

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique



LABORATOIRE MATÉRIAUX DE GÉNIE CIVIL
ET ENVIRONNEMENT

Département de Génie Civil

Laboratoire matériaux de génie civil et environnement

Mémoire de projet de fin d'études

pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Génie Civil

Etude de blindage par paroi moulée de la station métro d'Oued Smar

Khadidja BOUACHA

Sous la direction de Mme N. BAUCHE MAA

Présenté et soutenu publiquement le : 21/06/2018

Composition du Jury :

Président :	M. B.K. BENZAOUZ	MCB	Ecole Nationale Polytechnique
Promotrice :	Mme. N. BAUCHE	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examinatrice :	Mme. H. MOHABEDDINE	Dr	Ecole Nationale Polytechnique

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique



LABORATOIRE MATÉRIAUX DE GÉNIE CIVIL
ET ENVIRONNEMENT

Département de Génie Civil

Laboratoire matériaux de génie civil et environnement

Mémoire de projet de fin d'études

pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Génie Civil

Etude de blindage par paroi moulée de la station métro d'Oued Smar

Khadidja BOUACHA

Sous la direction de Mme N. BAUCHE MAA

Présenté et soutenu publiquement le : 21/06/2018

Composition du Jury :

Président :	M. B.K. BENZAOUZ	MCB	Ecole Nationale Polytechnique
Promotrice :	Mme. N. BAUCHE	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examinatrice :	Mme. H. MOHABEDDINE	Dr	Ecole Nationale Polytechnique

ملخص :

في عملنا هذا نتطرق إلى دراسة جدار ساند لمحطة مترو أنفاق بطريقة الجدران الحاجزة المُقوّلة. لتحقيق هذه الدراسة، قمنا بتصميم يُحاكي الحل المستخدم في المشروع بواسطة برنامج المحاكاة DeepXcav وكذلك برنامج rdm6 بُغية التحصل على القوى المؤثرة وحساب العلو المناسب للجدار. قمنا أيضا بحساب القوى الناتجة عن الهزات الأرضية و مقارنة النتائج في الحالة الثابتة. في الأخير قمنا بحساب كمية الفولاذ اللازم لتسليح الجدار بمساعدة البرنامج SOCOTEC وأنهينا بتفقد مدى تحمل الدعامات الأفقية.

الكلمات الدالة : محطة مترو - دعامة مؤقتة - الجدران المُقوّلة - دعامة أفقية.

Abstract:

In this project, we have studied a subway station retaining wall using the method of the diaphragm wall.

We have first determined the loads that the wall is subject to, using a simulation software like DeepXcav and rdm6, also we did a dynamic study of the retaining wall, and compared the results with the static case.

As soon as the internal efforts were determined, we calculated the necessary steel to reinforce our wall, and we finished by a verification for the horizontal struts.

Key words: Subway station - Temporary retainment - Diaphragm wall - Struts.

Résumé :

Il s'agit de l'étude statique et dynamique du blindage par parois moulées d'une station métro.

La détermination des efforts internes s'est faite à l'aide du logiciel DeepXcav. Quant au logiciel rdm6, il nous a permis d'évaluer les charges actives et passives nécessaires pour estimer la hauteur de la paroi moulée.

Le calcul du ferrailage de l'écran de soutènement est effectué grâce au logiciel SOCOTEC.

Une vérification des profilés métalliques utilisés comme des boutons clôture cette étude.

Mots clés : Station souterraine - Blindage provisoire - Parois moulées – Boutons.

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier Allah le tout Puissant et Miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Je voudrais adresser toute ma gratitude à mon encadrante Mme. N. BAOUCHE pour sa disponibilité, sa patience et surtout ses judicieux conseils tout au long de ce travail.

Je remercie aussi mon co-encadreur M. H.BENLAALAM et les ingénieurs au sein de l'entreprise Cosider Travaux Publics : M. ZEBIRECHE et R. CHERCHALI qui n'ont jamais hésité à me venir en aide.

Je désire aussi remercier les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique, qui m'ont guidé durant mon cursus universitaire.

Je remercie très chaleureusement mes chers parents, mes sœurs et mon frère pour leurs encouragements, leurs sacrifices et leur soutien inconditionnel.

Mes remerciements s'étendent également aux amis et aux camarades qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de mes études.

Je remercie enfin toutes celles et tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la concrétisation de ce modeste travail et que je n'ai pas pu nommer.

Table des matières

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE..... 10

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET

1.1. Introduction 14

1.2. Projets en étude..... 14

1.3. Présentation de l'extension El Harrach – Aéroport Houari Boumediene 15

1.4. Présentation de la station Oued Smar 16

1.5. Conclusion..... 17

CHAPITRE 2 : GENERALITES SUR LES DIFFERENTS TYPES DE SOUTÈNEMENT

2.1. Introduction 19

2.2. Différents types de soutènement 19

2.3. Tirants d'ancrage 24

2.4. Butons..... 28

2.5. Conclusion..... 28

CHAPITRE 3 : TECHNIQUES D'EXECUTION DES PAROIS MOULEES ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

3.1. Introduction 30

3.2. Equipement nécessaire d'exécution 30

3.3. Méthode d'exécution 33

3.4. Avantages de la paroi moulée 35

3.5. Chronologie de réalisation des tirants (Figure 3-14) : 35

3.6. Avantages des tirants..... 35

3.7. Caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés..... 36

3.8. Conclusion..... 39

CHAPITRE 4 : PHASAGE DES TRAVAUX ET MODELISATION NUMERIQUE

4.1. Introduction 41

4.2. Phasage général des travaux 42

4.3. Phasage exécutif adopté dans la modélisation numérique 47

4.4. Conclusion..... 53

CHAPITRE 5 : EVALUATION DES POUSSEES ET BUTTEES

5.1. Introduction	56
5.2. Principe de calcul	56
5.3. Détermination de la poussée et butée	56
5.4. Calcul du mur de soutènement	57
5.5. Conclusion.....	86

CHAPITRE 6 : ETUDE SISMIQUE

6.1. Introduction	88
6.2. Calcul des forces sismiques.....	88
6.3. Efforts internes	92
6.4. Conclusion.....	92

CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DE LA PAROI

7.1. Introduction	94
7.2. Ferrailage longitudinal	94
7.3. Ferrailage transversal.....	95
7.4. Conclusion.....	98

CONCLUSION GENERALE.....	99
--------------------------	----

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	102
----------------------------------	-----

ANNEXES.	105
---------------	-----

Liste des tableaux

Tableau 5-1 : Choix de l'angle de frottement	58
Tableau 5-2 : Caractéristiques géotechniques des couches du sol.....	59
Tableau 5-3 : Calcul des forces de pression de la phase 1	60
Tableau 5-4 : Calcul des forces de pression de la phase 2	63
Tableau 5-5 : Calcul des forces de pression de la phase 3	66
Tableau 5-6 : Calcul des forces de pression de la phase 4 partie AI	69
Tableau 5-7 : Calcul des forces de pression de la phase 4 partie IO	70
Tableau 6-1: Coefficient accélération de zone A	90
Tableau 7-1: Facteurs d'imperfection.....	97

Liste des figures

Figure 1-1 : Les extensions de la ligne 01	15
Figure 1-2 : Extension du métro d'Alger, ligne El'Harrach - Aéroport international.....	16
Figure 1-3 : Image satellitaire de la situation géographique du projet.....	17
Figure 1-4 : plan complet de la station avec ses accès	17
Figure 2-1 : Mur en béton.....	19
Figure 2-2 : Gabions.....	19
Figure 2-3 : Murs caissons	19
Figure 2-4 : Un mur terre armée.....	20
Figure 2-5 : Mur cantilever	20
Figure 2-6 : Parois moulées	20
Figure 2-7 : Palplanches.....	21
Figure 2-8 : Pieux tangents	21
Figure 2-9 : Sections des pieux sécants	22
Figure 2-10 : Parois berlinoises.....	22
Figure 2-11 : Parois parisiennes.....	23
Figure 2-12 : Parois lutéciennes.....	23
Figure 2-13 : Parois clouées	23
Figure 2-14 : Parois en Soilmix.....	24
Figure 2-15 : Parois en Jet-grouting.....	24
Figure 2-16 : Tirant d'ancrage.....	25
Figure 2-17 : Tirants temporaires	26
Figure 2-18 : Tirants permanents.....	26
Figure 2-19 : Les tirants verticaux.....	27
Figure 2-20 : Butons.....	28
Figure 3-1 : Machine Hydrofraise	30
Figure 3-2 : Ecran de contrôle de l'hydrofraise.....	30
Figure 3-3 : Mini pelle	31
Figure 3-4 : Grue chenillée.....	31
Figure 3-5 : Silos de bentonite en poudre.....	31
Figure 3-6 : Système de séparation des fractions.....	31
Figure 3-7 : Pompes	32
Figure 3-8 : Outil de contrôle des pompes	32

Figure 3-9 : Appareil KODEN	32
Figure 3-10 : Résultats de l'essai KODEN	33
Figure 3-11 : Bentonite en poudre.....	33
Figure 3-12 : Murettes-guide	33
Figure 3-13 : Mode d'exécution des panneaux.....	34
Figure 3-14 : Chronologie de mise en œuvre d'un tirant d'ancrage	35
Figure 3-15 : Barres à haute adhérence.....	36
Figure 3-16 : Diagramme conventionnel (contrainte – déformation)	37
Figure 3-17 : Diagramme de calcul	38
Figure 4-1 : Solution de blindage de la station	41
Figure 4-2 : Phasage général de construction.....	47
Figure 4-3 : Phasage adopté pour la modélisation de l'excavation	53
Figure 4-4 : Diagramme de l'effort tranchant - Excavation complète	53
Figure 4-5 : Diagramme du moment fléchissant - Excavation complète	54
Figure 5-1 : Convention des signes	57
Figure 5-2 : Phase 1 (première phase d'excavation).....	59
Figure 5-3 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 1	61
Figure 5-4 : Phase 2 (deuxième phase d'excavation).....	62
Figure 5-5 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 2	64
Figure 5-6 : Phase 3 (troisième phase d'excavation)	65
Figure 5-7 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 3	67
Figure 5-8 : 4ème phase d'excavation	67
Figure 5-9 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 4	71
Figure 5-10 : 5 ^{ème} phase d'excavation.....	72
Figure 5-11 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 5	74
Figure 5-12 : 6 ^{ème} phase d'excavation.....	75
Figure 5-13 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 6	76
Figure 5-14 : 7ème phase d'excavation	77
Figure 5-15 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 7	78
Figure 5-16 : 8 ^{ème} phase d'excavation.....	79
Figure 5-17 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 8	81
Figure 5-18 : 9 ^{ème} phase d'excavation.....	82
Figure 5-19 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 9	83
Figure 5-20 : Dernière phase d'excavation	84

Figure 5-21 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 10.....	85
Figure 6-1 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant de cas dynamique	92
Figure 7-1 : Schéma du ferrailage	96
Figure 7-2 : Section d'un HEB 600.....	97
Figure 7-3 : Courbes de flambement	97
Figure 7-4 : Caractéristiques géométriques d'un HEB 600	98

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La construction d'ouvrages souterrains dans des régions urbanisées a connu un essor important ces dernières décennies. La demande croissante dans le domaine des transports (aussi bien routiers que ferroviaires) et l'acheminement d'eau potable et d'eaux usées dans des espaces déjà très encombrés nécessitent la réalisation d'infrastructures souterraines conséquentes.

Grâce à des techniques innovantes, il est désormais possible de construire sur et sous tous types de sols. Du simple ouvrage à la prouesse architecturale, le savoir-faire des ingénieurs est mobilisé pour analyser, étudier, renforcer et consolider les sols.

Les tunnels sont devenus les ouvrages essentiels des diverses constructions souterraines. Pour la bonne compréhension des raisons d'aller en souterrain, il est nécessaire de mentionner les points suivants :

- Le sous-sol offre un espace naturel et une excellente protection contre les agressions de différentes natures : mécaniques, thermiques et acoustiques.
- Des raisons topographiques : dans les zones montagneuses, le recours aux tunnels rend réalisables diverses variantes de transport, les routes, les voies ferrées, et il présente une solution intéressante pour le franchissement des fleuves dont la mauvaise qualité de terrains comporte de nombreuses difficultés.
- Des raisons sociales : les tunnels routiers urbains débarrassent la surface des véhicules. Ceci implique donc d'une part, une réduction du bruit dû à la circulation, et d'autre part, l'air devient légèrement moins pollué. Par ailleurs, l'occupation de la surface peut être utilisée à d'autres fins.

Ce modeste projet de fin d'études s'intéresse à la station Oued Smar. Il s'agit de l'extension El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger.

Ce projet a comme principal objectif la définition des méthodologies générales et des approches de dimensionnement des structures de soutènement à matérialiser, appelés soutènements provisoires. Les soutènements définitifs ne font pas l'objet de cette étude.

Dans le cadre de ce travail de fin d'étude, il est demandé de dimensionner le blindage d'une station métro par l'intermédiaire de « parois moulées ».

On commencera, dans le 1^{er} chapitre, par un aperçu sur notre problématique liée au calcul du soutènement provisoire d'une station métro.

Nous passons ensuite au 2^{ème} chapitre consacré à la présentation du projet métro d'Alger, l'extension El Harrach – Aéroport Houari Boumediene et la présentation de la station Oued Smar.

Le 3^{ème} chapitre contient une présentation bibliographique qui servira comme support théorique donnant des généralités sur les différents types de soutènement.

On enchainera dans le 4^{ème} chapitre par la présentation de la solution adoptée pour le cas de la station en étude, en présentant aussi sa technique d'exécution et en finissant par citer les caractéristiques des matériaux utilisés.

On abordera au 5^{ème} chapitre, le phasage général des travaux de construction et la modélisation du soutènement provisoire, à l'aide du logiciel DeepXcav, ainsi que les résultats obtenus par ce logiciel.

Puis dans le 6^{ème} chapitre, on va évaluer les charges agissent sur la paroi afin de déterminer la fiche qui convient et à l'aide du logiciel rdm6.

Dans le chapitre 7, on va faire une étude dynamique de notre station, et on la compare avec l'étude statique.

Le ferrailage se fera à l'aide du logiciel SOCOTEC, tous cela sera présenté dans le chapitre 8.

On finalisera ce travail par une conclusion générale.

CHAPITRE 1

PRESENTATION DU PROJET

1.1 Introduction

Imaginé dans les années 1970, 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.

Le premier tronçon qui va de la place Emir- Abdelkader à la station Hamma été réalisé par les entreprises Cosider et Géniesider.

1.2 Projets en étude

Les études lancées par l'EMA (Entreprise Metro d'Algérie) pour la réalisation de nouvelles extensions de la première ligne du métro d'Alger, vont permettre à la capitale de disposer d'un réseau de transport urbain offrant une amélioration substantielle de la circulation.

Dans le cadre du plan d'investissement pour le développement des transports en commun, les extensions prévues sont :

- El-Harrach – Bab Ezzouar – Aéroport d'Alger.
- Ain Naadja – Baraki.
- Place des martyrs – Bab El-Oued – Chevally.
- Chevally – Delly Brahim – Cheraga – Ouled Fayet – El-Achour – Draria.

La figure 1.1 représente l'extension de la ligne 1.

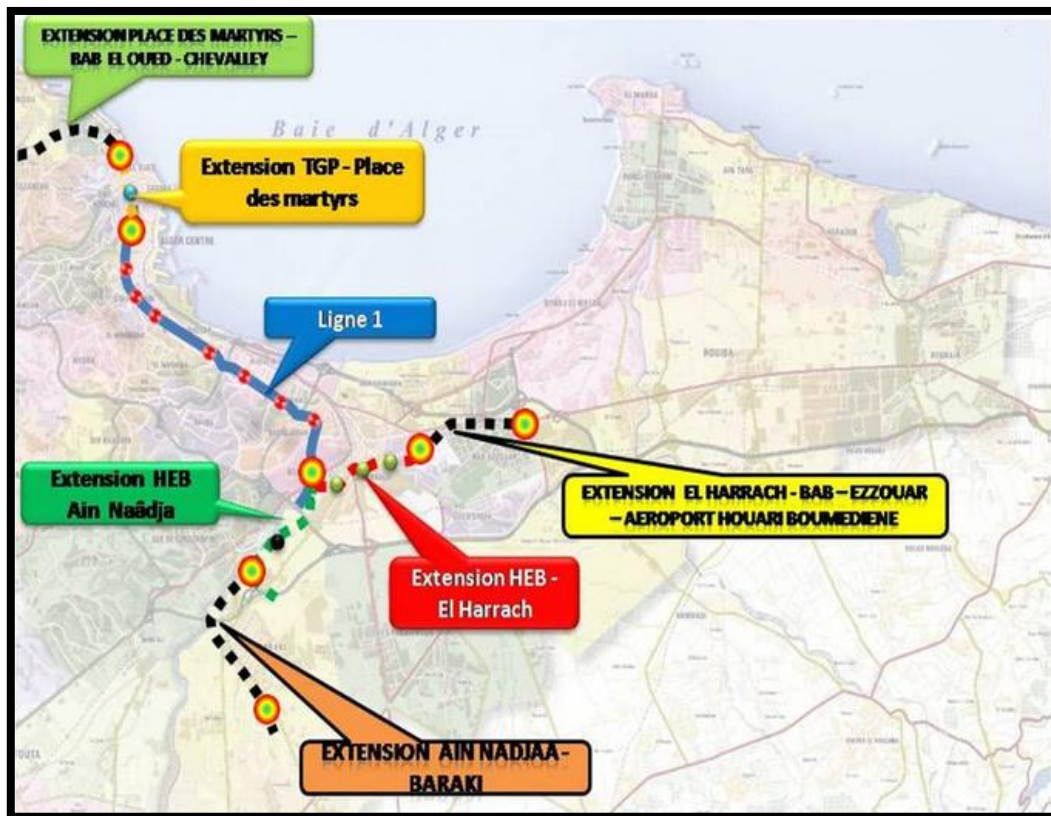


Figure 1-1 : Les extensions de la ligne 01

1.3 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 reliera 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, Euroestudios, 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 Rabia Tahar
- Station Smail Yefsah
- Station Centre des Affaires
- Station Aéroport.

La figure 1-2 représente l'extension du métro d'Alger.



Figure 1-2 : Extension du métro d'Alger, ligne El'Harrach - Aéroport international
1.4 Présentation de la station Oued Smar

La station d'Oued Smar, située dans un terrain vide entre la Route de Bab Ezzouar et la route à 2x1 voie, déployée entre les PK 3+743,5 et PK 3+870,5 dans une extension de 127 m.

Au nord de la station, il existe un petit cours d'eau dont l'écoulement dépend des précipitations.

Après ce petit cours d'eau et vers le nord, la Cité Universitaire Houari Boumediene est en cours de construction. A une distance d'environ 200m à l'ouest de la station et à l'autre côté de la Route de Bab Ezzouar se trouve ITEEM (Institut Spécialisé En Technologie D'Entretien Electro-Mécanique). A environ 300m au sud-est de la station, il y a l'Institut National de Formation en Informatique.

La figure 1-2 montre la situation de la station Oued Smar sur l'extension.

L'excavation associée à l'exécution de la station aura une longueur d'environ 130,0 m, une largeur courante de 20,50 m et une profondeur moyenne d'environ 31,0 m. A son tour, la profondeur maximale des excavations associées à l'exécution des accès sera de 13,0 m. L'intersection entre les excavations des accès et l'excavation de la station aura lieu à cette profondeur.

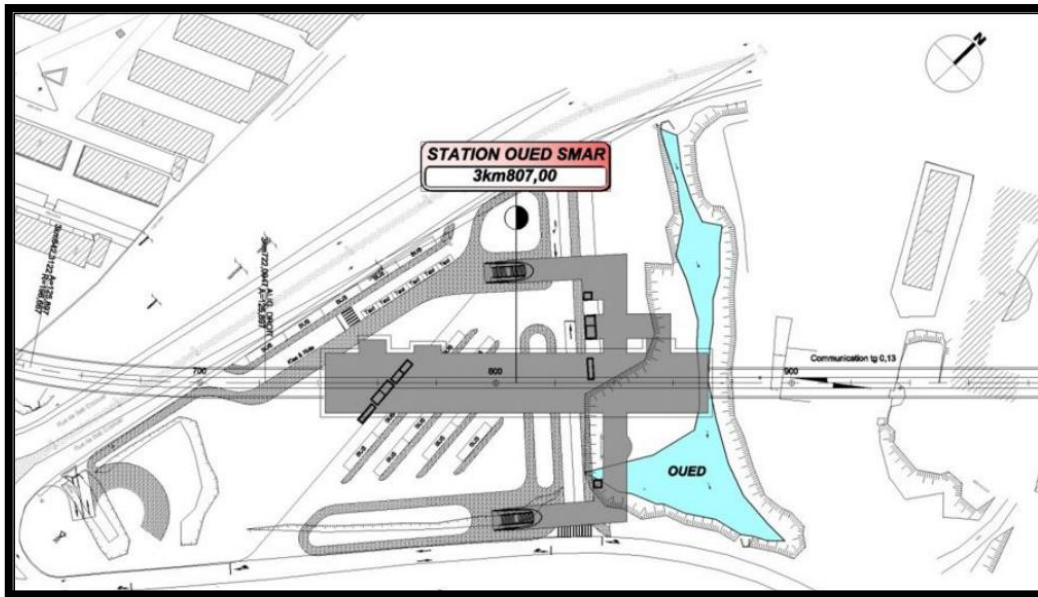


Figure 1-3 : Image satellitaire de la situation géographique du projet

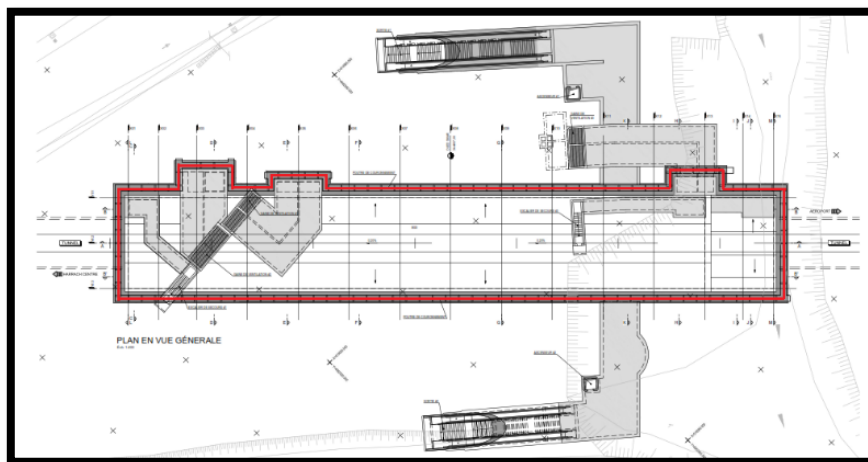


Figure 1-4 : plan complet de la station avec ses accès

1.5 Conclusion

Notre étude consiste à trouver un compromis entre le coût de réalisation et la sécurité des individus habitant près de cet ouvrage et la sécurité de l'environnement qui entoure la station. Afin d'entamer une telle étude, une reconnaissance du site est toujours indispensable.

CHAPITRE 2

GENERALITES SUR LES DIFFERENTS TYPES DE SOUTENEMENT

2.1 Introduction

La durabilité d'une structure souterraine dépend principalement de son soutènement car ce dernier assure la stabilité des convergences et permet d'assurer la stabilité des parois à long terme. Pour cela, un écran vient se poser au tour de l'excavation après le creusement.

2.2 Différents types de soutènement

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.
- Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement.
- Cas où la poussée est reprise par des ancrages.

2.2.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement

- Des murs en béton ou en maçonnerie (Figure 2-1)

Ce sont des ouvrages rigides qui ne supportent pas des tassements différentiels importants.

- Des gabions (Figure 2-2)

Les gabions ("sacs" de grillage remplis de gros cailloux) peuvent être assimilés à des murs, mais supportent eux des déformations importantes.

- Des ouvrages cellulaires (Figure 2-3)

Ils sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués. Dans les travaux maritimes, par exemple, on utilise pour la construction des quais de grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou de grands caissons en béton armé. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.



Figure 2-1 : Mur en béton



Figure 2-2 : Gabions



Figure 2-3 : Murs caissons

- Le mur en terre armée

Il s'agit d'une méthode de soutènement assez récente, qui consiste à utiliser le sol, et non un mur en béton pour assurer la stabilité d'un versant. Le concept est de renforcer le sol par l'ajout d'armatures qui solliciteront un frottement entre elles et les cailloux du remblai.

Un massif en terre armées est constitué de trois composants (Figure 2-4) :

- Un remblai granulaire compacté en couches peu épaisses.
- Des armatures disposées en lit dans le remblai qui peuvent être de deux natures :

Les métalliques qui sont jusqu'à maintenant les plus répandues, et des armatures en géosynthétique qui ne présentent pas de problème de corrosion et qui tendent à remplacer les premières.

- Un parement faisant le lien entre les armatures et assurant l'esthétique du mur. Il est généralement réalisé en éléments de béton préfabriqué faciles à assembler, en pneus ou autres éléments récupérés destinés à être couverts de végétaux. L'ensemble forme un massif stable assurant la retenue de la poussée du sol en place.

2.2.2 Cas où la poussée est reprise par l'encastrement

La poussée peut être reprise par l'encastrement de l'ouvrage dans le sol de fondation. On trouve dans ce type d'ouvrages :

- Les murs cantilevers (Figure 2-5)

Dont la base élargie est encastée dans le sol de fondation. Ces murs fonctionnent sous l'effet du poids du remblai. Un mur cantilever peut d'ailleurs être considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale passant par l'extrémité arrière de la semelle. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides.

- Les parois moulées (Figure 2-6)

La technique de la paroi moulée est largement utilisée dans les milieux urbains. Elle permet d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 50 mètres, voire plus avec des engins adaptés. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation où les déformations liées aux interactions sol-structures 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.

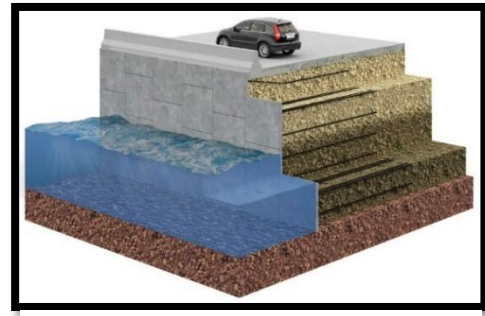


Figure 2-4 : Mur en terre armée

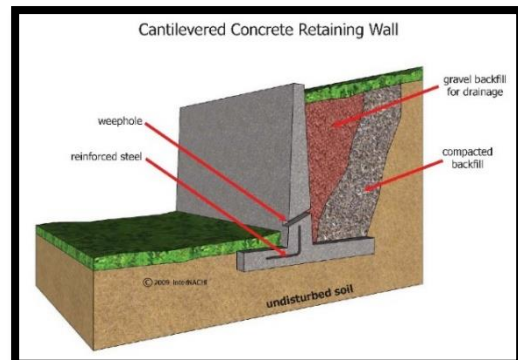


Figure 2-5 : Mur cantilever

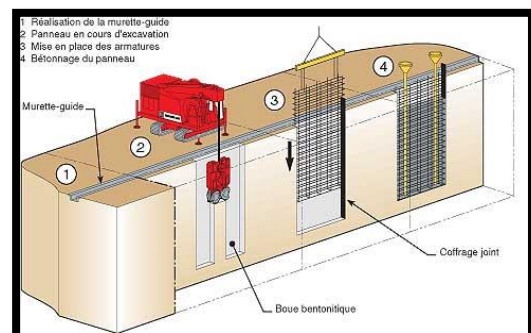


Figure 2-6 : Parois moulées

Les parois moulées ont, en général, une épaisseur comprise entre 0.40 et 1.20m, voire 1.50m. La largeur d'un panneau est généralement comprise entre 3 et 10 m.

La fiche de la paroi moulée peut monter jusqu'à 50 % de la profondeur de la fouille. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage / butons. Ceux-ci sont nécessaires pour une hauteur d'excavation dépassant 5 m.

La paroi moulée peut être mise en œuvre en présence d'une nappe phréatique, la densité de la boue bentonitique étant supérieure à celle de l'eau. On recommande de disposer d'un niveau de boue de forage dans la fouille qui soit 1.50 m plus haut que le plus haut niveau connu de la nappe.

- Les rideaux de palplanches (Figure 2-7)

Les rideaux de palplanches sont constitués de palplanches métalliques en général, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

- Les parois de pieux tangents (Figure 2-8)

La paroi de pieux tangents est un élément de fondation et de soutènement basé sur un rideau de pieux. Ceux-ci sont tangents ou quasi-tangents, c'est-à-dire qu'ils sont contigus.

Les pieux ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement de l'ordre de 8 m.

La fiche de la paroi de pieux peut monter jusqu'à 20 m de profondeur. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage/butons. Ceux-ci sont nécessaires dès que l'on atteint une hauteur d'excavation de l'ordre de 4 m.

La fonction de ce type de paroi est d'assurer une fonction de soutènement. Elles peuvent néanmoins reprendre des charges verticales futures. Par contre, ces parois ne sont pas censées assurer une fonction d'étanchéité.

Pour rendre étanche une paroi de pieux sécants, on peut, si besoin est, la renforcer en réalisant une paroi en béton, par exemple en béton projeté sur la paroi de pieux, une fois l'excavation réalisée.

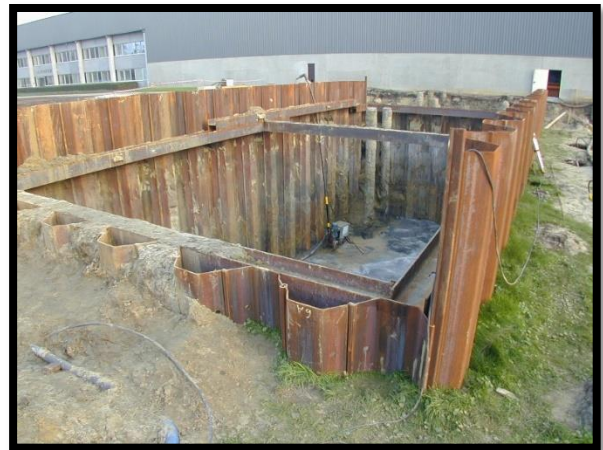


Figure 2-7 : Palplanches



Figure 2-8 : Pieux tangents

- Les parois de pieux sécants (Figure 2-9)

Les pieux ici sont sécants, c'est-à-dire qu'ils s'entrecoupent afin de former un écran continu en béton armé.

Comme pour les pieux des parois de pieux tangents, les pieux ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement de l'ordre de 12 m.

La fiche de la paroi moulée peut monter jusqu'à 20 m de profondeur. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage / butons. Ceux-ci sont nécessaires dès que l'on atteint une hauteur d'excavation de l'ordre de 4 m.

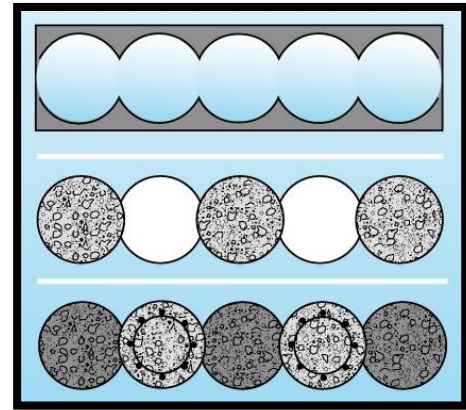


Figure 2-9 : Sections des pieux sécants

- Les parois berlinoises (Figure 2-10)

La paroi berlinoise est un écran de soutènement composé de profilés verticaux disjoints mis en œuvre avant le début de l'excavation et d'éléments de blindage, liaisonnés aux poteaux et destinés à leur transmettre les efforts de poussée des terres.

Les profilés verticaux les plus fréquemment utilisés sont les profilés en H et les couples de profilés en U. Les éléments de blindage peuvent être des madriers en bois, des plaques métalliques, des parois gunitées, ou encore des plaques de béton préfabriquées.



Figure 2-10 : Parois berlinoises

Les éléments de blindage peuvent être des madriers en bois, des plaques métalliques, des parois gunitées, ou encore des plaques de béton préfabriquées.

Les profilés verticaux sont généralement espacés d'une longueur comprise entre 1 et 3 m. Dans les cas les plus courants, ces profilés ont une hauteur d'environ 200 mm. On adopte généralement une distance d'intervalle de l'ordre de 2 m entre deux lits de dispositifs de retenue. Les madriers en bois ont une épaisseur qui varie de 5 à 15 cm et une hauteur comprise entre 13 et 18 cm. Les plaques en béton préfabriqué ont une épaisseur qui varie usuellement entre 4 et 6 cm, et une hauteur qui atteint généralement 1 m.

- Les parois parisiennes (Figure 2-11)

Cette technique est également une paroi composite, et est très analogue à celle employée pour la réalisation de parois berlinoises. Néanmoins, dans le cas des parois parisiennes, les profilés sont remplacés par des poteaux préfabriqués en béton armé.

Les caractéristiques des parois parisiennes sont sensiblement les mêmes que celles des parois berlinoises.



Figure 2-11 : Parois parisiennes

- Les parois lutésiennes (Figure 2-12)

Cette technique, comme les deux précédentes, fait partie de la catégorie des parois dites composites. Comme les parois parisiennes, les parois lutésiennes sont intégralement en béton armé. Néanmoins, pour ce qui est des parois lutésiennes, les éléments verticaux sont des pieux forés en béton armé.

Les parois lutésiennes possèdent sensiblement les mêmes caractéristiques que les deux autres types de parois composites présentées précédemment.

- Les parois clouées (Figure 2-13)

Les parois clouées sont des écrans de soutènement en béton coulé en place et renforcés à l'aide de barres métalliques ancrées dans le massif de sol, appelées « clous ».

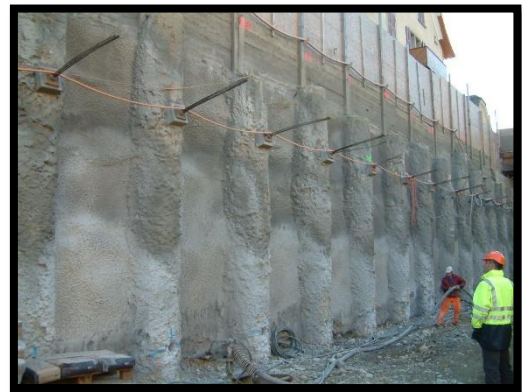


Figure 2-12 : Parois lutésiennes



Figure 2-13 : Parois clouées

- Parois en Soilmix (Figure 2-14)

Les parois en Soilmix sont des parois en béton de sol, c'est-à-dire qu'elles résultent d'un mélange du sol en place et d'un coulis de ciment au moyen de machines qui désagrègent le terrain en place et injectent le coulis. Elles peuvent prendre la forme d'un rideau de colonnes ou d'une paroi constituée de plusieurs panneaux accolés.



Figure 2-14 : Parois en Soilmix

- Parois en Jet-grouting (Figure 2-15)

Le jet grouting consiste en la réalisation de colonnes de "béton de sol" exécutées à partir d'un forage de petit diamètre (80 à 120 mm). Ces colonnes sont obtenues par le malaxage hydraulique sous forte pression du sol et du coulis projeté par la buse d'injection en fond de forage. Cette injection sous forte pression a lieu pendant la phase de remontée de la buse, qui opère dans le même temps une rotation totale ou partielle. On obtient des colonnes de béton de sol avec des résistances à 28 jours comprises entre 1 et 10 MPa, selon les types de sol et la quantité de coulis injectée.

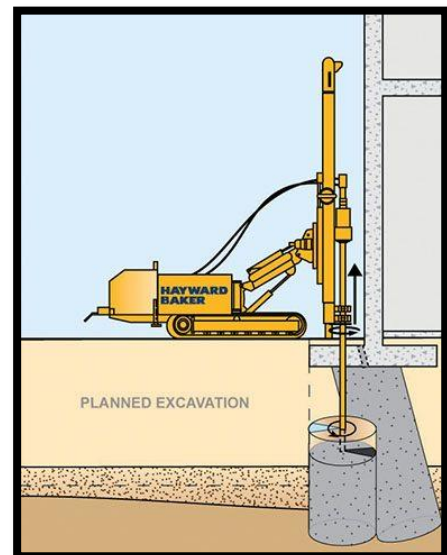


Figure 2-15 : Parois en Jet-grouting

2.2.3 Cas où la poussée est reprise par des ancrages

Dans les deux cas cités précédemment (poussée reprise par le poids ou l'encastrement), il est possible d'utiliser des tirants pour reprendre une partie de la poussée des terres. Les tirants sont très fréquents dans le cas des parois, pour limiter la profondeur à encastrer et reprendre provisoirement la poussée des terres. Après excavation les efforts seront désactivés.

Dans le cas où les pressions exercées par le massif de terre à retenir ne peuvent être équilibrées par les forces de butée mobilisées dans la partie en fiche, si la hauteur hors fiche est importante. On a souvent recours à un système d'ancrage en tête au moyen de tirants.

2.3 Tirants d'ancrage

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont Appliquées à une couche de terrain résistante.

Les principales composantes d'un tirant d'ancrage :

- Une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'une plaque d'appui.

- Une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.
- 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.

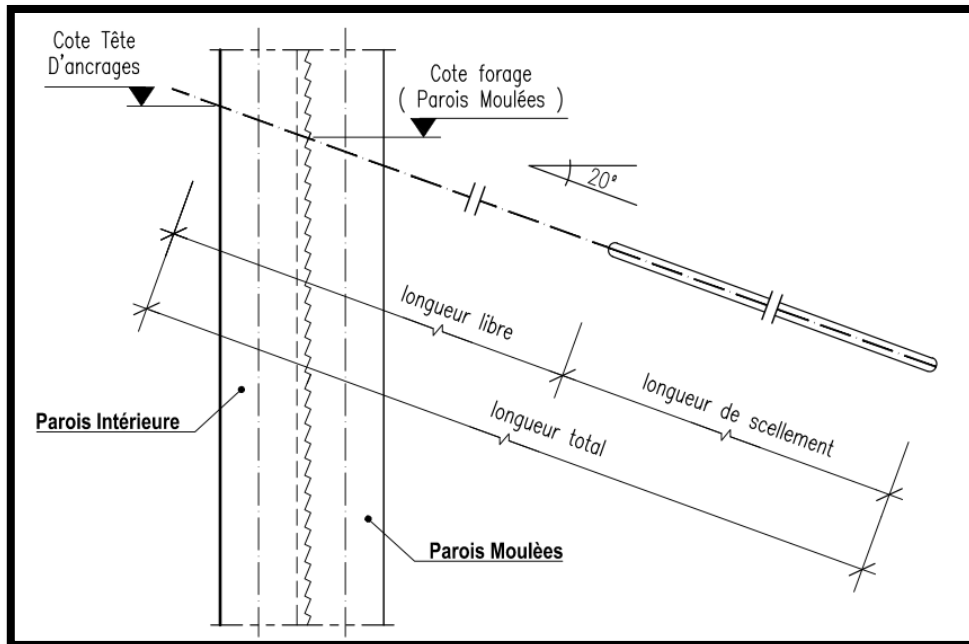


Figure 2-16 : Tirant d'ancrage

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 le sollicitent. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre.
- Actif : Il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations.

2.3.1 Classification des tirants

Il existe deux types de classification :

- Classification en fonction de la durée du tirant.
- Classification en fonction du rôle assumé par le tirant.

2.3.1.1. Classification en fonction de la durée du tirant

On distingue :

- 1) Les tirants temporaires (Figure 2-17)

Ils n'ont qu'un rôle temporaire et deviennent inutiles au-delà d'un certain degré d'avancement des travaux, car ils sont alors remplacés dans leur fonction par d'autres dispositifs. Le maintien des parois bordant les fouilles de grande profondeur est la plus courante utilisation de ce type de tirants, leur travail s'arrête une fois les palplanches sont bétonnées.

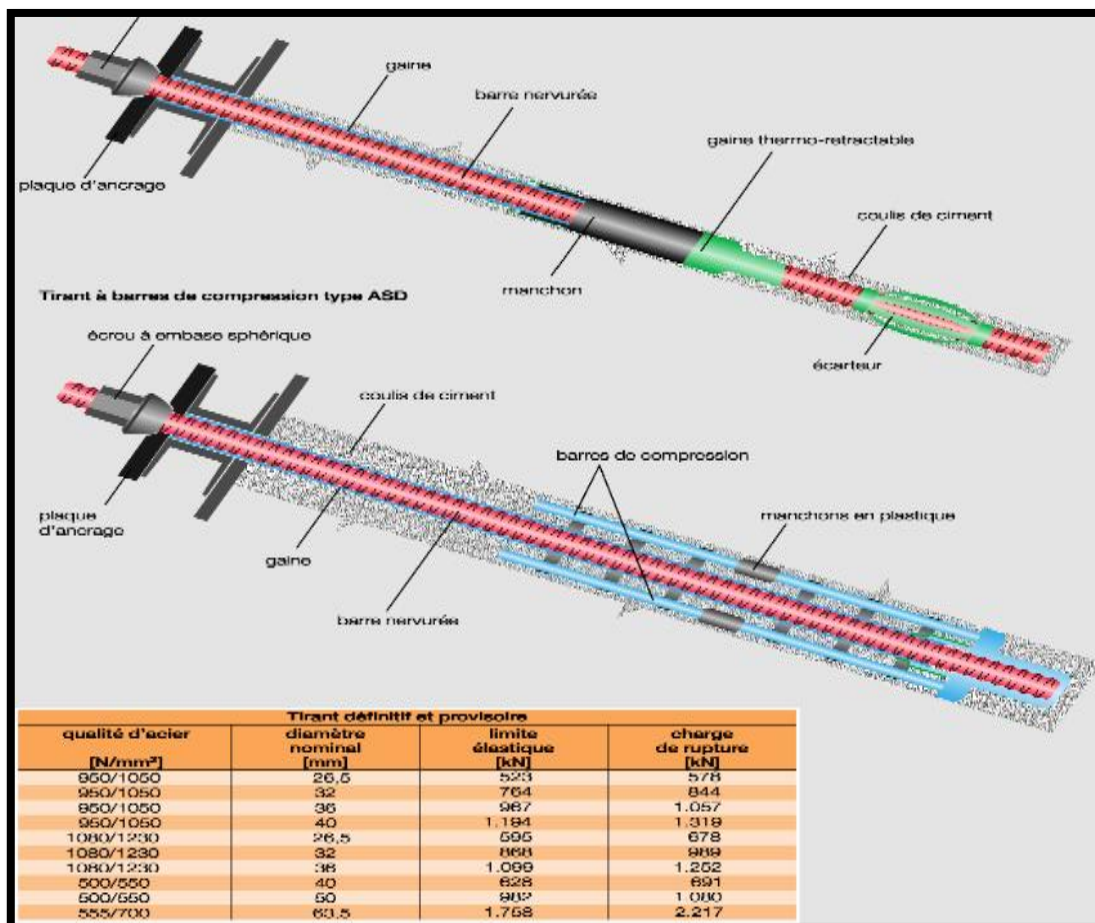


Figure 2-17 : Tirants temporaires

1) Les tirants permanents (Figure 2-18)

Les tirants permanents continueront à assumer leur rôle pendant toute la durée de vie de l'ouvrage auquel ils sont incorporés. Dans cette catégorie, on rencontre les tirants qui ancrent les radiers en cas de sous-pressions accidentelles provoquées par les crues, ainsi que les tirants qui maintiennent les murs de soutènement.

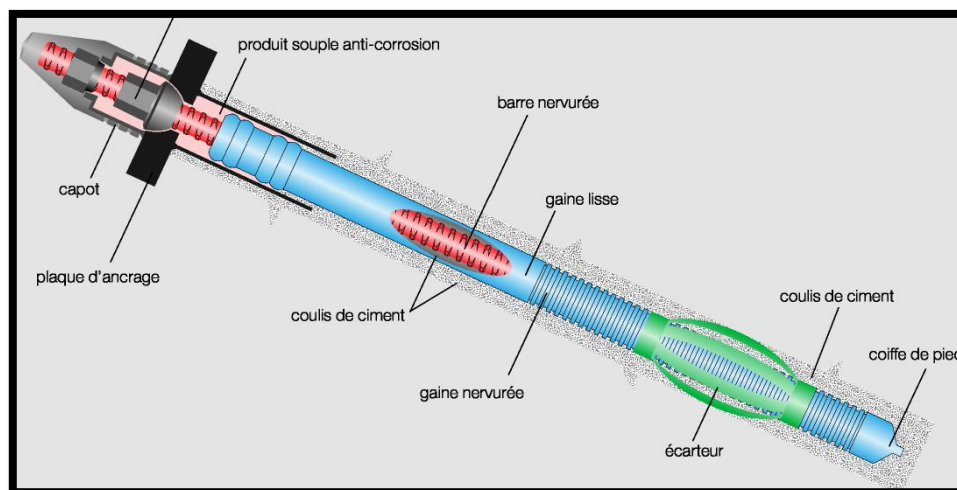


Figure 2-18 : Tirants permanents

2.3.1.2. Classification en fonction du rôle assumé par le tirant

On distingue :

- Les tirants légèrement inclinés sur l'horizontale qui soutiennent une paroi généralement verticale (Figure 2-16). Ils peuvent être provisoires ou définitifs.
- Les tirants verticaux (Figure 2-19) qui ancrent un radier, un mur de soutènement ou un barrage. Ils constituent souvent une solution de renforcement en cas de surélévation de ces derniers ouvrages.

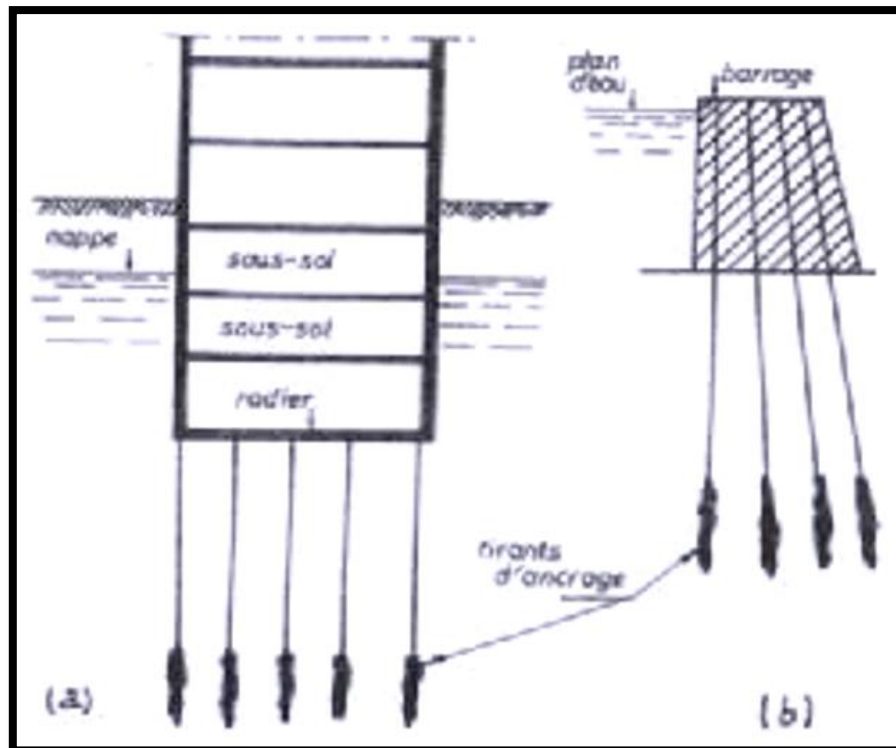


Figure 2-19 : Les tirants verticaux

2.4 Butons

Pour réaliser la structure à l'aide du système utilisé dans notre cas de station (parois moulées), il faut en phase provisoire, assurer le maintien de la paroi à l'aide de butons, qui sont des profilés métalliques de type HEB600.



Figure 2-20 : Butons

2.5 Conclusion

Au cours du temps, l'homme fera appel à des nouvelles techniques de soutènement très variées, plus économiques et écologiques. L'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol traité dans le but de choisir la solution la plus efficace, la plus adaptée et la plus économique.

CHAPITRE 3

TECHNIQUES D'EXECUTION DES PAROIS MOULEES ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

3.1 Introduction

Dans le cas de notre projet, la technologie d'exécution adoptée pour le blindage de la station est celle des parois moulées partiellement ancrées.

3.2 Equipement nécessaire d'exécution

3.2.1 Hydrofraise (Figure 3-1)

C'est une unité hydraulique qui actionne deux roues tranchantes montées au fond d'un châssis en acier et qui tournent en direction opposée.

Les roues sont pourvues de dents au carbure de tungstène pour permettre l'excavation tant sur des terrains incohérents que sur la roche.

L'hydrofraise est accompagnée par une pompe de grande capacité (jusqu'à 500 m³/h) situé au-dessus des roues tranchantes, pour aspirer la boue de forage et les déchets en suspension et les envoyer vers l'unité de dessablage via des tubes flexibles et des tubes rigides ou la boue est séparée des déchets.



Figure 3-1 : Machine Hydrofraise

Cette unité est équipée d'un système de contrôle et de correction en temps réel de la géométrie d'excavation.

3.2.2 Grue, mini pelle et un bac à câble (Figure 3-3)

Ce matériel est destiné à l'exécution de la pré-fouille qui est d'environ 3-4 m de profondeur.



Figure 3-2 : Ecran de contrôle de l'hydrofraise

3.2.3 Grue de service (Figure 3-4)

Des grues chenillées seront toujours présentes sur le chantier pour effectuer les opérations auxiliaires de relevage des cages d'armatures, des tubes plongeurs pour le bétonnage, etc.

3.2.4 Equipements de production et de traitement de la boue de forage

Ils comprennent :

- Un ou plusieurs malaxeurs de 30 m³ de capacité horaire.
- Une unité de stockage et de traitement de la boue (Sotres) constitué par des cribles vibrants (pour séparation de la fraction grossière > 5 mm), des dessaleurs et des cyclones (pour la séparation de la fraction fine) et des bacs de stockage de la boue fraîche et prêt à l'emploi.



Figure 3-3 : Mini pelle



Figure 3-4 : Grue chenillée



Figure 3-6 : Système de séparation des fractions



Figure 3-5 : Silos de bentonite en poudre

- Des bacs de récupération de la boue en arrivant du panneau pendant le bétonnage.
- Des pompes et des conduites pour la circulation de la boue.



Figure 3-8 : Outil de contrôle des pompes



Figure 3-7 : Pompes

3.2.5 Equipement de fabrication des cages d'armatures

Un atelier spécial pour la fabrication des cages d'armatures est situé à Boumaati dans la wilaya d'Alger.

3.2.6 Equipement de transport

L'entreprise chargée de l'exécution des travaux est dotée de semi-remorques (camions) pour le transport des cages d'armatures, et des camions malaxeurs pour le transport de béton.

3.2.7 Equipement d'évacuation de remblai

L'évacuation du terrain excavé de la zone de travail, s'effectuera par des camions à l'aide de pelles et de chargeurs.



Figure 3-9 : Appareil KODEN

3.2.8 Equipement de contrôle de la géométrie de la paroi

Un appareil ultrasonique appelé KODEN est utilisé pour l'examen de la géométrie de la paroi d'excavation.

3.3 Méthode d'exécution

Les principales étapes d'exécution sont :

- 1) Exécution des murettes guide
- 2) Pré-fouille
- 3) Implantation du gabarit
- 4) Installation de l'hydrofraise
- 5) Excavation par hydrofraise
- 6) Essai KODEN
- 7) Nettoyage et dessablage
- 8) Mise en place de la cage d'armature
- 9) Bétonnage

La réalisation de la paroi dans le terrain est effectuée principalement à l'aide d'une hydrofraise, avec l'utilisation de la boue stabilisante (bentonite est un mélange d'eau et d'argile).

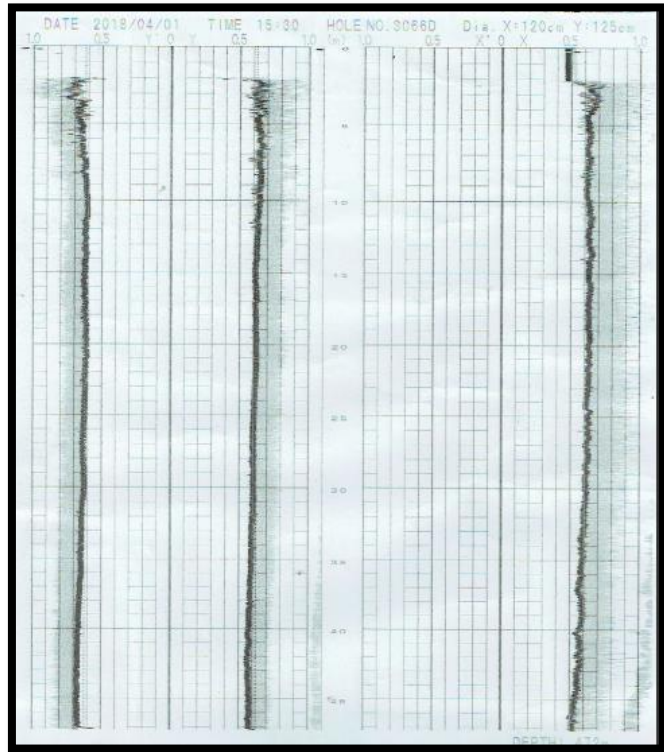


Figure 3-10 : Résultats de l'essai KODEN

Avant entamer la réalisation des parois, on procède à des murettes-guide (Figure 3-12) qui servent à assurer le correct alignement des panneaux et garantir la stabilité de la couche supérieure du terrain à excaver.

Après cette étape, on procède à une pré-fouille en utilisant une mini pelle pour une profondeur variant entre 3 et 4 mètres (créer de l'espace pour la pompe de l'hydrofraise).

On passe à l'étape d'excavation par l'hydrofraise, on installe le gabarit de l'appareil qui se fixe sur les murettes-guide par application d'une pression sur les parois.



Figure 3-12 : Murettes-guide



Figure 3-11 : Bentonite en poudre

La réalisation de la paroi se fait par panneaux primaires et secondaires de section rectangulaire, (Figure 3-13) toujours par l'aide d'une boue de forage de bentonite ou polymérique. La continuité entre panneaux primaires et secondaires est assurée par creusement, pendant la réalisation des panneaux secondaires, d'une portion (de 10 à 20 cm d'épaisseur en fonction de la profondeur maximale d'excavation) du béton déjà durci sur les deux côtés des panneaux primaires adjacents sera frisée.

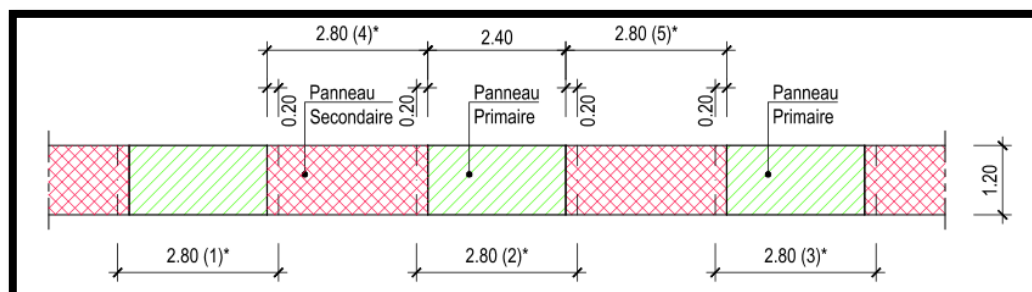


Figure 3-13 : Mode d'exécution des panneaux

La géométrie finale de la paroi d'excavation pourra être contrôlée par un appareil ultrasonique de type KODEN. (Figure 3-9)

A la fin de la fouille de chaque panneau primaire, on installera dans les deux côtés du panneau excavé, une clavette en acier de 3-6 m de hauteur, et qui sera extraite à la fin du bétonnage du panneau, laisseront l'espace nécessaire pour l'insertion des roues de l'hydrofraise pour la réalisation du panneau secondaire à côté.

La cage d'armature typique sera constituée par des éléments modulaires de 12 m maximum de longueur à superposer et connectés entre eux par la soudure de certaines barres verticales (au moins trois barres pour la longueur de soudure de 10 cm).

La cage sera mise en place dans le forage en la maintenant sous élevée du fond de 10-20 cm au moyen d'une chaîne en acier. La cage restera suspendue aux murettes guide par profils transversales en acier.

L'étape de dessablage est exécutée par circulation de la boue, jusqu'à l'obtention d'une boue nette.

La méthode de bétonnage prévoit l'emploi d'un tube plongeur, composé par des éléments en acier de 220 - 270 mm de diamètre reliés entre eux au moyen des cordelettes métalliques et munis au sommet d'un entonnoir d'écoulement.

3.4 Avantages de la paroi moulée

Les avantages de la paroi moulée sont :

- Grandes profondeurs
- Peu de nuisances
- Peu de problèmes de corrosion
- Peut être réalisée à proximité d'un existant
- Peut être incluse à la structure porteuse de l'ouvrage définitif
- Tolérances correctes
- Peut être réalisée en présence de nappe
- Etanchéité
- Adaptée à tous types de sols

3.5 Chronologie de réalisation des tirants (Figure 3-14) :

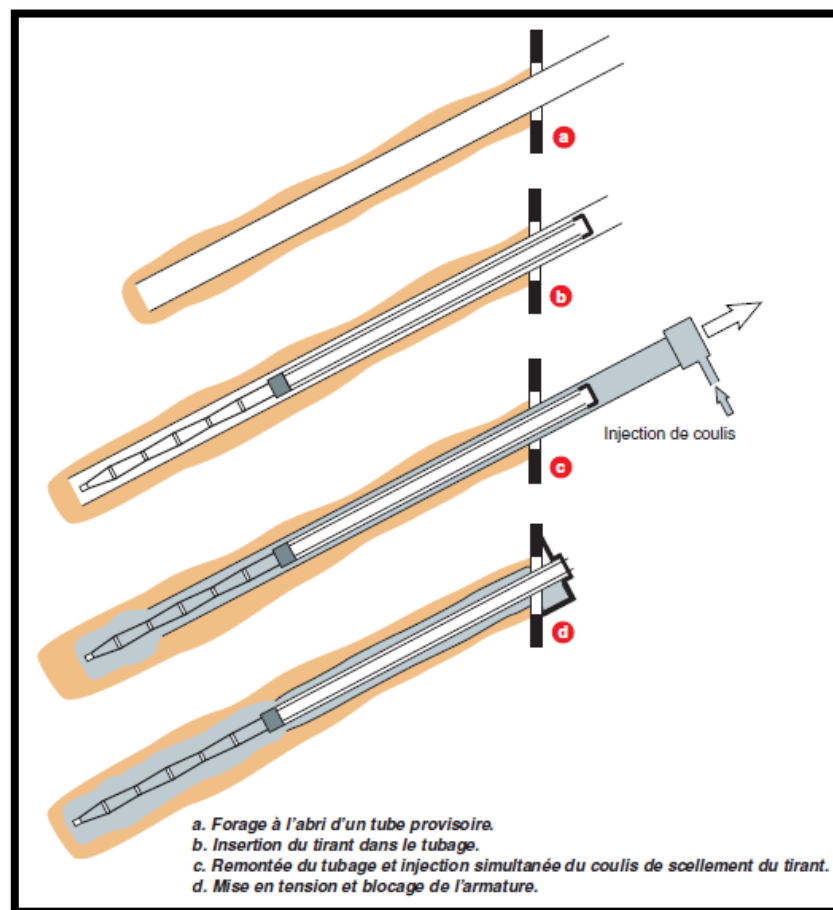


Figure 3-14 : Chronologie de mise en œuvre d'un tirant d'ancrage

3.6 Avantages des tirants

Les avantages des tirants sont :

- Système facile à utiliser.
- Opérations simples de détensions et de remise en tension grâce au filetage.
- Double protection contre la corrosion éventuelle.

- Démontage facile de tirants provisoires grâce aux manchons filetés.
- Flexibilité des longueurs de transport grâce aux manchons.
- Haute adhérence entre la barre nervurée et le coulis de ciment.
- Grande rigidité facilitant l'installation en voûte.
- Compensation d'angle dans la tête d'ancrage, cale biaise.
- Assurance qualité par Contrôle de Qualité interne et externe.

3.7 Caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés

Cette partie portera sur la définition des caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation des parois moulées en béton armé.

Les calculs sont basés sur l'Euro code 2 pour les aciers, et le B.A.E.L.91 révisées 99 pour le béton.

3.7.1 Acier

Les aciers sont des barres lamines à chaud sous forme de :

- Ronds lisses (RL) bruts de laminage.
- Barres à haute adhérence (HA) à surface latérale munie de nervures obliques régulièrement espacées (Figure 3-15).

Ces barres peuvent être :

- En acier naturel (aucun traitement mécanique à la sortie du laminoir).
- En acier naturel traité thermiquement.
- En acier écroui (avec un traitement mécanique à froid).

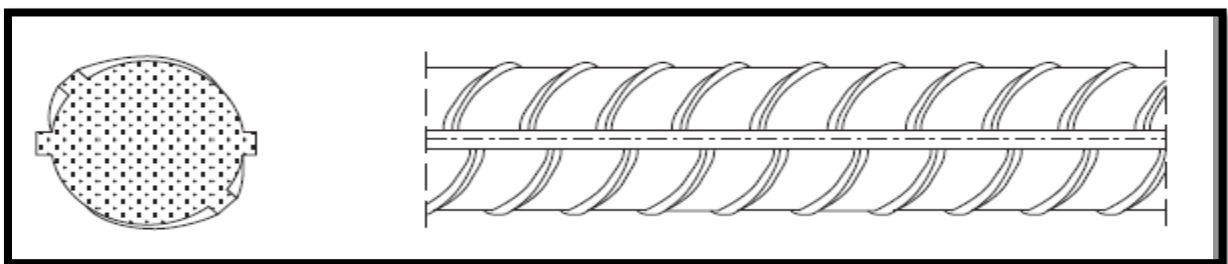


Figure 3-15 : Barres à haute adhérence

3.7.1.1. Caractéristiques géométriques

Une barre HA (ou un fil HA) est caractérisée par un diamètre nominal, désigné par ϕ (égale au diamètre du rond lisse de même masse linéique).

A chaque diamètre nominal ϕ correspond :

- Une section nominale : $A = \pi \phi^2/4$
- Un périmètre nominal : $P = \pi \phi$

3.7.1.2. Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques les plus importantes des aciers sont les suivantes :

- Résistance à la traction : f_t
- Limite d'élasticité caractéristique en traction : f_{yk} (f_e selon les B.A.E.L.91) où :
 $400 \leq f_{yk} \leq 600$ MPa
- Limite caractéristique d'élasticité conventionnelle à 0,2 % d'allongement permanent :
 $f_{0.2k}$
- Densité : $7\,850 \text{ kg/m}^3 = 78,5 \text{ KN/m}^3$
- Classes de ductilité :
 Classe A (ductilité normale)
 Classe B (haute ductilité)
 Classe C (très haute ductilité)
- La limite d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.1 \times 10^5$ MPa

3.7.1.3. Diagrammes contraintes-déformations

Les diagrammes contraintes-déformations sont représentés par les figures 3-16 et 3-17

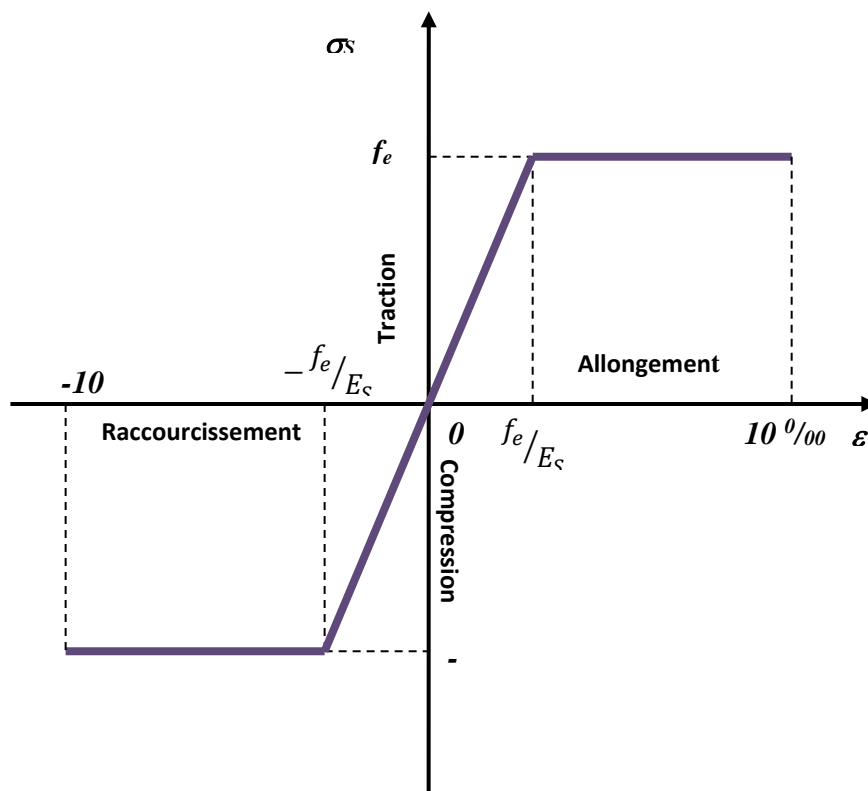


Figure 3-16 : Diagramme conventionnel (contrainte – déformation)

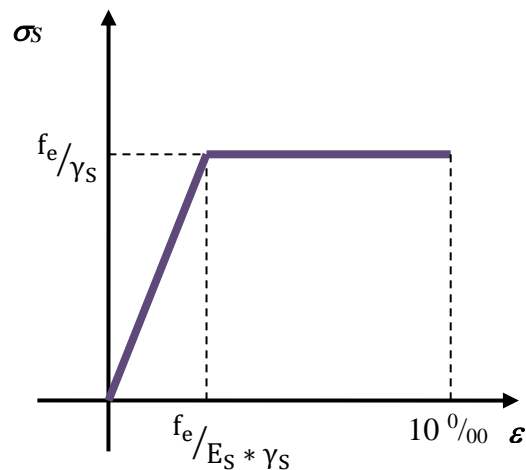


Figure 3-17 : Diagramme de calcul

1) Etat Limite Ultime (E.L.U)

$$\sigma_S = f_e / \gamma_S$$

Avec :

$$\gamma_S = \begin{cases} 1.15 & \rightarrow \text{Situation normale} \\ 1 & \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

2) Etat Limite de Service (E.L.S)

$$\sigma_S = E_S * \varepsilon_S$$

La contrainte limite de traction dans les aciers est définie selon le cas de fissuration :

- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_S = \min(f_e/2 , 90\sqrt{\eta * f_{t28}})$
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_S = \min(2f_e/3 , 110\sqrt{\eta * f_{t28}})$
- Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_S = f_e/\gamma_S$

Avec :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{Pour acier rond lisse} \\ 1.6 & \rightarrow \text{Pour acier haute adhérence} \end{cases}$$

Pour le cas de cette étude, les caractéristiques utilisées sont :

- Limite d'élasticité caractéristique : $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- Module d'élasticité : $E_{ym} = 200\,000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficient de sécurité de l'acier : $\eta = 1.6$
- Situation fondamentales : $\gamma_{s1} = 1.15$
- Situation accidentelle : $\gamma_{s1} = 1.00$
- Système de butonnage S355 ou équivalent
- Acier de construction – S275 J2
- Enrobage des armatures :

- 50 mm → Murettes - guides et poutres de couronnement.
- 70 mm → Parois moulées et pieux.
- Câbles d'ancrage : A 1670/1860.

3.7.2 Béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. L'Eurocode 02 définit des classes de résistance du béton par un couple de valeurs de la forme C_x/y .

Où :

x : Résistance caractéristique exigée à 28 jours, mesurée sur des cylindres de 160 mm de diamètre sur 320 mm de haut.

y : Résistance caractéristique exigée à 28 jours, mesurée sur des cubes de 150 mm de côté.

Le coefficient de sécurité du béton est pris égal à : (chapitre A.4.3,41 BAEL 91 modifié)

- Situation fondamentales : $\gamma_{c1} = 1.5$
- Situation accidentelles : $\gamma_{c2} = 1.2$

Les autres données concernant le calcul des parois moulées sont :

- Coefficient tenant compte de la durée d'application des charges : $\alpha_{cc} = 0.85$
- Poids volumique : $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- C20/25 X0 – Béton de remplissage
- C25/30 XC2 – Béton armé pour les murettes-guide
- Résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- C30/37 XC2 – Béton armé pour les parois moulées et pour les poutres de couronnement
- Résistance à la compression : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

3.8 Conclusion

Les techniques de soutènements des ouvrages souterrains réalisés à ciel ouvert est un domaine très vaste. Dans ce document, il a été traité que les méthodes employées pour la réalisation de la station « Oued Smar ».

Aussi le traitement de ce chapitre nous a permis de connaître les caractéristiques et les limites de résistance de chaque matériau utilisé dans la conception des parois moulées (béton et acier).

CHAPITRE 4

PHASAGE DES TRAVAUX ET MODELISATION NUMERIQUE

4.1.Introduction

Dans la conception des solutions de blindage (Fig.4-1) et d'excavation à adopter pour le corps principal de la station, nous avons essayé de respecter les principes de base suivants :

- Recourir à des solutions constructives qui s'adaptent facilement en termes d'évolution de la construction aux solutions prévues dans les différents projets, et qui permettent, de façon suffisamment prudente, de procéder aux excavations jusqu'à la cote de fond définie.
- Adapter les solutions de construction en fonction de type de travaux en question, de sa dimension et des contraintes qui l'entourent.

- Contrôler les déplacements de la structure de blindage au fur et à mesure de l'avance de l'excavation.

- Contrôle de l'affluence d'eau à l'intérieur de l'excavation de façon à éviter, soit un abaissement significatif de la nappe phréatique ou des nappes phréatiques installées, soit des phénomènes d'instabilité hydraulique.

- Recourir aux solutions reconnues en conditions géologiques similaires et à des ouvrages du même type.

- Intégrer la structure de blindage le plus possible dans la structure finale de la station, en évitant ainsi des travaux postérieurs de démolition dans les zones où il puisse y avoir une interférence entre les structures.

- Facilité et rapidité d'exécution.

4.1. Introduction

Dans la conception des solutions de blindage (Fig.4-1) et d'excavation à adopter pour le corps principal de la station, nous avons essayé de respecter les principes de base suivants :

- Recourir à des solutions constructives qui s'adaptent facilement en termes d'évolution de la construction aux solutions prévues dans les différents projets, et qui permettent, de façon suffisamment prudente, de procéder aux excavations jusqu'à la cote de fond définie.
- Adapter les solutions de construction en fonction de type de travaux en question, de sa dimension et des contraintes qui l'entourent.
- Contrôler les déplacements de la structure de blindage au fur et à mesure de l'avance de l'excavation.
- Contrôle de l'affluence d'eau à l'intérieur de l'excavation de façon à éviter, soit un abaissement significatif de la nappe phréatique ou des nappes phréatiques installées, soit des phénomènes d'instabilité hydraulique.
- Recourir aux solutions reconnues en conditions géologiques similaires et à des ouvrages du même type.
- Intégrer la structure de blindage le plus possible dans la structure finale de la station, en évitant ainsi des travaux postérieurs de démolition dans les zones où il puisse y avoir une interférence entre les structures.
- Facilité et rapidité d'exécution.

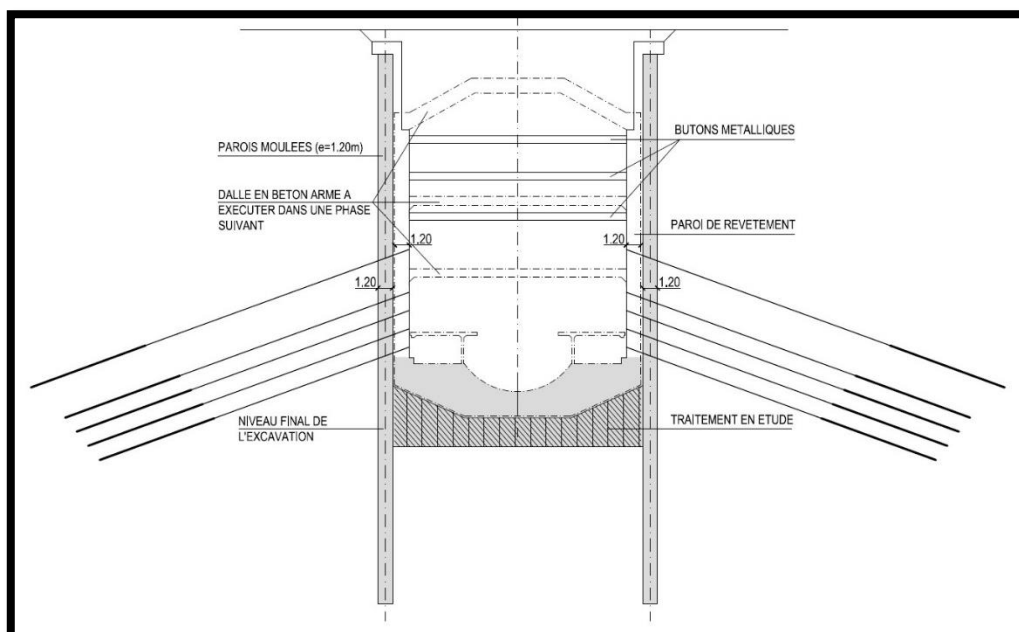


Figure 4-1 : Solution de blindage de la station

4.2. Phasage général des travaux

Le phasage général des travaux comporte les opérations suivantes (Fig. 4-2) :

Phase 1

- 1) Plateforme pour exécuter les parois moulées.
- 2) Exécuter des murettes-guide.
- 3) Exécution des parois moulées ($e = 1.2$ m).
- 4) Traitement du sol avec jet-grouting (en étude).

Phase 2

- 1- Excavation jusqu'au niveau de base des poutres de couronnement.
- 2- Exécution des poutres de couronnement.
- 3- Excavation séquentielle avec l'exécution par tronçons des parois intérieures.
- 4- Colocation séquentielle des boutons métalliques.

Phase 3

- 1- Continuation de l'excavation séquentielle avec l'exécution par tronçons des parois intérieures.
- 2- Exécution séquentielle des ancrages provisoires.

Phase 4

- 1- Exécution du radier de fondation.

Phase 5

- 1- Démontage du troisième niveau de boutons métalliques.
- 2- Exécution de la dalle R-1.

Phase 6

- 1- Démontage du deuxième niveau de boutons métalliques.
- 2- Exécution de la dalle de couverture.

Phase 7

- 1- Démontage du premier niveau de boutons métalliques.
- 2- Remblai sur la dalle de couverture.

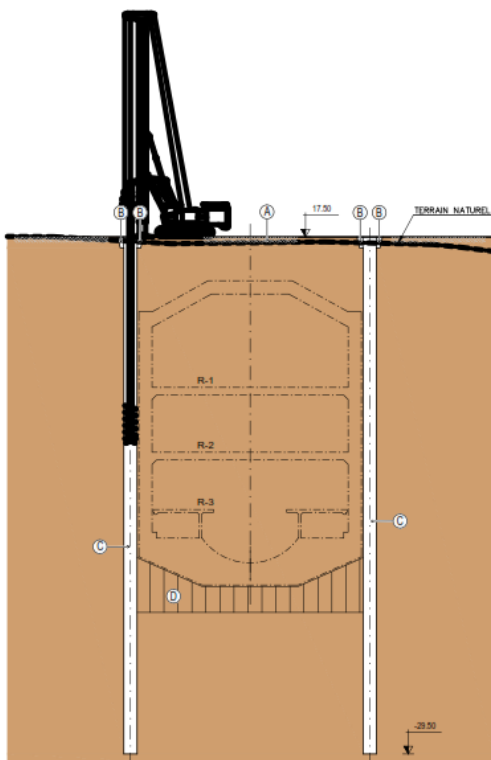
Phase 8

- 1- Exécution de la dalle R-2.
- 2- Désactivation des ancrages provisoires.

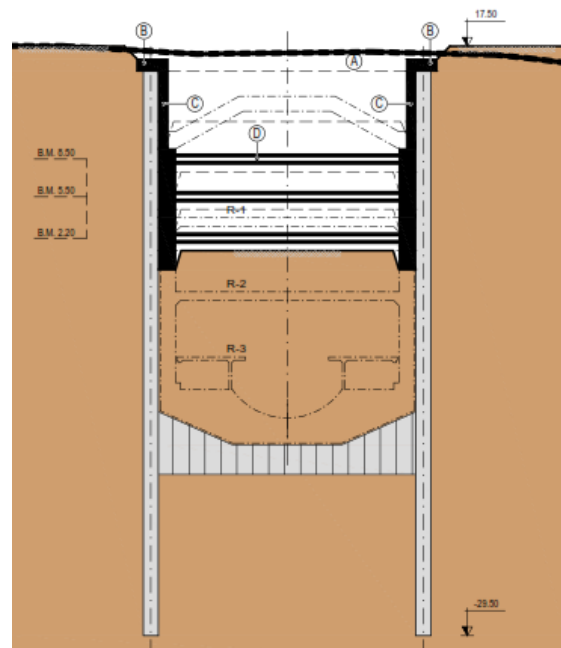
Phase 9

- 1- Exécution des dalles quais et autres éléments structurels
- 2- Travaux de finition

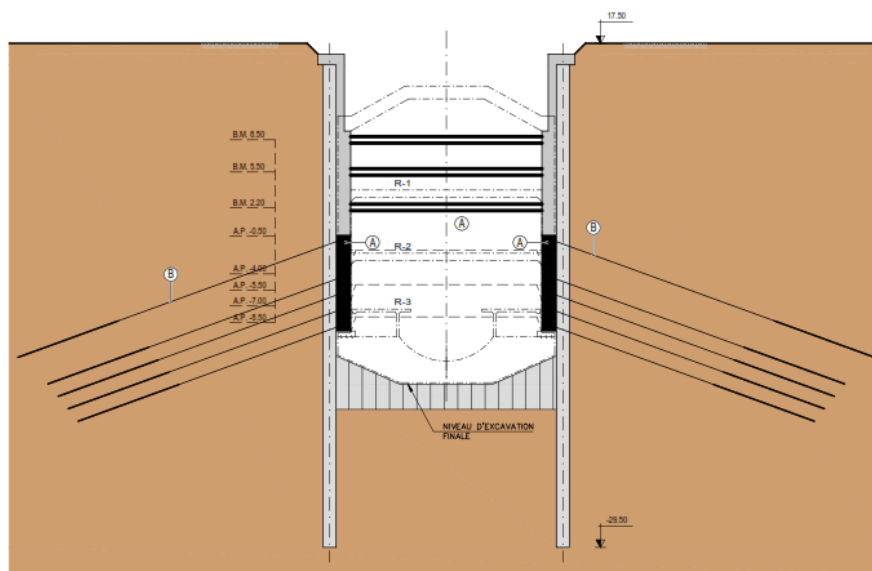
La figure 4-2 représente les différentes phases des travaux d'exécution des parois moulées.



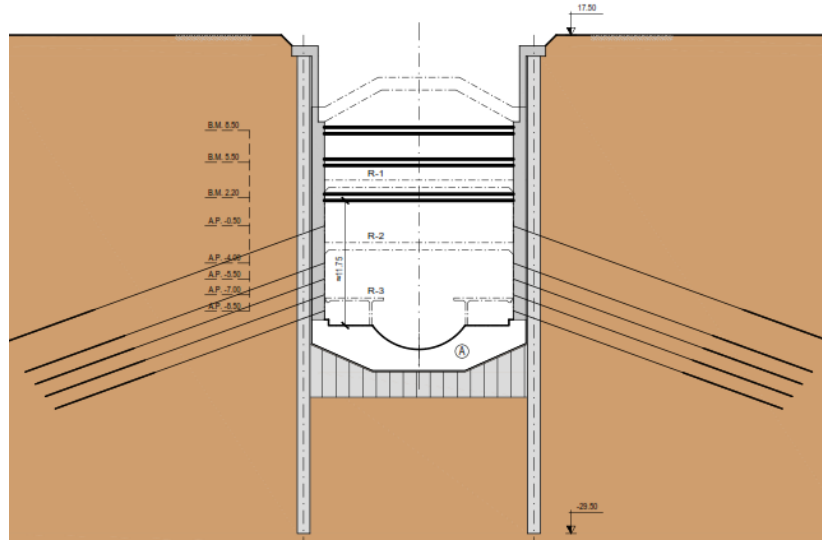
(a) Phase 1



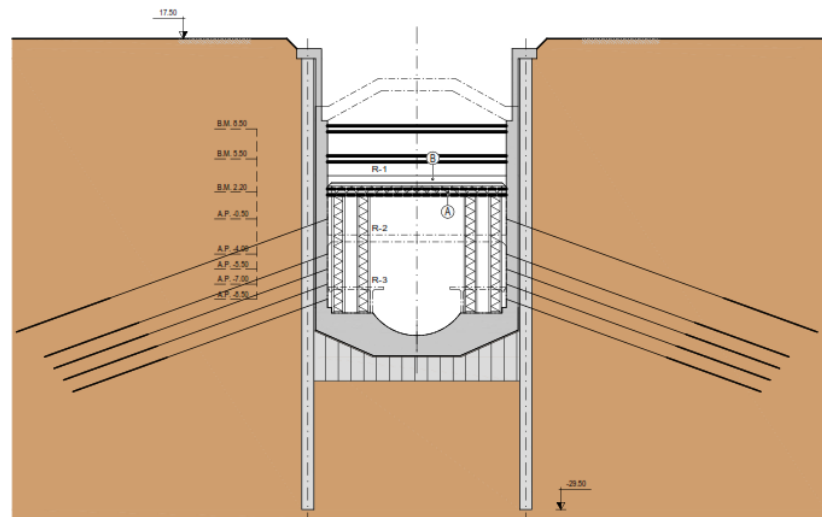
(b) Phase 2



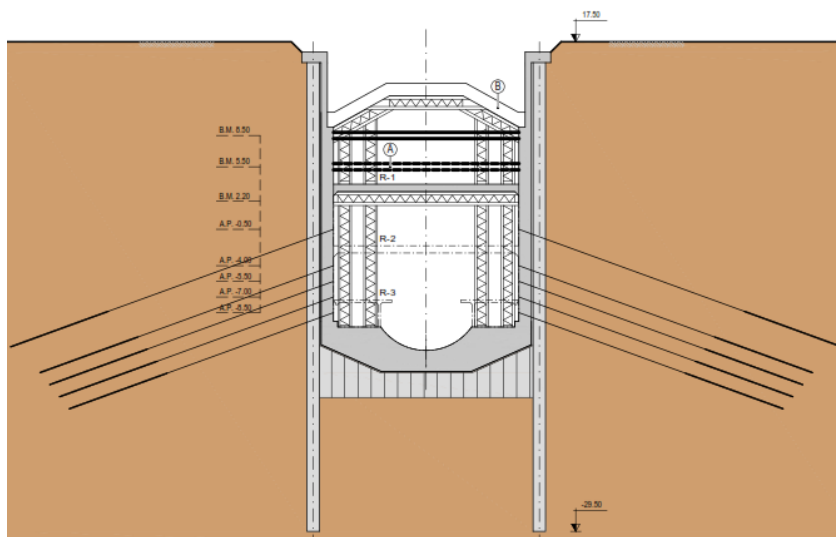
(c) Phase 3



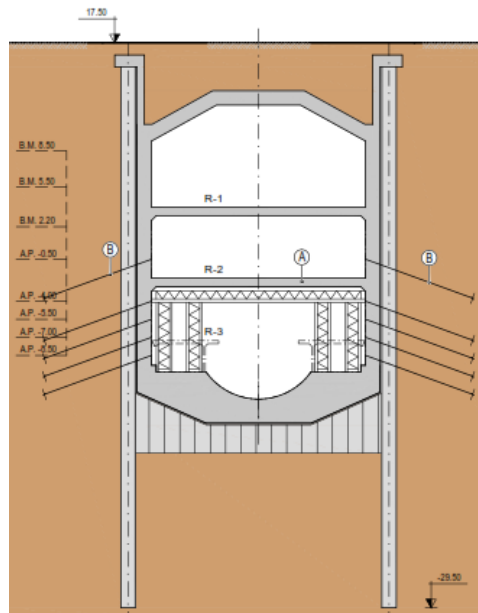
(d) Phase 4



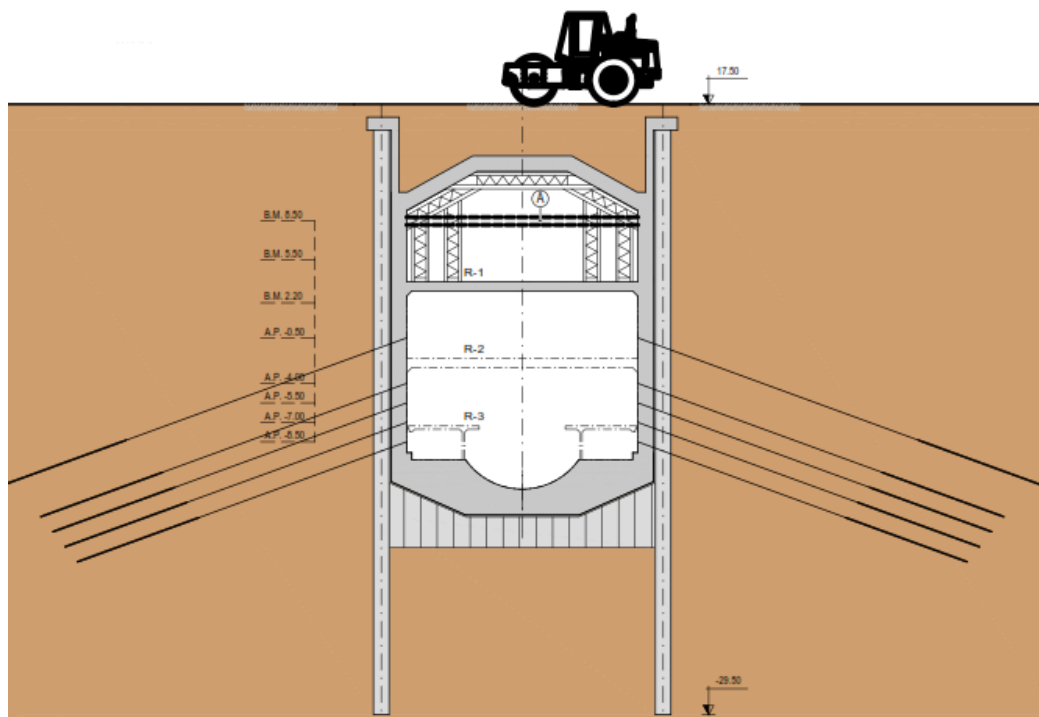
(e) Phase 5



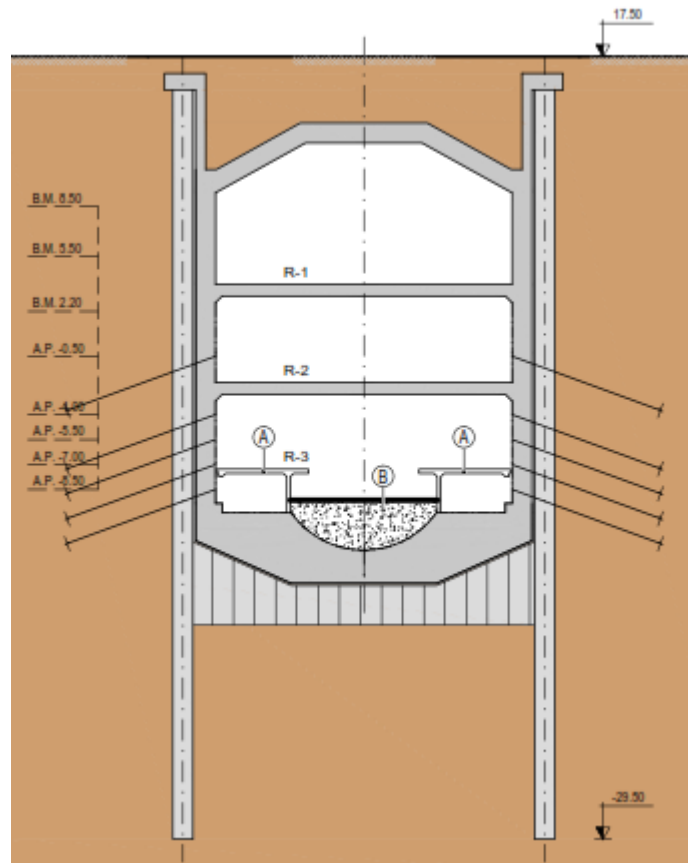
(f) Phase 6



(g) Phase 7



(h) Phase 8



(i) Phase 9

Figure 4-2 : Phasage général de construction

4.3. Phasage exécutif adopté dans la modélisation numérique

Le phasage exécutif adopté dans les calculs numériques a essayé de reproduire le plus fidèlement possible les diverses étapes du processus constructif que nous proposons de mettre en œuvre. Pour cette modélisation, nous avons utilisé le logiciel DeepXcav. Le phasage admis comprend les étapes suivantes :

Phase I : Génération de l'état initial (parois moulées + sols).

Phase II : Application d'une surcharge de 11.1 KPa sur la surface.

Phase III : Première phase d'excavation avec une hauteur de 3.5 m.

Phase IV : Deuxième phase d'excavation avec une hauteur de 5.5 m.

Phase V : Troisième phase d'excavation avec une hauteur de 3.5 m maximum.

Phase VI : Activation du premier niveau du butonnage.

Phase VII : Quatrième phase d'excavation avec 3.0 m de hauteur maximale.

Phase VIII : Activation du deuxième niveau du butonnage.

Phase IX : Cinquième phase d'excavation, avec 3.0 m de hauteur maximale.

Phase X : Activation du troisième niveau de butonnage.

Phase XI : Sixième phase d'excavation, avec 2.9 m de hauteur maximale.

Phase XII : Activation du premier niveau d'ancrages.

Phase XIII : Septième phase d'excavation, avec 3.60 m de hauteur maximale.

Phase XIV : Activation du deuxième niveau d'ancrages.

Phase XV : Huitième phase d'excavation, avec 3.0 m de hauteur maximale.

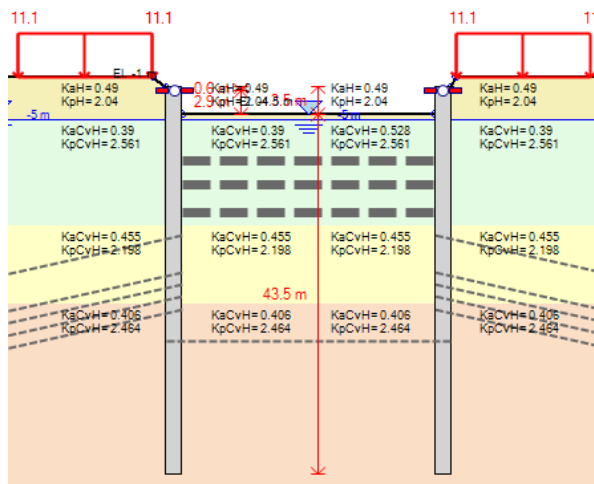
Phase XVI : Activation des troisièmes et quatrièmes niveaux d'ancrages.

Phase XVII : Neuvième phase d'excavation, avec 2.0 m de hauteur maximale.

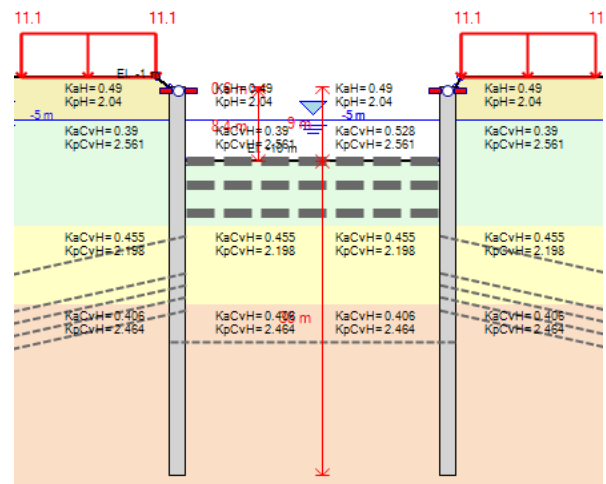
Phase XVIII : Activation du cinquième niveau d'ancrages.

Phase XIX : Excavation finale, jusqu'à 0.5 m de hauteur.

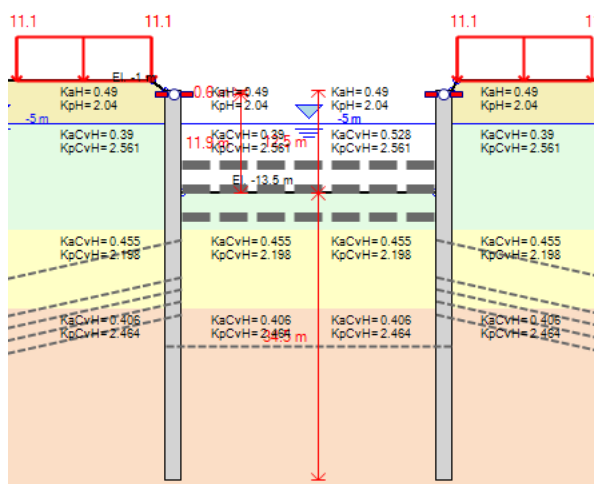
La géométrie de chaque phase de calcul selon le séquençage précédemment est présentée dans la figure 4-3.



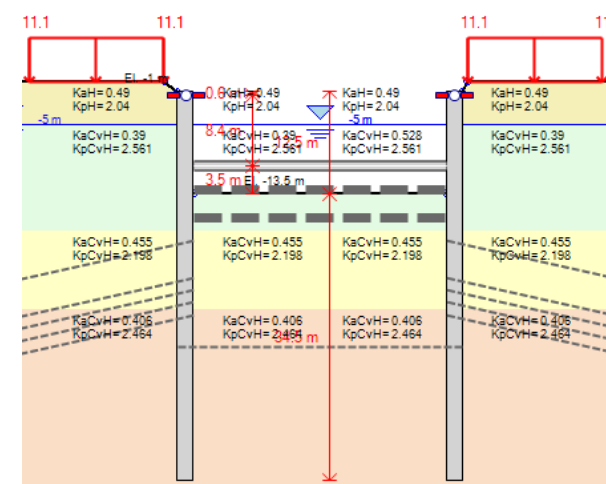
Phase I



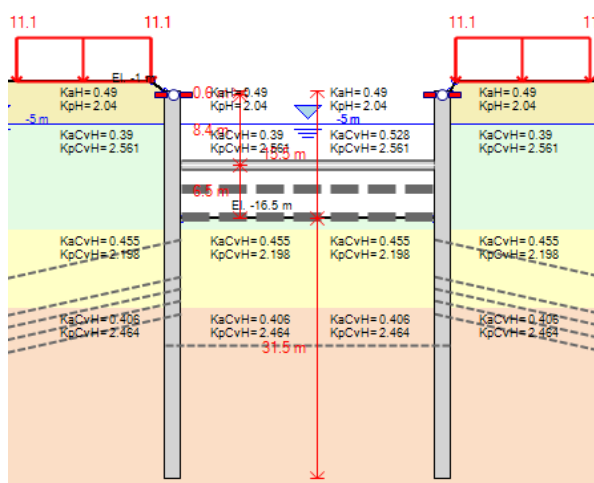
Phase II



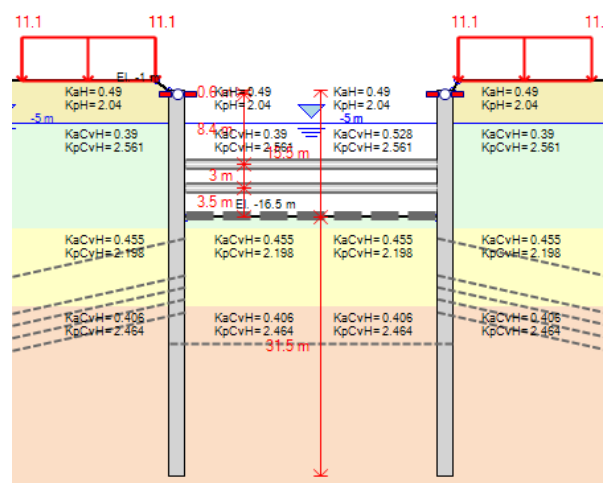
Phase III



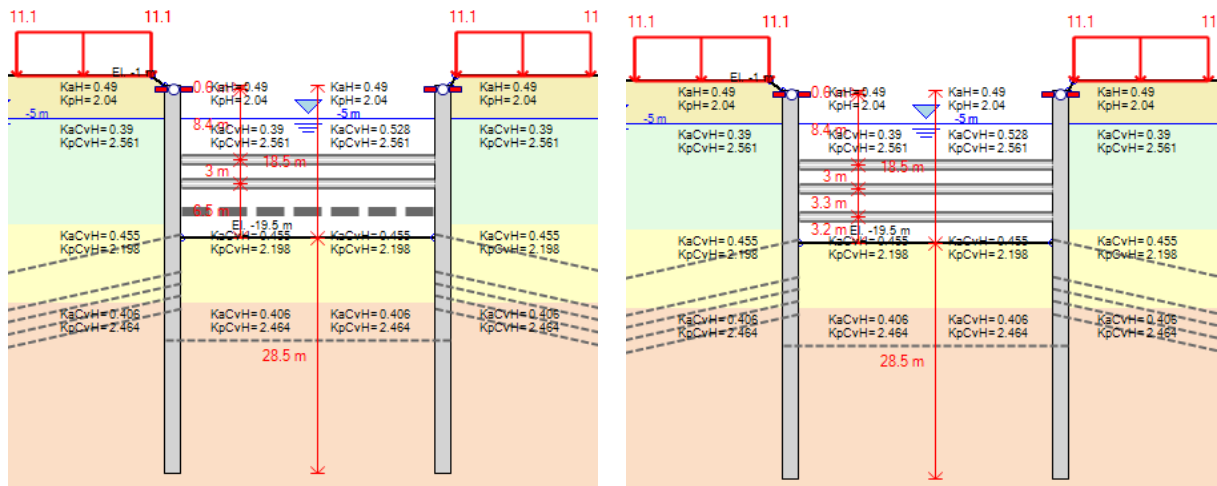
Phase IV



Phase V

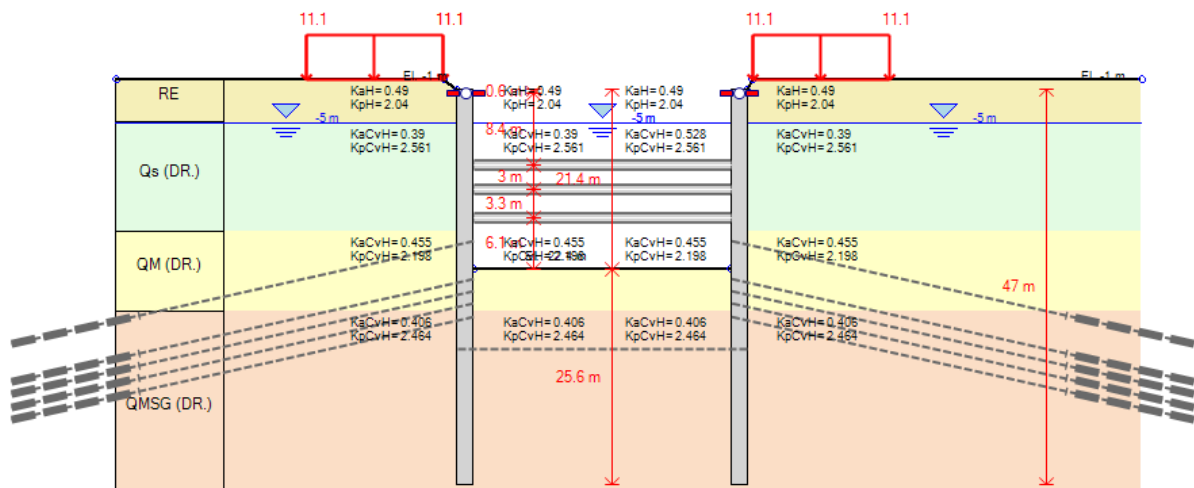


Phase VI

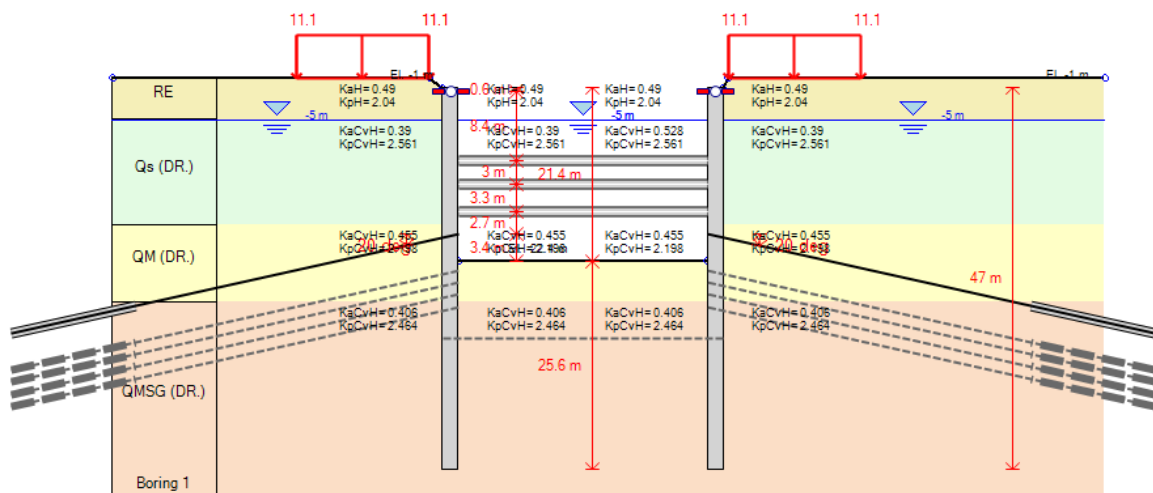


Phase VII

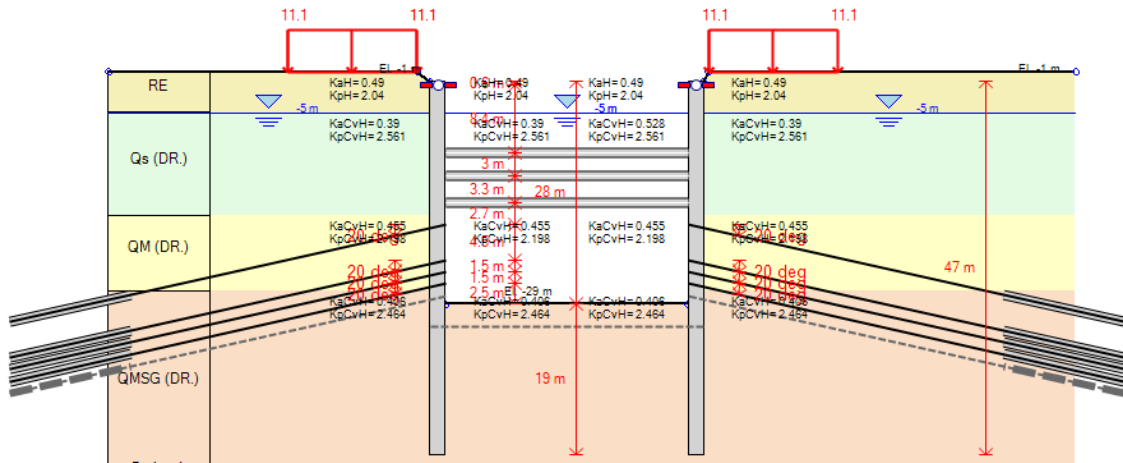
Phase VIII



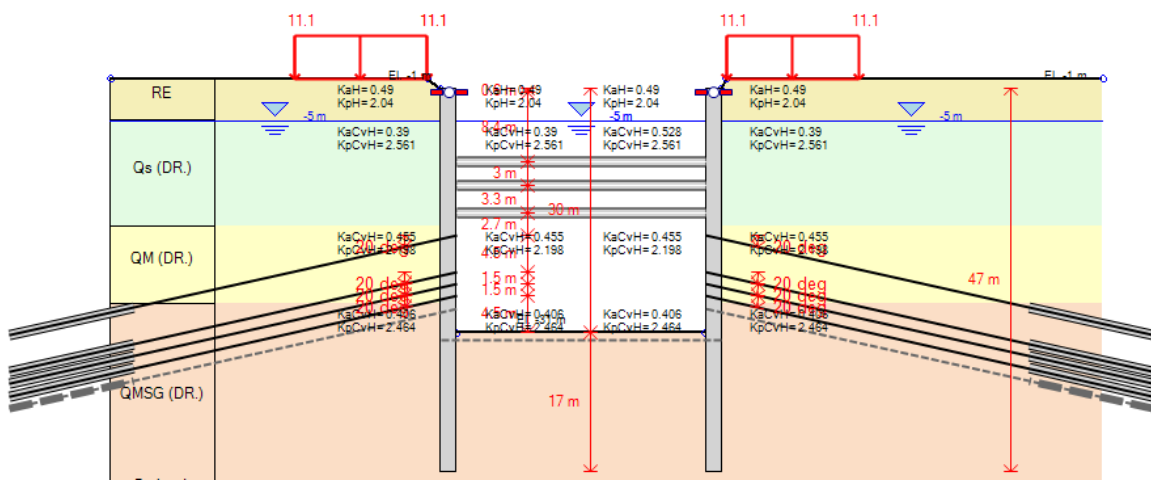
Phase IX



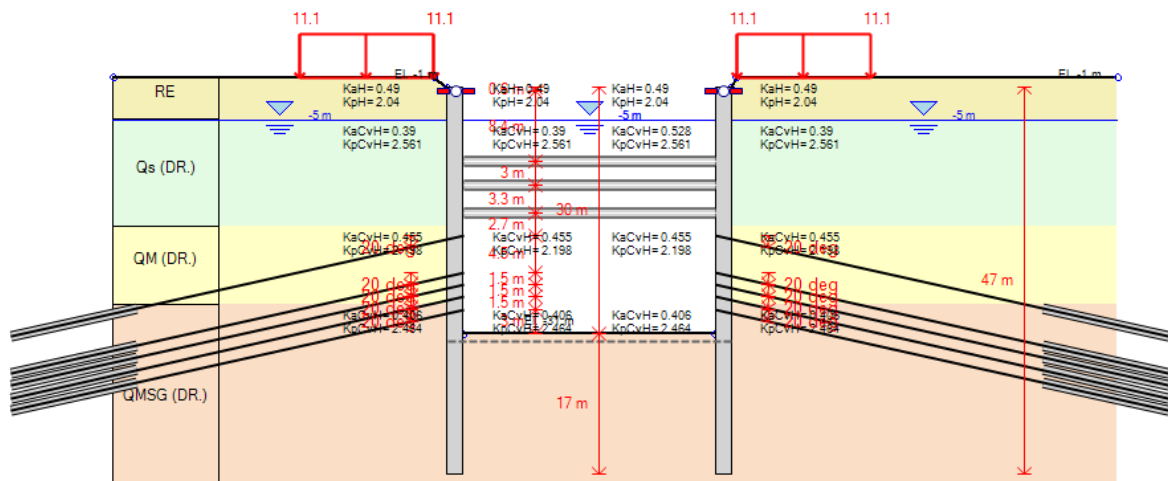
Phase X



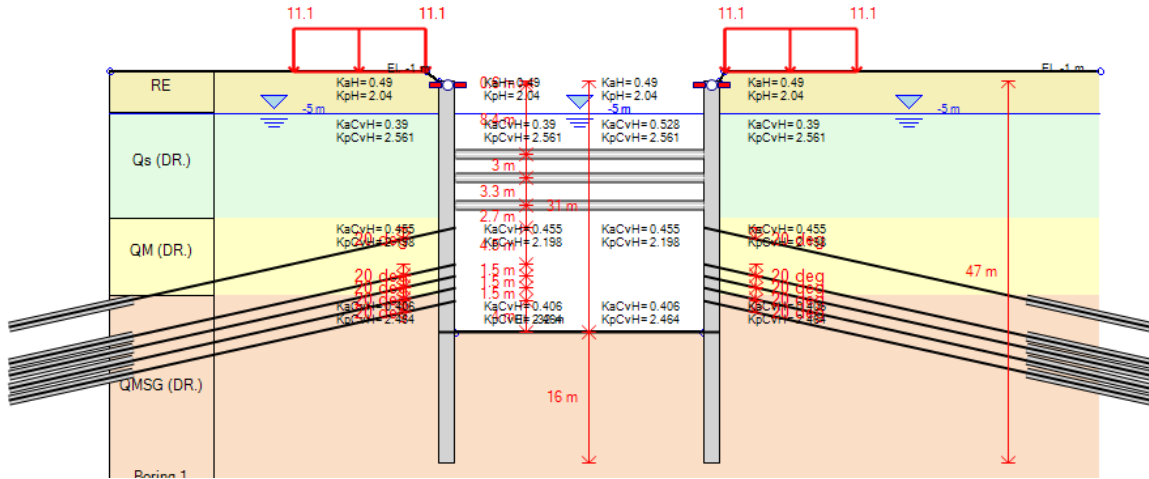
Phase XIV



Phase XV



Phase XVI



Phase XVII

Figure 4-3 : Phasage adopté pour la modélisation de l'excavation

Les résultats finaux obtenus sont mentionnés dans la figure 4-4 et 4-5.

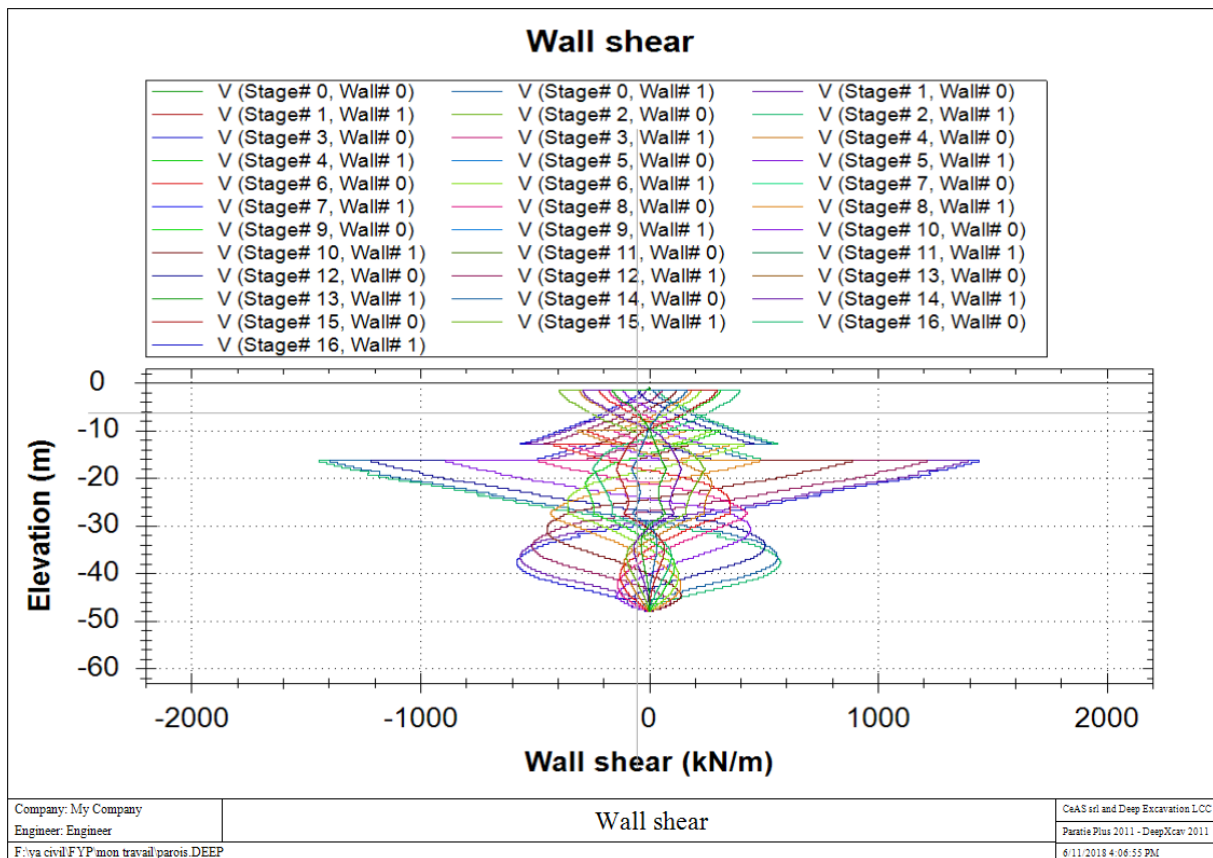


Figure 4-4 : Diagramme de l'effort tranchant - Excavation complète

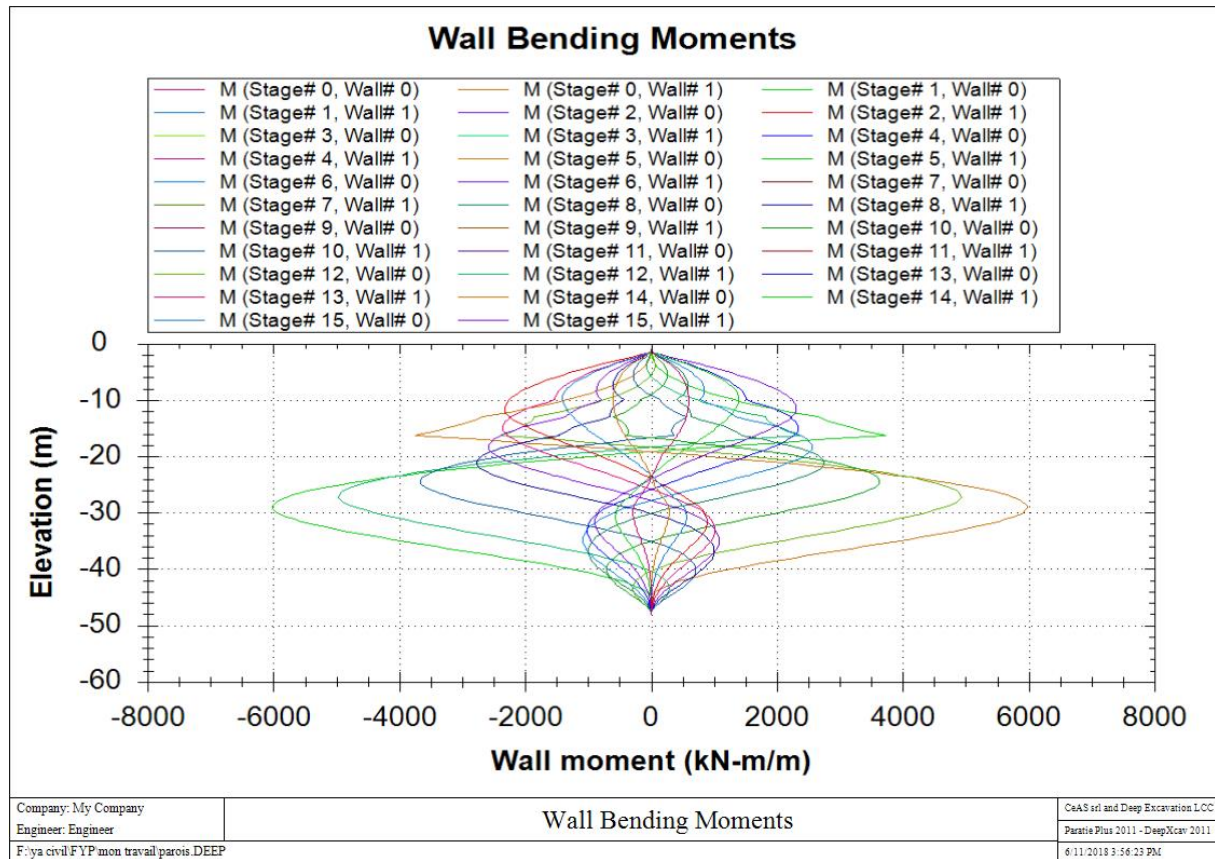


Figure 4-5 : Diagramme du moment fléchissant - Excavation complète

Les efforts internes retenus pour les calculs sont :

$$\begin{cases} M_{\max} = 6000 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 1422 \text{ kN.m} \end{cases}$$

4.4. Conclusion

En observant ces figures, on constate que le moment maximal se situe à proximité du fond de l'excavation et dans le voisinage des tirants d'ancrage de la face intérieure de la paroi moulée.

CHAPITRE 5

EVALUATION DES POUSSEES ET BUTTEES

5.1. Introduction

Les principales charges agissantes sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est-à-dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique.

La détermination de la poussée du souterrain est un des problèmes les plus difficiles que l'on rencontre dans le domaine des sciences de l'ingénieur. Sa complexité ne réside pas seulement dans les difficultés que représente la définition de l'état de contrainte du milieu hétérogène, mais aussi par l'influence déterminante qu'exercent sur les poussées rencontrées, la forme et les dimensions du soutènement ainsi que le temps s'écoulant entre les travaux de décrochement et la pose de l'étaillage.

Par conséquent, pour faciliter la détermination des actions agissantes sur un ouvrage donné, il va falloir utiliser les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope.
- La déformation est bidirectionnelle.
- Les actions extérieures considérées sont dues aux poids des terres au-dessus de l'ouvrage.

5.2. Principe de calcul

Le calcul des pressions qui s'appliquent sur les parois (poussées et butées) se fait par la méthode de COULOMB.

La détermination des sollicitations (moments fléchissant M et efforts tranchant T) se fera avec deux méthodes :

- La méthode de BLUM, pour un écran encastré en pied, et pour un écran encastré en pied et appuyés en tête.
- La méthode de VERDEYEN, pour un écran encastré à ancrage multiples.

5.3. Détermination de la poussée et butée

Les expressions utilisées pour le calcul des contraintes de poussée et de butée sont :

- Calcul de la poussée

$$\sigma_a = (K_{a\gamma} * \gamma * Z + K_{aq} * q - K_{ac} * C) * \cos\delta + U \quad (1)$$

- Calcul de la butée

$$\sigma_p = (K_{p\gamma} * \gamma * Z + K_{pq} * q + K_{pc} * C) * \frac{\cos\delta}{S} + U \quad (2)$$

Le théorème des états correspondants permet de ramener l'étude d'un sol cohérent (de cohésion C et d'angle de frottement interne ϕ), à celui d'un milieu pulvérulent soumis sur son contour à une pression hydrostatique. De plus, l'expérience montre que le rôle de la cohésion, qui varie dans le temps, est mal connu et difficilement mesurable. C'est pourquoi on néglige

la cohésion en allant dans le sens de la sécurité, et tous les calculs relatifs à l'ouvrage de soutènement seront menés en considérant un sol sans cohésion.

Dans les expressions (1) et (2), on a :

On suppose $C = 0$: sol sans cohésion

S : coefficient de sécurité de la butée :

- $S = 2$ pour le cas d'un écran simplement buté.
- $S = 1$ pour le cas d'un écran encastré et à un ou plusieurs ancrages.

$K_{a\gamma}$: coefficient de poussée des terres normale à l'écran.

$K_{p\gamma}$: coefficient de butée des terres normale à l'écran.

K_{aq} : coefficient de poussée due à la surcharge normale à l'écran.

K_{pq} : coefficient de butée due à la surcharge normale à l'écran.

K_{ac} : coefficient de poussée normale à l'écran pour un massif cohérent.

K_{pc} : coefficient de butée normale à l'écran pour un massif cohérent.

σ_a : contrainte de poussée.

σ_p : contrainte de butée.

ϕ : angle du frottement interne du sol.

δ : angle d'inclinaison des contraintes sur l'écran.

β : angle formé par la surface libre et l'horizontale.

λ : angle formé par l'écran et la verticale.

α : angle que fait la surcharge Q avec la surface libre.

h : hauteur de l'écran.

Remarque

Les orientations positives de α , β et δ sont celles indiquées sur la figure 5-1.

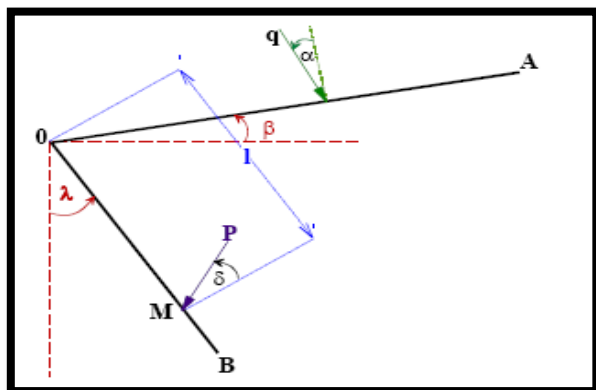


Figure 5-1 : Convention des signes

5.3.1 Coefficients de poussée et de butée

Les coefficients de poussée et de butée dues au poids des terres ($K_{a\gamma}/K_{p\gamma}$) sont obtenus à partir des tables de poussée et de butée des terres de J. KERISEL et E. ABSI.

Les formules utilisées pour le calcul K_{ac} et K_{pc} sont :

$$K_{ac} = \frac{1-K_{a\alpha}}{\operatorname{tg}\varphi}$$

$$K_{pc} = \frac{k_{pq}-1}{\tan\varphi}$$

$K_{a\alpha}$ et K_{pq} sont donnés par :

$$K_{a\alpha} = \frac{K_{a\gamma}}{\cos(\beta-\lambda)}$$

$$K_{pq} = \frac{K_{p\gamma}}{\cos(\beta-\lambda)}$$

Le choix de l'angle de frottement sol/écran δ est fait suivant le tableau ci-dessus :

Tableau 5-1 : Choix de l'angle de frottement

Rugosité de l'écran	Valeur de « δ »
Ecran parfaitement lisse	0
Ecran moyennement rugueux	$\pm \frac{2\varphi}{3}$
Ecran parfaitement rugueux	$\pm \varphi$

Où :

$$\delta = \frac{2\varphi}{3} : \text{paroi en béton armé coulé sur place.}$$

Pour cette étude, les données sont :

- Ecran considéré moyennement rugueux.
- $\alpha = 0$ (surcharge verticale).
- $\delta = \frac{2\varphi}{3}$: pour la poussée.
- $\delta = -\frac{2\varphi}{3}$: pour la butée.

Avec :

- $\lambda = 0$ (écran vertical)
- $\beta = 0$ (surface libre)

Par conséquent :

$$K_{a\alpha} = K_{a\gamma}$$

$$K_{pq} = K_{p\gamma}$$

5.3.2 Caractéristiques géotechniques des couches du sol

Les coefficients de poussée/butée et les caractéristiques géotechniques des différentes couches du sol sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau 5-2 : Caractéristiques géotechniques des couches du sol

Couche	Caractéristiques	Poussée			Butée		
		K_{ay}	K_{aq}	K_{ac}	K_{py}	K_{pq}	K_{pc}
R (5 m)	$\phi = 20^\circ$ $\delta = 2\phi/3 = 13.33^\circ$ $C = 0$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	0.44	0.44	/	2.75	2.75	/
Qs (13 m)	$\phi = 25^\circ$ $\delta = 2\phi/3 = 16.66^\circ$ $C = 25 \text{ kPa}$ $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$	0.37	0.37	1.35	3.7	3.7	5.79
QM (9.5 m)	$\phi = 22^\circ$ $\delta = 2\phi/3 = 14.66^\circ$ $C = 35 \text{ kPa}$ $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$	0.40	0.4	1.48	3.2	3.2	5.44
QM_{sg} (9.5 m)	$\phi = 25^\circ$ $\delta = 2\phi/3 = 16.66^\circ$ $C = 25 \text{ kPa}$ $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$	0.37	0.37	1.35	3.7	3.7	5.79

5.4. Calcul du mur de soutènement

Le calcul du mur de soutènement se fait suivant plusieurs phases :

5.4.1 Phase 1 (première phase d'excavation)

L'excavation se fait jusqu'à 3.5 m en considérant une surcharge en surface égale à 11.1 kN/m^2 (Fig.5-2).

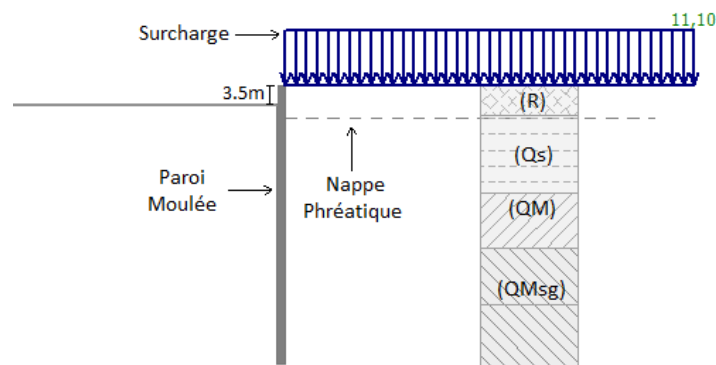


Figure 5-2 : Phase 1 (première phase d'excavation)

Pour cette phase les poussée et butée sont :

1) Poussée

$$\sigma_a(z) = (K_{ay} * \gamma * Z + K_{aq} * q) * \cos\delta + U$$

La nappe phréatique au-dessous de ce niveau :

$$U = 0$$

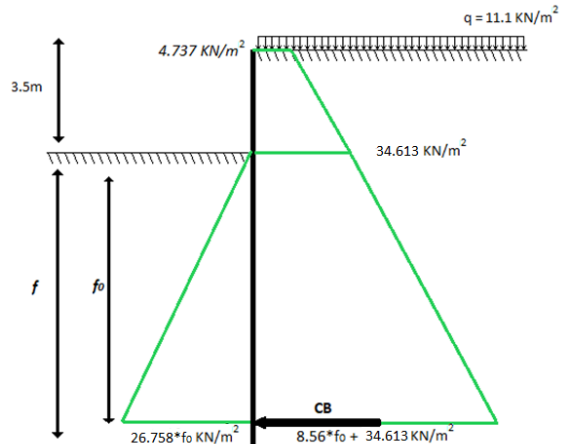
$$\sigma_a(z) = (K_{ay} * \gamma * Z + K_{aq} * q) * \cos\delta$$

$$\sigma_a(0) = (0.44 * 20 * 0 + 0.44 * 11.1) * \cos 13.33$$

$$\sigma_a(0) = 4.737 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(3.5) = (0.44 * 20 * 3.5 + 0.44 * 11.1) * 0.973$$

$$\sigma_a(3.5) = 34.613 \text{ kN/m}^2$$



Pour $z > 3.5$ m, on a :

$$\sigma_a(z) = 8.56 * z + 4.75 \text{ kN/m}^2$$

2) Butée

$$q = 0$$

$$S = 2$$

$$\sigma_p(z) = (K_{py} * \gamma * Z + K_{pq} * q) * \frac{\cos\delta}{S}$$

$$\sigma_p(z) = (2.75 * 20 * Z) * \frac{\cos 13.33}{2}$$

$$\sigma_p(z) = 26.758 * Z \text{ kN/m}^2$$

3) Calcul des forces de pression

Les données nécessaires pour le calcul des forces de pression de la phase 1 figurent dans le tableau 5-3.

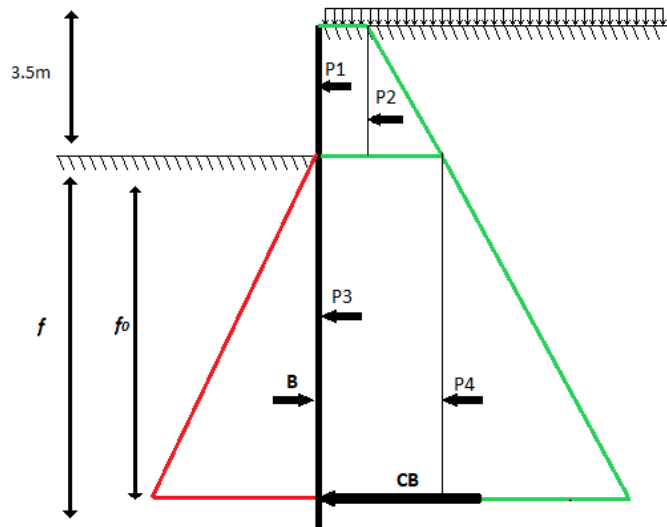


Tableau 5-3 : Calcul des forces de pression de la phase 1

	Intensité P_i (kN/ml)	Bras de levier y_i (m)	$P_i * y_i$ (kN)
P1	16.579	$f_0 + 1.75$	$16.579f_0 + 29.013$
P2	52.283	$f_0 + 1.17$	$52.283f_0 + 61.171$
P3	$34.613 * f_0$	$\frac{f_0}{2}$	$17.307f_0^2$
P4	$4.28 * f_0^2$	$\frac{f_0}{3}$	$1.427f_0^3$
B	$13.379 * f_0^2$	$\frac{f_0}{3}$	$4.459f_0^3$

4) Calcul de la fiche f

Pour le calcul de la fiche, on utilise l'expression suivante :

$$\sum_{/0} M = 0 \rightarrow -3.032f_0^3 + 17.307f_0^2 + 68.862f_0 + 90.184 = 0$$

$$f_0 = 8.708 \text{ m}$$

On a :

$$f = 1.2 f_0$$

Donc :

$$f = 10.44 \text{ m}$$

5) Calcul de la contre-butée CB

Elle est obtenue à partir de l'équation suivante :

$$\sum_{/x} F = 0 \rightarrow B - \sum P_i - CB = 0 \rightarrow CB = B - \sum P_i \rightarrow CB = 1014.52 - 1709.341$$

$$CB = -694.821 \text{ kN/m}$$

6) Efforts internes

Les efforts internes (moment fléchissant, effort tranchant) dans les parois sont déterminés grâce au logiciel RDM6.

La figure 5-3 représente les diagrammes des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 1.

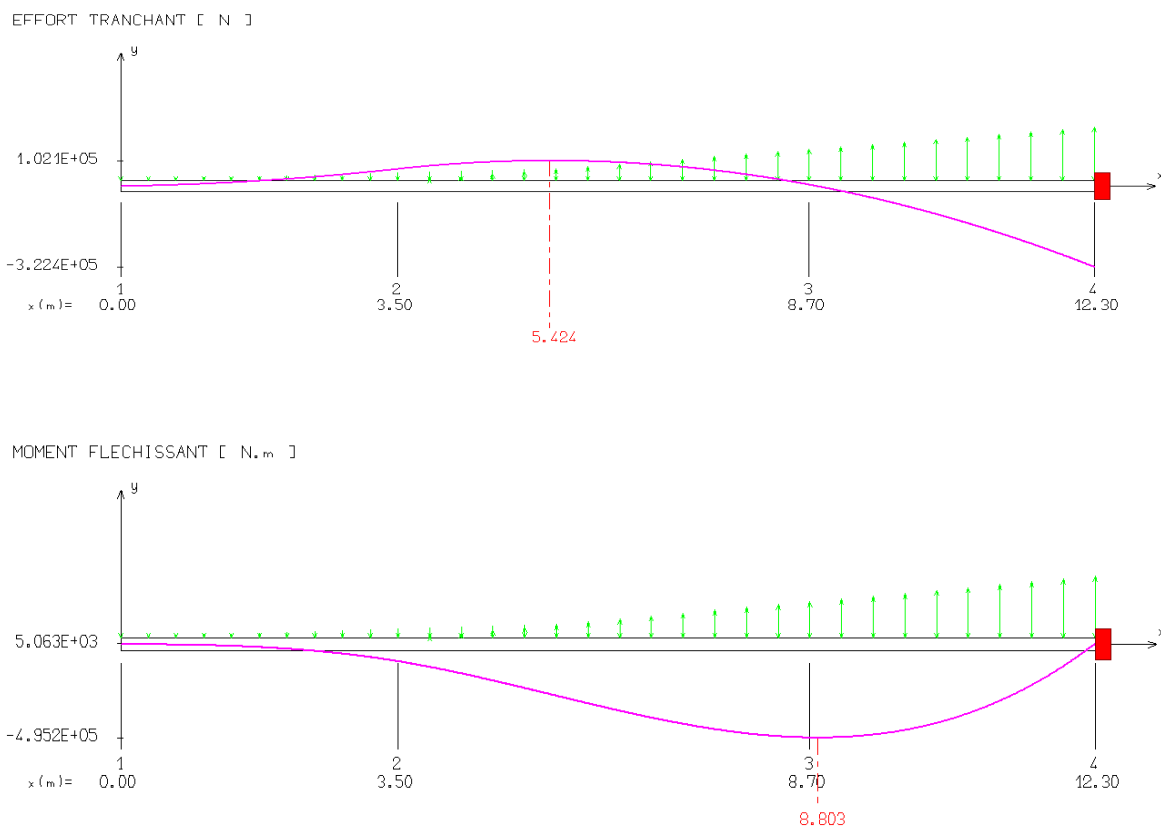


Figure 5-3 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 1

A partir de ces diagrammes, les efforts internes maximaux sont :

$$T_{\max} = -3.224 * 10^{02} \text{ kN}$$

$$M_{\max} = -4.952 * 10^{02} \text{ kN.m}$$

5.4.2 Phase 2 (deuxième phase d'excavation)

La hauteur de cette deuxième phase d'excavation est de 5.5 m (Fig.5-4).

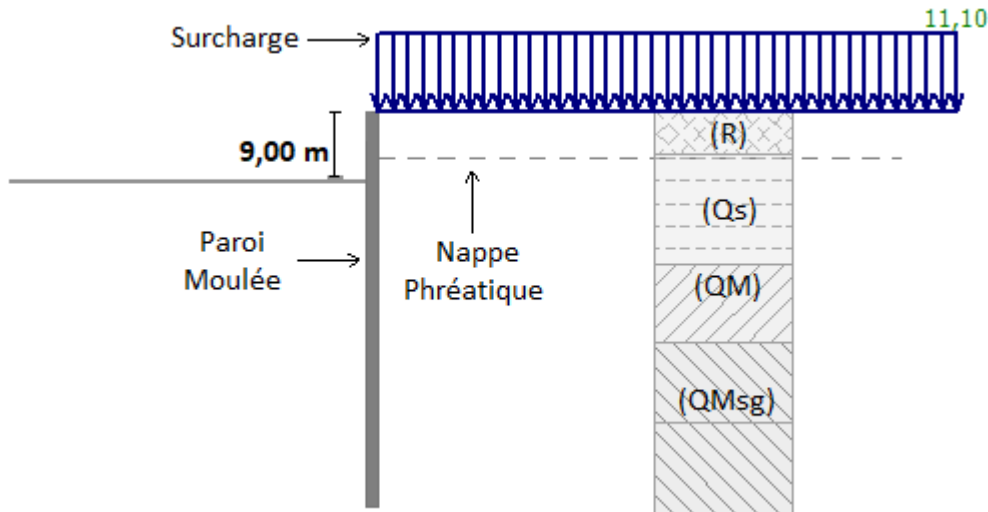


Figure 5-4 : Phase 2 (deuxième phase d'excavation)

1) Poussée

Couche (R) :

$$\sigma_a(0) = 4.737 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(5) = (0.44 * 20 * 5 + 0.44 * 11.1) * 0.973$$

$$\sigma_a(5) = 47.417 \text{ kN/m}^2$$

Couche (Qs) :

$$q = 11.1 + (20 * 5) \rightarrow q = 111.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(z) = 7.444 z + 39.381 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(0) = 39.381 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(0.5) = 43.102 \text{ kN/m}^2$$

Pour $z > 0.5$, $U \neq 0$, il vient :

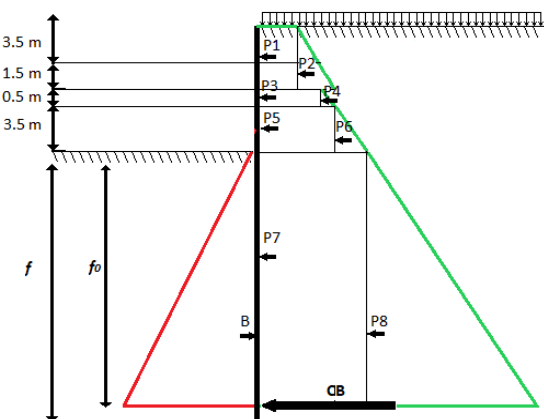
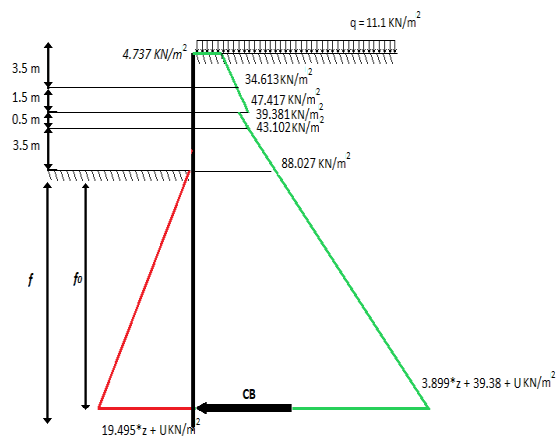
$$U = \gamma_w \cdot Z \text{ (poussée hydrostatique)}$$

γ_w : poids volumique de l'eau

$$\sigma_a(z) = (K_{ay} * \gamma' * Z + K_{aq} * q) * \cos\delta + U$$

$$\sigma_a(3.5) = (0.37 * 11 * 3.5 + 0.37 * 111.1) * 0.958 + 10 * 3.5$$

$$\sigma_a(3.5) = 88.027 \text{ kN/m}^2$$



$$\sigma_a(z) = (0.37 * 11 * z + 0.37 * 111.1) * 0.958 + U$$

$$\sigma_a(z) = 3.899z + 39.38 + U$$

2) Butée

Couche Qs :

$$\sigma_p(z) = (K_{p\gamma} * \gamma' * Z + K_{pq} * q) * \frac{\cos\delta}{S} + U$$

$$\sigma_p(z) = (3.7 * 11 * Z) * \frac{\cos 16.66}{2} + U$$

$$\sigma_p(z) = 19.495 * Z + U \text{ KN/m}^2$$

3) Calcul des forces de pression

Les données nécessaires pour le calcul des forces de pression de la phase 2 figurent dans le tableau 5-4.

Tableau 5-4 : Calcul des forces de pression de la phase 2

	Intensité P_i (KN/ml)	Bras de levier y_i (m)	$P_i * y_i$ (KN)
P1	23.685	$f_0 + 6.5$	$23.685 * f_0 + 153.953$
P2	106.7	$f_0 + 5.66$	$106.7 * f_0 + 603.922$
P3	19.691	$f_0 + 3.75$	$19.691 * f_0 + 73.841$
P4	0.932	$f_0 + 3.67$	$0.932 * f_0 + 3.420$
P5	150.857	$f_0 + 1.75$	$150.857 * f_0 + 263.99$
P6	78.619	$f_0 + 1.17$	$78.619 * f_0 + 91.984$
P7	$88.027 * f_0$	$\frac{f_0}{2}$	$44.014 * f_0^2$
P8	$6.944 * f_0^2$	$\frac{f_0}{3}$	$2.315 * f_0^3$
B	$14.742 * f_0^2$	$\frac{f_0}{3}$	$4.914 * f_0^3$

4) Calcul de la fiche f

$$\sum_{/0} M = 0 \rightarrow -2.599f_0^3 + 44.014f_0^2 + 380.48f_0 + 1191.11 = 0$$

$$f_0 = 23.872 \text{ m}$$

On a :

$$f = 1.2f_0$$

Donc :

$$f = 28.64 \text{ m}$$

5) Calcul de la contre-butée CB

$$\sum_{/x} F = 0 \rightarrow B - \sum P_i - CB = 0 \rightarrow CB = B - \sum P_i \rightarrow CB = 8399.651 - 14837.87$$

$$CB = -6438.22 \text{ kN/m}$$

6) Efforts internes

La figure 5-5 représente les diagrammes des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 2.

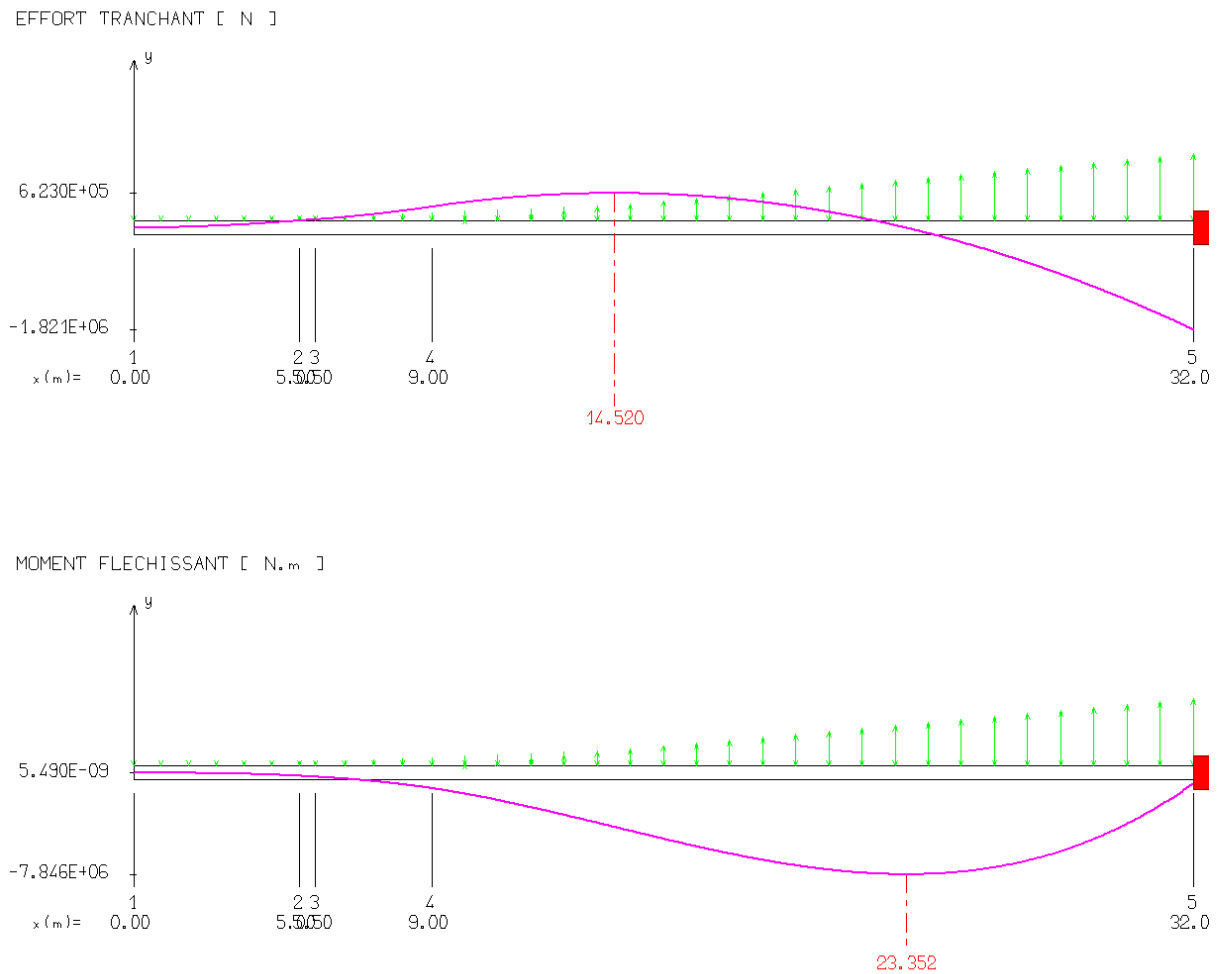


Figure 5-5 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 2

A partir de ces diagrammes, les efforts internes maximaux sont :

$$T_{\max} = -1.821 * 10^03 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = -7.846 * 10^02 \text{ N.m}$$

5.4.3 Phase 3 (troisième phase d'excavation)

Excavation de 3.5 m avec une surcharge en surface égale à 11.1kN/m² (Fig.5-6).

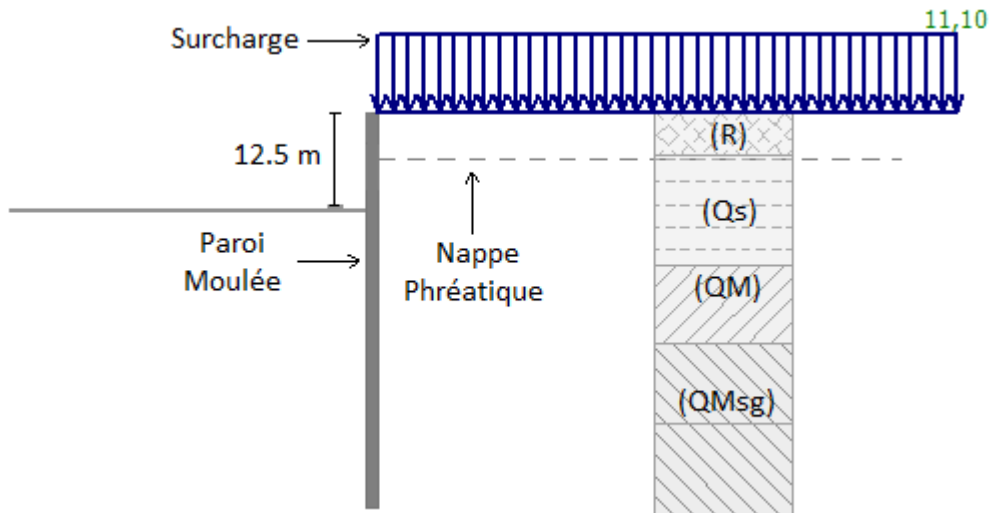


Figure 5-6 : Phase 3 (troisième phase d'excavation)

1) Poussée

Couche (R) :

$$\sigma_a(0) = 4.737 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(5) = 47.417 \text{ kN/m}^2$$

Couche (Qs) :

$$q = 11.1 + (20 \cdot 5)$$

$$q = 111.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(z) = (0.37 \cdot 21 \cdot z + 0.37 \cdot 111.1) \cdot 0.958$$

$$\sigma_a(0) = 39.381 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(0.5) = 43.102 \text{ kN/m}^2$$

Pour $z > 0.5$, $U \neq 0$, on a :

$$U = \gamma_w \cdot Z \text{ (poussée hydrostatique)}$$

γ_w : poids volumique de l'eau

$$\sigma_a(7) = (0.37 \cdot 11 \cdot 7 + 0.37 \cdot 111.1) \cdot 0.958 + 10 \cdot 7$$

$$\sigma_a(7) = 136.674 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(z) = 3.899z + 39.38 + U$$

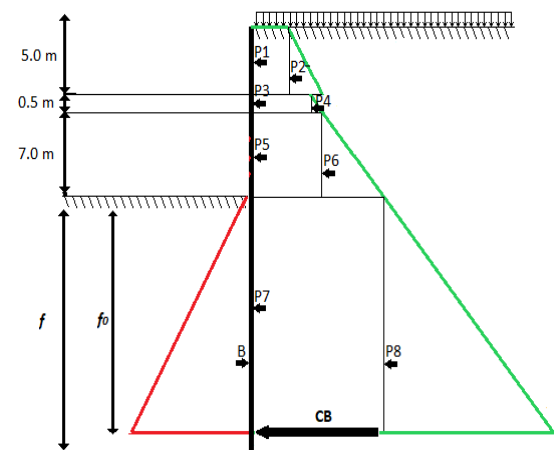
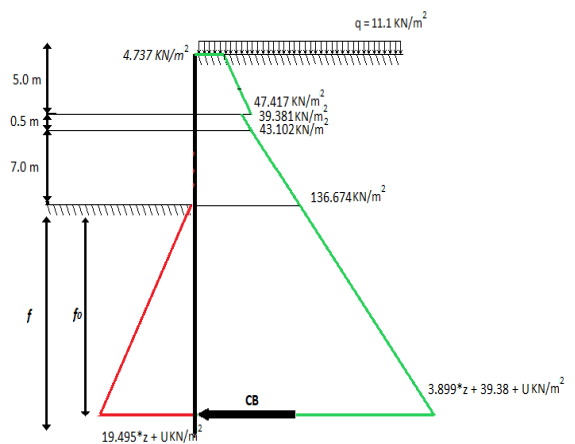
2) Butée

Couche (Qs)

$$\sigma_p(z) = (K_{py} \cdot \gamma' \cdot Z + K_{pq} \cdot q + K_{pc} \cdot C) \cdot \frac{\cos \delta}{S} + U$$

$$\sigma_p(z) = (3.7 \cdot 11 \cdot Z) \cdot \frac{\cos 16.66}{2} + U$$

$$\sigma_p(z) = 19.495 \cdot Z + U \text{ kN/m}^2$$



3) Calcul des forces de pression

Les données utiles pour le calcul des forces de pression de la phase 3 figurent dans le tableau 5-5.

Tableau 5-5 : Calcul des forces de pression de la phase 3

	Intensité P_i (KN/ml)	Bras de levier y_i (m)	$P_i * y_i$ (KN)
P1	23.685	$f_0 + 10$	$23.685 * f_0 + 236.85$
P2	106.7	$f_0 + 9.167$	$106.7 * f_0 + 978.12$
P3	19.691	$f_0 + 7.25$	$19.691 * f_0 + 142.76$
P4	0.932	$f_0 + 7.167$	$0.932 * f_0 + 6.68$
P5	301.714	$f_0 + 3.5$	$301.714 * f_0 + 1055.99$
P6	327.502	$f_0 + 2.33$	$327.502 * f_0 + 763.07$
P7	$136.674 * f_0$	$\frac{f_0}{2}$	$68.337 * f_0^2$
P8	$6.944 * f_0^2$	$\frac{f_0}{3}$	$2.315 * f_0^3$
B	$14.742 * f_0^2$	$\frac{f_0}{3}$	$4.914 * f_0^3$

4) Calcul de la fiche f

$$\sum_{/0} M = 0 \rightarrow -2.599f_0^3 + 68.337f_0^2 + 780.224f_0 + 3183.47 = 0$$

$$f_0 = 25.671 \text{ m}$$

On a :

$$f = 1.2f_0$$

Donc :

$$f = 30 \text{ m}$$

5) Calcul de la contre-butée

$$\sum_{/x} F = 0 \rightarrow B - \sum P_i - CB = 0 \rightarrow CB = B - \sum P_i \rightarrow CB = 18655.54 - 14446.37$$

$$CB = 4209.173 \text{ kN/m}$$

6) Efforts internes

La figure 5-7 représente les diagrammes des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 3.

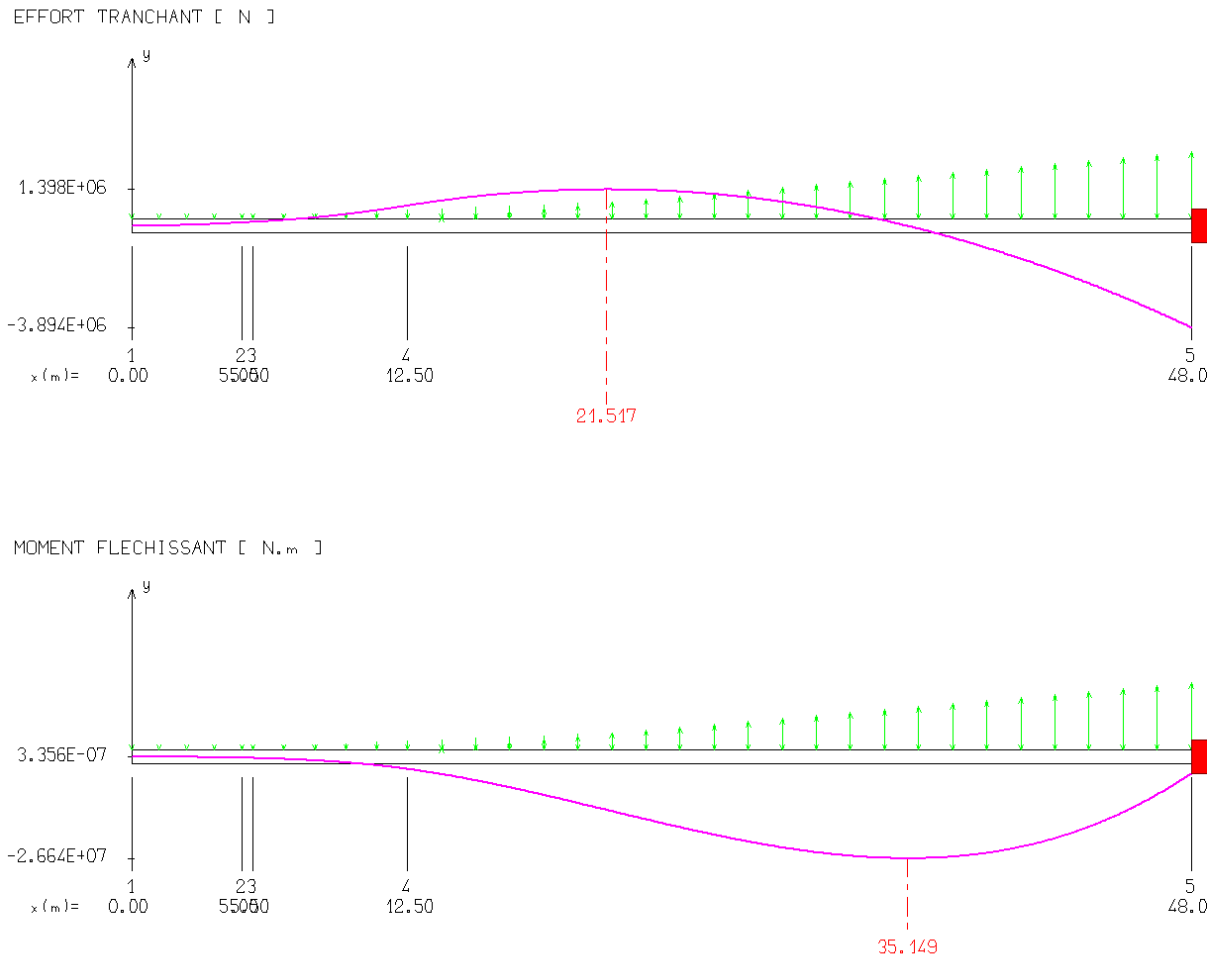


Figure 5-7 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 3

A partir de ces diagrammes, les efforts internes maximaux sont :

$$T_{\max} = -3.894 * 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = -2.66 * 10^3 \text{ kN.m}$$

5.4.4 Phase 04 (quatrième phase d’excavation) :

Excavation de 3.0 m, avec la considération d’une surcharge en surface égale à 11.1kN/m² et la présence d’un buton à 9.0 m de la surface. (Fig.5-8)

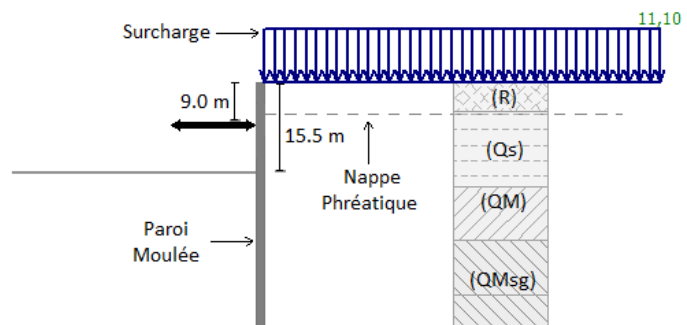


Figure 5-8 : 4ème phase d'excavation

1) Poussée

La couche (R) :

$$\sigma_a(0) = 4.737 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(5) = 47.417 \text{ KN/m}^2$$

La couche (Qs) $\rightarrow q = 11.1 + (20 \cdot 5) \rightarrow q = 111.1 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 39.381 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(0.5) = 43.102 \text{ KN/m}^2$$

Pour $z > 0.5$, $U \neq 0$ et on a :

$$\sigma_a(10) = (0.37 \cdot 11 \cdot 10 + 0.37 \cdot 111.1) \cdot 0.958 + 10 \cdot 10$$

$$\sigma_a(10) = 178.371 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(11.55) = 199.915 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(z) = 3.899z + 39.38 + U$$

$$\sigma_a(f_0) = 178.371 + (0.37 \cdot 11 \cdot f_0) \cdot 0.958 + U$$

$$\sigma_a(f_0) = 178.371 + 3.889 \cdot f_0 + U$$

$$\sigma_a(b) = 199.915 + 3.889 \cdot b + U$$

1) Butée

La couche (Qs):

$$\sigma_p(z) = (3.7 \cdot 11 \cdot Z) \cdot \frac{0.958}{1} + U$$

$$\sigma_p(z) = 38.991 \cdot Z + U \text{ KN/m}^2$$

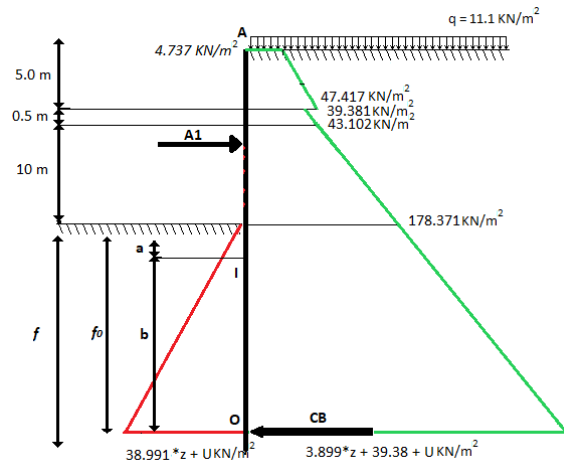
$$\sigma_p(1.55) = 75.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_p(b) = 75.93 + 38.991 \cdot b + U \text{ KN/m}^2$$

2) Méthode de calcul

L'écran sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes qui consistent à décomposer la poutre OA en deux parties :

- Une partie supérieure AI,
- Et une partie inférieure IO.



Partie AI

Avec :

$$L_{AI} = h + a$$

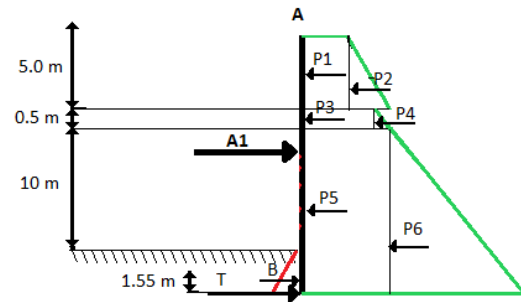
h : hauteur d'excavation

$$a = 0.1 * h = 1.55 \text{ m}$$

Partie IO

Avec :

$$L_{IO} = b$$

3) Calcul des forces de pression**Partie AI :****Tableau 5-6 : Calcul des forces de pression de la phase 4 partie AI**

	Intensité P_i (KN/ml)	Bras de levier y_i (m)	$P_i * y_i$ (KN)
P1	23.685	14.55	344.616
P2	106.7	13.74	1466.06
P3	19.691	11.8	232.354
P4	0.932	11.71	10.914
P5	497.828	5.77	2872.468
P6	901.673	3.85	3471.441
B	58.85	0.52	30.602
A1	?	8.05	$8.05 * A1$

- Calcul de la force du buton A1

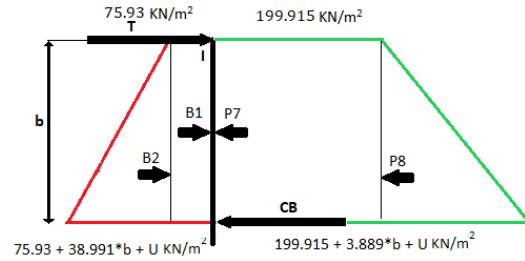
$$\sum_{/O} M = 0 \rightarrow \sum P_i * y_i - B * y_B - A1 * y_{A1} = 0 \rightarrow A1 * y_{A1} = 8367.251 \text{ kN}$$

Donc :

$$A1 = \frac{8367.251}{8.05} \rightarrow A1 = 1039.41 \text{ kN/m}$$

- Calcul de la réaction T

$$\sum_{/X} F = 0 \rightarrow -\sum P_i + A1 + B = T \rightarrow T = -452.249 \text{ kN/m}$$

Partie IO :**Tableau 5-7 : Calcul des forces de pression de la phase 4 partie IO**

	Intensité P_i (KN/ml)	Bras de levier y_i (m)	$P_i * y_i$ (KN)
P7	$199.915 * b$	$\frac{b}{2}$	$99.957 * b^2$
P8	$13.889 * \frac{b^2}{2}$	$\frac{b}{3}$	$2.315 * b^3$
B1	$75.93 * b$	$\frac{b}{2}$	$37.965 * b^2$
B2	$48.99 * \frac{b^2}{2}$	$\frac{b}{3}$	$8.165 * b^3$
T	-452.249	b	$-452.249 * b$

Calcul du b :

$$\sum_{/0} M = 0 \rightarrow \sum P_i * y_i - \sum B_i * y_{Bi} - T * b = 0$$

$$\rightarrow -5.85 * b^3 + 61.992 * b^2 + 452.249 * b = 0$$

$$\rightarrow \mathbf{b = 15.5m}$$

4) Calcul de la fiche f :

$$f_0 = a + b = 1.55 + 15.5 \rightarrow \mathbf{f_0 = 17.05 m}$$

$$f = 1.2 * f_0 \rightarrow \mathbf{f = 20.46 m}$$

5) Calcul de la contre butée CB :

$$\sum_{/x} F = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T \rightarrow CB = -3098.68 - 1668.416 + 1176.915 + 5884.924 - 425.249$$

$$\rightarrow \mathbf{CB = 1869.49 KN/m}$$

6) Efforts internes :

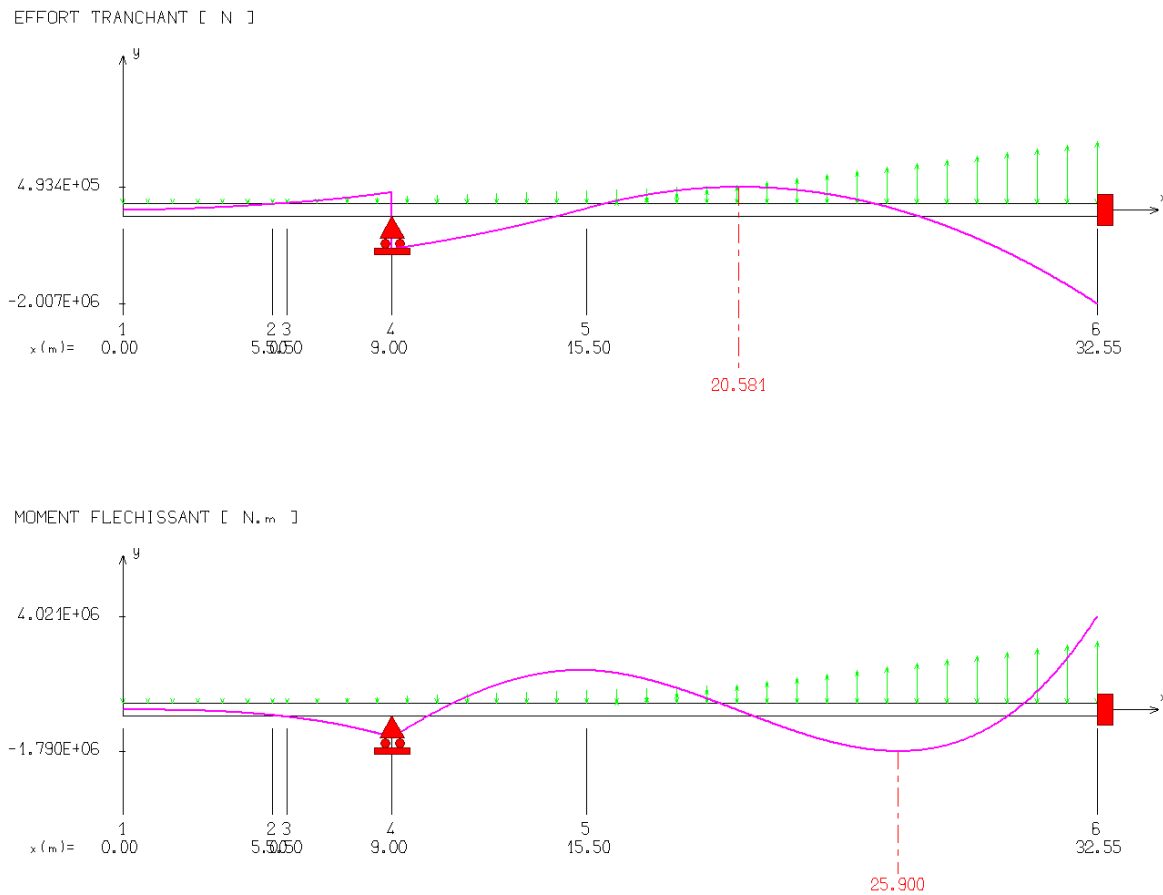


Figure 5-9 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 4

A partir de ces diagrammes, les efforts internes maximaux sont :

$$T_{\max} = -3.894 * 10^{03} \text{ kN}$$

$$M_{\max} = -2.66 * 10^{03} \text{ kN.m}$$

5.4.5 Phase 05 : (cinquième phase d'excavation)

Excavation de 3.0 m, avec la considération d'une surcharge en surface égale à 11.1kN/m² et la présence de deux butons à 9.0 m et à 12 m de la surface. (Fig.5-10)

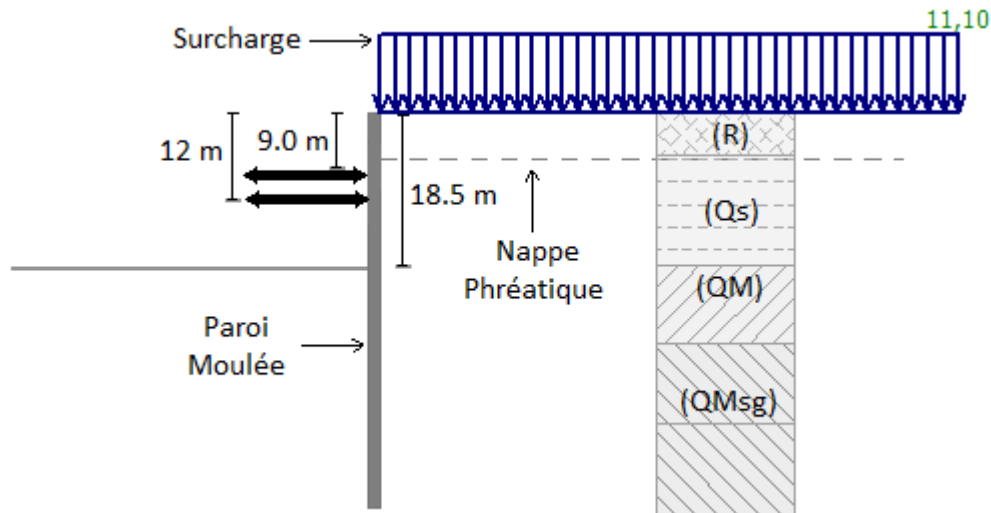


Figure 5-10 : 5^{ème} phase d'excavation

1) Poussée :

La couche (R) :

$$\sigma_a(0) = 4.737 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(5) = 47.417 \text{ KN/m}^2$$

La couche (Qs) → $q = 11.1 + (20 \cdot 5) \rightarrow q = 111.1 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 39.381 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(0.5) = 43.102 \text{ KN/m}^2$$

Pour $z > 0.5$, $U \neq 0$

$$\sigma_a(z) = (K_{a\gamma} \cdot \gamma' \cdot Z + K_{aq} \cdot q - K_{ac} \cdot C) \cdot \cos\delta + U$$

$$\sigma_a(12.5) = 213.118 \text{ KN/m}^2$$

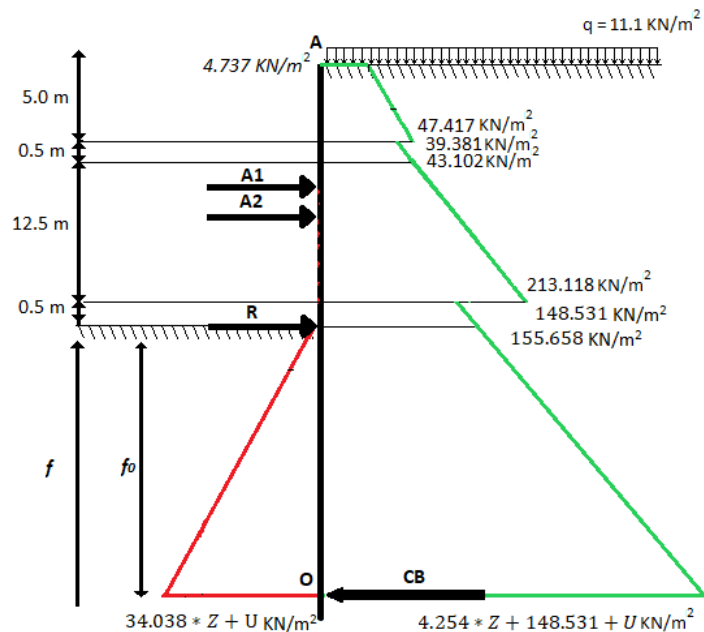
La couche (QM) → $q = 111.1 + (21 \cdot 13) \rightarrow q = 384 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(z) = (0.4 \cdot 11 \cdot Z + 0.4 \cdot 384) \cdot 0.967 + U$$

$$\sigma_a(z) = 4.254 \cdot Z + 148.531 + U$$

$$\sigma_a(0) = 148.531 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(0.5) = 155.658 \text{ KN/m}^2$$



2) Butée :

La couche QM :

$$\sigma_p(z) = (3.2 * 11 * Z) * \frac{0.967}{1} + U$$

$$\sigma_p(z) = 34.038 * Z + U \text{ KN/m}^2$$

3) Méthode de calcul :

Tant qu'on a plus d'un buton, la méthode de Blum n'est plus valable, donc on fait appel à la méthode de Verdeyen pour la détermination de la fiche, et on a :

$$f = t + 1.2 f_0$$

$$\text{Avec } t = \frac{K_{a\gamma}}{K_c} * H ;$$

$$K_c = n * K_{p\gamma} - K_{a\gamma} ;$$

$$S = \frac{2}{n} \rightarrow n = \frac{2}{s} ; s = 1 \rightarrow n = 2$$

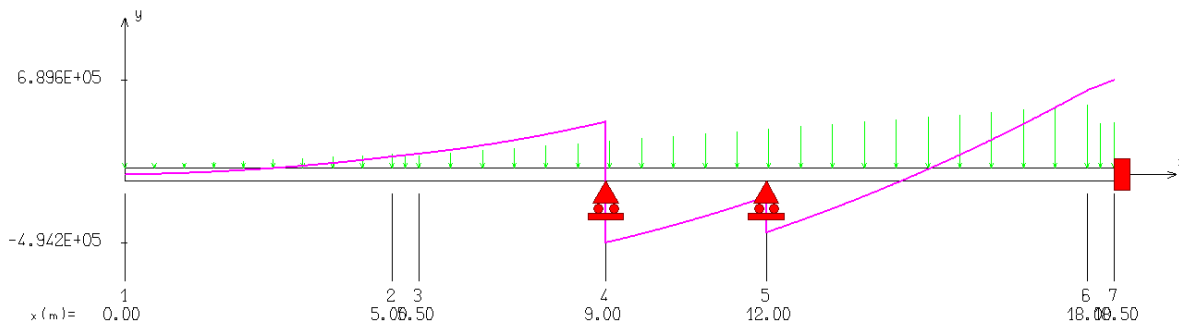
$$f_0 = \sqrt{\frac{6 * R}{K_c * \gamma}}$$

H : Hauteur d'excavation

R : La réaction au niveau de l'excavation déduite suite au calcul des efforts internes.

4) Efforts internes :

EFFORT TRANCHANT [N]



MOMENT FLECHISSANT [N.m]

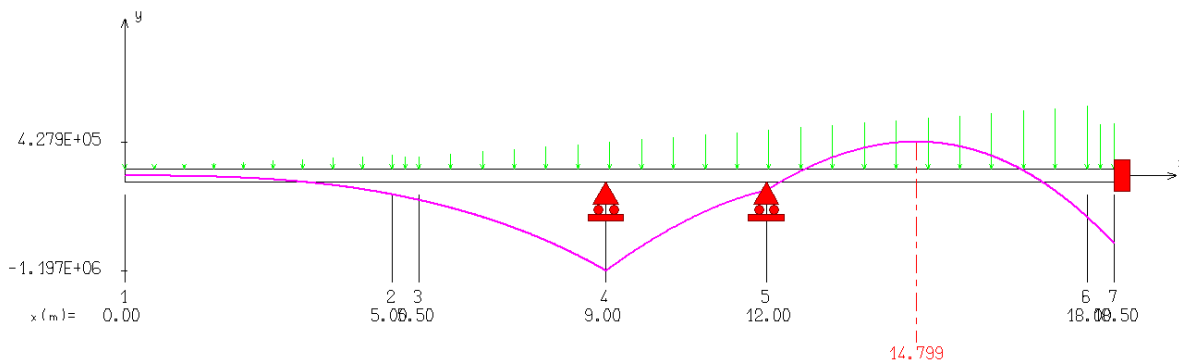


Figure 5-11 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 5

A x=9 m A1 = 879.419 KN M = -1197.028 KN.m

A x=12 m A2 = 259.388 KN M = -183.665 KN.m

A x=18.5 m R = 689.619 KN M = -844.271 KN.m

$M_{max} = 4.279 \cdot 10^2$ KN.m à x = 14.799 m

5) Calcul de la fiche :

$$K_c = n \cdot K_{p\gamma} - K_{a\gamma} = 2 \cdot 3.2 - 0.4 = 6$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 \cdot R}{K_c \cdot \gamma}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 689.619}{6 \cdot 21}} \rightarrow f_0 = 5.731 \text{ m}$$

$$t = \frac{K_{a\gamma}}{K_c} \cdot H = \frac{0.4}{6} \cdot 18.5 \rightarrow t = 1.233 \text{ m}$$

$$f = t + 1.2 f_0 \rightarrow f = 1.233 + 1.2 \cdot 5.731 \rightarrow f = 8.11 \text{ m.}$$

5.4.6 Phase 06 : (sixième phase d'excavation)

Excavation de 2.9 m, avec la considération d'une surcharge en surface égale à 11.1 KN/m^2 et la présence de trois butons à 9.0 m, à 12 m et à 15.3 m de la surface. (Fig.5-12)

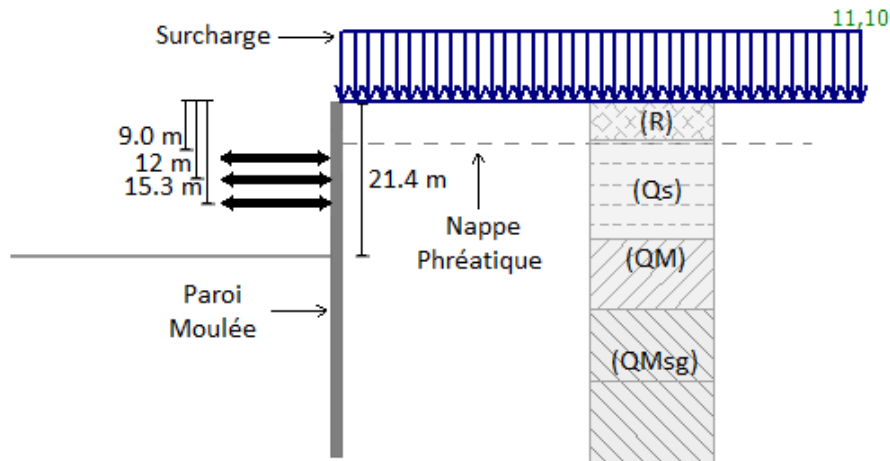


Figure 5-12 : 6^{ème} phase d'excavation

1) Pousée :

La couche (R) :

$$\sigma_a(0) = 4.737 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(5) = 47.417 \text{ KN/m}^2$$

La couche (Qs) $\rightarrow q = 11.1 + (20 \cdot 5) \rightarrow q = 111.1 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 39.381 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(0.5) = 43.102 \text{ KN/m}^2$$

Pour $z > 0.5$, $U \neq 0$

$$\sigma_a(12.5) = 213.118 \text{ KN/m}^2$$

La couche (QM) $\rightarrow q = 111.1 + (21 \cdot 13) \rightarrow q = 384 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 148.531 \text{ KN/m}^2$$

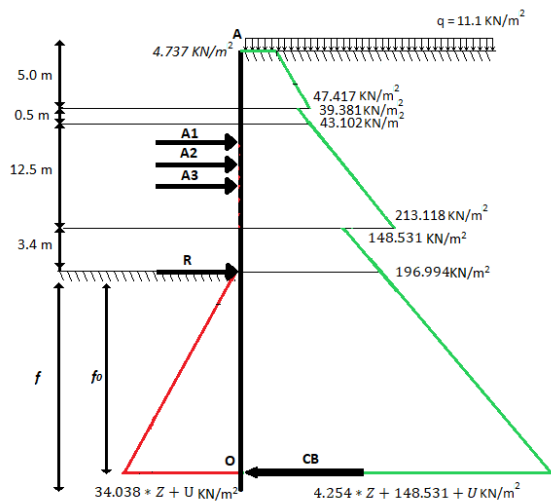
$$\sigma_a(3.4) = 196.994 \text{ KN/m}^2$$

2) Butée :

La couche (QM) :

$$\sigma_p(z) = (3.2 \cdot 11 \cdot Z) \cdot \frac{0.967}{1} + U$$

$$\sigma_p(z) = 34.038 \cdot Z + U \text{ KN/m}^2$$



3) Efforts internes :

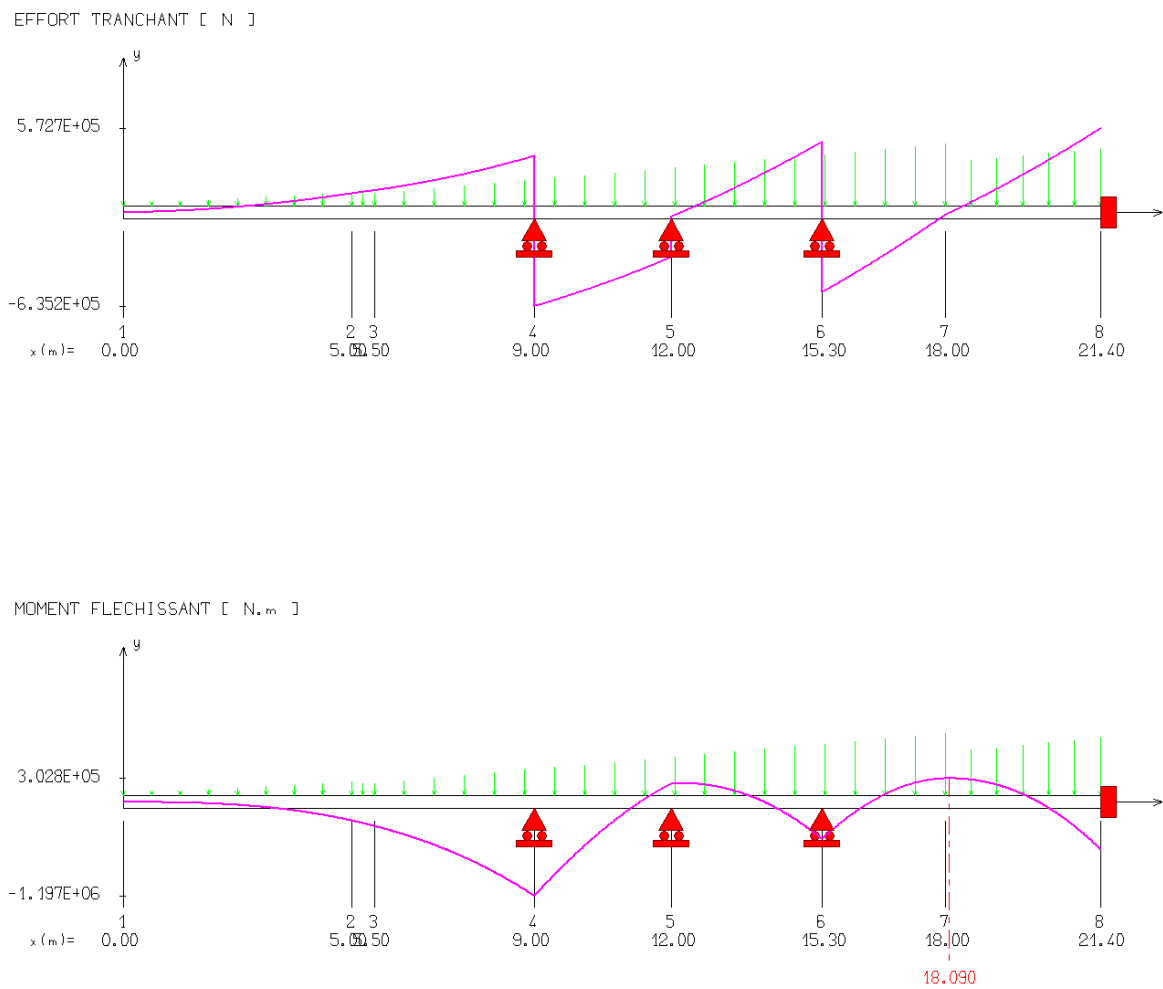


Figure 5-13 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 6

A x = 9 m A1 = 1020.346 KN M = -1197.028 KN.m

A x = 12 m A2 = -275.018 KN M = 239.113 KN.m

A x = 15.3 m A3 = 1021.771 KN M = -469.881 KN.m

A x = 21.4 m R = 572.674 KN M = -599.785 KN.m

$M_{max} = -1.197 \cdot 10^3 \text{ KN.m}$ à x = 9.0 m

4) Calcul de la fiche :

$$K_c = n * K_{py} - K_{ay} = 2 * 3.2 - 0.4 = 6$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 * R}{K_c * \gamma}} = \sqrt{\frac{6 * 572.674}{6 * 21}} \rightarrow f_0 = 5.22 \text{ m}$$

$$t = \frac{K_{ay}}{K_c} * H = \frac{0.4}{6} * 21.4 \rightarrow t = 1.43 \text{ m}$$

$$f = t + 1.2 f_0 \rightarrow f = 1.43 + 1.2 * 5.22 \rightarrow f = 7.694 \text{ m.}$$

5.4.7 Phase 07 : (septième phase d'excavation)

Excavation de 3.6 m, avec la considération d'une surcharge en surface égale à 11.1KN/m² et la présence de trois butons à 9.0 m, à 12 m et à 15.3 m de la surface, et activation du premier niveau d'ancrage à 18 m de la surface. (Fig.5-14)

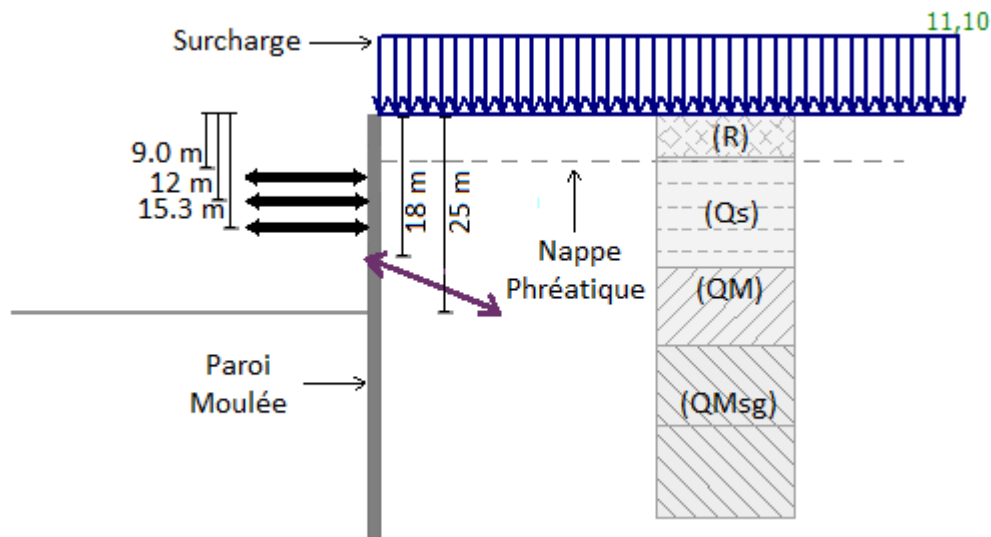


Figure 5-14 : 7ème phase d'excavation

1) Poussée :

La couche (R) :

$$\sigma_a(0) = 4.737 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(5) = 47.417 \text{ KN/m}^2$$

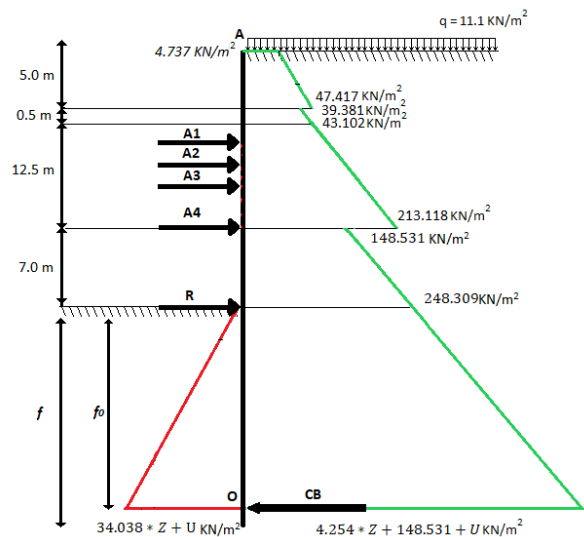
La couche (Qs) → $q = 11.1 + (20 * 5) \rightarrow q = 111.1 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 39.381 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(0.5) = 43.102 \text{ KN/m}^2$$

Pour $z > 0.5$, $U \neq 0$

$$\sigma_a(12.5) = 213.118 \text{ KN/m}^2$$



La couche (QM) $\rightarrow q = 111.1 + (21 \cdot 13) \rightarrow q = 384 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 148.531 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(7) = 248.309 \text{ KN/m}^2$$

2) Butée :

La couche QM :

$$\sigma_p(z) = (K_{p\gamma} \cdot \gamma' \cdot Z + K_{pq} \cdot q + K_{pc} \cdot C) \cdot \frac{\cos\delta}{S} + U$$

$$\sigma_p(z) = (3.2 \cdot 11 \cdot Z) \cdot \frac{0.967}{1} + U$$

$$\sigma_p(z) = 34.038 \cdot Z + U \text{ KN/m}^2$$

3) Efforts internes:

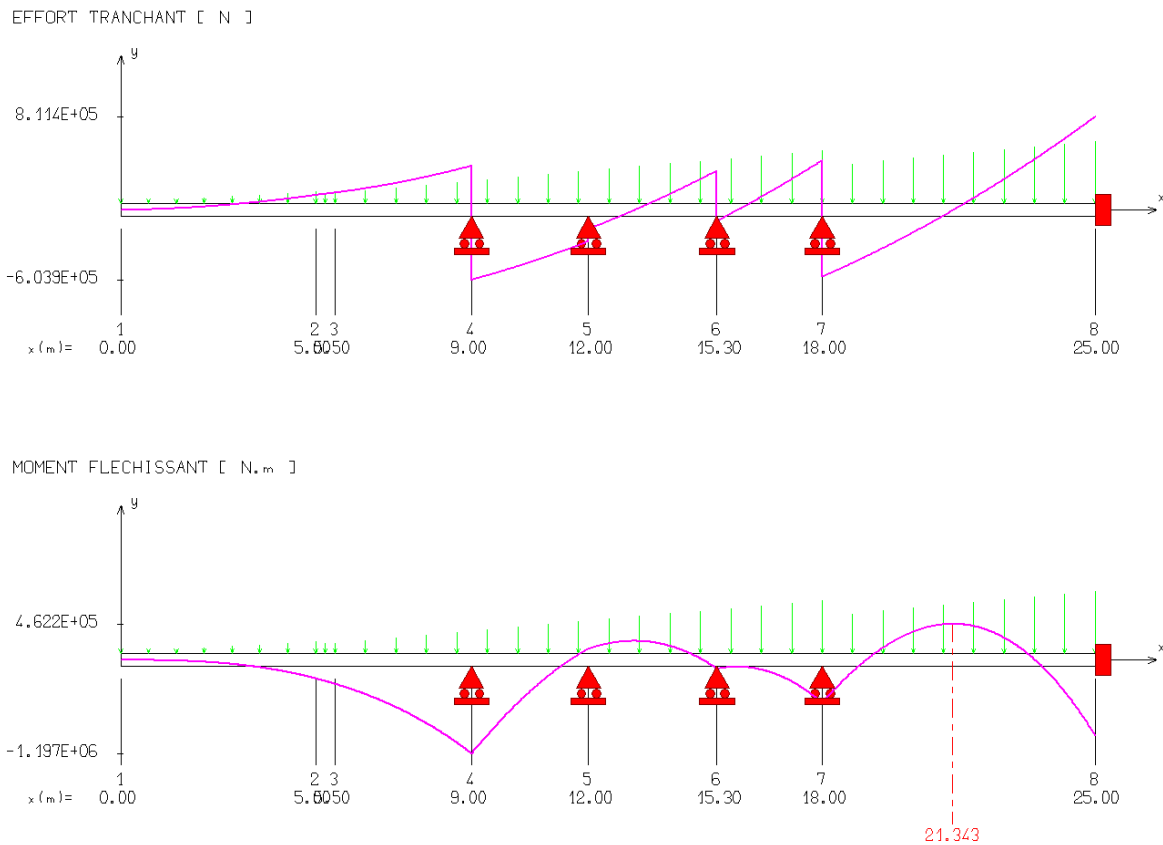


Figure 5-15 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 7

À x = 9 m A1 = 989.104 KN M = -1197.028 KN.m

À x = 12 m A2 = -106.935 KN M = 145.389 KN.m

À x = 15.3 m A3 = 436.899 KN M = -112.026 KN.m

À $x = 18 \text{ m}$ $A_4 = 1010.857 \text{ KN}$ $M = -549.771 \text{ KN.m}$

À $x = 25 \text{ m}$ $R = 811.393 \text{ KN}$ $M = -960.808 \text{ KN.m}$

$M_{max} = -1.197E03 \text{ KN.m}$ à $x = 9.0 \text{ m}$

4) Calcul de la fiche :

$$K_c = n * K_{py} - K_{ay} = 2 * 3.2 - 0.4 = 6$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 * R}{K_c * \gamma}} = \sqrt{\frac{6 * 811.393}{6 * 21}} \rightarrow f_0 = 6.216 \text{ m}$$

$$t = \frac{K_{ay}}{K_c} * H = \frac{0.4}{6} * 25 \rightarrow t = 1.67 \text{ m}$$

$$f = t + 1.2 f_0 \rightarrow f = 1.67 + 1.2 * 6.216 \rightarrow f = 9.12 \text{ m.}$$

5.4.8 Phase 08 : (huitième phase d'excavation)

Excavation de 3.0 m, avec la considération d'une surcharge en surface égale à 11.1 KN/m^2 et la présence de trois butons à 9.0 m, à 12 m et à 15.3 m de la surface, et activation de deux niveaux d'ancrage à 18 m et à 22.5 m de la surface. (Fig.5-16)

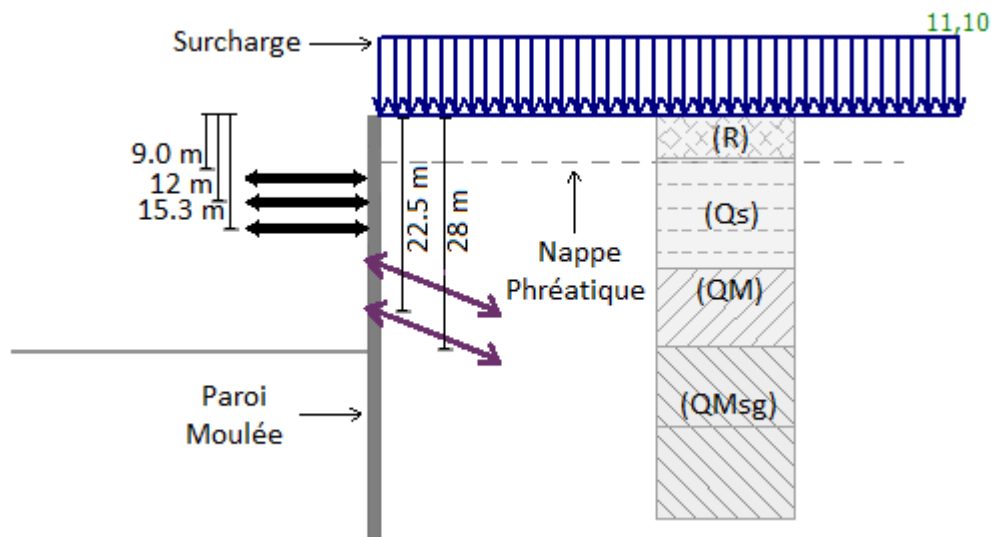


Figure 5-16 : 8^{ème} phase d'excavation

Poussée :

La couche (R) :

$$\sigma_a(0) = 4.737 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(5) = 47.417 \text{ KN/m}^2$$

La couche (Qs) $\rightarrow q = 11.1 + (20 \cdot 5) \rightarrow q = 111.1 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 39.381 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(0.5) = 43.102 \text{ KN/m}^2$$

Pour $z > 0.5$, $U \neq 0$

$$\sigma_a(12.5) = 213.118 \text{ KN/m}^2$$

La couche (QM) $\rightarrow q = 111.1 + (21 \cdot 13) \rightarrow q = 384 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 148.531 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(9.5) = 283.944 \text{ KN/m}^2$$

La couche (QM_{sg}) $\rightarrow q = 384 + (21 \cdot 9.5) \rightarrow q = 583.5 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(z) = 3.89 \cdot z + 206.827 + U \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(0) = 206.827 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(0.5) = 213.652 \text{ KN/m}^2$$

Butée :

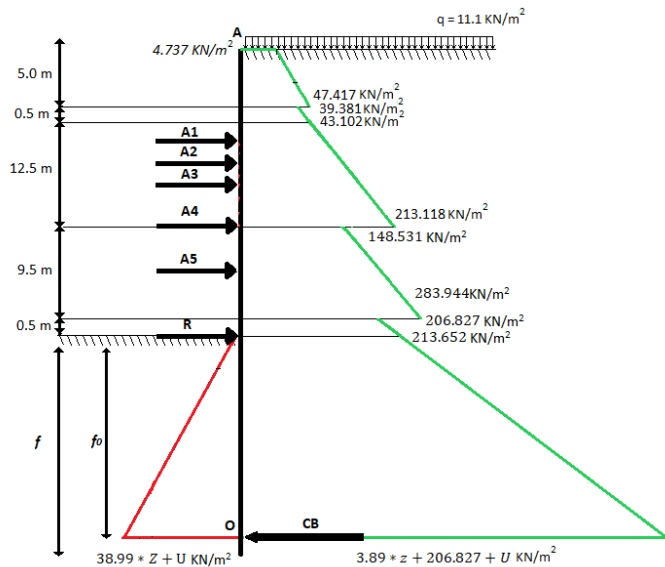
La couche (QM_{sg}) :

$$\sigma_p(z) = (3.7 \cdot 11 \cdot Z) \cdot \frac{0.958}{1} + U$$

$$\sigma_p(z) = 38.99 \cdot Z + U \text{ KN/m}^2$$

Calcul des efforts internes :

La figure 5-17 représente les diagrammes des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 8.



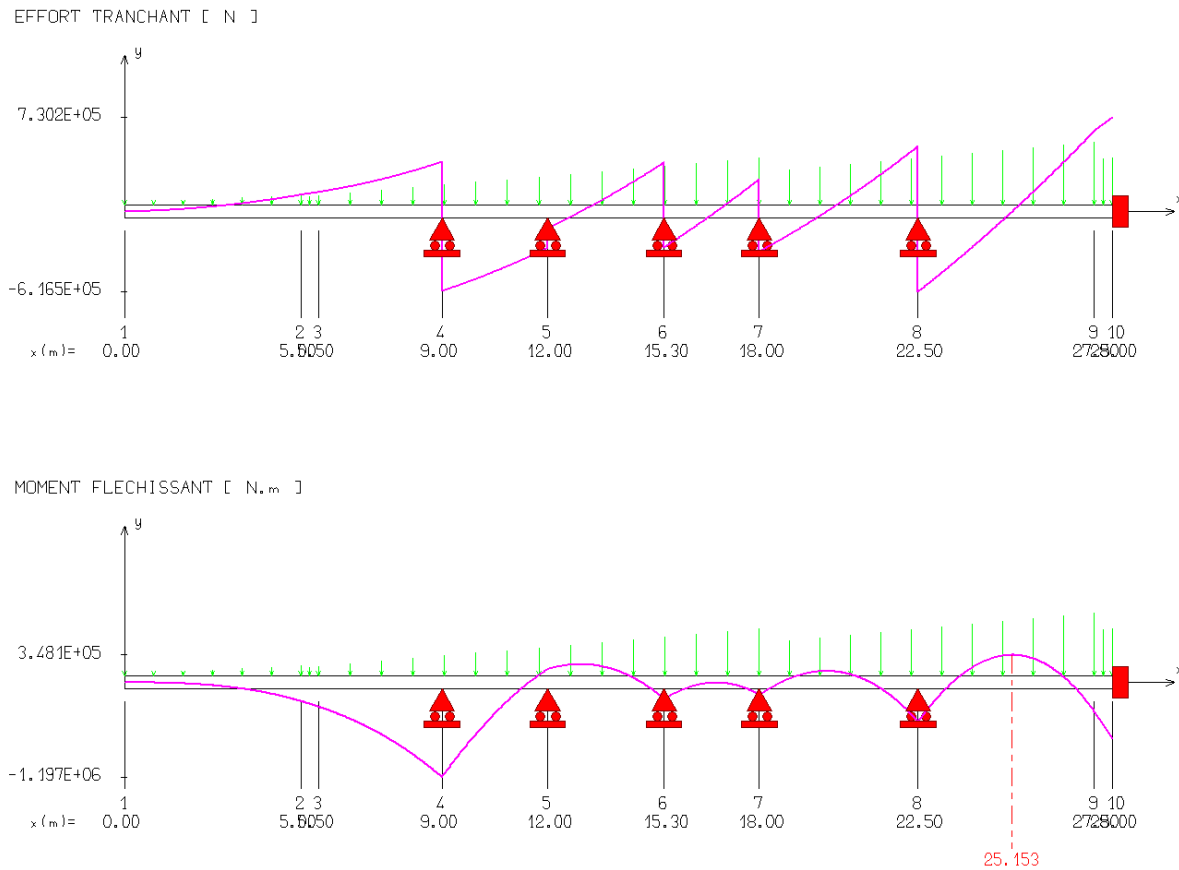


Figure 5-17 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 8

À $x = 9 \text{ m}$ $A1 = 997.443 \text{ KN}$ $M = -1197.028 \text{ KN.m}$

À $x = 12 \text{ m}$ $A2 = -151.800 \text{ KN}$ $M = 170.406 \text{ KN.m}$

À $x = 15.3 \text{ m}$ $A3 = 654.712 \text{ KN}$ $M = -207.545 \text{ KN.m}$

À $x = 18 \text{ m}$ $A4 = 559.033 \text{ KN}$ $M = -155.817 \text{ KN.m}$

À $x = 22.5 \text{ m}$ $A5 = 1122.206 \text{ KN}$ $M = -494.638 \text{ KN.m}$

À $x = 28 \text{ m}$ $R = 730.160 \text{ KN}$ $M = -706.160 \text{ KN.m}$

$M_{max} = -1.197E03 \text{ KN.m}$ à $x = 9.0 \text{ m}$

Calcul de la fiche :

$$K_c = n * K_{py} - K_{ay} = 2 * 3.7 - 0.37 = 7.03$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 * R}{K_c * \gamma}} = \sqrt{\frac{6 * 730.160}{7.03 * 21}} \rightarrow f_0 = 5.44 \text{ m}$$

$$t = \frac{K_{ay}}{K_c} * H = \frac{0.37}{7.03} * 28 \rightarrow t = 1.47 \text{ m}$$

$$f = t + 1.2 f_0 \rightarrow f = 1.47 + 1.2 * 5.44 \rightarrow f = 7.99 \text{ m.}$$

5.4.9 Phase 09 : (neuvième phase d'excavation)

Excavation de 2.0 m, avec la considération d'une surcharge en surface égale à 11.1 KN/m^2 et la présence de trois butons à 9.0 m, à 12 m et à 15.3 m de la surface, et activation de quatre niveaux d'ancrage à 18 m, à 22.5 m, à 24 m et à 25.5 m de la surface. (Fig.5-18)

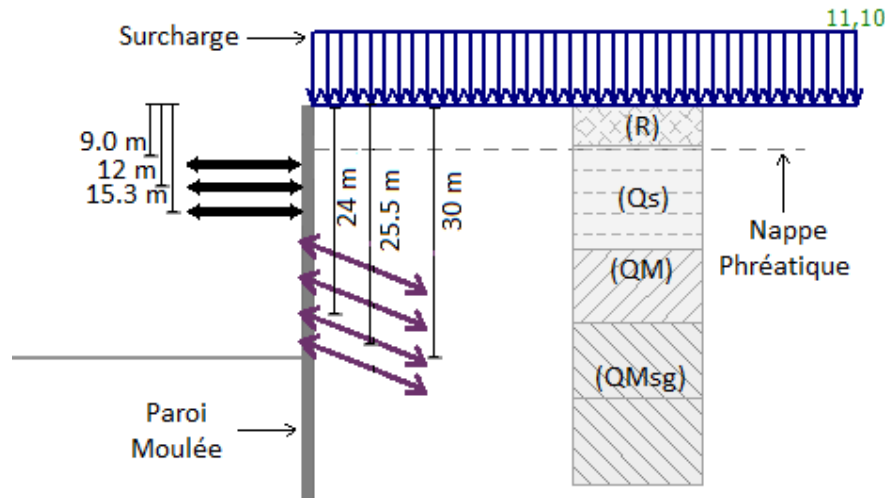


Figure 5-18 : 9^{ème} phase d'excavation

1) Poussée :

La couche (R) :

$$\sigma_a(0) = 4.737 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(5) = 47.417 \text{ KN/m}^2$$

La couche (Qs) $\rightarrow q = 11.1 + (20 \cdot 5) \rightarrow$
 $q = 111.1 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 39.381 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(0.5) = 43.102 \text{ KN/m}^2$$

Pour $z > 0.5$, $U \neq 0$

$$\sigma_a(12.5) = 213.118 \text{ KN/m}^2$$

La couche (QM) $\rightarrow q = 111.1 +$
 $(21 \cdot 13) \rightarrow q = 384 \text{ KN/m}^2$

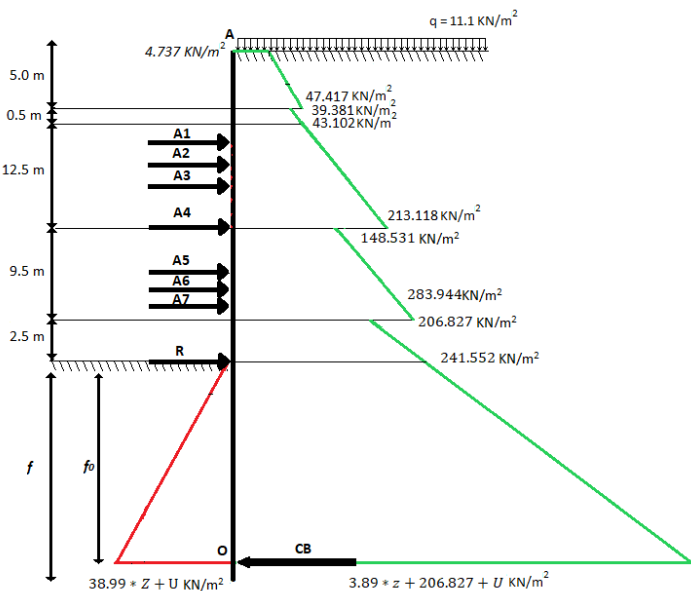
$$\sigma_a(0) = 148.531 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(9.5) = 283.944 \text{ KN/m}^2$$

La couche (QMsg) $\rightarrow q = 384 + (21 \cdot 9.5) \rightarrow q = 583.5 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 206.827 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(2.5) = 241.552 \text{ KN/m}^2$$



2) Butée :

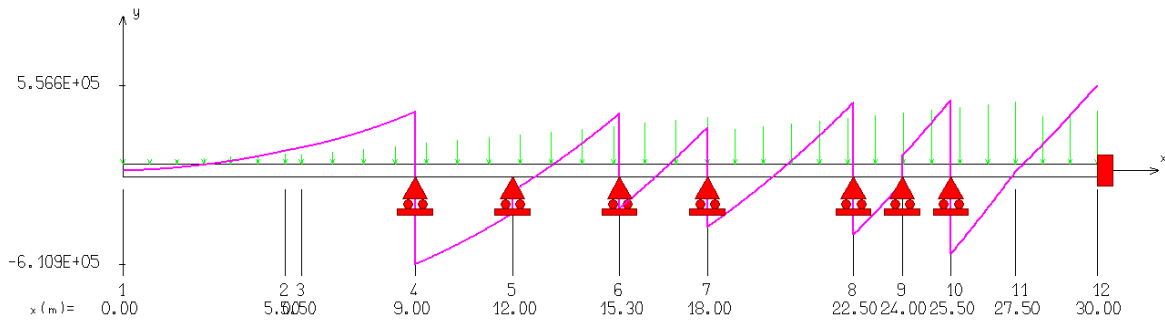
La couche (QM_{sg}) :

$$\sigma_p(z) = (3.7 * 11 * Z) * \frac{0.958}{1} + U$$

$$\sigma_p(z) = 38.99 * Z + U \text{ KN/m}^2$$

3) Efforts internes :

EFFORT TRANCHANT [N]



MOMENT FLECHISSANT [N.m]

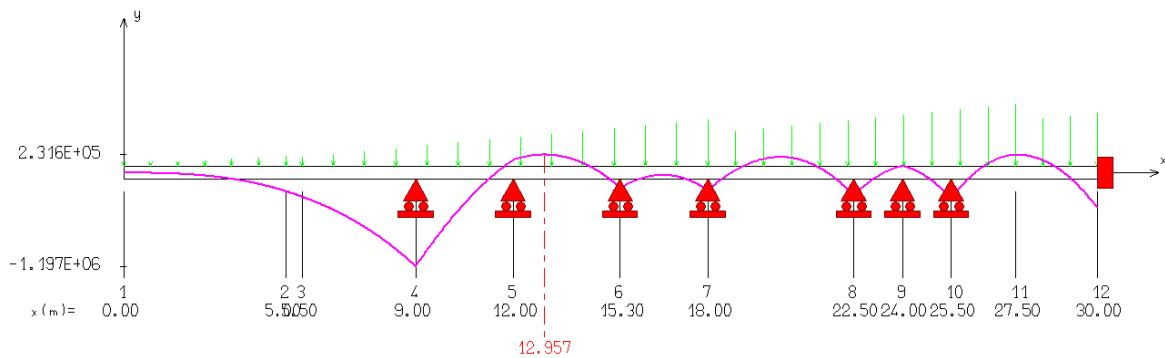


Figure 5-19 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 9

À x = 9 m	A1 = 996.026 KN	M = -1197.028 KN.m
À x = 12 m	A2 = -144.174 KN	M = 166.153 KN.m
À x = 15.3 m	A3 = 617.687 KN	M = -191.308 KN.m
À x = 18 m	A4 = 650.185 KN	M = -222.782 KN.m
À x = 22.5 m	A5 = 862.587 KN	M = -290.091 KN.m
À x = 24 m	A6 = -178.315 KN	M = 88.464 KN.m
À x = 25.5 m	A7 = 1006.499 KN	M = -327.076 KN.m

$$\text{À } x = 30 \text{ m} \quad R = 556.613 \text{ KN} \quad M = -443.328 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = -1.197E03 \text{ KN.m à } x = 9.0 \text{ m}$$

Calcul de la fiche :

$$K_c = n * K_{py} - K_{ay} = 2 * 3.7 - 0.37 = 7.03$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 * R}{K_c * \gamma}} = \sqrt{\frac{6 * 556.613}{7.03 * 21}} \rightarrow f_0 = 4.75 \text{ m}$$

$$t = \frac{K_{ay}}{K_c} * H = \frac{0.37}{7.03} * \rightarrow t = 1.57 \text{ m}$$

$$f = t + 1.2 f_0 \rightarrow f = 1.57 + 1.2 * 4.75 \rightarrow f = 7.27 \text{ m.}$$

5.4.10 Phase 10 : (dernière phase d'excavation)

Excavation de 0.5 m, avec la considération d'une surcharge en surface égale à 11.1KN/m² et la présence de trois butons à 9.0 m, à 12 m et à 15.3 m de la surface, et activation de cinq niveaux d'ancrage à 18 m, à 22.5 m, à 24 m, à 25.5 m et à 27 m de la surface. (Fig.5-20)

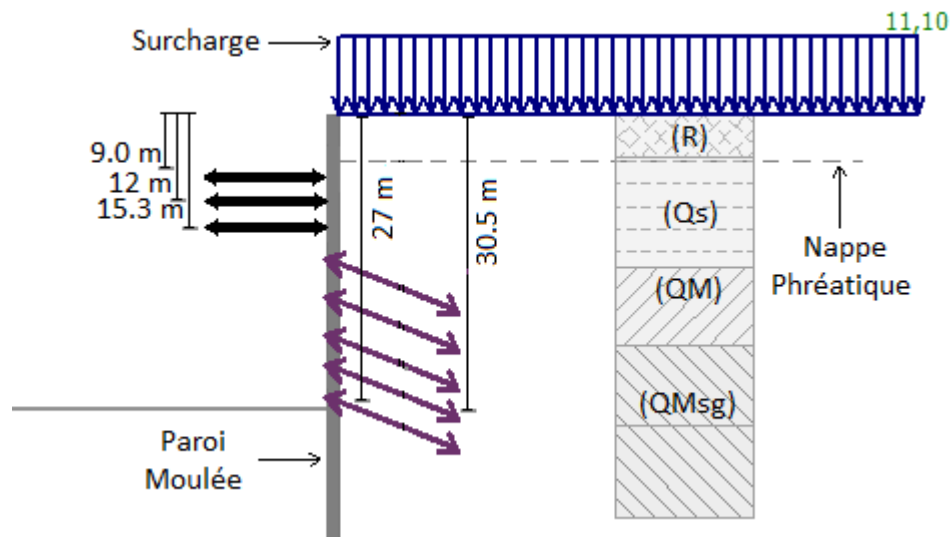


Figure 5-20 : Dernière phase d'excavation

1) Poussée

La couche (R) :

$$\sigma_a(0) = 4.737 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(5) = 47.417 \text{ KN/m}^2$$

La couche (Qs) $\rightarrow q = 11.1 + (20 * 5) \rightarrow q = 111.1 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 39.381 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(0.5) = 43.102 \text{ KN/m}^2$$

Pour $z > 0.5$, $U \neq 0$

$$\sigma_a(12.5) = 213.118 \text{ KN/m}^2$$

La couche (QM) $\rightarrow q = 111.1 + (21 \cdot 13) \rightarrow q = 384 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 148.531 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(9.5) = 283.944 \text{ KN/m}^2$$

La couche (QM_{sg}) $\rightarrow q = 384 + (21 \cdot 9.5)$
 $\rightarrow q = 583.5 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 206.827 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(3) = 248.497 \text{ KN/m}^2$$

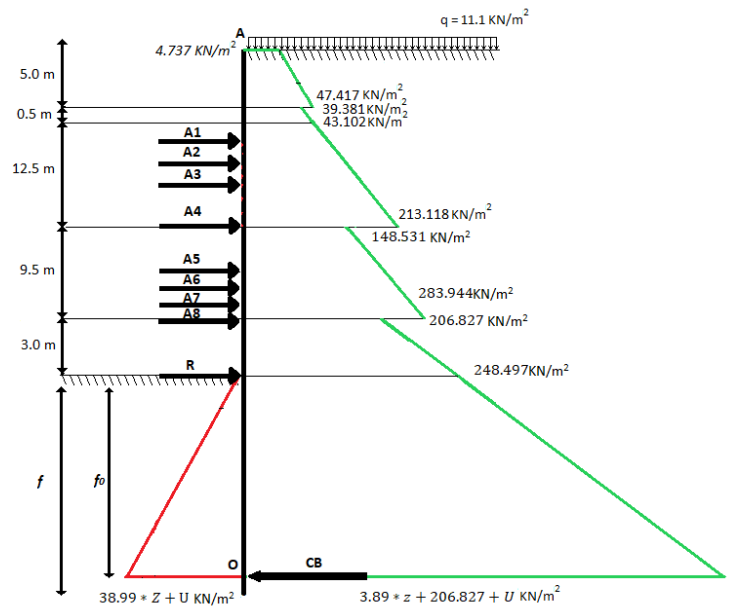
2) Butée :

La couche (QM_{sg}) :

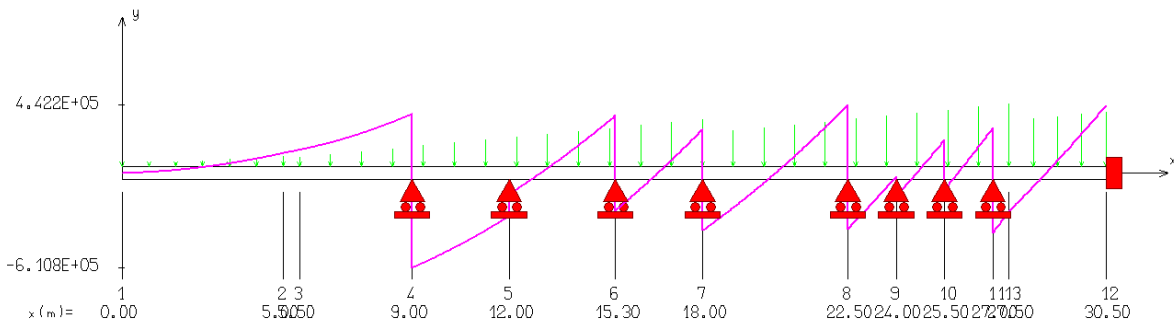
$$\sigma_p(z) = (3.7 \cdot 11 \cdot Z) \cdot \frac{0.958}{1} + U$$

$$\sigma_p(z) = 38.99 \cdot Z + U \text{ KN/m}^2$$

3) Efforts internes :



EFFORT TRANCHANT [N]



MOMENT FLECHISSANT [N.m]

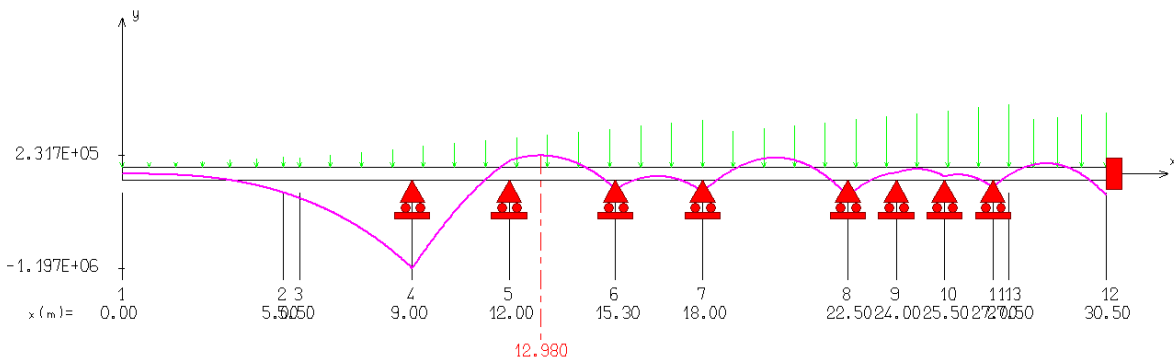


Figure 5-21 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant de la phase 10

$$\text{À } x = 9 \text{ m} \quad A1 = 995.950 \text{ KN} \quad M = -1197.028 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 12 \text{ m} \quad A2 = -143.768 \text{ KN} \quad M = 165.927 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 15.3 \text{ m} \quad A3 = 615.719 \text{ KN} \quad M = -190.445 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 18 \text{ m} \quad A4 = 655.031 \text{ KN} \quad M = -226.342 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 22.5 \text{ m} \quad A5 = 801.248 \text{ KN} \quad M = -279.215 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 24 \text{ m} \quad A6 = 126.974 \text{ KN} \quad M = 12.141 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 25.5 \text{ m} \quad A7 = 322.228 \text{ KN} \quad M = -32.662 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 27 \text{ m} \quad A8 = 679.189 \text{ KN} \quad M = -168.856 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 30.5 \text{ m} \quad R = 437.049 \text{ KN} \quad M = -266.110 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = -1.197E03 \text{ KN.m à } x = 9.0 \text{ m}$$

4) Calcul de la fiche :

$$K_c = n * K_{p\gamma} - K_{a\gamma} = 2 * 3.7 - 0.37 = 7.03$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 * R}{K_c * \gamma}} = \sqrt{\frac{6 * 437.049}{7.03 * 21}} \rightarrow f_0 = 4.22 \text{ m}$$

$$t = \frac{K_{a\gamma}}{K_c} * H = \frac{0.37}{7.03} * 30.5 \rightarrow t = 1.61 \text{ m}$$

$$f = t + 1.2 f_0 \rightarrow f = 1.61 + 1.2 * 4.22 \rightarrow f = 6.7 \text{ m.}$$

5.5. Conclusion

Pour la 10^{ème} phase d'excavation, on a obtenu une fiche $f = 6.7 \text{ m}$, donc l'écran est d'une hauteur de $f + \text{excavation} \rightarrow h = 37.2 \text{ m}$.

Comme le sol d'encastrement est peu résistant, et pour des raisons de sécurité, on fait prolonger le module de la paroi par 10 m, et on obtient finalement une hauteur totale de

$h = 47 \text{ m}$.

CHAPITRE 6

ETUDE SISMIQUE

6.1. Introduction

Les ouvrages souterrains présentent des avantages qui leurs sont propres. Parmi ces avantages, on peut citer, notamment, leur bon comportement vis-à-vis des séismes. En général, ils sont beaucoup moins affectés par les tremblements des terres que les structures en surface.

Ce chapitre s'intéresse à la détermination des déplacements accidentels engendrés par un séisme. Ces déplacements donnent naissance à des efforts qui doivent intervenir dans le calcul du dimensionnement de l'ouvrage en question (ferraillage).

Les principaux objectifs de l'étude parasismique sont :

- Concevoir des ouvrages adaptables à la zone sismique où ils seront implantés.
- Minimiser au maximum les pertes en vie humaine en cas de séisme majeur.
- Limiter les pertes économiques.
- Proportionner la résistance des ouvrages à l'intensité des secousses susceptibles de les affecter pendant leur durée de vie.

6.2. Calcul des forces sismiques

En tenant compte des prescriptions du règlement R.P.O.A 2008 spécifiques aux murs de soutènement, le calcul des poussées des terres dynamiques se fera à l'aide de la méthode Mononobé-Okabé.

Cette méthode comporte les étapes suivantes :

1) En général, la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur sont négligés.

2) Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_H et k_V .

Où :

$$k_H = A$$

$$k_V = 0.3 k_H$$

A : coefficient d'accélération de zone

3) Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire). Elle a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_V) H^2 K_{ad}$$

Où :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$$

Avec :

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_H}{1 \pm k_V}\right)$$

H = hauteur du mur

γ = poids volumique des terres

φ = angle de frottement interne du remblai sans cohésion

δ = angle de frottement sur le mur

β = angle de la surface du remblai sur l'horizontale

4) Lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte la butée passive des terres pour assurer l'équilibre d'ensemble d'un ouvrage, celle-ci doit être alors limitée à :

$$F_{pd} = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

Cette butée s'applique horizontalement au tiers de la hauteur H de la fiche de la paroi.

Dans ce cas de figure, le coefficient de butée a été pris égal à 1.

5) Lorsque le terre-plein supporte une charge uniforme d'intensité q, la poussée dynamique active globale correspondante est prise égale à

$$F_{ad}(q) = \frac{qH}{\cos\beta} (1 \pm k_V) K_{ad}$$

Cette dernière s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire).

6) Dans le cas des sols saturés, la poussée dynamique globale (effets statique et dynamique) est la somme de la poussée dynamique du terrain déjaugé :

$$F'_{ad} = \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_w) (1 \pm k_V) H^2 K_{ad}$$

Cette poussée s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire).

Quant à la poussée hydrostatique, elle s'applique au tiers de la hauteur (diagramme de pression triangulaire) et a pour expression :

$$F_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

La valeur du coefficient de poussée active dynamique K_{ad} est évaluée avec un angle

$$\theta' = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_V} \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w}\right)$$

6.2.1 Calcul du coefficient d'accélération de la zone (A)

Selon le règlement parasismique algérien, la wilaya d'Alger est classée en zone III. Par ailleurs, selon ce même règlement, l'ouvrage étudié appartient à un ouvrage de grande importance.

Ce qui donne :

Wilaya d'Alger : sismicité élevée → Zone III

Ouvrage de grande importance → Groupe d'usage 1A

D'où :

$A = 0.4$ (Tab.6-1)

Tableau 6-1: Coefficient accélération de zone A

Groupe	Zone sismique			
	I	Ila	Ilb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

6.2.2 Calcul des coefficients sismiques (k_h) et (k_v)

Les coefficients sismiques ont pour valeurs :

$$k_H = A$$

$$\mathbf{k_H = 0.4}$$

$$k_V = 0.3 k_H \rightarrow k_V = 0.3 * 0.4$$

$$\mathbf{k_V = 0.12}$$

6.2.3 Calcul de F'_{ad} , F_{pd} et F_w

Dans le cas de cette étude, la surface libre est plane, donc $\beta = 0$. Elle supporte une surcharge uniformément répartie $q = 11.1 \text{ kN/m}^2$. Et avec la présence de la nappe phréatique, il vient :

$$F'_{ad} = \frac{1}{2}(\gamma - \gamma_w)(1 \pm k_V)H^2K_{ad}$$

$$F_w = \frac{1}{2}\gamma_w H^2$$

$$\theta' = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_V} \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w}\right)$$

1) Poussée active

Du côté de la poussée active, le sol est considéré comme un sol monocouche d'argile QM (cas le plus défavorable) dont les caractéristiques sont :

$$\varphi = 22^\circ$$

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$H = 47 \text{ m (hauteur de la paroi)}$$

Avec ces données, on obtient :

$$\theta' = \begin{cases} \arctan\left(\frac{0.4}{1+0.12} \frac{21}{21-10}\right) = 34.286^\circ \rightarrow \text{Combinaison 1} \\ \arctan\left(\frac{0.4}{1-0.12} \frac{21}{21-10}\right) = 40.950^\circ \rightarrow \text{Combinaison 2} \end{cases}$$

$$K_{ad} = \begin{cases} \frac{\cos^2(22-34.286)}{\cos^2 34.286 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 22 \sin(22-34.286)}{\cos 34.286}}\right]^2} = 0.814 \rightarrow \text{Combinaison 1} \\ \frac{\cos^2(22-40.95)}{\cos^2 40.95 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 22 \sin(22-40.95)}{\cos 40.95}}\right]^2} = 0.797 \rightarrow \text{Combinaison 2} \end{cases}$$

$$F'_{ad} = \begin{cases} \frac{1}{2}(21-10)(1+0.12)47^2 * 0.814 = 11076.46 \frac{\text{kN}}{\text{ml}} \rightarrow \text{Combinaison 1} \\ \frac{1}{2}(21-10)(1-0.12)47^2 * 0.797 = 8521.173 \frac{\text{kN}}{\text{ml}} \rightarrow \text{Combinaison 2} \end{cases}$$

On garde le cas le plus défavorable, donc :

$$F'_{ad} = 11076.46 \text{ kN/ml}$$

2) Poussée hydrostatique

$$F_w = \frac{1}{2} 10 * 47^2 = 11045 \text{ kN/ml}$$

3) Butée passive

Du côté de la butée passive, le sol est une argile dont les caractéristiques sont :

$$\varphi = 25^\circ$$

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$f = 16 \text{ m}$$

Ce qui donne :

$$F_{pd} = \frac{1}{2} * 21 * 16^2 = 2688 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{pd} = 2688 \text{ kN/m}^2$$

6.3. Efforts internes

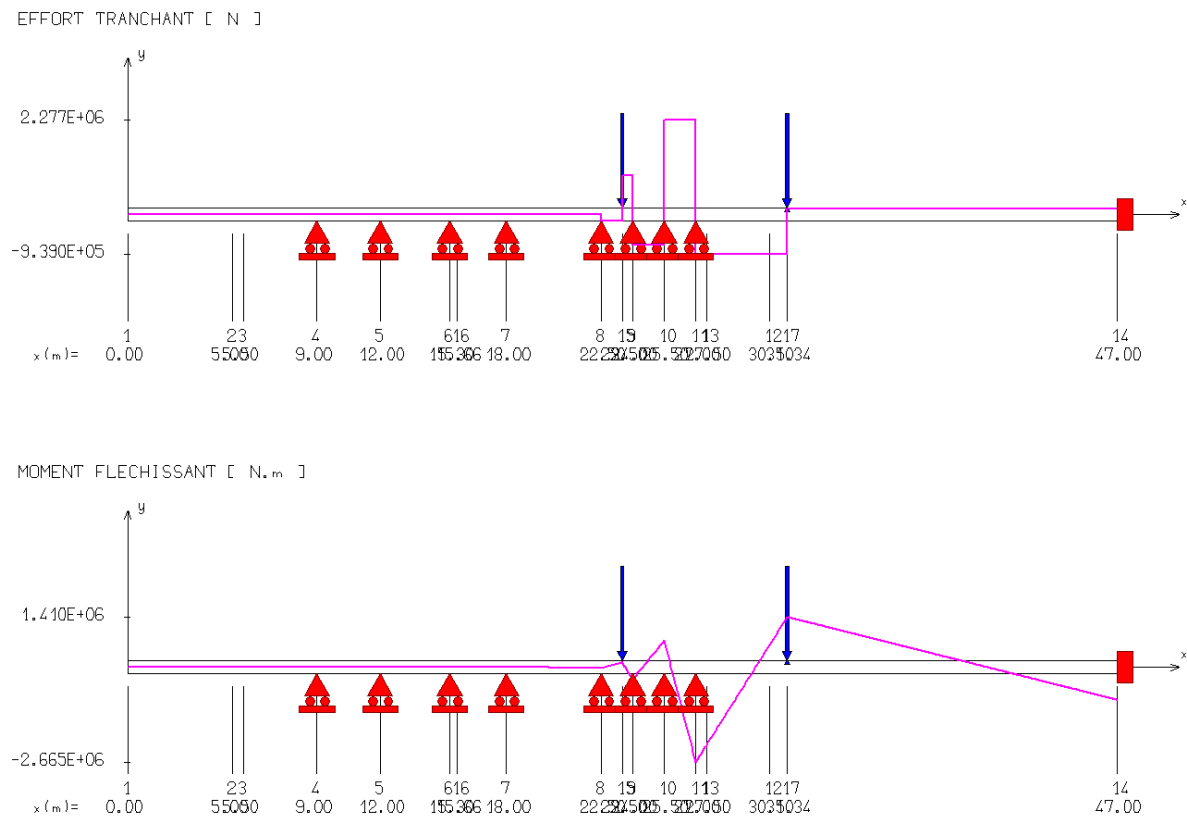


Figure 6-1 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant de cas dynamique

$T_{max} = 2.277 \cdot 10^3 \text{ KN}$

$M_{max} = 1.410 \cdot 10^3 \text{ KN.m}$

6.4. Conclusion

Une étude dynamique suivant le règlement parasismique des ouvrages d’art algériens (RPOA 2008) montre que l’influence du séisme sur la paroi moulée étudiée est négligeable.

Pour le ferrailage, on prend en considération seulement le cas le plus défavorable celui du cas statique.

CHAPITRE 7

FERRAILLAGE DE LA PAROI

7.1. Introduction

La détermination du ferrailage de paroi moulée se fait en la considérant comme une poutre de section rectangulaire soumise à la flexion simple, Celle-ci est provoquée par les efforts latéraux dus à la poussée des terres et à l'action sismique qui engendre un moment de flexion.

7.2. Ferrailage longitudinal

Selon les règles B.A.E.L 91 révisées 99, les combinaisons d'actions à utiliser sont suivantes :

1) A l'état limite ultime (ELU)

S.D.T (Situation durable et transitoire) : $1.35 G + 1.5 Q$

S.A (Situation accidentelle) : $G + F_A + Q$

2) A l'état limite de service (E.L.S)

$G + Q$

D'après logiciel (**DeepXcav**) le moment fléchissant maximum dans le cas statique (soutènement provisoire) est :

- Moment fléchissant maximum dans le cas statique (soutènement provisoire) :

$$M_{\max} = 6000 \text{ kN. m}$$

La détermination de la section d'armature A_s est obtenue à l'aide du logiciel (SOCOTEC). Elle est égale à :

$$A_s = 129 \text{ cm}^2$$

Pour cette section, on peut choisir :

17HA32

L'espacement correspondant à ce choix est déterminé comme ce qui suit :

$$e_s = \frac{b - 2c - n\emptyset l}{n - 1} \rightarrow e_s = 14 \text{ cm}$$

Où :

b : largeur de la section en béton

c : enrobage

n : nombre de barres

$\emptyset l$: diamètre des barres longitudinales

Comme le moment peut changer de signe, on ajoute, par mesure de sécurité, une autre nappe d'armatures supérieures égale à 17 HA 32 (Fig. 7-1).

7.3. Ferrailage transversal

7.3.1 Vérification au cisaillement

Le règlement BAEL 91 impose la vérification suivante :

$$\tau_u = V_u / (b_0 * d) \leq \min\left\{\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable}$$

$$\tau_u \leq \min\left\{\frac{0.15 * 30}{1.15}; 4\text{MPa}\right\} = \min\{3.9; 4\} = 3.9 \text{ MPa}$$

Où :

V_u : effort tranchant maximum à l'ELU dans une section donnée.

b_0 : largeur de la section du béton.

d : distance du centre de gravité de l'armature tendue à la fibre la plus comprimée de la section.

L'effort tranchant maximum est celui obtenu à l'aide logiciel DeepXcav :

$$V_u = 1422 \text{ kN}$$

$$d = 0.9 * h = 0.9 * 1.2 = 1.08 \text{ m}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{1.422}{1.2 * 1.08} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.1 \text{ MPa} \leq 3.91 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7.3.2 Calcul des armatures transversales

1) Calcul de A_t

Le calcul se fait à partir de la formule suivante :

$$\rho_t = \frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * k f_{tj}}{\frac{0.9 f_e}{\gamma_s}}$$

Où :

$k = 0 \rightarrow$ Fissurations très préjudiciables et sans reprise de bétonnage.

Par ailleurs :

$$7\text{cm} \leq S_t \leq \min\{15\phi_l; 0.9 * d; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prend :

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\gamma_s = 1.5$$

$$A_t \geq \frac{S_t * b_0 \tau_u}{\frac{0.9 f_e}{\gamma_s}} = \frac{10 * 280 * 1.1}{\frac{0.9 * 500}{1.5}} = 4.4 \text{ cm}^2$$

2) Choix du diamètre des A_t

Le choix du diamètre des armatures transversales est fait en respectant l'inégalité suivante :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right\}$$

Aussi, on peut choisir un cadre $\phi 16$. Par conséquent :

$$16 \text{ mm} \leq 23 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Pourcentage minimal

Le pourcentage minimum des armatures transversales est tel que :

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * b_0} \geq \max\left\{0.4 \text{ MPa}; \frac{\tau_u}{2}\right\}$$

$$0.78 \text{ MPa} \geq 0.55 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Schéma du ferrailage

Etant donné que la largeur de la section est assez importante, on ajoute deux autres cadres à l'intérieur (Fig. 7-1).

Le schéma du ferrailage est représenté par la figure ci-dessous :

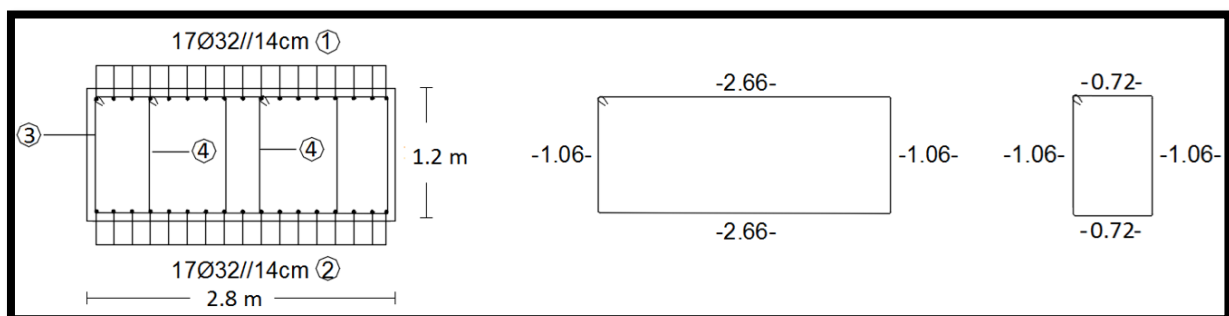


Figure 7-1 : Schéma du ferrailage

7.3.3 Vérification des butons

Pour le premier niveau de butonnage, les butons utilisés sont composés de deux HEB 600 soudés travaillant comme une seule section.

Les caractéristiques géométriques d'un HEB sont (Fig.7-2 et Fig.7-4) :

L = 18 m
 h = 600 mm
 b = 300 mm
 s = 15.5 mm
 t = 30 mm
 r = 27 mm
 Acier S355

L'aire de la section :
 $S = 2 b t + (h - 2 t) s + (4 - \pi) r^2$

Soit :
S = 270 cm² (un seul HEB 600)
I = 333358 cm⁴

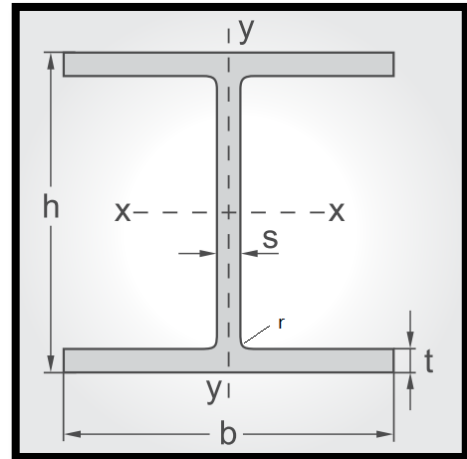


Figure 7-2 : Section d'un HEB 600

1) Vérification à la compression

La vérification structurale des butons pour le comportement de poutre-colonne est conditionnée par l'inégalité suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{crd}} \leq 1$$

Où :

$$N_{crd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

N_{Ed} = effort axial = 1523.7 kN (effort calculé à l'aide du logiciel DeepXcav)

$$f_y = 355000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

$$A = 2 \cdot 270 = 540 \text{ cm}^2$$

On obtient donc :

$$N_{crd} = \frac{0.0540 \cdot 355000}{1} = 19170 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{crd}} = 0.08 \leq 1 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

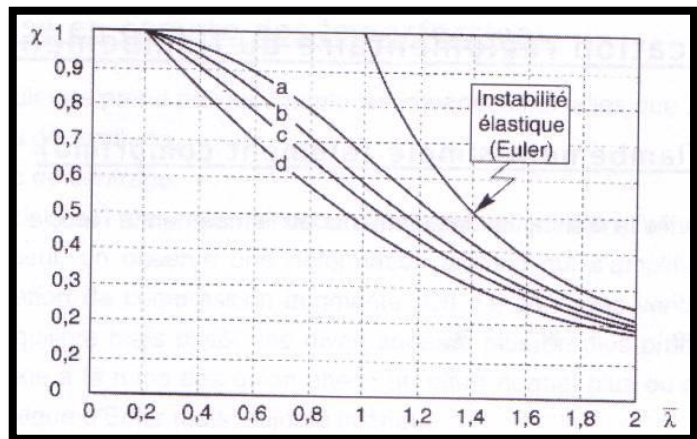


Figure 7-3 : Courbes de flambement

2) Vérification au flambement

D'après les courbes de flambement :

$$\alpha = 0.21 \text{ (Facteur d'imperfection)}$$

$$\chi = 0.73$$

Tableau 7-1 : Facteurs d'imperfection

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

Soit :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M0}} = 21109 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

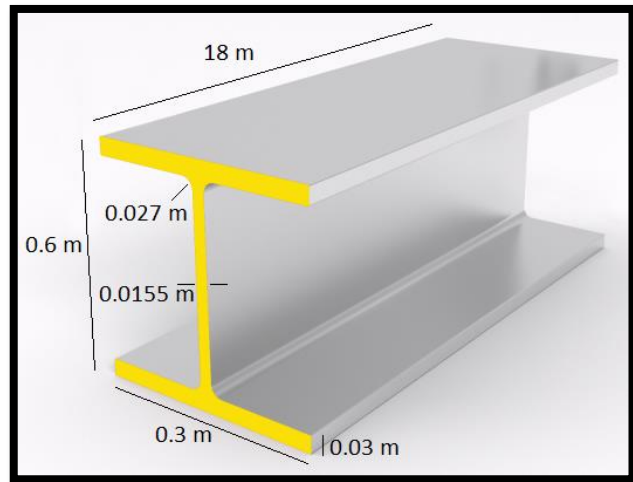


Figure 7-4 : Caractéristiques géométriques d'un HEB 600

7.4. Conclusion

Le calcul du ferrailage de la paroi, réalisé à l'aide du logiciel SOCOTEC, demande 17 barres HA32 espacées de 14 cm comme armatures longitudinales (fibres supérieures et inférieures).

Quant au ferrailage transversal, les calculs aboutissent à des cadres HA16 (cadres principaux et secondaires).

Pour les butons, les vérifications faites montrent que le type qui convient le mieux est le HEB 600. Où on a utilisé deux butons soudés travaillant comme une seule section.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Préparer un projet de fin d'étude est très bénéfique pour enrichir le cursus universitaire d'un futur ingénieur. En effet, cela va l'aider à compléter et à incruster les connaissances théoriques acquises durant toute sa formation. Par ailleurs, les stages organisés durant cette période, le mettent directement dans le bain des travaux et l'aident à apprendre comment faire face aux aléas rencontrés durant sa mission.

Dans le cadre de ce projet, nous avons essayé de respecter la marche à suivre pour mener à bien une étude d'un blindage d'une station métro en respectant scrupuleusement les normes en vigueur concernant la conception et le calcul des blindages.

Le traitement de ce projet nous a permis de connaître les caractéristiques et les limites de résistance de chaque matériau utilisé dans la conception des parois moulées (béton et acier). Ces caractéristiques sont :

- Béton

C25/30 XC2 – Béton armé pour les murettes-guide

Résistance à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa

C30/37 XC2 – Béton armé pour les parois moulées et pour les poutres de couronnement

Résistance à la compression : $f_{c28} = 30$ MPa

- Acier

Limite d'élasticité caractéristique : $f_{y28} = 500$ N/mm²

Système de butonnage S355 ou équivalent

Acier de construction – S275 J2

La modélisation du blindage étudié à l'aide du logiciel DeepXcav, nous a permis de constater que le moment maximum est obtenu à l'état limite ultime (ELU). Les efforts correspondants sont :

$M_{\max} = 6000$ kN.m

$T_{\max} = 1422$ kN

Le calcul du ferrailage de la paroi, réalisé à l'aide du logiciel SOCOTEC, demande 17 barres HA32 espacées de 14 cm comme armatures longitudinales (fibres supérieures et inférieures).

Quant au ferrailage transversal, les calculs aboutissent à des cadres HA16 (cadres principaux et secondaires).

Une étude dynamique suivant le règlement parasismique des ouvrages d'art algériens (RPOA 2008) montre que l'influence du séisme sur la paroi moulée étudiée est négligeable.

Pour les butons, les vérifications faites montrent que le type qui convient le mieux est le HEB 600. Nous avons utilisé deux butons soudés travaillant comme une seule section.

Ce modeste travail nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, et plus particulièrement dans le domaine des ouvrages souterrains blindés par parois moulées.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de nous familiariser avec certains logiciels de calcul et de modélisation, notamment le logiciel de modélisation des structures de soutènement DeepXcav, le rdm6, le Plaxis (2D et 3D) et également le GEO5 et l'AutoCAD.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

I) Ouvrages

- [1] BAEL : Béton armé aux états limites, révisé 99.
- [2] Euro Code 2 : Calcul des structures en béton armé, 1993.
- [3] RPA 99/2003 : Règlement parasismique algérien, version 2003.
- [4] RPOA 2008 : Règlement parasismique des Ouvrages d'Art, 2008.
- [5] Chang-Yu Ou : « Excavation_Theory and Practice. National Taiwan University of Science and Technology, 2006».
- [6] J. KERISEL et E. ABSI. « Tables de pression et de butée des terres. L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée, dernière édition 2003 ».
- [7] P. GUIRAUD : « Les classes d'exposition, 2011 ».

II) Projets de fin d'études

- [8] H. GREGORY : « Méthodes spécifiques à la réalisation de la trémie d'accès au parking ZAC Etoile de Strasbourg. Institut National des Sciences Appliquées, 2007 ».
- [9] L. BEGUINET : « Etude des différents types de blindage de fouille rencontrés sur les projets de construction au Luxembourg. Institut National des Sciences Appliquées, 2016 ».
- [10] A. KADI : « Etude du Tunnel de la ligne B du métro Haï El Badr – Bachdjarah 1 ».
- [11] BELFADEL : « Etude de la station Ain Naadja 2 – Métro d'Alger ».
- [12] M. ZEBIRECHE : « Etude d'un tunnel sous bâtiment ».
- [13] R. CHERCHALI : « Etude d'un tunnel en mine ».

III) Documents techniques

- [14] Cosider TP : « Procédure de la paroi moulée, 2016 ».
- [15] Cosider TP : « Plan. Station Oued Smar-distribution et définition des tirants d'ancrage scellés, 2017 ».
- [16] Cosider TP : « Plan. Station Oued Smar-implantation et définition géométrique des parois moulées, murettes-guide, 2016 ».
- [17] Cosider TP : « Plan. Station Oued Smar-structure intérieure (plan de coffrage), 2016 ».

IV) Cours

[18] Quang Huy Nguyen. « Béton armé II. Calcul des structures BA selon l'Eurocode 2. Institut National des Sciences Appliquées, 2014 ».

[19] HAMMOUTENE. « Structures métalliques. La compression simple. Ecole Nationale Polytechnique, 2017 ».

V) Logiciels

[20] DeepXcav

[21] Rdm6

[22] SOCOTEC

[23] AutoCAD

ANNEXES

ANNEXE 1 : RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE

Reconnaissance du site

Suivant l'importance du projet, des galeries de petites sections (galeries de reconnaissance) sont exécutés sur toute ou partie de la longueur de l'ouvrage, elles auront pour but :

- De préciser la position des couches géologiques.
- De vérifier l'hydrogéologie du massif.
- De prélever les échantillons pour les essais en laboratoire.
- D'observer le comportement du massif.

Du point de vue géologique, la région d'Alger peut être représentée comme un dôme primaire métamorphique, bordé par des formations sédimentaires, tertiaires et quaternaires. Le tracé de la ligne traverse indifféremment ces différentes couches géologiques.

a) Le Primaire.

C'est un complexe métamorphique (schistes, gneiss, calcaire), ses divers faciès pétrographiques sont imbriqués d'une manière anarchique consécutive à une tectonique très importante, qui a causé une fracturation importante et de nombreuses zones de failles. Il existe dans ce complexe une présence d'eau souterraine, localisée dans des fractures et fissures qui se manifestent sous forme de sources ou de nappes aquifères, présentant une importante circulation.

b) Le Secondaire.

La littérature ne mentionne pas de représentant de cette ère dans la région d'Alger.

c) Le Tertiaire.

Les principaux horizons reconnus sont dans l'ordre suivant :

- L'Astien, formation géologique la plus importante, cet horizon se caractérise par son hétérogénéité. Il se présente sous forme de banc de marnes, de grés ainsi que de sable pulvérulent. Il est considéré comme le terrain aquifère le plus important de la région.
- Le Plaisancien, il s'agit de formation Argilo-Marneuse bleue, imperméable représentant ainsi un mur pour la nappe de la molasse astienne.

d) Le Quaternaire.

La formation la plus souvent rencontrée est : les sables, argileux rouges. Les autres formations sont des alluvions, éboulis de pente (colluvions). Ce caractère argileux le rend moins perméable que les mollasses astiennes, ce pendant la présence d'alluvions grossières (certains remblaiements ayant été réalisés avec des matériaux très sableux) font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des mollasses.

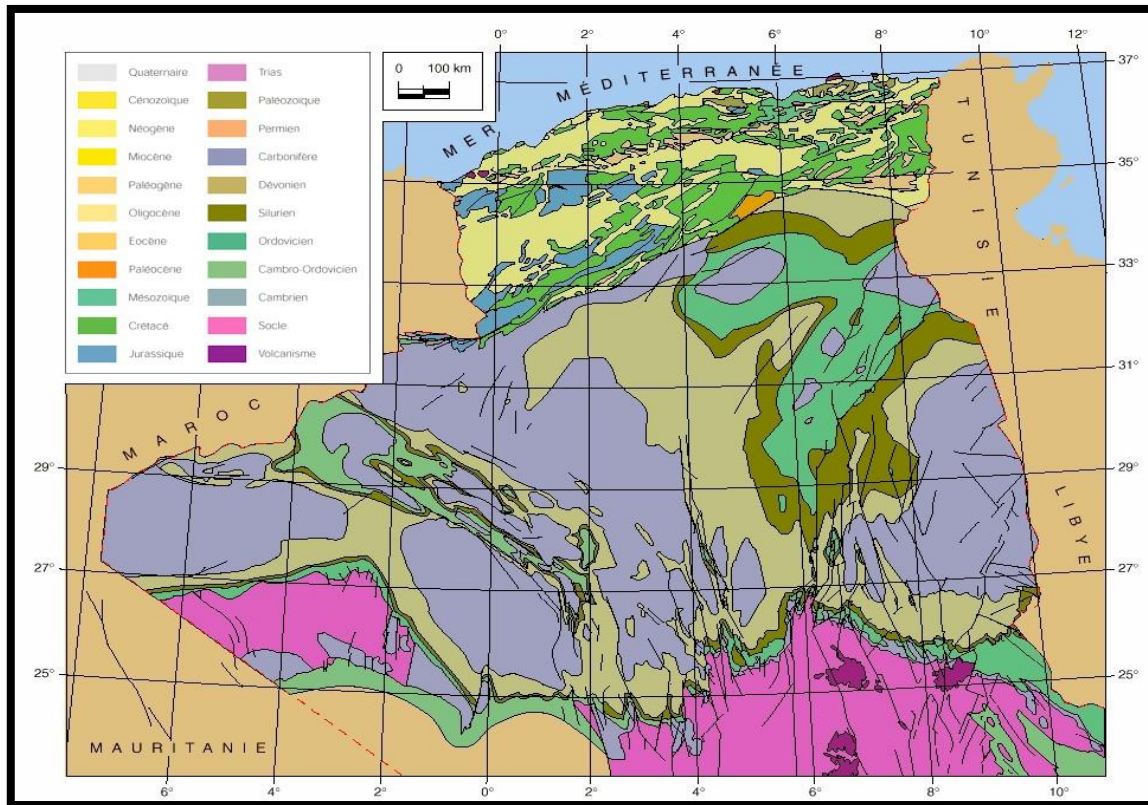
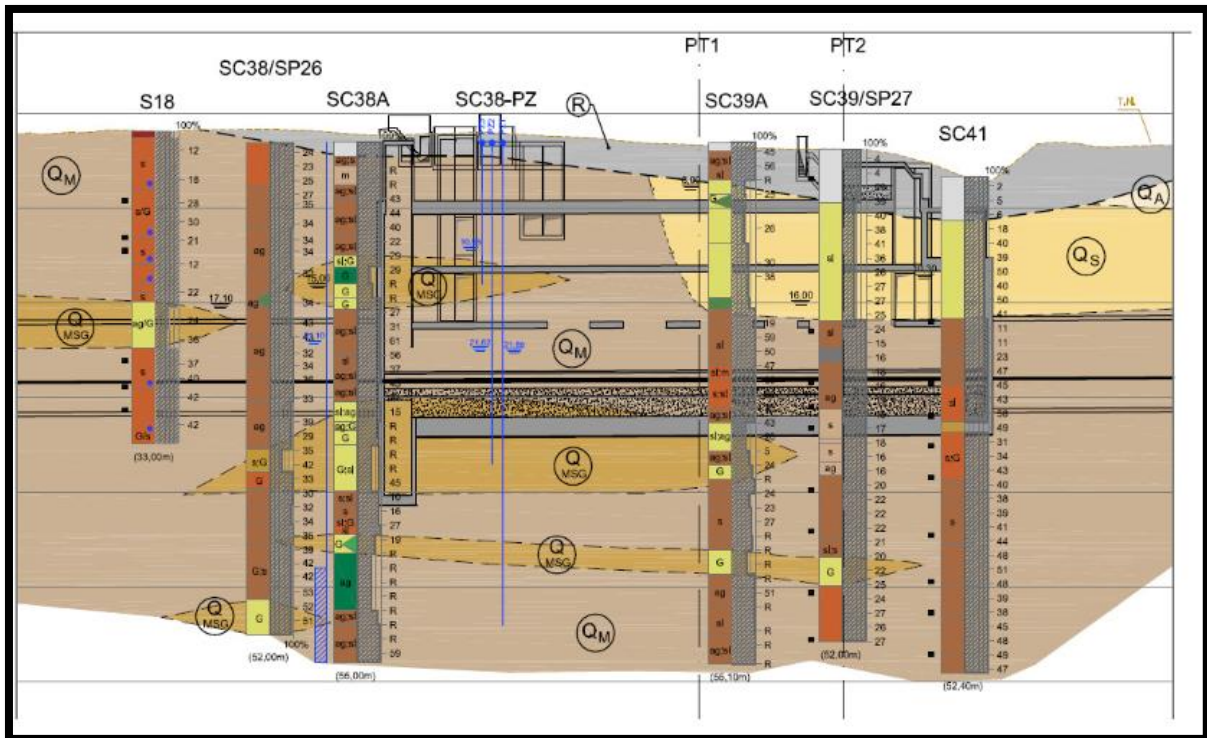


Figure 1: Carte géologique d'Alger

Selon l'information disponible jusqu'à ce jour, les sols à creuser, pour mettre en ouvrage la Station Oued Smar, s'agissent des dépôts quaternaires avec faciès lithologiques constitués par des couches d'argile entrecoupées par des couches de sable argileux du quaternaire. 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.



STRATIGRAPHIE (Profil)

Récent

R Remblais

Quaternaire

Qa Argile limoneuse peu sableuse par endroit

Qs Sable limono-argileuse, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grès et conglomérat

Pliocène supérieure - Quaternaire ancien

Formation "Marnes d'El Harrach" (anciennement Maison-Carrée)

QM Argiles Marneuses et Marnes jaunâtre à grisâtre, parfois sableuses, avec Intercalations importants mais irrégulières de conglomérats, et grès

QMsg Sables limono-argileux avec présence de cailloux

QMs Sable fin à moyen limoneux de couleur brunâtre à marron foncé à claire

Figure 2: Profil en long du site de la station

Selon le profil longitudinal de la station, on a défini deux secteurs géotechniques.

Pour chaque un de ces secteurs, le dispositif géologique-géotechnique est constitué, de haut en bas, comme le zonage suivant :

Tab 1 : Résumé des profondeurs des facies existantes (secteur géotechnique I)

Localisation (PK)	Profondeur (m)	Horizon géotechnique	Profondeurs (m)
PK 3+743,5 à PK 3+ 778 (Section 1)	0,0 – 50,0	Remblai (R)	0,0 – 2,5
		Faciès Argileuse (QM)	2,5 – 13,0
		Faciès Sableuse (QMsg)	13,0 – 18,5
		Faciès Argileuse (QM)	18,5 – 28,5
		Faciès Sableuse (QMsg)	28,5 – 38,0
		Faciès Argileuse (QM)	38,0 – 42,5
		Faciès Sableuse (QMsg)	42,5 – 44,5
		Faciès Argileuse (QM)	> 44,5

Tab 2 : Résumé des profondeurs des facies existantes (secteur

Localisation (PK)	Profondeur (m)	Horizon géotechnique	Profondeurs (m)
PK 3+ 778 à PK 3+873 (Section 2)	0,0 – 50,0	Remblai (R)	0,0 – 7,4
		Faciès Sableuse (Qs)	7,4 – 19,7
		Faciès Argileuse (QM)	19,7 – 44,7
		Faciès Sableuse (QMsg)	44,7 – 47,7
		Faciès Argileuse (QM)	> 47,7

Les paramètres géotechniques à utiliser dans les calculs pour le dimensionnement des structures sont ceux présentes dans le Tableau suivant : (Tab 3)

Tab 3 : Paramètres géotechniques pour le calcul - sols

Horizon géotechnique	Remblais (Re)	Sables limoneux-argileux (Qs)	Argiles marneuses (QM)	Sable limoneux-argileux avec présence de cailloux (QM _{sg})
Profondeurs moyennes (m)	0,0 – 5,0	5,0-18,0	> 18,0	27,50-37,00
Poids vol. humide γ_h (kN/m ³)	20,0	21,0	21,0	21,0
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17,0	17,00	17,0	17,00
Cohésion non-drainée su (kPa)	30,0	97,00	$su = 2z + 110$	97,00
Module de déformabilité non-drainé Eu (MPa)	12,0	57,00	$Eu = 1,2z + 66$	57,00
Angle de frottement effectif φ'	20°	25°	22°	25°
Cohésion effective c' (kPa)	0	25,0	35,0	25,0
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10,0	50,0	90	50,0
Coefficient K_0	0,6	0,6	0,6	0,6