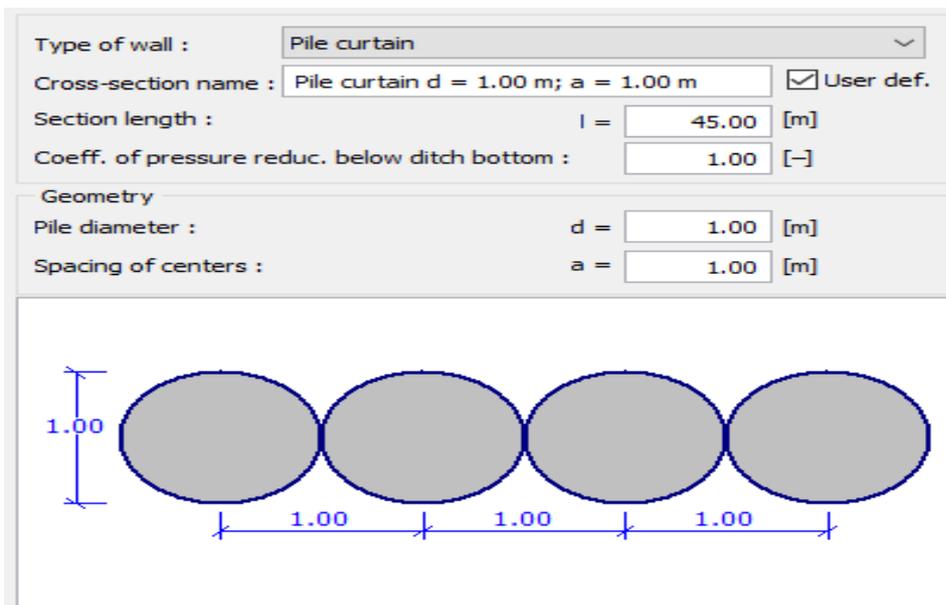


Figure V.1 : Dimensions de la paroi en pieux jointifs

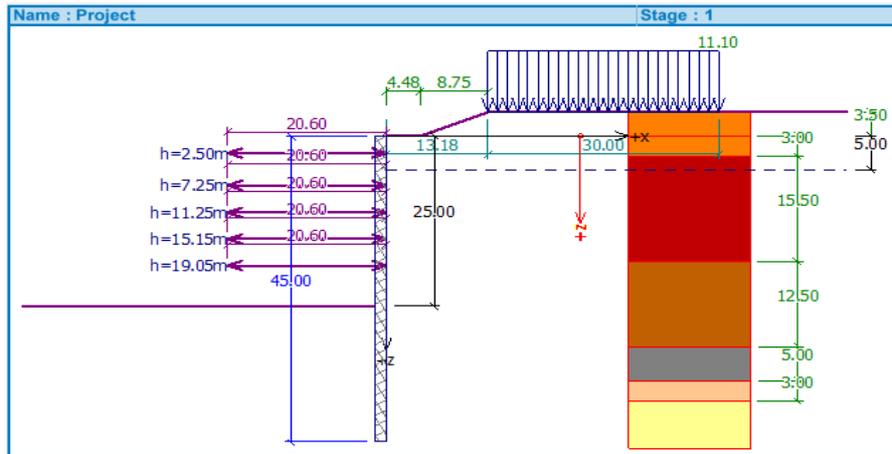


Figure V.2: Positionnement des butons solution de la station d'aéroport

**a. Vérification de la paroi**

L'exécution commence du haut vers le bas, excavation de sol et mettre en place les butons jusqu'à l'atteindre la cote théorique finale de l'excavation

Le tableau V.5 présente les résultats des efforts internes (efforts tranchants, moments fléchissant) et déplacements max de la paroi en pieux jointifs :

Tableau V.5 Résultats des efforts internes et déplacement max de la paroi pieux jointifs

N° de Phases	Excavation à (m)	Butons à (m)	Effort tranchant max kN/ml	Moment fléchissant max kN.m/ml	Dép max (mm)
1	4m	-	60.39	141.60	3,4
2	-	2.5m	57.02	84.04	1,7
3	8.25m	-	207.90	584.15	6 ,8
4	-	7.25	128.53	135.48	2.7
5	12.75m	-	637.91	1263.69	17.5
6	-	11.25	342.35	410.37	6.2
7	16.65m	-	967.80	1756.00	26.5
8	-	15.15	501.25	564.41	8.9
9	20.55m	-	1304.52	2284.32	38.6
10	-	19.05	689.10	792.37	13.1
11	25 m	-	<b>1710.92</b>	<b>3246.26</b>	<b>54.0</b>

L'allure de la déformation de cette paroi est pour un déplacement max 54 mm qui est obtenue dans la phase 11.

#### b. Vérification de réactions des butons

Le tableau V.6 présent les réactions des butons (KN) de solution de la station avec des pieux jointifs :

Tableau V.6 : Réactions des butons dans solution de station d'aéroport

Phase	Butons 1	Butons 2	Butons 3	Butons 4	Butons 5
<b>Excavation</b>					
<b>Butons 1</b>	265.05	-	-	-	
<b>Excavation</b>	1192.29	-	-	-	
<b>Butons 2</b>	598.90	1247.39	-	-	
<b>Excavation</b>	136.62	4368.87	-	-	
<b>Butons 3</b>	490.31	1917.33	2865.81	-	
<b>Excavation</b>	-117.60	2107.02	6475.34	-	
<b>Butons 4</b>	431.16	1868.05	3112.46	4130.08	-
<b>Excavation</b>	260.10	1179.23	3237.34	8881.30	-
<b>Butons 5</b>	439.71	1765.16	2899.81	4179.07	5644.45
<b>Excavation</b>	505.13	1370.38	2060.97	4326.95	<b>11773.86</b>

La charge maximale des butons est **11773.86** KN

#### V.2.4. Vérification de stabilité au glissement

La figure V.3 présente le cercle de glissement avec une vérification par toutes les méthodes de calculs du coefficient de sécurité

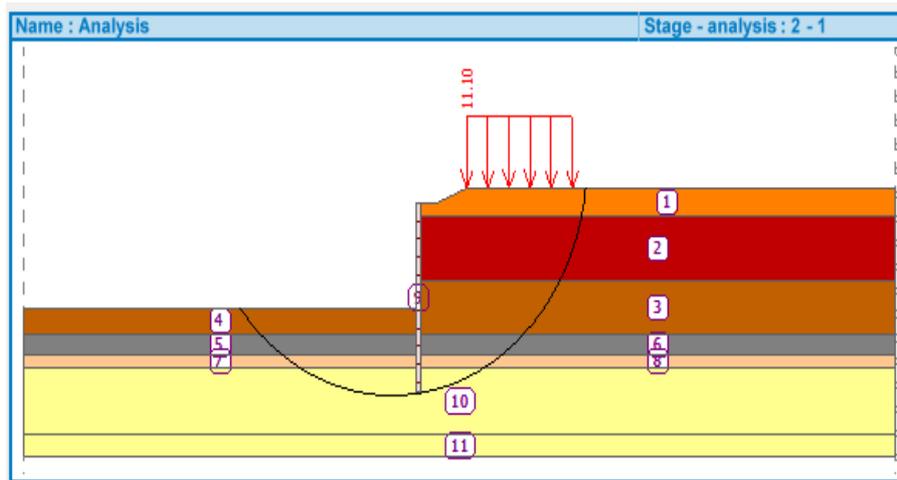


Figure V.3 : Schéma présente le cercle de glissement (solution de station aéroport)

Slope stability verification (all methods)		
Bishop :	FS = 1.98 > 1.50	ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	FS = 1.54 > 1.50	ACCEPTABLE
Spencer :	FS = 2.04 > 1.50	ACCEPTABLE
Janbu :	FS = 2.03 > 1.50	ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	FS = 2.03 > 1.50	ACCEPTABLE

Le coefficient de sécurité le plus critique est  $F_s = 1.54$  donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### V.2.5. Résumé des résultats

D'après ces résultats, on a obtenu un déplacement maximal 54 mm dans la phase 11 qui dépasse la valeur critique fixé 50mm Et l'effort tranchant max (3246.26 KN/m ), moment fléchissant max (1710.92KN.m) dans la phase 11. La stabilité globale au glissement a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s=1.54$ . La charge maximale des butons est 11773.86 KN qui dépasse la valeur limite 6350 KN, donc la stabilité des butons n'est pas vérifiée.

Cette solution n'est pas acceptable parce que le déplacement max dépasse 50 mm et la stabilité des butons n'est pas vérifiée.

D'après les résultats des pieux jointifs avec des déplacements importants, nous sommes passés à des pieux sécants

Nous avons commencé avec des pieux sécants avec un diamètre équivalent de la paroi moulée (1m), le structure est n'est pas stable et même avec un diamètre de 1.20m le structure reste instable.

Nous avons effectué nos variantes avec une paroi en pieux sécants de 1.3m.

### V.3. Proposition 1

Nous avons gardé les mêmes caractéristiques de la station d'aéroport avec les pieux sécants, le tableau V.8 présente les caractéristiques des pieux sécants

#### V.3.1. Caractéristiques des pieux sécants

Tableau V.7: Les caractéristiques des pieux sécants

Longueur(m)	Diamètre(m)	Espacement des centres	La fiche (m)	Excavation max (m)	Module E(MPa)	Coeff de poisson
45	1.3	1	20	25	330000	0.2

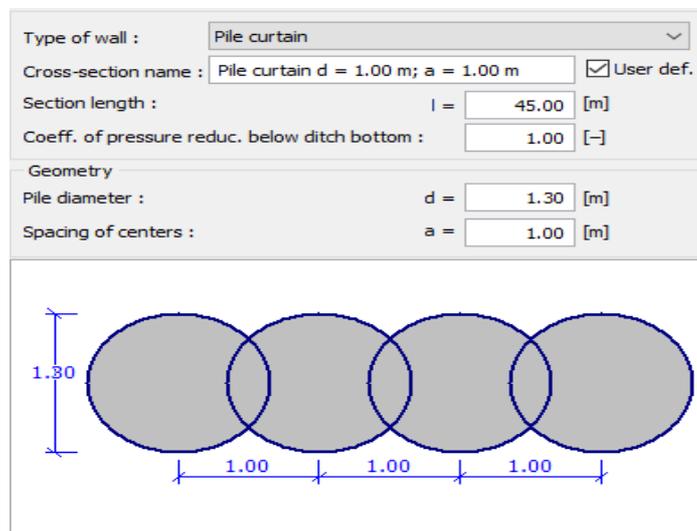


Figure V.4 : Dimensions de la paroi en pieux sécants

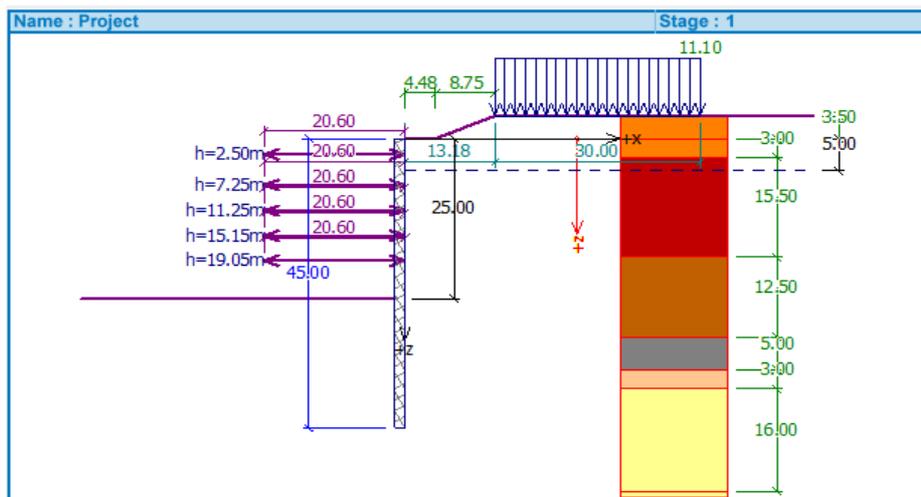


Figure V.5 : Positionnement des butons (proposition 1)

### a. Vérification de la paroi

Le tableau V.8 présente les résultats des efforts internes et déplacements maximaux de la paroi pieux sécants dans la proposition 1 :

Tableau V.8 : Résultats des efforts internes max et déplacement max dans la proposition 1

N° de phases	Excavation (m)	Butons (m)	Effort tranchant (kN/ml)	Moment fléchissant (kN.m/ml)	Déplacement Max (mm)
1	4m	-	78.21	145.37	2.6
2	-	2.5m	78.12	124.06	2.1
3	4.25m	-	220.64	639.50	5.3
4	-	7.25	136.68	169.39	3.1
5	4.5m	-	606.28	1500.11	12.5
6	-	11.25	329.27	552.10	5.8
7	3.9m	-	934.65	2030.13	18.6
8	-	15.15	477.53	720.35	8.2
9	3.9m	-	1262.02	2635.36	25.8
10	-	19.05	652.65	983.26	11.3
11	4.5m	-	<b>1650.29</b>	<b>3661.42</b>	<b>35.1</b>

L'allure de la déformation de cette paroi est pour un déplacement max **35.1** mm qui est obtenue dans la phase 11.

### b. Vérification de réactions des butons

Le tableau V.9 présent les réactions des butons (KN) dans la proposition 1 :

Tableau V.9 : Les réactions des butons (proposition 1)

PHASE	Butons1	Butons2	Butons3	Butons4	Butons5
Excavation	-	-	-	-	-
Butons1	293.02	-	-	-	-
Excavation	1253.01	-	-	-	-
Butons2	636.41	1288.53	-	-	-
Excavation	502.16	3804.78	-	-	-
Butons3	596.38	1953.26	2712.09	-	-
Excavation	-44.53	2605.16	4773.64	-	-
Butons4	466.40	1950.27	3114.74	3890.32	-
Excavation	439.77	1601.93	3907.96	5014.13	-
Butons5	426.76	1819.67	3031.84	4241.54	<b>5232.76</b>

La charge maximale des butons est **5232.76 KN**.

### V.3.2. Vérification de stabilité au glissement

La figure V.6 présente le cercle de glissement avec une vérification par toutes les méthodes de calculs du coefficient de sécurité

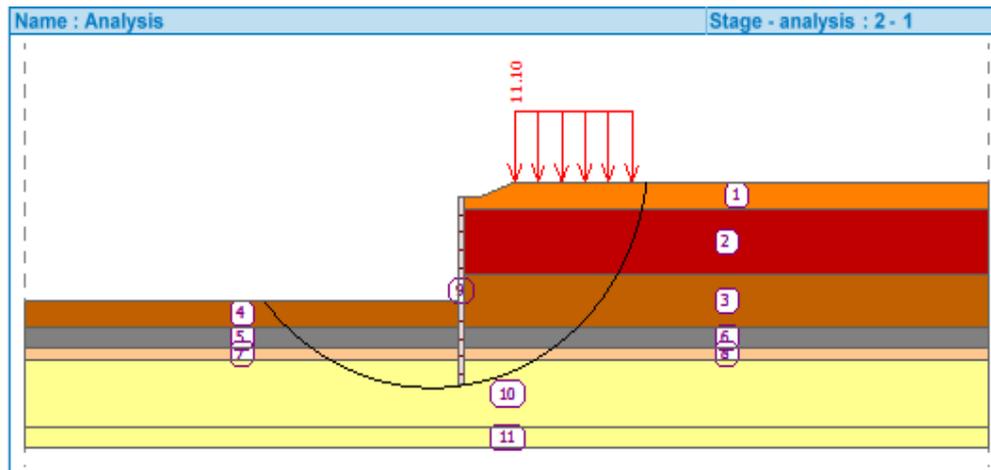


Figure V.6 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 1)

#### Slope stability verification (all methods)

Bishop :	FS = 2.53 > 1.50	ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	FS = 2.10 > 1.50	ACCEPTABLE
Spencer :	FS = 2.53 > 1.50	ACCEPTABLE
Janbu :	FS = 2.52 > 1.50	ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	FS = 2.52 > 1.50	ACCEPTABLE

Le coefficient de sécurité le plus critique est  $f_s = 2.10$ , donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### V.3.3. Résumés des résultats

D'après les résultats de la paroi, on a obtenu un déplacement maximal 35.1 mm, il a été obtenu en Phase n°11. Cette valeur est au-dessous du seuil critique fixé à 50 mm.

l'effort tranchant max (1650.29 kn/m ), moment fléchissant max (3661.42kn.m ) dans la phase 11.

La stabilité globale au glissement a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s=2.10$ .

La charge maximale des butons est 5232.72 KN qui ne dépasse pas la valeur limite 6350 KN, donc la stabilité des butons est vérifiée.

### V.4. Proposition 2

On garde les mêmes caractéristiques des butons 2HEB500, en modifiant le nombre de ligne des butons 4 ligne et les niveaux d'excavation et l'espacement entre les lignes de 6 m .

Les niveaux d'excavation et position des butons sont présentés dans le tableau V.10 :

Tableau V.10 : Les niveaux d'excavation et position des butons (proposition 2)

Niveau d'excavation (m)	Position des butons (m)
6	4.5
11.5	10
16	14.5
20.5	19.5
25	

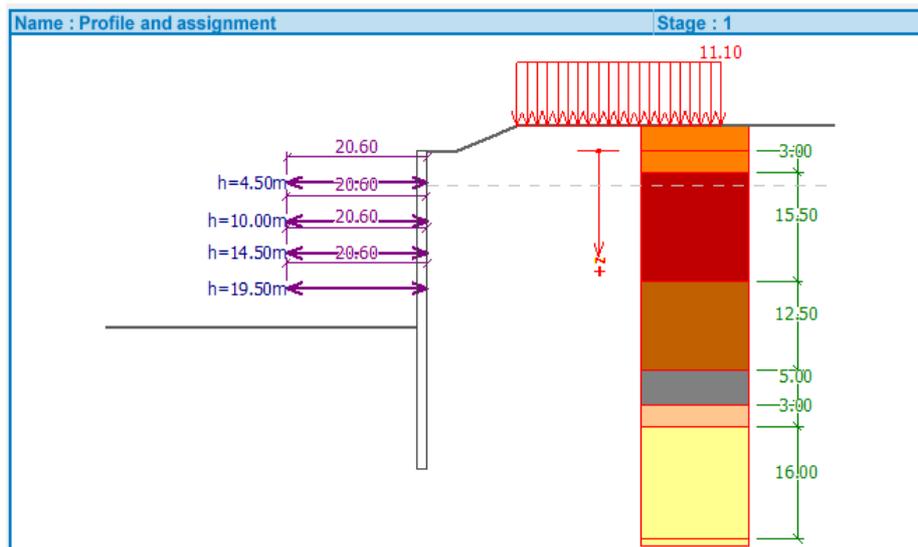


Figure V.7 : Positionnement des butons (proposition 2)

#### a. Vérification de la paroi

Le tableau V.11 présente les résultats des efforts internes et déplacements maximaux de la paroi pieux sécants dans la proposition 2:

Tableau V.11 : Résultats des efforts internes max et déplacement max (proposition 2)

N° de phases	Excavation a (m)	Butons à (m)	Effort tranchant max kN/ml	Moment fléchissant max kN.m/ml	Déplacement de la paroi (mm)
1	6	-	163.72	826.12	21.7
2	-	4.5m	104.35	129.84	2.5
3	11.5	-	511.43	1618.99	29.8
4	-	10	307.73	406.92	4.9
5	16	-	941.29	2081.01	33.8
6	-	14.5	477.44	614.00	7.0
7	20.5	-	1355.10	2775.50	37.0
8	-	19.50	588.12	702.73	9.5
9	25	-	<b>1610.83</b>	<b>3227.03</b>	<b>42.6</b>

L'allure de la déformation de cette paroi est pour un déplacement max 42.6 mm qui est obtenue dans la phase 9

#### b. Vérification de réactions des butons

Le tableau V.12 présent les réactions des butons (KN) dans la proposition 2 :

Tableau V.12 : Réactions des butons (proposition2)

PHASE	Butons 1	Butons 2	Butons 3	Butons 4
<b>Excavation</b>	-	-	-	-
<b>Butons1</b>	723.54	-	-	-
<b>Excavation</b>	2361.84	-	-	-
<b>Butons2</b>	2219.79	1209.54	-	-
<b>Excavation</b>	832.54	5270.07	-	-
<b>Butons3</b>	1097.23	2589.35	3330.23	-
<b>Excavation</b>	424.42	2920.32	5218.16	-
<b>Butons4</b>	1002.60	2580.18	3802.17	4599.06
<b>Excavation</b>	799.68	2120.54	4158.55	<b>6293.38</b>

La charge maximale des butons est **6293.38 KN**

#### V.4.1. Vérification de stabilité au glissement

La figure V.8 présente le cercle de glissement avec une vérification par toutes les méthodes de calculs du coefficient de sécurité

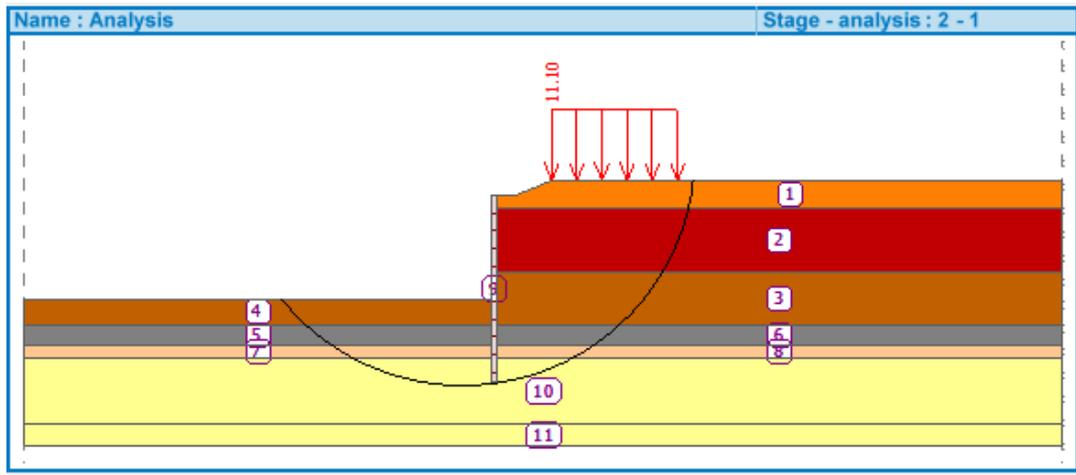


Figure V.8 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 2)

#### Slope stability verification (all methods)

Bishop :	FS = 2.53 > 1.50	ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	FS = 2.10 > 1.50	ACCEPTABLE
Spencer :	FS = 2.53 > 1.50	ACCEPTABLE
Janbu :	FS = 2.52 > 1.50	ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	FS = 2.52 > 1.50	ACCEPTABLE

Le coefficient de sécurité le plus critique est  $F_s = 2.10$  donc la stabilité au glissement est vérifiée.

#### V.4.2. Résumé des résultats

D'après les résultats de la paroi, on a obtenu un déplacement maximal 42.6 mm, cette valeur est admissible car elle est au-dessous de la valeur critique 50 mm. L'effort tranchant max (1610.83KN/m), moment fléchissant max (3227.03 KN.m) dans la phase 9.

La stabilité globale au glissement a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s=2.10$ .

La charge maximale d'un butons est 6293.38KN qui ne dépasse pas la charge maximale limite 6350KN, donc la stabilité interne des butons est vérifiée.

**V.5. Proposition 3**

Nous avons changé la section des butons soit 1HEB500 au lieu de 2HEB500 et gardes les mêmes niveaux d'excavation ainsi que le même nombre de lits de butons soit 5 lits et le même espacement 5m .

**V.5.1. Caractéristiques des Butons**

Tableau V.13 : Caractéristiques des butons (proposition 3)

Profile	Longueur (m)	Espacement (m)	Surface (mm <sup>2</sup> )	Module élastique (MPa)
1HEB500	20.60	5	23864	210000

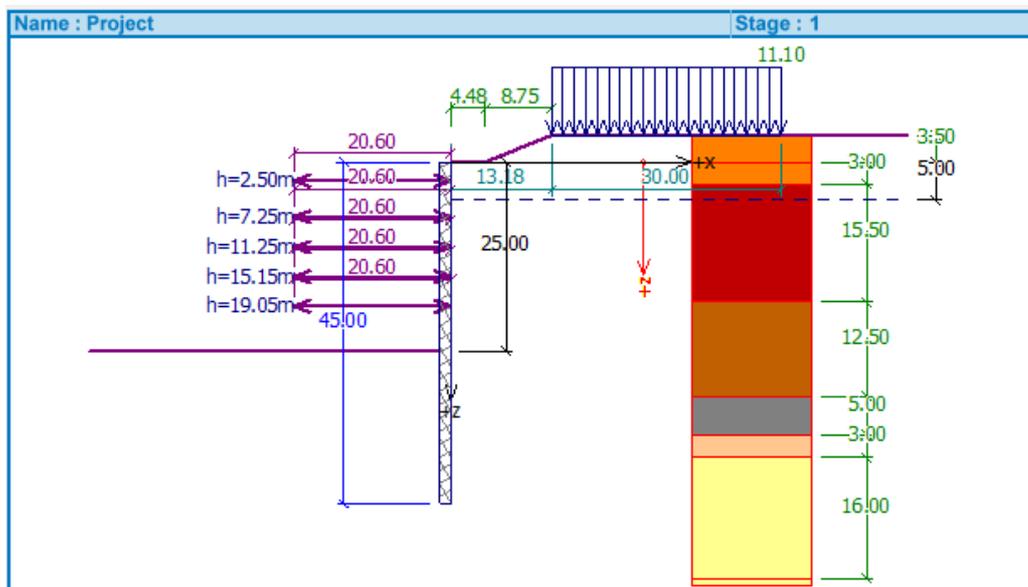


Figure V.9 : Positions des butons (proposition 3)

**a. Vérification de la paroi**

tableau V.14 présente les résultats des efforts internes et déplacements maximaux de la paroi pieux sécants dans la proposition 3

Tableau V.14 : Résultats des efforts internes max et déplacement max (proposition 3)

N° de phases	Excavation à (m)	Butons à (m)	Effort tranchant max kN/ml	Moment fléchissant max kN.m/ml	Déplacement de la paroi (mm)
1	4m	-	78.53	145.55	2.6
2	-	2.5m	78.13	124.12	2.1
3	8.25m	-	212.33	604.21	6.5
4	-	7.25	120.28	230.69	4.0
5	12.75m	-	554.68	1718.17	16.7
6	-	11.25	287.66	755.86	9.1
7	16.65m	-	863.75	2399.04	26.3
8	-	15.15	406.39	1012.99	13.9
9	20.55m	-	1176.41	3044.30	35.8
10	-	19.05	565.18	1278.97	19.0
11	25m	-	<b>1548.37</b>	<b>4133.27</b>	<b>48.0</b>

L'allure de la déformation de la paroi est pour un déplacement max 48 mm dans la phase 11

#### b. Vérification de réactions des butons

Le tableau V.15 présent les réactions des butons (KN) dans la proposition 3 :

Tableau V.15: Réactions dans les butons (proposition 3)

PHASE	Butons1	Butons2	Butons3	Butons4	Butons5
<b>Excavation</b>	-	-	-	-	-
<b>Butons1</b>	223.11	-	-	-	-
<b>Excavation</b>	1211.50	-	-	-	-
<b>Butons2</b>	751.25	964.49	-	-	-
<b>Excavation</b>	961.81	3056.06	-	-	-
<b>Butons3</b>	848.48	1831.37	2208.88	-	-
<b>Excavation</b>	253.67	2755.39	4935.11	-	-
<b>Butons4</b>	625.68	2035.08	2986.57	3375.00	-
<b>Excavation</b>	59.15	2041.10	4166.94	6699.71	-
<b>Butons5</b>	462.11	1947.54	3151.91	4137.99	4609.02
<b>Excavation</b>	133.13	1566.07	3185.28	5567.42	<b>8806.60</b>

La charge maximale des butons est 8806.60 KN

### V.5.2. Vérification de stabilité au glissement

La figure V.10 présente le cercle de glissement avec une vérification par toutes les méthodes de calculs du coefficient de sécurité

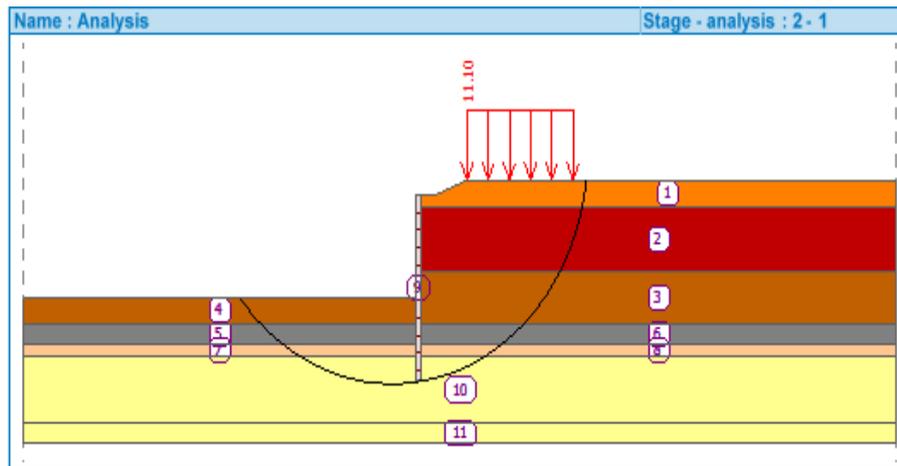


Figure V.10 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 3)

#### Slope stability verification (all methods)

Bishop :	FS = 2.53 > 1.50	ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	FS = 2.10 > 1.50	ACCEPTABLE
Spencer :	FS = 2.53 > 1.50	ACCEPTABLE
Janbu :	FS = 2.52 > 1.50	ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	FS = 2.52 > 1.50	ACCEPTABLE

Le coefficient de sécurité le plus critique est  $F_s = 2.10$  donc la stabilité au glissement est vérifiée.

#### V.5.3. Résumé des résultats

D'après ces résultats de la paroi, on a obtenu un déplacement maximal 48 mm dans la phase 11 qui ne dépasse pas la valeur critique fixé 50mm. l'effort tranchant max (1548.37/m) , moment fléchissant max (4133.27KN.m) dans la phase 11

la stabilité globale au glissement est vérifiée  $F_s = 2.10$

la charge maximale des butons est 8806.60KN qui dépasse la valeur limite 6350 KN, donc la stabilité interne des butons n'est pas vérifiée.

Cette solution n'est pas acceptable, parce que la stabilité des butons n'est pas vérifiée.

**V.6. Proposition 4**

Nous avons proposé de mise en place 6 lignes des tirants d’ancrages avec des niveaux d’excavation différents, on prend le tirant le plus grand D=63.5mm

Le tableau V.16 présent les caractéristiques géométriques des tirants et leurs positionnements :

Tableau V.16 : Caractéristiques des tirants d’ancrages

Tirants	Profondeur (m)	Longueur libre (m)	Longueur de scellement(m)	Diamètre (m)	Inclinaison(°)	Espacement (m)
1 <sup>er</sup> ligne	3.5	43	5	63.5	20	2
2eme ligne	7	41	5	63.5	20	2
3eme ligne	10.50	39	5	63.5	20	2
4eme ligne	14	37	5	63.5	20	2
5eme ligne	17.50	37	5	63.5	20	2
6eme ligne	21	37	5	63.5	20	2

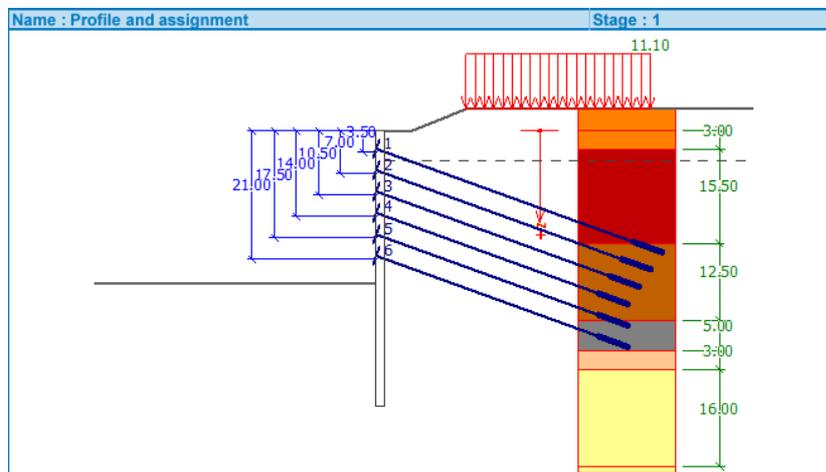


Figure V.11 : positions des tirants (proposition 4)

### a. Vérification de la paroi

le tableau V.17 présent les résultats des efforts internes et déplacements maximaux de la paroi dans la proposition 4 :

Tableau V.17 : Résultats des efforts internes et déplacement max (proposition 4)

N° de phase	Excavation à (m)	tirant à (m)	Efforts tranchants max (kN)	Moment fléchissant max (kN.m)	Dép max (mm)
1	4.5	-	306.76	347.88	4.3
2	-	3.5	315.24	526.73	4.6
3	8	-	348.29	414.99	5.2
4	-	7	498.47	1080.86	7.2
5	11.5	-	468.78	689.45	6.5
6	-	10.50	446.14	490.5	4.4
7	15	-	698.02	1738.51	6.1
8	-	14	581.52	520.40	3.5
9	18.5	-	919.73	2236.81	20.6
10	-	17.50	<b>1073.45</b>	3382.2	37.7
11	22	-	1056.91	444.77	39.7
12	-	21	688.69	1009.73	6.7
13	25	-	1064.47	<b>4013.84</b>	<b>47.8</b>

L'allure de la déformation de cette paroi est pour un déplacement max 47.8mm qui est obtenue dans la phase 13.

**b. Vérification de la stabilité des efforts internes des tirants d'ancrage**

Les tableaux suivants présentent les forces d'ancrages dans les tirants et leurs déplacements et coefficients de sécurité pour chaque phase des travaux :

**Phase 1** : Excavation à 4.5m.

**Phase 2** : Mise en place le 1<sup>er</sup> ligne des tirants à 3.5m de profondeur.

Tableau V.18 : Force d'ancrage et déplacement des tirants (phase 2, proposition 4)

Tirant	Force d'ancrage (KN)	Force d'ancrage max(KN)	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	9557.24	1.9	5.77

**Phase 3** : Excavation à 8m.

Tableau V.19 : Force d'ancrage et déplacement des tirants (phase 3, proposition 4)

Tirant	Force d'ancrage (KN)	Force d'ancrage max(KN)	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	9050.27	1.6	5.03

**Phase 4** : Mise en place 2eme lignes des tirants à 7m.

Tableau V.20 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 4, proposition 4)

Tirant	Force d'ancrage (KN)	Force d'ancrage max(KN)	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	9050.27	3.2	5.03
2	1250	9678.36	0.8	5.30

**Phase 5 :** Excavation à 11.5m.

Tableau V.21 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 5, proposition 4)

Tirant	Force d'ancrage (KN)	Force d'ancrage max(KN)	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	8865.70	3.0	4.99
2	1250	8695.81	1.5	4.45

**Phase 6 :** Mise en place 3eme lignes des tirants à 10.5m

Tableau V.22 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 6, proposition 4)

Tirant	Force d'ancrage (KN)	Force d'ancrage max(KN)	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	8865.70	3.2	4.99
2	1250	8695.81	1.6	4.45
3	1540	8312.44	-0.7	3.95

**Phase 7 :** Excavation à 15 m.

Tableau V.23 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 7, proposition 4)

Tirant	Force d'ancrage (KN)	Force d'ancrage max(KN)	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	7312.63	4.6	3.47
2	1250	7263.28	1.9	3.41
3	1540	7086.59	-4.5	3.17

**Phase 8** : Mise en place 4eme lignes des tirants à 14m.

Tableau V.24 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 8, proposition 4)

Tirant	Force d'ancrage (KN)	Force d'ancrage max(KN)	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	7312.63	3.0	3.47
2	1250	7263.28	2.3	3.44
3	1540	7086.59	- 2.0	3.39
4	2050	8762.59	-1.8	4.27

**Phase 9** : Excavation à 18.5m.

Tableau V.25 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 9, proposition 4)

Tirant	Force d'ancrage (KN)	Force d'ancrage max(KN)	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	6634.51	3.4	3.33
2	1250	6062.31	2.4	3.24
3	1540	6228.71	-2.3	3.55
4	2050	6656.89	-10.0	2.89

**Phase 10** : Mise en place 5eme lignes des tirants à 17.5m.

Tableau V.26 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 10, proposition 4)

Tirant	Force d'ancrage (KN)	Force d'ancrage max(KN)	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	6634.51	3.8	3.33
2	1250	6062.31	2.3	3.24
3	1540	6228.71	-2.9	3.55
4	2050	6656.89	-11	2.89
5	2100	6114.57	-16	2.67

**Phase 11** : Excavation à 22m.

Tableau V.27 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 11, proposition 4)

<b>Tirant</b>	<b>Force d'ancrage (KN)</b>	<b>Force d'ancrage max(KN)</b>	<b>Déplacement (mm)</b>	<b>Coefficient de sécurité</b>
1	1000	5535.51	6.1	3.02
2	1250	5841.10	2.1	3.50
3	1540	4225.28	-7.2	3.00
4	2050	4500.74	-18.4	2.55
5	2100	4948.57	-30.3	2.87

**Phase 12** : Mise en place 6eme lignes des tirants à 21m.

Tableau V.28 : Forces d'ancrage et déplacements des tirants (phase 12, proposition 4)

<b>Tirant</b>	<b>Force d'ancrage (KN)</b>	<b>Force d'ancrage max(KN)</b>	<b>Déplacement (mm)</b>	<b>Coefficient de sécurité</b>
1	1000	5535.51	6.3	3.02
2	1250	5841.10	2.0	3.50
3	1540	4275.28	-6	3.00
4	2050	4500.74	-18.1	2.55
5	2100	4948.57	-30.2	2.87
6	2030	4722.01	-40.4	2.44

Phase 13 : Excavation à 25m.

Tableau V.29 : Forces d’ancrage et déplacements des tirants (phase 9, proposition 4)

Tirant	Force d’ancrage (KN)	Force d’ancrage max(KN)	Déplacement (mm)	Coefficient de sécurité
1	1000	4777.16	6.6	2.65
2	1250	4423.00	2.0	2.47
3	1540	3223.61	-5.0	2.40
4	2050	3969.35	- 16.2	2.37
5	2100	3726.47	-30.4	2.25
6	2030	3232.17	-43.1	2.08

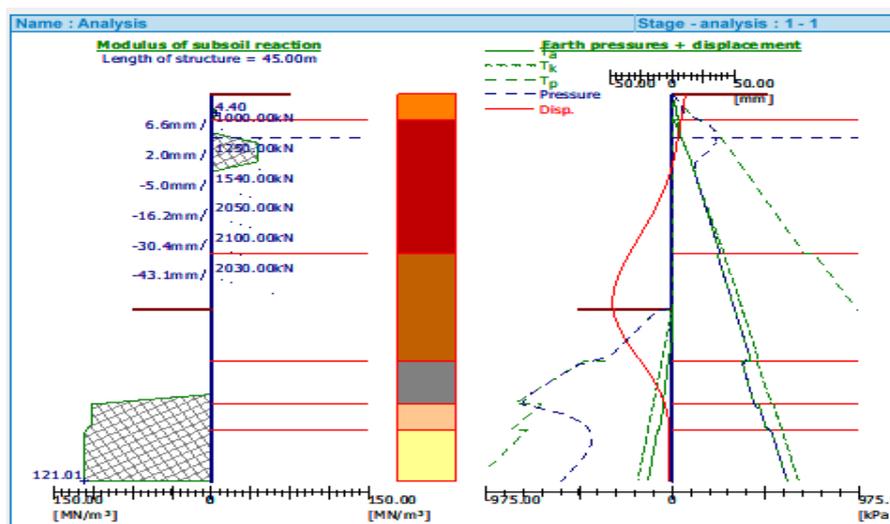


Figure V.12 : Schéma représente le déplacement et les pressions agissants sur la paroi (proposition 4)

V.6.1. Vérification de stabilité au glissement

La figure V.13 présente le cercle de glissement avec une vérification par toutes les méthodes de calculs du coefficient de sécurité dans proposition 4 :

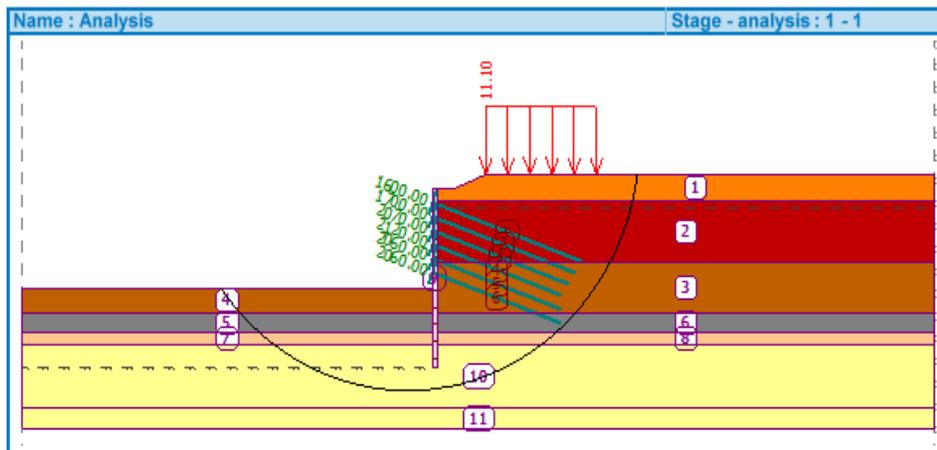


Figure V.13 : Schéma présente le cercle de glissement (proposition 4)

Slope stability verification (all methods)		
Bishop :	FS = 1.98 > 1.50	ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	FS = 1.54 > 1.50	ACCEPTABLE
Spencer :	FS = 2.04 > 1.50	ACCEPTABLE
Janbu :	FS = 2.03 > 1.50	ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	FS = 2.03 > 1.50	ACCEPTABLE

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.54$ , donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### V.6.2. Résumés des résultats

D'après ces résultats de la paroi, on a obtenu un déplacement maximal 47.8 mm dans la phase 13 qui ne dépasse pas la valeur critique fixé 50mm. Et l'effort tranchant max (1073.45KN/m ) dans la phase 10, Moment fléchissant max (4013.84KN.m ) dans la phase 13

La stabilité interne des tirants d'ancrages est vérifiée pour toutes les phases d'excavation avec un coefficient de sécurité varié entre 2.08 et 5.30

La stabilité globale au glissement est vérifiée  $F_s = 1.54$

Le tableau V.30 présent les déplacements maximaux de chaque proposition et la solution de station :

Tableau V.30 : Les déplacements maximaux de chaque solution

	La paroi moulée	déplacement max	Vérification
Station	Solution de station	54 mm	Non Vérifié
Les propositions	Proposition 1	35.1 mm	Vérifié
	Proposition 2	42.6 mm	Vérifié
	Proposition 3	48 mm	Non Vérifié
	Proposition 4	47.8 mm	Vérifié

## V.7. Conclusion

Afin de choisir la meilleure solution pour le soutènement provisoire de l'excavation de la station de métro d'aéroport, nous avons fait une comparaison entre les solutions proposées depuis la sécurité et l'économie de système d'appui pour les deux variantes d'écrans de soutènement : parois moulées et pieux sécants. Cette comparaison basée sur les résultats de modélisation en termes des efforts internes max, déplacement horizontal max et la stabilité au glissement

Nous avons noté que La solution en pieux jointifs n'est pas vérifiée parce que le déplacement max dépasse le seuil (50mm) et aussi les réactions des butons n'est pas vérifié, donc on a passé à les sécants avec un diamètre plus grand.

En pouvons s'attendre que l'utilisation des tirants d'ancrage dans les terrains saturé et argileux molle a ferme se produit des déplacements importants [4]. Les résultats de nos précédentes propositions de 4 lignes et 5 lignes des tirants prouves cette information.

Nous avons noté que la déformation est plus importante pour les parois en pieux par rapport la paroi moulée. Les efforts tranchant et moment fléchissant sont plus importants dans la paroi en pieux sécants. Le tableau V.31 présent tous les résultats de modélisation obtenus pour les deux types de parois.

D'après les résultats de modélisation des deux types de parois, nous avons choisis une solution sécurisée et en même temps économique qui est la solution de paroi moulée de la 1<sup>er</sup> proposition 100 % butons : 4 lignes des butons 2HEB500 espacée 6 m.

Tableau V.31 : Les résultats de modélisation obtenus pour les deux types de parois

<b>Le type de paroi</b>	<b>Les solutions</b>	<b>Effort tranchant (KN/m)</b>	<b>Moment fléchissant (KN.m)</b>	<b>Déplacement max (mm)</b>	<b>Coefficient de sécurité Fs</b>
Parois moulées	Solution sur site	1665.73	3512.20	30	1.56
	Proposition 1	1625.23	3094.40	39.9	1.55
	Proposition 2	1282.13	3163.16	44	1.54
	Proposition 3	1053.89	3411.75	49	1.84
Parois en pieux sécants	Solution sur site	1710.92	3246.26	54	1.54
	Proposition 1	1650.29	3661.42	35.1	2.10
	Proposition 2	1610.83	3227.03	42.6	2.10
	Proposition 3	1548.37	4133.27	48	2.10
	Proposition 4	1073.47	4013.84	47.8	1.54

## CONCLUSION GENERALE

Ce travail est pour le but de choisir un soutènement provisoire optimal et économique pour soutenir l'excavation de la station de métro d'aéroport.

Pour cela, nous avons présenté la solution réalisée sur site et d'autres propositions sont effectuées par nous. A fin de choisir la solution optimale basant sur des aspects techniques et économiques.

Sous la supervision des compagnes de prospection, des reconnaissances géologiques et géotechniques sont effectuées dans la zone d'implantation de la station pour le but d'obtenir un profil géotechnique retenue dans le calcul. Ce profil constitué de :

- Remblai sableux [0.0 – 3.0 m]
- Argile limoneuse molle a ferme [ 3.0 - 18.5m ].
- Argile graveleuse ferme à dure [18.5 - 31.0m].
- Grave argileux moyennement compact à compact [31.0 - 36.0m].
- Sable argileux moyennement compact à compact [36.0 - 39.0m].
- Marne tendre à compact [39.0 - 48.0m].

D'après l'hydrogéologie du site, la nappe phréatique est située a 5m de profondeur.

A l'aide de logiciel Géo 5, nous avons modélisé les deux types de soutènement : paroi moulée et paroi en pieux. Les résultats de cette modélisation sont présentés en termes des efforts internes et déplacements de la paroi, ainsi les réactions dans les systèmes d'appui les buttons et les tirants d'ancrage.

Nous avons commencé par une paroi auto-stable on obtient une fiche de la paroi importante  $D = 77m$ . Pour cela mise en place des supports horizontaux est nécessaire pour diminuer la fiche qui devient de 20m avec les buttons. En vérifiant la solution réalisée dans la station, on obtient un déplacement de 30mm (utilisation 60%) et pour la même paroi en pieux jointifs on obtient un déplacement de 54mm qui dépasse le seuil. Pour le but de l'optimisation de ses résultats et faire une comparaison entre les deux types de paroi nous avons effectué plusieurs propositions en paroi moulé et concernent la paroi en pieux en passe a des pieux sécants avec un diamètre plus grand  $d = 1.3m$ . D'après les résultats des deux parois, en note que La paroi en pieux sécants se déforme plus par rapport la paroi moulée.

Parmi les résultats des solutions proposées, nous recommandons la solution de la paroi moulée à 100% butons de la 1<sup>ère</sup> proposition : 4 Lignes de buttons de section 2HEB500 espacée de 6m, qui se désigne un déplacement de 39.9mm et plus économique par rapport la solution réalisée sur site.

## LISTE DES SYMBOLES

---

$\gamma_h$ :	Poids Volumique humide
$\gamma_d$ :	Poids volumique sec
$\gamma_{sat}$ :	Poids volumique saturé
$\gamma'$ :	Poids volumique déjaugé
$S_r$ :	Degré de saturation
$K_a$ :	Coefficient de poussée des terres
$K_p$ :	Coefficient de butée des terres
$\beta$ :	Angle du talus derrière le mur
$\lambda$ :	Angle d'inclinaison d'un mur par rapport à la verticale
$\delta$ :	Angle de frottement sol/mur ou rugosité
$w$ :	Teneur en eau
$\omega_l$ :	limite de liquidité
$\omega_p$ :	limite de plasticité
$I_p$ :	Indice de plasticité
$K$ :	Le module de réaction
$E_M$ :	Module pressiométrique
$E_{oed}$ :	Le module œdométrique
$P_l$ :	Pression limite
$N_{spt}$ :	Le nombre de coup mesuré lors de l'essai de pénétration standard
$C_c$ :	Coefficient de compressibilité
$C_g$ :	Coefficient de gonflement
$\phi'$ :	L'angle de frottement effectif
$C'$ :	Cohésion effective
$\nu$ :	Coefficient de Poisson
$E$ :	Module élastique
$q$ :	La surcharge
$L$ :	La longueur de la paroi moulée
$D$ :	La fiche
$Z$ :	Profondeur
$A$ :	La surface
$F_s$ :	Coefficient de sécurité vis à vis du glissement

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

---

- [1] Chang-Yu, O. "Deep Excavation Theory and Practice," Taylor and Francis Group, London,UK. (2006)
- [2] BOUAFIA.A « Conception et calcul des ouvrages géotechniques » (2011)
- [3] P.BOUSQUET « Pieux et palplanches », Techniques de l'Ingénieur, traité de Construction.(1980)
- [4] société canadienne de géotechnique «Manuel de la fondation canadienne » chapitre excavations soutenues et structures de soutènement flexibles, (2006)
- [5] LUC DELATTRE «un siècle de méthode de calcul d'écrans de soutènements revue bibliographique sur l'évolution des techniques » bulletin des laboratoires des ponts et chaussées (2001)
- [6] l'EUROCODE 7 -1 « calcul géotechnique » partie 1 : règles générales (2004)
- [7] SONJA MARTEN « étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement » un travail de thèse (2005)
- [8] A MEFTAH. Les méthodes de dimensionnement des écrans chapitre 2. (2010)

## III.5.1.1. Résultats des essais préssiométriques PMT dans la phase APD et CPC

Tableau III.6 : Résultats des essais pressiométriques du Sondage S47 phase APD

Profondeur (m)	E (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)	E/ PI	Classification du sol
2	4.6	0.490	0.331	4.6	Sable lâches class A
4	10.5	0.586	0.420	10.5	Argile limoneuse molle classe 'A'
6	9.8	0.918	0	9.8	Argile limoneuse ferme classe 'B'
8	9.2	0.899	0	9.2	Argile limoneuse ferme classe 'B'
10	10	1.298	1.154	10	Argile limoneuse ferme classe 'B'
12	9.8	1.603	1.352	9.8	Argile limoneuse ferme classe 'B'
14	10.3	1.431	1.214	10.3	Argile limoneuse ferme classe 'B'
16	10.3	1.441	1.236	10.3	Argile limoneuse ferme classe 'B'
18	19.9	1.628	0.592	19.9	Argile limoneuse ferme classe 'B'
20	20.9	1.545	0.735	20.9	Argile sableuse ferme classe 'B'
22	10.9	1.609	1.320	10.9	Argile sableuse ferme classe 'B'
24	10	1.427	1.257	10	Argile sableuse ferme classe 'B'
26	10	1.501	1.228	10	Argile sableuse ferme classe 'B'
28	10.7	1.522	1.232	10.7	Argile sableuse ferme classe 'B'
30	7.9	1.263	0.982	7.9	Argile sableuse ferme classe 'B'
32	10.6	1.748	1.428	10.6	Grave moyennement compact class 'B'

## Annexe A

Tableau III.7 : Résultats des essais pressiométriques du Sondage SP59 phase CPC

Profondeur (m)	E( MPa)	PI(MPa)	Pf(MPa)	E / PI	Classification du sol
4.6	49.7	2.172	1.652	22.9	Argile limoneuse ferme classe 'B'
9.2	20.6	1.237	0.364	16.6	Argile limoneuse ferme classe 'B'
13.8	9.1	831	0.627	10.95	Argile limoneuse molle à ferme classe 'A et B'
18.4	64.5	1.045	0.504	61.7	Argile limoneuse ferme classe 'B'
23	10.4	0.626	0.527	16.6	Argile sableuse molle classe 'A'
27.6	37.3	2.728	1.952	13.7	Argile sableuse ferme à dure classe 'C'
32.4	23.6	2.454	1.663	9.6	Grave compact class 'C'
37	79.7	3.686	2.294	21.6	Sable argileux compact class 'C'

Tableau III.8 : Résultats des essais pressiométriques du Sondage SP60 phase CPC

Profondeur (m)	E ( MPa)	PI (MPa)	Pf ( MPa)	E / PI	Classification du sol
4	14.5	0.938	0.585	15.4	Argile limoneuse ferme classe 'B'
6	16.8	0.965	0.637	17.4	Argile limoneuse ferme classe 'B'
9	4.9	0.648	0.428	7.6	Argile limoneuse molle classe 'A'
12	9.7	0.450	0.344	21.5	Argile limoneuse molle classe 'A'
15	8.7	0.712	0.427	12.3	Argile limoneuse molle classe 'A'
18	73.2	3.320	2.257	22	Argile limoneuse très ferme à dure classe 'C'
21	44.1	2.067	1.144	21.4	Argile sableuse ferme classe 'B'
24	36.4	2.108	1.098	17.3	Argile sableuse ferme classe 'B'
27	44.4	3.033	2.024	14.6	Argile sableuse très ferme à dure classe 'C'
30	64.3	4.398	2.869	14.6	Argile sableuse très ferme à dure classe 'C'
39	71.5	3.083	2.132	23.2	Sable argileux compact class 'C'
43.5	76.3	3.134	2.141	24.3	Marne tendre classe 'A'
48	125.8	7.111	4.185	17.7	Marne compacte classe 'B'

Tableau III.9: Résultats des essais pressiométriques du Sondage SP61 phase CPC

Profondeur (m)	E (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)	E / PI	Classification du sol
3	16.4	0.804	0.529	20.4	Sable moyennement compact
6	26.4	1.829	1.332	14.4	Argile limoneuse ferme Classe 'B'
9	34.6	0.721	0.502	48	Argile limoneuse ferme classe 'B'
12	14.9	0.766	0.576	19.5	Argile limoneuse ferme classe 'B'
15	25.8	1.645	1.001	15.7	Argile limoneuse ferme classe 'B'
18	42.2	1.864	1.148	22.6	Argile sableuse ferme classe 'B'
21	18.2	1.003	0.739	18.1	Argile sableuse ferme classe 'B'
24	32.3	1.482	1.124	21.8	Argile sableuse ferme classe 'B'
27	22	1.220	0.910	18	Argile sableuse ferme classe 'B'
30	41.3	2.969	2.011	13.9	Argile sableuse très ferme à dure classe 'C'
34.5	31	2.780	1.797	11.1	Grave compact class 'C'
39	43	2.234	1.448	19.2	Sable moyennement compact class 'B'
43.5	90	3.562	2.580	25.3	Marne tendre classe 'A'
47.3	53.6	3.241	2.318	16.5	Marne tendre classe 'A'

Tableau III.10: Résultats des essais pressiométriques du Sondage SP62 phase CPC

Profondeur (m)	E (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)	E / PI	Classification du sol
3	26.1	1.394	0.837	18.7	sable moyennement compact
6	13.2	0.851	0.456	15.3	Argile limoneuse molle à ferme classe 'A et B'
9	14.4	0.995	0.662	12.5	Argile limoneuse molle classe 'A'
12	20	1.052	0.675	19	Argile limoneuse molle classe 'A'
15	21.7	1.532	1.056	14.2	Argile limoneuse molle classe 'A'
18	37.7	2.293	1.326	16.5	Argile sableuse ferme à dure classe 'C'

## Annexe A

21	36.4	2.719	1.468	13.4	Argile sableuse ferme à dure classe 'C'
24	59	3.222	2.055	18.3	Argile sableuse ferme à dure classe 'C'
27	121.9	5.584	3.578	21.8	Argile sableuse ferme à dure classe 'C'
30	71.5	4.067	2.853	17.6	Argile sableuse ferme à dure classe 'C'
34.5	38.2	2.749	1.792	13.9	Grave compact class 'C'
39	67.9	5.207	3.518	13	Sable compact class 'C'
43.5	148.7	6.265	4.132	23.7	Marne compacte classe 'B'
48	39.3	2.978	1.901	13.2	Marne tendre classe 'A'

### III.5.1.2. Résultats des essais pénétration standard SPT dans la phase APD et CPC

Tableau III.11 : Résultats d'essai pénétromètre standard des sondages S46 et S47 dans la phase APD

S46		S47	
Profondeur	Nspt	Profondeur	Nspt
4 - 4.5	16	4 - 4.5	10
6 - 6.5	23	6 - 6.5	18
8 - 8.5	20	7 - 7.5	21
10 - 10.5	19	10 - 10.5	18
12 - 12.5	11	12 - 12.5	23
14 - 14.5	12	14 - 14.5	21
16 - 16.5	12	16 - 16.5	19
18 - 18.5	12	18 - 18.5	16
20 - 20.5	12	20 - 20.5	16
22 - 22.5	12	22 - 22.5	15
24 - 24.5	12	24 - 24.5	17
26 - 26.5	12	26 - 26.5	17
28 - 28.5	12		
30 - 30.5	22		
30.5 - 31	18		

Tableau III.12 : Résultats d'essai pénétromètre standard des sodages SC85 et SC86 dans la phase CPC

SC85		SC86	
Profondeur	Nspt	Profondeur	Nspt
1 -1.5	14	1.5 - 2	9
3 - 3.5	23	3 - 3.5	10
4.5 - 5	23	4.5 - 5	16
6 - 6.5	23	6 - 6.5	17
7.5 - 8	23	7.5 - 8	12
9 - 9.5	30	9 - 9.5	15
10.5 - 11	14	10.5 - 11	9
12 - 12.5	14	12 - 12.5	13
13.6 - 14.1	11	13.5 - 14	19
15.2 - 15.7	10	15 - 15.5	35
16.7 - 17.2	20	16.5 - 17	19
18.1 - 18.6	17	18 - 18.5	53
19.8 - 20.2	11	19.5 - 20	33
21.8 - 22.2	45	21 - 21.5	33
23.1 - 23.6	13	22.5 - 23	17
24.4 - 24.8	29	24 - 24.5	32
26.3 - 26.7	29	25.5 - 26	22
27.8 - 28.2	41	27 - 27.5	50
29.3 - 29.7	42	28.5 - 29	18
30.7 - 31.2	28	30 - 30.5	18
32.2 - 32.7	28	31.5 - 32	6
33.7 - 34.2	28	33 - 33.5	11
36.7 - 37.2	28	34.5 - 35	20
		36 - 36.5	20
		37.5 - 38	20
		39 - 39.5	39
		40.5 - 41	39
		42 - 42.5	27
		43.5 - 44	45
		45 - 45.5	50
		47 - 47.5	50

Tableau III.13 : Résultats d'essai pénétromètre standard des sondages SC87 et SC88 dans la phase CPC

<b>SC87</b>	<b>Nspt</b>	<b>SC88</b>	<b>Nspt</b>
1.5 - 2	3	1 - 1.5	19
3 - 3.5	10	2.5 - 3	12
4.5 - 5	18	4 - 4.5	22
6 - 6.5	33	5.5 - 6	22
7.5 - 8	7	7 - 7.5	22
9 - 9.5	12	8.5 - 9	24
10.5 - 11	11	10 - 10.5	28
12 - 12.5	13	11.5 - 12	24
13.5 - 14	7	13 - 13.5	24
15 - 15.5	16	14.5 - 15	24
16.5 - 17	6	16 - 16.5	24
18 - 18.5	28	17.5 - 18	25
19.5 - 20	39	19 - 19.5	24
21 - 21.5	14	20.5 - 21	24
22.5 - 23	13	22 - 22.5	27
24 - 24.5	17	23.5 - 24	27
25.5 - 26	32	25 - 25.5	43
27 - 27.5	10	26.5 - 27	37
28.5 - 29	7	28 - 28.5	34
30 - 30.5	45	29.5 - 30	34
31.5 - 32	35	31 - 31.5	7
33 - 33.5	4	32.5 - 33	31
34.5 - 35	12	34 - 34.5	31
36 - 36.5	12	35.5 - 36	31
37.5 - 38	13	37 - 37.5	31
39 - 39.5	19	38.5 - 39	31
40.5 - 41	23	40 - 40.5	31
42 - 42.5	16	41.5 - 42	30
43.5 - 44	16	43 - 43.5	42
45 - 45.5	34	44.5 - 45	14
46.5 - 47	44	46 - 46.5	18
48 - 48.5	18	47.5 - 48	17