

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures

Mémoire de projet fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Etude et dimensionnement de la station de métro Mohamed Belarbi (Extension Ain Naadja-Baraki)

Rédigé par :

Ouail ZEKKOUR

Nadjib Messaoud TAIBI

Sous la direction de :

Mme H.DJABALI-MOHABEDDINE

Mme D.CHERID

Présenté(e) et soutenu publiquement le (24/06/2018)
Composition du Jury :

Présidente	Mme R. KETTAB,	Professeur	ENP
Promotrices	Mme H.DJABALI-MOHABEDDINE,	Dr	ENP
	Mme D.CHERID,	Dr	ENP
Examineur	Mr S. LAKEHAL	MAA	ENP
Invité	Mr A. AMINI	Ingénieur en TP	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures

Mémoire de projet fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Etude et dimensionnement de la station de métro Mohamed Belarbi (Extension Ain Naadja-Baraki)

Rédigé par :

Ouail ZEKKOUR

Nadjib Messaoud TAIBI

Sous la direction de :

Mme H.DJABALI-MOHABEDDINE

Mme D.CHERID

Présenté(e) et soutenu publiquement le (24/06/2018)
Composition du Jury :

Présidente	Mme R. KETTAB,	Professeur	ENP
Promotrices	Mme H.DJABALI-MOHABEDDINE,	Dr	ENP
	Mme D.CHERID,	Dr	ENP
Examineur	Mr S. LAKEHAL	MAA	ENP
Invité	Mr A. AMINI	Ingénieur en TP	

ملخص :

الموضوع: دراسة محطة مترو

يعتبر إنجاز محطة المترو الحل الأمثل لقضاء على مشكل الازدحام المروري الذي تعيشه مدينة الجزائر العاصمة
موضوع عملنا هو دراسة محطة مترو التي سيتم حفرها في السماء المكشوفة التدعيم سيكون بأكوام الإنفصال الحساب و
التصميم سيتم بفضل البرامج :

GEO 5 و ROBOT

الكلمات المفتاحية : مترو، محطة ، تدعيم، اكوام الانفصال

ABSTRACT:

Subject: study of a subway station

The construction of a metro network is the most appropriate solution to solve the congestion problem with traffic in Algiers.

The object of our work is the study of the underground station Mohamed Belarbi which will be excavated in the open air. The support is provided by secant piles. The calculation and modeling will be carried out using the GEO5 software for the support, ROBOT for the internal structure

Keywords: subway, station, support, secant piles.

Résumé :

Sujet : Etude d'une station de métro

La réalisation d'un réseau de métro constitue la solution la plus appropriée pour résoudre le problème d'encombrement de la circulation au niveau de la capitale Alger.

L'objet de notre travail est l'étude de la station de métro Mohamed Belarbi dont le creusement se fera à ciel ouvert. Le soutènement est assuré par des pieux sécants. Le calcul et la modélisation seront effectués à l'aide des logiciels GEO5 pour le soutènement, ROBOT pour la structure interne

Mots clés : métro, station, soutènement, pieux sécants.

“Dédicace”

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents, qui ont toujours prié pour moi et qui n'ont pas cessé de

M'encourager et de me soutenir.

A ceux qui m'ont soutenu et qui m'ont supporté durant toute cette année

A mes chers frères Abd-Elhadi, Lakhider, Taher et Salah A mes chères sœurs

A tous mes amis surtout Anouer, Yahia, Ismail, Mohamed ,Aimen,

A mon binôme et mon meilleur ami qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments, TAIBI NADJIB MESSAOUD

Aux personnes qui m'ont aidé et encouragé et qui m'ont accompagné

Durant mon chemin de vie.

OUAIL.ZEKKOUR

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui n'ont pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me les garde en très bonne santé...

A mon grand-père (paix a son âme)

A ma grand-mère pour son soutien moral et ses encouragements

A mes tantes, cousins, cousines, et toute ma famille ...

A mes amis les plus proches BELGACEM Ahmed, KHALED Chems-Eddine...

A mon binôme et mon meilleur ami qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments, OUAIL .ZEKKOUR

TAIBI NADJIB MESSAOUD

“Remerciements”

Nous remercions avant tout, Notre Dieu Tout Puissant de nous avoir accordé la volonté et le courage pour accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à remercier nos promotrices Mme Cherid et Mme Mohabeddine pour nous avoir guidé tout au long de ce travail

Nous exprimons notre gratitude à Mr Amini de COSIDER pour avoir proposé ce sujet

Nous voudrions aussi remercier les membres du jury de s’être donné la peine d’examiner notre modeste projet

Et aussi nous remercions chaleureusement nos professeurs qui ont contribué à notre formation

Enfin, nos sincères reconnaissances et grâces à ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce projet

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE.....	11
CHAPITRE I.....	15
I.1 INTRODUCTION.....	16
I.2 DIFFERENTES TECHNIQUES DE SOUTÈNEMENT.....	16
I.2.1 Les parois moulées.....	17
I.2.2 Les parois de pieux sécants.....	19
I.2.3 Les parois berlinoises.....	20
I.3 ETUDE COMPARATIVE	21
I.4 DIFFERENTES METHODES DE CREUSEMENT.....	22
I.4.1 Méthode à pleine section.....	22
I.4.2 Méthode à demi-section	23
I.4.3 Méthode à sections divisées	24
I.5 TIRANTS D'ANCRAGE	25
I.5.1 Têtes d'ancrage.....	27
I.5.2 Longueur libre.....	28
I.5.3 Longueur scellée	29
I.5.4 Mise en œuvre.....	29
I.5.5 Evolution des tensions dans les barres	30
I.5.6 Protection contre la corrosion	32
I.5.7 Stabilité des soutènements.....	33
I.6 RECONNAISSANCES	34
I.6.1 Reconnaissances géologiques	34
I.6.2 Reconnaissances Hydrogéologiques	35
I.6.3 Reconnaissances Géotechniques.....	35
I.6.4 Sondages de reconnaissance	35
I.7 CONCLUSION.....	36
CHAPITRE II.....	37
II.1 INTRODUCTION.....	38

II.2 CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES, HYDROGEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DU SITE : (STATION MOHAMED BELARBI)	38
II.3 EVALUATION DE LA HAUTEUR DE L'ECRAN DE SOUTENEMENT	39
II.3.1 Principe de calcul.....	39
II.3.2 Détermination de la poussée et butée	40
II.3.3 Calcul des pressions.....	42
II.4 MODELISATION DES ETAPES DE CREUSEMENT PAR LE LOGICIEL GEO5	59
II.4.1 Présentation du logiciel Geo5 (GeostructuralAnalysis)	59
II.4.2 Modélisation.....	59
II.5 FERRAILLAGE DE L'ECRAN DE SOUTENEMENT	63
II.6 DIMENSIONNEMENT DES TIRANTS D'ANCRAGE.....	67
II.6.1 Critères de dimensionnement et vérification.....	68
II.6.2 Caractéristiques du toron.....	68
II.6.3 Calcul de la longueur libre	69
II.6.4 Evaluation de la résistance interne	70
II.6.5 Evaluation de la résistance externe du tirant.....	70
II.6.6 Calcul de la rigidité axiale.....	72
II.6.7 Calcul de la charge de plastification	73
II.6.8 Calcul des allongements.....	73
II.7 CONCLUSION	74
CHAPITRE III	75
III.1 INTRODUCTION.....	76
III.2 GEOMETRIE DE LA STRUCTURE.....	76
III.3 MATERIAUX ET COEFFICIENT DE SECURITE.....	77
III.3.1 Matériaux	77
III.3.2 Coefficient de sécurité.....	77
III.4 CHARGES ET ACTIONS.....	78
III.4.1 Poids propre.....	78
III.4.2 Charges permanentes verticales	78
III.4.3 Surcharges verticales :.....	80
III.4.4 Pressions latérales	83
III.5 RESULTATS:	84
III.6 CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURES	86

III.7	FLOTTAISON DU RADIER:	87
III.7.1	<i>Définitions Et Principe:</i>	87
III.7.2	<i>Application Numérique:</i>	90
III.8	CONCLUSION:.....	91
	CONCLUSION GENERALE	92
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	95
	ANNEXES	96
	ANNEXE A : CALCUL DES COEFFICIENTS DE POUSSEE ET DE BUTEE	97
	ANNEXE B : EVALUATION DU CHARGEMENT	99
	ANNEXE C : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	100
	ANNEXE D : CALCUL DES TIRANTS D'ANCRAGE.....	103
	ANNEXE E : CALCUL DES SECTIONS EN BETON ARME.....	109

LISTE DES FIGURES

Figure 0-1 : Tracé de l'extension Ain Naadja-Baraki	13
Figure 0-2 : Emplacement de la station Mohamed Belarbi.....	14
Figure I-1 : Etapes d'exécution d'une paroi moulée	18
Figure I-2 : Mur de pieux sécants classiques (à gauche) et en touches de piano (à droite)	19
Figure I-3 : Processus d'exécution d'une paroi de pieux sécants.....	20
Figure I-4 :Blindage d'une paroi berlinoise avec du béton projeté.....	20
Figure I-5: Phases de réalisation d'une paroi berlinoise avec tirants d'ancrage	21
Figure I-6:Creusement en pleine section.....	23
Figure I-7:Creusement en demi-section	23
Figure I-8:Ordre de creusement dans la méthode a sections divisées.....	24
Figure I-9:Schéma de la machine avec les différents organes	24
Figure I-10:Schéma d'une machine foreuse à pleine section.....	25
Figure I-11:Descriptif simplifié d'un tirant d'ancrage	26
Figure I-12:Schéma d'un tirant provisoire	26
Figure I-13:Schéma d'un tirant permanent	27
Figure I-14:Chronologie de mise en œuvre d'un tirant d'ancrage	30
Figure I-15:Diagramme de l'évolution de la tension dans une armature de tirant d'ancrage ...	31
Figure I-16:Carte géologique de l'Algérie	34
Figure I-1:Profil géotechnique de calcul. Station Mohamed Belarbi[1].....	38
Figure II-1:Action, terrain et écran.	41
Figure II-2:Profil du sol.....	42
Figure II-3:Prise en compte de l'effet de la surcharge sur les contraintes.	42
Figure II-4:La distribution des contraintes horizontales (Phase I).....	44
Figure II-5:La distribution des contraintes horizontales (Phase II).....	46
Figure II-6:Partie AI (Phase II)	46
Figure II-7:Partie IO (Phase II)	47
Figure II-8:La distribution des contraintes horizontales (Phase III)	50
Figure II-9:Moment fléchissant (phase III).....	51
Figure II-10:Effort tranchant (phase III)	51
Figure II-11:La distribution des contraintes horizontales (phase IV)	53
Figure II-12:Moment fléchissant (phase IV).....	54
Figure II-13:Effort tranchant (phase IV)	54

Figure II-14:La distribution des contraintes horizontales (phase V).....	56
Figure II-15:Moment fléchissant (phase V)	57
Figure II-16:Effort tranchant (phase V)	57
Figure II-17:Pression des terres.....	61
Figure II-18: Les Diagrammes (Déplacement, Moment Fléchissant, Effort Tranchant)	61
Figure II-19:Les Diagrammes (Déplacement, Moment Fléchissant, Effort Tranchant)	62
Figure II-20:Résultats de la vérification.....	62
Figure II-21:Vérification de la stabilité externe	63
Figure II-22:Section d'acier selon logiciel ROBOT EXPERT BA.....	64
Figure II-23:Schéma de Ferrailage du pieu.....	67
Figure II-24:Schéma du tirant	68
Figure III-1 : les dimensions de la structure interne de la station	76
Figure III-2:Plan des charges permanentes sur la dalle de couverture.....	79
Figure III-3:Coupe transversale de sous-quais	79
Figure III-4 : Schéma de la surcharge permanente appliqué sur le niveau sous quais.....	79
Figure III-5:Schéma de forces concentrées appliquées sur le niveau des sous quais	80
Figure III-6:Schéma de la charge appliquée par le métro sur le niveau sous quais	80
Figure III-7:Schéma de la surcharge appliquée sur le niveau des quais	81
Figure III-8:Schéma de la surcharge appliquée sur le niveau de la salle des billets	81
Figure III-9:Schéma des surcharges appliquées sur le niveau de la mezzanine.....	81
Figure III-10:charge routière selon la norme NF EN 1991-2/NA, LM 1.....	82
Figure III-11:La répartition de la charge du trafic	82
Figure III-12:Moment fléchissant (dalle de couverture)	84
Figure III-13:Moment fléchissant (salles des billets).....	84
Figure III-14:Moment fléchissant (mezzanine).....	84
Figure III-15:15 Moment fléchissant (quais)	85
Figure III-16:Moment fléchissant (sous quais)	85
Figure III-17:Moment fléchissant (voile).....	85
Figure III-18:chargements verticaux dans une coupe transversale	89
Figure A-2 : Principe de la poussée et de la butée.....	98
Figure B-1 : prise en compte de l'effet de la surcharge sur les contraintes.....	100
Figure D-1 : évolution de la tension au niveau du tirant d'ancrage.....	104
Figure D-2 : calcul de la longueur libre.....	106

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 0-1:les stations de la ligne 1	13
Tableau I-1: Tableau comparatif des éléments de soutènement	21
Tableau I-2:Les différents types de protection des armatures des tirants en partie libre	28
Tableau I-3 : Recommandations de protection contre la corrosion des tirants provisoires	33
Tableau I-4:Paramètres de calcul pour la Station Mohamed Belarbi.....	39
Tableau II-1:Caractéristiques du sol et valeurs des Coefficient de poussées/butées.	41
Tableau II-2:Efforts sur écran (phase I)	44
Tableau II-3:Efforts sur écran phase 2 (partie AI)	47
Tableau II-4: Efforts sur écran phase 2 (partie IO)	48
Tableau II-5:Caractéristiques des torons.....	68
Tableau II-6:la Longueur libre des tirants.....	69
Tableau II-7:La résistance interne des tirants en fonction du nombre de torons	70
Tableau II-8:Valeur du Coefficient α pour le calcul du diamètre de bulbe.....	71
Tableau II-9:Tableau récapitulatif de l'Evaluation de la résistance externe.....	72
Tableau II-10: Rigidités axiales des Torons.....	72
Tableau II-11:Dimensions et propriétés du toron	73
Tableau II-12:Allongements des Tirants d'Ancrages.....	74
Tableau III-1:épaisseur des différents éléments de la structure	76
Tableau III-2:Facteurs de sécurité coté charges	77
Tableau III-3:Facteurs de sécurité coté matériaux	77
Tableau III-4 : facteurs de combinaison.....	78
Tableau A-1 : Coefficients de poussée et de butée.....	99
Tableau D-1 : Caractéristiques géométriques (méthode de bustamante).....	107
Tableau D-2 :Les valeurs de la pression limite selon les essais pressiometriques.....	109

INTRODUCTION
GENERALE

Introduction générale :

La fin du *XXe* siècle a été marquée par un développement très important dans la construction des ouvrages souterrains pour le transport malgré le coût élevé de leur réalisation et la complexité de leur exploitation. De nombreuses raisons ont poussé l'homme à exploiter les voies souterraines, parmi lesquelles on peut citer :

- Le manque d'espace à la surface et l'impossibilité de développer des réseaux de transport en surface ;
- Les sous-sols offrent une bonne isolation
- Les ouvrages souterrains sont naturellement protégés contre les orages, les tempêtes, les tornades
- Les ouvrages souterrains permettent de protéger la végétation naturelle. Les dommages sont moins importants sur le cycle écologique, aux niveaux local et mondial.

Le métro est un type de transport souterrain qui doit répondre à certaines exigences de confort et de sécurité tout en minimisant les dépenses liées à la réalisation d'ouvrages durables et fiables, ainsi qu'à leur maintenance.

L'objectif de notre travail dans le cadre du projet de fin d'études est l'étude et le calcul de la station du métro Mohamed Belarbi, de l'extension Ain Naadja-Baraki et plus précisément, le dimensionnement du soutènement de la station et le calcul de la structure interne.

Le métro d'Alger est un réseau ferroviaire de transport urbain desservant la ville d'Alger

Le projet a été lancé dans les années 1980, sa construction a été ralentie du fait de difficultés financières et de l'insécurité dans les années 1990, le projet a été relancé en 2003. Il est composé d'une seule ligne avec plusieurs extensions.

La ligne 1, d'une longueur de 18.5km, comprend 19 stations, reliant la Place des Martyrs à El Harrach Centre avec une section reliant Hai El Badr à Ain Naadja.

INTRODUCTION GENERALE

Les stations de la ligne 1 sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau 0-I-2: les stations de la ligne 1

Stations	Communes desservies
Place des Martyrs	Casbah
Tafourah-Grande Poste	Alger-centre
Khelifa Boukhalfa	Alger-centre
1 ^{er} mai	Sidi m'hamed
Aissat Idir	Sidi m'hamed
Hamma-jardin d'essai	Belouizdad
Les fusillés	Hussein Dey
Cité amirouche	Hussein Dey
Cité mer et soleil	Hussein Dey
Hai El Badr	El magharia
Bachdjarah-tennis	Bachdjarah
Bachdjarah	Bachdjarah/bourouba
El Harrach gare	Bourouba
El Harrach centre	El-harrach
Ain Naadja	Gué de Constantine

Deux extensions de la ligne 1 sont en cours de construction :

1. D'El Harrach vers l'aéroport (B1)
2. Extension Ain Naadja – Baraki (C1)

La station que nous allons étudier fait partie de l'extension C1 ; le tracé du couloir choisi et l'emplacement des stations prévues sont définis en détail dans la figure 0-1 :

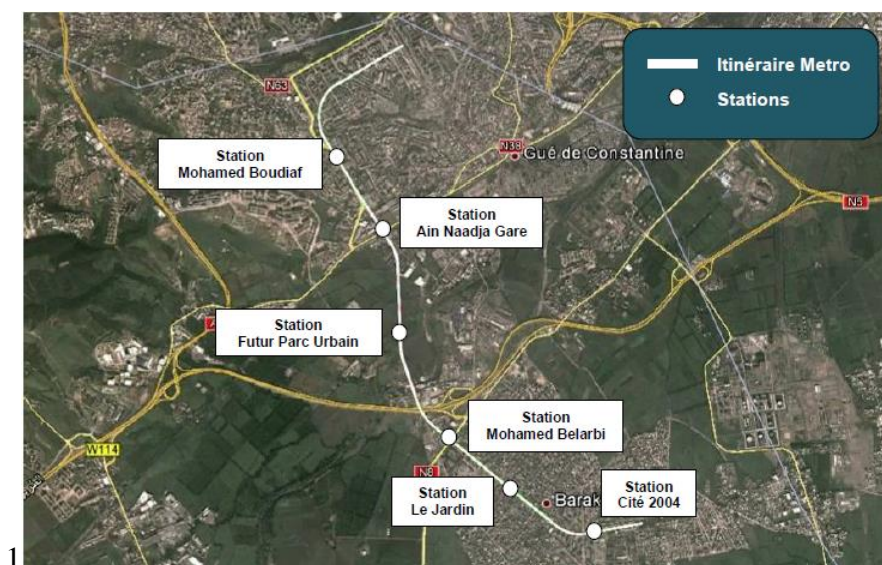


Figure 0-I-3 : Tracé de l'extension Ain Naadja-Baraki [1]

INTRODUCTION GENERALE

Le tracé projeté commence au niveau du noyau d'Ain Naadja et se termine à Baraki, sa longueur est d'environ 6,16 km avec un rayon minimal de 350 m et un maximum de 5500 m. De plus il dispose de six (6) stations projetées :

- Station Mohamed Boudiaf
- Station Ain Naadja Gare
- Station Futur Parc Urbain
- Station Mohamed Belarbi
- Station Le Jardin
- Station Cité 2004

L'emplacement de la station Mohamed Belarbi est illustré sur la photo satellite de la figure 0-2 :



Figure 0 -4 : Emplacement de la station Mohamed Belarbi [1]

Dans notre mémoire, nous allons d'abord citer les différentes méthodes d'exécution et des reconnaissances géotechniques, géologiques et hydrogéologiques dans le premier chapitre. Puis, nous traiterons, le dimensionnement du soutènement de notre ouvrage dans le chapitre deux. Le troisième chapitre sera consacré au calcul de la structure interne et nous terminerons par une conclusion générale.

CHAPITRE I

MÉTHODES D'EXÉCUTION
DES OUVRAGES
SOUTERRAINS

I.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons passer en revue les différents éléments qui rentrent dans l'exécution du soutènement de notre ouvrage, en passant des techniques de creusement aux techniques de soutènement et aux tirants d'ancrage que nous allons dimensionner par la suite. L'importance et le but des reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques étant d'éviter l'imprévision de certains problèmes qui peuvent bloquer les travaux plusieurs mois et mettre en danger la sécurité du chantier, voir même nuire à la faisabilité de l'ouvrage, pour cela, nous donnerons un aperçu de ces reconnaissances pour notre zone d'étude.

Ces dernières fournissent au concepteur du tunnel toutes les informations nécessaires, telles que la géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif, la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leur qualité et leur discontinuité. Les informations aquifères et les terrains imperméables, la nature des venues d'eau possibles le long du tracé, leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux ainsi que la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ, la prévision de leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage seront nécessaires au projeteur. .

Mais, ces reconnaissances et études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques, qui seront complétées par les reconnaissances et études géotechniques. Ces informations doivent permettre, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et /ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

I.2 Différentes techniques de soutènement

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

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

Parmi ces derniers, nous citons :

I.2.1 Les parois moulées

La paroi moulée est un élément de soutènement en béton coulé dans une tranchée qui a été excavée sous protection d'une boue de forage. Elle peut être mise en œuvre en présence d'une nappe phréatique, la densité de la boue bentonitique étant supérieure à celle de l'eau.

Les parois moulées ont en général une épaisseur comprise entre 0.40 et 1.20 m, voire 1.50 m. La largeur d'un panneau est généralement comprise entre 3 et 10 m. Les parois moulées peuvent atteindre une profondeur de 50 m, voire plus avec des engins adaptés.

De façon moins commune, les parois moulées peuvent aussi être préfabriquées. Toutefois, ceci nécessite de disposer de moyens de levage adaptés, les panneaux préfabriqués étant des éléments très lourds. Les dimensions des parois sont donc restreintes, ce qui limite la paroi moulée préfabriquée à une profondeur de l'ordre de 20 m.

La mise en œuvre de la paroi moulée préfabriquée se fait sensiblement de la même façon, à la différence près qu'au moment d'incorporer la cage d'armatures dans la bentonite pour la paroi moulée coulée en place, on incorpore directement un pan de mur préfabriqué dans un coulis de ciment.

Etant donné l'importance des moyens mis en œuvre pour ce type de paroi de soutènement (traitement de la bentonite, moyens de levage importants, machines d'excavation ...), elle est plutôt adaptée aux chantiers de grande envergure [2].

Les étapes de mise en œuvre d'une paroi moulée peuvent être illustrées dans la figure I-1:

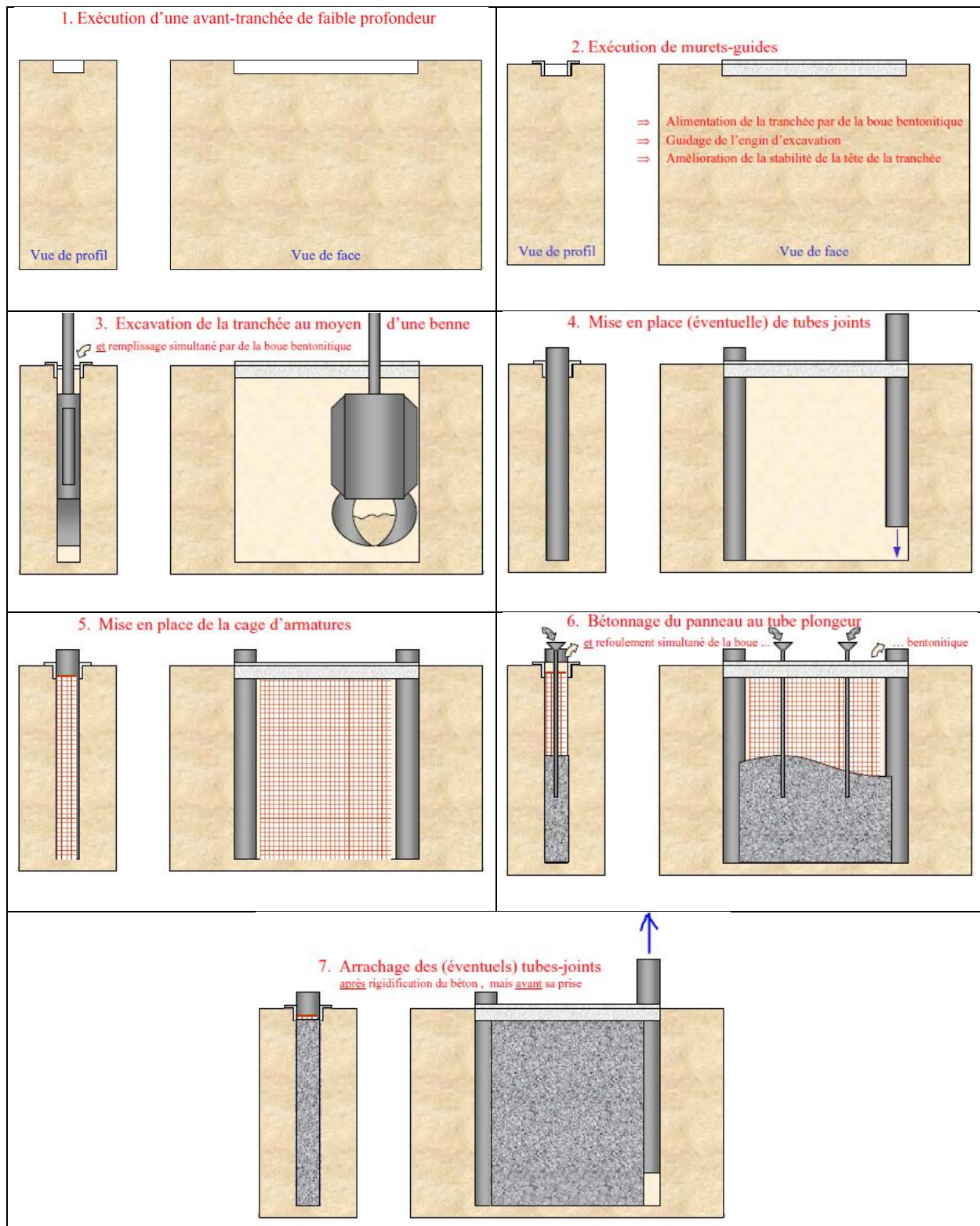


Figure I-1 : Etapes d'exécution d'une paroi moulée [3]

I.2.2 Les parois de pieux sécants

La paroi de pieux sécants est un élément de fondation et de soutènement basé sur un rideau de pieux. Ceux-ci sont sécants, c'est-à-dire qu'ils s'entrecoupent afin de former un écran continu en béton armé. Ces pieux ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ils peuvent atteindre des profondeurs importantes [4].

L'exécution de cette paroi se déroule en plusieurs étapes:

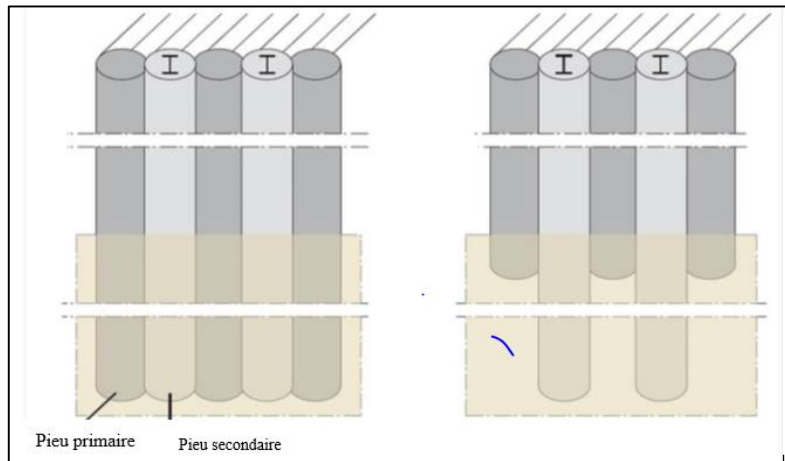


Figure I-2 : Mur de pieux sécants classiques (à gauche) et en touches de piano (à droite) [4]

- Première étape : une première série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 1 – 5 – 9 – 13
- Deuxième étape : une deuxième série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 3 – 7 – 11
- Troisième étape : les pieux secondaires en béton armé sont exécutés suivant la séquence 2 – 4 – 6 – 8 – 10 – 12. Les pieux primaires sont partiellement fraisés. Si le rideau de pieux est installé à proximité de constructions susceptibles de tasser, les pieux secondaires sont exécutés en deux étapes suivant les séquences 2 – 6 – 10 – ... et 4 – 8 – 12.
- La fouille est ensuite excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal
- Si nécessaire, le support horizontal est mis en place (tirants d'ancrage, pieux de traction, étançons, ...). Les tirants d'ancrage ou les pieux de traction sont placés à hauteur de l'intersection entre un pieu primaire et secondaire
- La fouille est à nouveau excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal supplémentaire ou jusqu'au niveau du fond de fouille final. [4]

Une fois l'ensemble des pieux coulés, on peut, comme dans le cas des pieux tangents, réaliser une poutre de couronnement, qui unit tous les pieux afin d'assurer la transmission des efforts horizontaux à l'ensemble des pieux et de faire travailler l'ensemble comme une paroi continue.

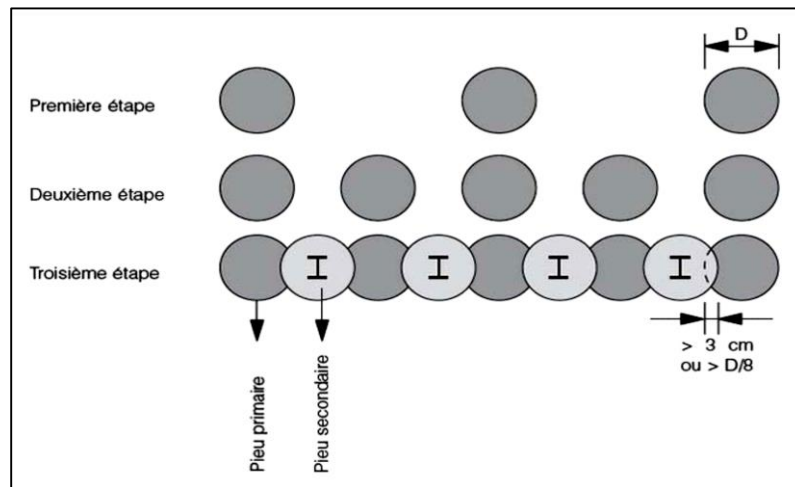


Figure I-3 : Processus d'exécution d'une paroi de pieux sécants. [4]

I.2.3 Les parois berlinoises

La paroi berlinoise est un type de soutènement, provisoire ou définitif, formée d'éléments offrant une résistance verticale réalisée au moyen de profilés métalliques ou en béton préfabriqué régulièrement espacés entre lesquels vient s'insérer un blindage en planches bois, en pré dalles ou en plaques d'acier ou même en béton projeté, cela, au fur et à mesure des terrassements.

Les profilés, éléments principaux (primaires), peuvent être mis en place par battage ou vibro-fonçage, ou descendus dans un forage dans lequel ils sont scellés. La stabilité des profilés métalliques est assurée, soit par des butons disposés en travers de la fouille, soit par des tirants d'ancrages scellés dans le sol.

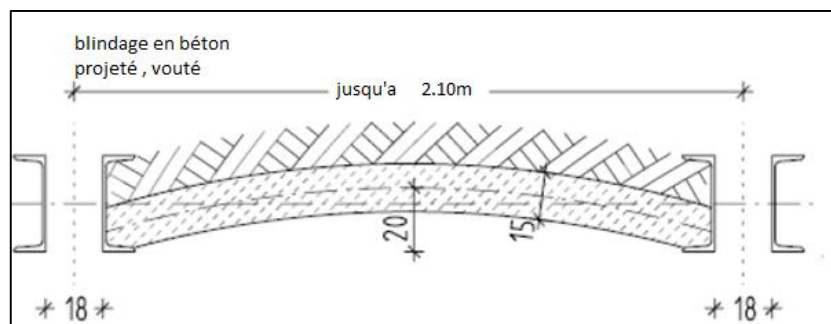


Figure I-4 : Blindage d'une paroi berlinoise avec du béton projeté

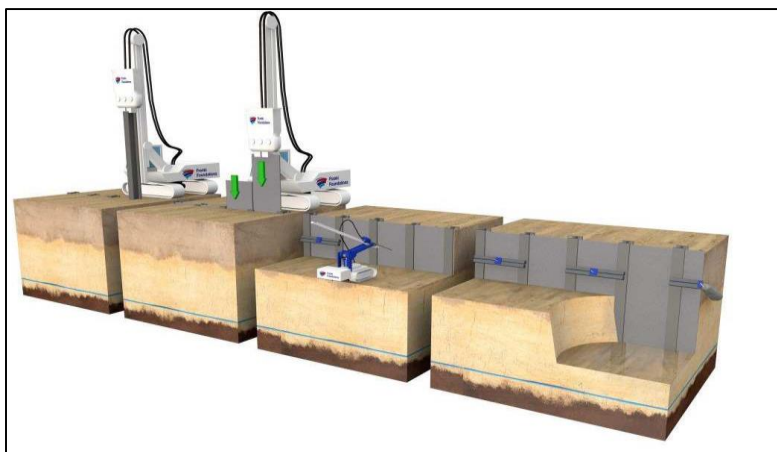


Figure I-5: Phases de réalisation d'une paroi berlinoise avec tirants d'ancrage [5]

I.3 Etude comparative

Sur le tableau I-1, une comparaison des méthodes de soutènement (avantages et inconvénients) sont mentionnées :

Tableau I-1: Tableau comparatif des éléments de soutènement

<i>Eléments</i>	<i>Parois moulées</i>	<i>Pieux sécants</i>	<i>Parois Berlinoises</i>
<i>Nuisances</i>	<i>Peu de nuisances</i>	<i>Peu de nuisances</i>	<i>Peu de nuisances</i>
<i>Utilisation et mise en œuvre</i>	<i>Mise en œuvre nécessitant une importante installation sur chantier</i> <i>Utilisation pour de grandes profondeurs</i>	<i>Défauts de verticalité</i>	<i>Corrosion si ouvrage définitif</i>
<i>Adaptation</i>	<i>inadaptées pour des géométries complexes</i> <i>peuvent être incluses à la structure porteuse de l'ouvrage définitif</i>	<i>Adaptés à tous types de géométrie</i> <i>peuvent être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif</i>	<i>Adaptées à tous types de géométrie</i> <i>inadaptées aux sols non cohérents à court terme</i>
<i>Coté économique</i>	<i>Cout élevé</i>	<i>Bon marché</i>	<i>Bon marché</i>
<i>Etanchéité</i>	<i>Etanche</i>	<i>Etanche</i>	<i>Paroi non étanche</i>

On peut tirer de ce tableau les conclusions suivantes:

1. De par leur prix et leur plus grande complexité de mise en œuvre (besoin d'une installation) notamment, les parois moulées ne seront utilisées retenues pour notre cas.
2. Pour les Parois Berlinoises, elles ne seront pas retenues car elles nécessitent la présence d'un sol cohérent à court terme. De plus, ce sont des structures non étanches et sont sensibles à la corrosion à long terme.
3. Il est important de noter que, parmi ces méthodes, seules les parois de pieux sécants conviennent en présence d'une nappe phréatique et ne nécessitent pas la présence d'un sol cohérent à court terme.

Le choix du soutènement en pieux sécants est une solution qui dispose de bonnes capacités d'étanchéité, est adaptable à toutes les géométries, convient pour les profondeurs du projet, et peut être réalisée en présence de tout type de sol. Elle dispose donc bien de toutes les caractéristiques requises pour ce projet, d'autant qu'elle ne constitue pas une solution excessivement coûteuse. Il faudra toutefois veiller lors de la mise en œuvre à bien contrôler la verticalité des pieux

I.4 Différentes méthodes de creusement

Les procédés d'exécution varient suivant quatre critères :

- la place disponible en surface
- La nature du terrain
- Le niveau de la nappe aquifère par rapport au chantier
- La proximité de construction à fondations précaires

On distingue trois méthodes de creusement:

I.4.1 Méthode à pleine section

Cette méthode prévoit l'excavation complète de la section du tunnel en une seule fois. Elle est appliquée pour les terrains de bonne ou assez bonne tenue ne nécessitant pas un soutènement provisoire «cas des roches» ; mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à la suite d'utilisation d'explosif ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée. Cette méthode facilite l'organisation du chantier ; Elle est la plus rapide dans les tunnels de plus de 40 ou 50 m² de section, elle nécessite de gros engins, dont l'amortissement impose en général des chantiers d'une certaine longueur

(plusieurs kilomètres). La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

Dans les tunnels de plus faibles sections, elle est habituellement la plus utilisée. Tout au moins, dans les terrains dont la tenue est suffisante pour permettre la mise en place du soutènement [6].

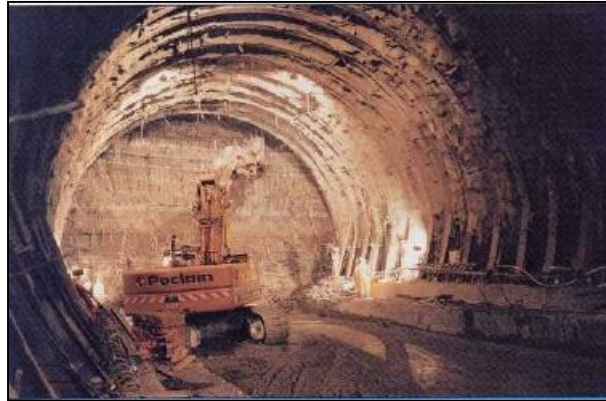


Figure I-6: Creusement en pleine section [6]

I.4.2 Méthode à demi-section

Cette méthode consiste à creuser la demi section supérieure du tunnel (CALLOTE) qui peut atteindre 5 à 6 mètre de hauteur, on la met en sécurité avec la mise en place de cintres et du bétonnage puis on creuse la deuxième moitié inférieure (STROSS). Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50 m^2) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vue de la dimension réduite de front de taille [6].



Figure I-7: Creusement en demi-section [6]

I.4.3 Méthode à sections divisées

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un mauvais terrain qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section.

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode [6]

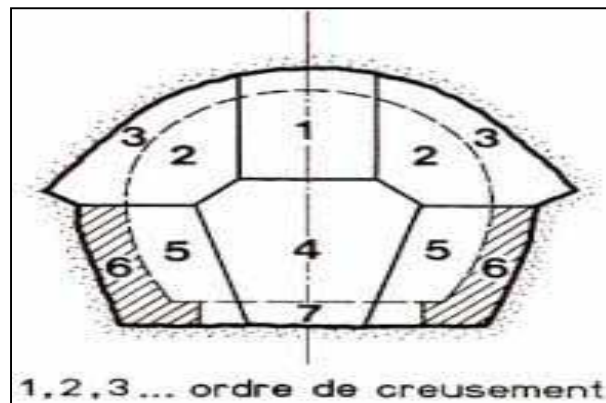


Figure I-8: Ordre de creusement dans la méthode à sections divisées [6]

Plusieurs méthodes existent pour la réalisation de ce creusement, on peut citer :

- **Creusement mécanique**

Machine à attaque ponctuelle: Utilisée dans le domaine des TP pour tous profils de tunnels. Le travail d'abattage consiste en l'éclatement de la roche sous l'effet de la pénétration de pics dans le front de taille et d'un balayage du bras de l'outil. Ensuite les déblais sont évacués par les systèmes propres de la machine. Ce type de machine s'adapte facilement aux variations de profils, limite les ébranlements ainsi qu'en hors-profil [7].

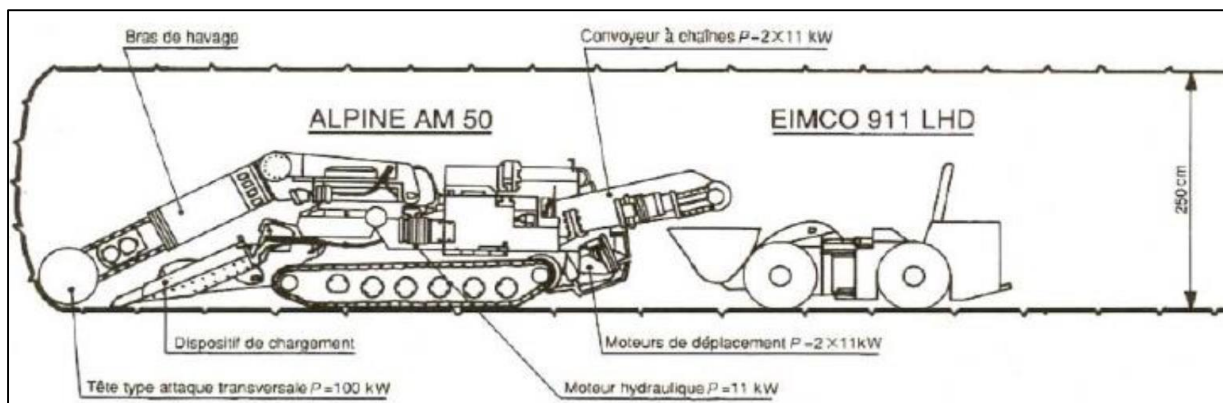


Figure I-9: Schéma de la machine avec les différents organes [7]

Machine foreuse à pleine section : plus communément appelé tunnelier, il s'agit d'une machine d'abatage en pleine section. Ces machines réalisent le creusement en continu et sont aussi capables de réaliser le soutènement si nécessaire. La méthode d'abatage est similaire à celle décrite précédemment, on agit par poinçonnement du matériau et arrachage par un mouvement circulaire de la tête. Afin d'appliquer l'effort de poinçonnement, le tunnelier prend appui sur les parois existantes de l'ouvrage.

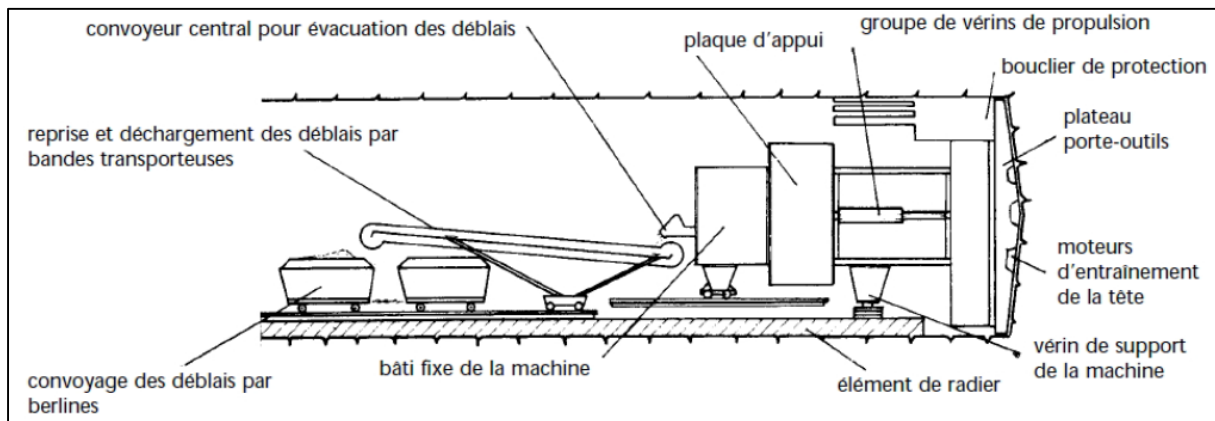


Figure I-10: Schéma d'une machine foreuse à pleine section [7]

- **Creusement à l'explosif**

Il faut envisager ce procédé comme un outil de découpage de la roche, en cas de non-respect de ce principe, une fissuration importante risque de se développer ce qui entraînera la nécessité d'un soutènement très lourd pour maintenir l'ouvrage. Cette technique consiste à réaliser une suite d'explosions contrôlées, afin de dégrader le matériau convenablement pour ensuite l'extraire du site.

Cette méthode s'utilise dans des sols compacts et durs, où les autres méthodes ne sont pas envisageables. Cependant cette technique provoque une onde qui se propage analogiquement à un séisme et peut donc être préjudiciable pour les structures avoisinantes. Ce type de procédé permet de creuser environ 12 mètres en une journée par volée de 4 mètres [7].

I.5 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 sol résistant en prenant appui sur la structure à ancrer. Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans, permanent dans l'autre cas.

Un tirant se compose :

- D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'un système d'appui.
- D'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.
- D'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement [2].

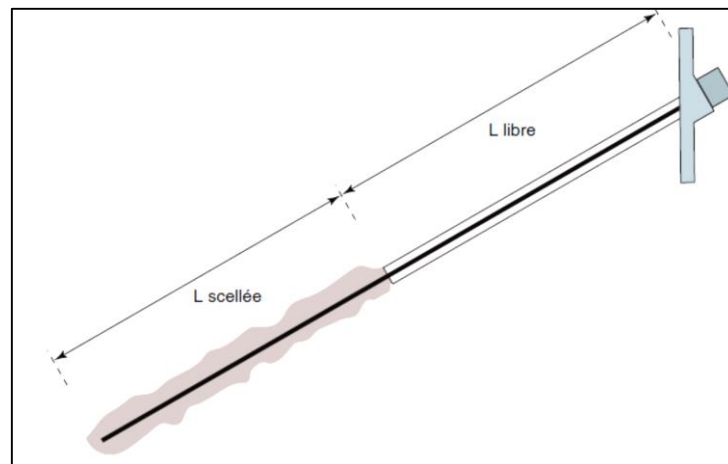


Figure I-11: Descriptif simplifié d'un tirant d'ancrage [2]

Les tirants d'ancrages sont classés en deux types :

- Tirant barre : dont l'armature est une barre rigide et la longueur totale est obtenue par emmanchement.
- Tirant câble : dont l'armature est constituée de torons présentant une certaine souplesse dans la réalisation et la mise en place.

Selon la durée de vie prévue, les tirants sont aussi classés en deux catégories :

Les tirants temporaires ou provisoires : ils sont prévus pour une durée qui généralement ne dépasse pas 24 mois et sont donc utilisés pour des ouvrages provisoires [5].

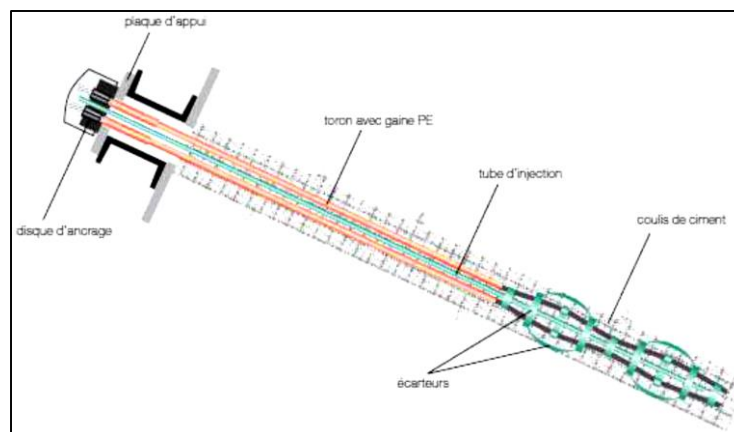


Figure I-12: Schéma d'un tirant provisoire [5]

Les tirants permanents : Ils sont dimensionnés pour assumer leurs rôles pendant toute la durée de vie de l'ouvrage auquel ils sont incorporés, dans cette catégorie on rencontre les tirants pour radiers en cas de sous-pressions accidentelles, ainsi que les tirants qui maintiennent les murs de soutènement [5].

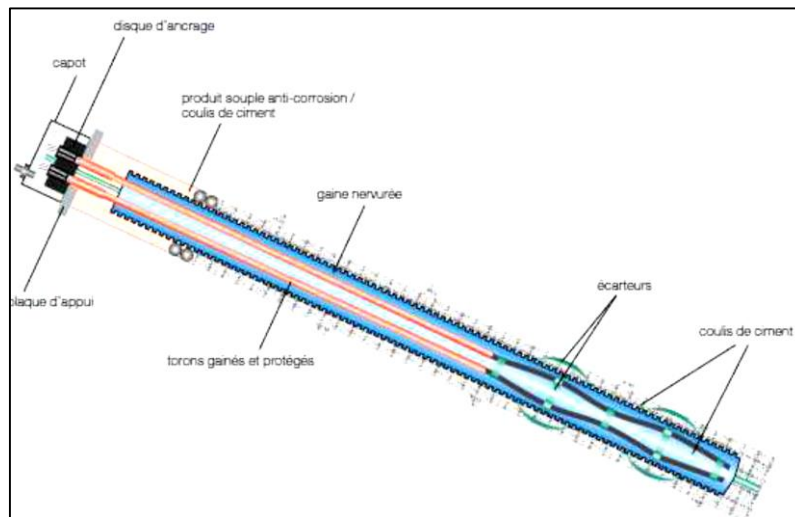


Figure I-13: Schéma d'un tirant permanent [5]

I.5.1 Têtes d'ancrage

Les têtes des tirants d'ancrage sont disposées à l'extérieur ou à l'intérieur de la structure ancrée. Dans ce deuxième cas, elles sont soit noyées dans le béton, auquel cas elles sont inaccessibles, soit disposées dans des réservations prévues à cet effet. Lorsqu'elles ne sont pas directement noyées dans le béton de la structure, les têtes d'ancrage sont en principe protégées par un capot rempli d'un produit approprié.

Les têtes des tirants d'ancrage, ainsi d'ailleurs que la partie de l'armature directement située sous la plaque d'appui, sont des zones particulièrement exposées aux risques de corrosion.

La tête d'ancrage d'un tirant précontraint est constituée par :

- La tête d'ancrage proprement dite dans laquelle sont bloqués les fils, torons, câbles ou barres qui constituent l'armature.
- La plaque d'appui, qui transmet l'effort à la structure ancrée et sur laquelle est généralement soudé un tube métallique appelé trompette destiné à recouvrir l'extrémité de la gaine plastique de protection de l'armature du tirant pour assurer la continuité de cette protection.

- Eventuellement un capot ou une coiffe, fixé de façon étanche sur la plaque d'appui, et rempli d'un produit de protection contre la corrosion destiné à protéger la tête d'ancrage. Si le tirant ne doit pas être remis en tension, on peut utiliser des graisses anticorrosives, des cires pétrolières ou encore des résines souples. Sinon, on peut utiliser des mélanges bentonite-ciment [2].

I.5.2 Longueur libre

Sur sa longueur libre, en section courante, l'armature des tirants d'ancrage est protégée par une gaine métallique ou plastique, à l'intérieur de laquelle elle peut se déplacer librement lors de sa mise en tension. L'espace compris entre l'armature et la gaine est en principe rempli d'un produit de protection après mise en tension de l'armature. Ce produit est généralement un coulis de ciment. Plusieurs niveaux de protection de l'armature existent, comme on peut le voir dans le tableau ci-après [2].

Tableau I-2: Les différents types de protection des armatures des tirants en partie libre [2]

de câbles ou torons	d'une barre	Description
		Armature simplement protégée par une gaine plastique étanche
		Remplissage de l'espace entre la gaine de protection et l'armature par un produit de protection
		" Double protection de l'armature " (ex : torons gainés - graissés)
		Double protection de l'armature avec remplissage de l'espace compris entre les différentes gaines de protection

La continuité de la protection de l'armature entre la partie libre et la tête d'ancrage est assurée par un tube trompette, généralement métallique et soudé à la plaque d'appui, qui

recouvre partiellement la gaine de protection extérieure. La classe de protection la plus élevée (P2), nécessite une très bonne étanchéité au droit du recouvrement entre la trompette et la gaine de protection libre [2].

I.5.3 Longueur scellée

On peut classer les tirants selon leur mode de scellement au terrain, qui conditionne également le degré de protection de l'armature vis-à-vis de la corrosion.

- Les tirants d'ancrage à armature directement scellée au terrain : seul le coulis de ciment joue un rôle de protection contre la corrosion. Ce type de mise en œuvre n'est admis que pour des tirants provisoires dans un milieu non agressif. En effet, on suppose qu'il peut exister un défaut local d'enrobage de l'armature.

-Les tirants d'ancrage à armature protégée par une gaine : ils se caractérisent par le fait que leur armature est protégée, sur la longueur totale du tirant, par une gaine plastique ou métallique, ondulée ou crénelée, pour en améliorer l'adhérence [2].

I.5.4 Mise en œuvre

La mise en œuvre d'un tirant se déroule en plusieurs phases :

- Réalisation d'un forage, diamètre compris entre 100 et 200 mm, toutes inclinaisons envisageables, au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain.
- Après nettoyage du forage, substitution du fluide de forage par un produit de scellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé.
- Mise en place de l'armature (barre, torons...). La mise en place se fait avec une grue, un dérouleur, voire à bras d'hommes.
- Après prise, le scellement peut être injecté sous pression avec un coulis de ciment. Divers systèmes coexistent pour conduire cette injection en fonction du terrain et de l'entreprise. Le procédé le plus courant est celui utilisant un tube à manchettes.
- Après un délai de 1 à 7 jours suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé, mise en précontrainte avec un vérin et cachetage de la tête d'ancrage par un capot [2].

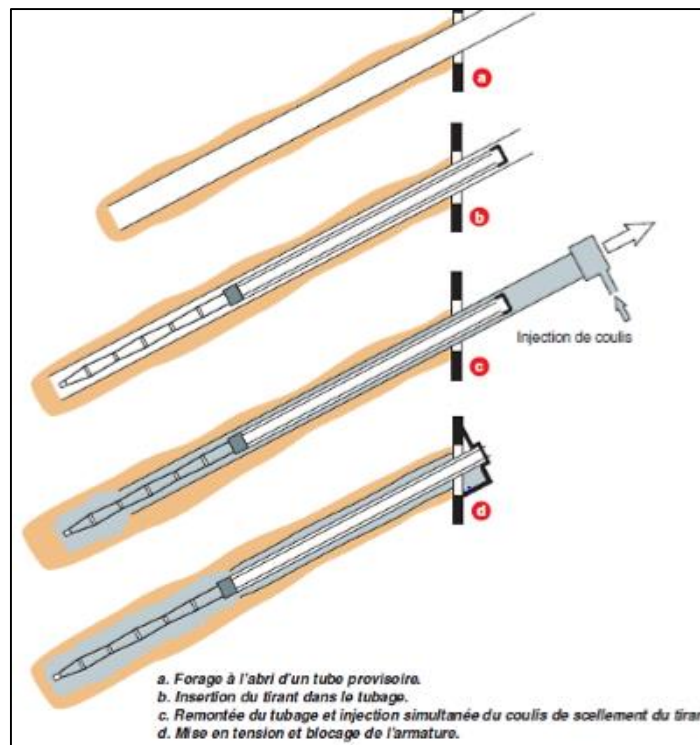


Figure I-14: Chronologie de mise en œuvre d'un tirant d'ancrage [2]

I.5.5 Evolution des tensions dans les barres

Lorsque le scellement a atteint un durcissement suffisant, on procède à la mise en service du tirant, laquelle comporte, pour chaque tirant, les opérations suivantes :

- Application de la traction d'épreuve T_e par étapes successives au cours desquelles sont mesurées simultanément les pressions du vérin et les déplacements du tirant.
- Maintien pendant une durée limitée de la traction d'épreuve et mesure des déplacements correspondants suivant les prescriptions du mode opératoire de l'essai de mise en tension.
- Dans le cas où les critères de réception sont satisfaits, relâchement partiel de la traction jusqu'à la traction de blocage T_b puis blocage du tirant.
- Détente du vérin.

L'évolution de ces tensions est représentée sur le graphique ci-après :

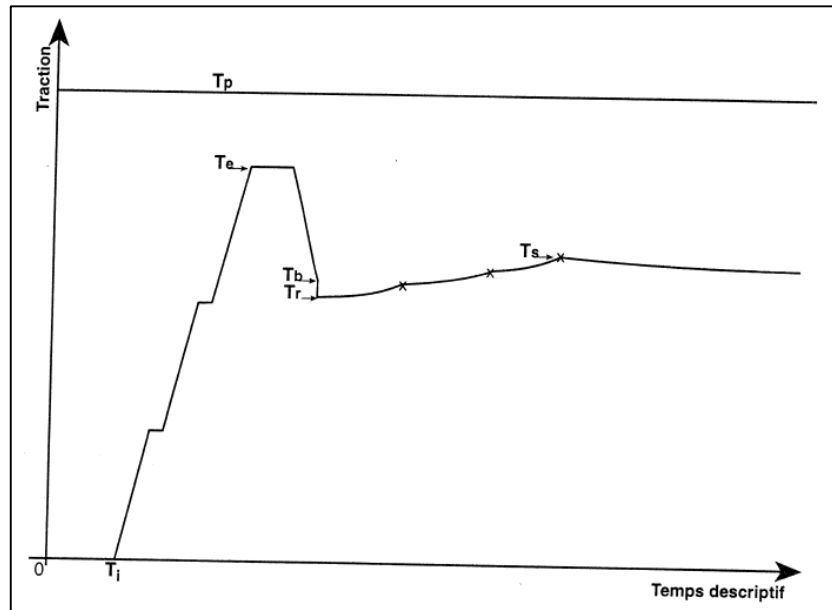


Figure I-15: Diagramme de l'évolution de la tension dans une armature de tirant d'ancrage [5].

D'abord, on porte la traction du tirant à une valeur de mise en service T_e appelée traction d'épreuve qui ne sera plus dépassée par la suite. On la laisse subsister un certain temps, fixé suivant la nature du terrain et les recommandations du TA.95. C'est le palier qu'on observe sur la figure I-15.

Ensuite on laisse descendre la tension jusqu'à une certaine traction de blocage T_b . Cette traction de blocage est généralement inférieure à la traction d'épreuve, mais elle peut également être égale.

Puis intervient la mise en œuvre du blocage proprement dit qui peut entraîner une perte plus ou moins importante au calage. Cette perte est en général mal connue, sauf sur les tirants contrôlés par un appareil de mesure. La traction T_r qui subsiste alors dans le tirant est appelée traction réelle après blocage.

La suite du diagramme indique la traction dans le tirant lors des phases successives de travaux (excavations, réalisations de nouveaux tirants, ...) jusqu'à la phase finale. Durant ces phases, la tension dans le tirant doit toujours rester supérieure à T_i , la traction initiale, c'est-à-dire la traction minimale qui doit exister dans le tirant pour assurer la stabilité de l'ouvrage dans les phases de construction.

La traction de service T_S est une tension dans le tirant qui ne doit pas être dépassée tout au long de la durée de vie de l'ouvrage afin d'assurer l'équilibre de la structure.

La traction T_P est la tension à ne pas dépasser dans l'armature du tirant. En effet, T_P correspond à la traction limite élastique de l'acier de l'armature.

Après la mise en charge définitive, le tirant subit un processus naturel de détente partielle dû aux pertes de toute nature : relaxation des armatures, fluage éventuel du scellement, ... [8].

I.5.6 Protection contre la corrosion

Selon l'agressivité du terrain, une armature peut perdre entre 0.01 et 0.1 mm par an de son épaisseur d'acier lorsqu'elle est simplement ancrée dans le sol en place. Il est donc primordial de prendre des mesures pour éviter que la corrosion ne fasse perdre trop de matière aux armatures des tirants.

Selon les recommandations TA.95, un tirant permanent a une durée de vie supérieure à dix-huit mois et, suivant la norme NF EN.1537, une durée de vie supérieure à deux ans.

L'armature des tirants permanents doit être protégée contre la corrosion de l'acier dont le risque augmente avec les contraintes en service. Au sens du TA.95, la protection des armatures des tirants permanents doit être du niveau P2. Ces mesures portent sur les trois parties du tirant; la protection doit être continue sur l'ensemble du tirant.

- Zone d'ancrage : L'armature est scellée dans une gaine annelée plastique ou un tube métal.
- Partie libre : Gaine plastique ou tube métal et produit de remplissage souple entourant l'armature (ex: graisse, cire...).
- Tête : Capot de protection plastique ou métal et produit de remplissage généralement identique à celui de la partie libre.

L'armature des tirants provisoires ne doit être protégée contre la corrosion de l'acier que dans certains cas en relation avec leur durée de vie et l'agressivité du milieu. Ces mesures portent sur les trois parties du tirant ; la protection, lorsqu'elle existe, doit être continue sur l'ensemble du tirant :[2]

Tableau I-3 : Recommandations de protection contre la corrosion des tirants provisoires [2]

Protection contre la corrosion			
TA.95		NF EN.1537	
Relié au temps et à l'agressivité du milieu			
Durée d'utilisation / ambiance	Moins de 9 mois	de 9 mois à 18 mois	La protection de base est similaire à P0 et évolutive avec l'agressivité, la durée de vie peut être de plus de 2 ans si prévu à l'origine
Non agressive	P0	P1	
Moyennement agressive	P1	P2	
Agressive	P2	P2	

I.5.7 Stabilité des soutènements

Pour assurer la stabilité de l'ouvrage de soutènement, il faut vérifier les trois conditions de stabilité suivantes :

- Equilibre de la paroi supposée isolée
- Résistance de l'ancrage
- Stabilité d'ensemble du massif contenant les ancrages

Equilibre de la paroi isolée

Après avoir établi le diagramme des composantes horizontales des poussées correspondant au soutènement considéré, on peut effectuer l'équilibre de ces dernières pour déterminer l'effort minimal de traction à appliquer aux tirants d'ancrage.

Une fois les valeurs de ces efforts déterminées, il y a lieu de déterminer le point d'effort tranchant nul. Ce point doit se trouver au-dessus de la fiche de la paroi, celle-ci risque de perdre l'équilibre lorsque ces deux points sont confondus [2].

Résistance de l'ancrage

Le dimensionnement de l'accrochage du ciment au sol, que ce soit avec ou sans coulis/mortier de scellement, doit être tel qu'il puisse transmettre au massif de sol associé l'effort de traction de service sollicitant le tirant.

La valeur de la traction de rupture du scellement de l'ancrage étant difficilement estimable par le calcul, elle fait l'objet d'essais sur site [2].

Stabilité d'ensemble du massif

On considère que le massif de sol en amont de l'écran de soutènement est le massif de sol d'étude soumis à une mise en pression par le système de tirants d'ancrage. On applique la

méthode d'équilibre des forces pour trouver l'effort maximal dans le tirant d'ancrage, c'est-à-dire la force qui conduit à la déstabilisation du massif de sol considéré [2].

I.6 Reconnaissances

Les objectifs de ces études sont de vérifier que le contexte géologique ne comporte pas d'unité structurale extrêmement défavorable au point de conférer au projet un caractère à très haut risque, tant technique que financier, d'une part. S'assurer de la faisabilité technique du projet en confirmant la possibilité de mettre en œuvre, dans des conditions économiques raisonnables, les techniques de construction a priori les mieux adaptées au contexte géologique et géotechnique, pour assurer la stabilité de l'excavation et préserver l'intégrité de l'environnement d'autre part.

I.6.1 Reconnaissances géologiques

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches. La reconnaissance peut s'effectuer à l'aide de sondages dont certains exemples sont décrits dans l'annexe D. Il sera possible d'établir des coupes prévisionnelles ou même un bloc diagramme qui pourra être confirmé par les sondages [7].

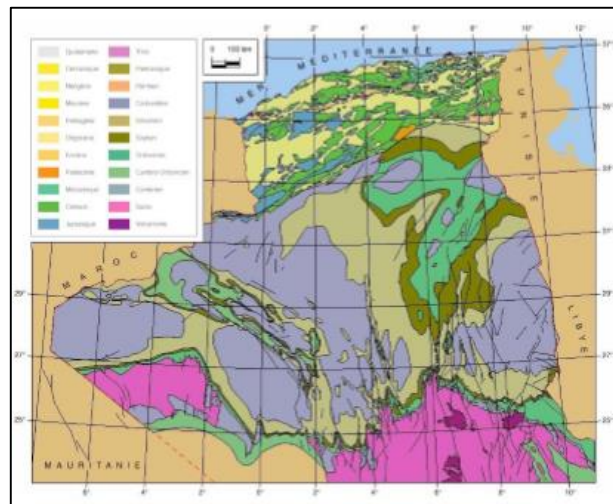


Figure I-16: Carte géologique de l'Algérie [7]

I.6.2 **Reconnaitances Hydrogéologiques**

Etant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de pentes, l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes. Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

I.6.3 **Reconnaitances Géotechniques**

L'étude du projet d'un tunnel est un processus très complexe, au cours duquel il faut déterminer ses dimensions, son tracé, son type de revêtement et la méthode de percement adéquate. Si les dimensions de la section du tunnel dépendent peu des conditions naturelles, elles sont essentiellement conditionnées par l'usage réservé à cet ouvrage. Par contre, il est certain que le type de revêtement et la méthode de creusement dépendent des conditions naturelles rencontrées. Parmi ces dernières, les conditions géotechniques sont souvent décisives sur le choix de la variante définitive du tracé. Les études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles permettent la description du terrain et la prévention de son comportement, ainsi que la stabilité des ouvrages pendant les différentes phases d'exécution et après leur achèvement [7].

I.6.4 **Sondages de reconnaissance**

Les sondages sont des forages de diamètre généralement compris entre 70 et 200 mm desquels on extrait des échantillons de terrains (carottes) non remaniés.

D'une façon générale, les sondages mécaniques ont un double but:

Le sondage **Géologique** permet de compléter la reconnaissance géologique du sous-sol, qui sera exprimée par une coupe géologique détaillée. Pour cette raison, le prélèvement des échantillons se fait le plus souvent en continu afin de disposer d'une coupe sans lacune.

Le sondage **Géotechnique** : donne le moyen d'accès au sous-sol pour le prélèvement d'échantillons intacts destinés au laboratoire et pour l'exécution d'essai in situ, hydrauliques ou mécaniques.

I.7 CONCLUSION

Après avoir passé en revue plusieurs méthodes de soutènement et de creusement en soulignant leurs avantages et leurs inconvénients, pour notre ouvrage, nous avons opté pour le soutènement en pieux sécants. Cette solution dispose de bonnes capacités d'étanchéité, est adaptable à toutes les géométries, convient pour les profondeurs du projet, et peut être réalisée en présence de tout type de sol. Elle accommode toutes les caractéristiques requises pour ce projet, d'autant qu'elle ne constitue pas une solution excessivement coûteuse. Il faudra toutefois veiller lors de la mise en œuvre à bien contrôler la verticalité des pieux. Par ailleurs, ce chapitre nous a permis de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches du profil de sol sur lequel va être érigé notre ouvrage.

CHAPITRE II

ETUDE DE L'ECRAN DE SOUTÈNEMENT

II.1 Introduction

Les écrans de soutènement sont des ouvrages destinés à retenir des terrains et de l'eau, pour permettre la réalisation d'excavations verticales, le cas échéant jusque sous le niveau de la nappe phréatique. La stabilité de ces écrans peut être assurée par son encastrement en pied ou/et par un système d'ancrage (tirants ou butons). Les parois berlinoises, les parois de pieux sécants et les rideaux de palplanches métalliques sont les trois principaux types d'écrans de soutènement.

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des parois de pieux sécants. Pour cela, il faut déterminer la hauteur du pieu, modéliser les différentes étapes d'excavation et dimensionner les tirants d'ancrage.

II.2 Caractéristiques Géologiques, Hydrogéologiques et Géotechniques du site : (Station Mohamed Belarbi)

La figure suivante montre le profil géologico-géotechnique de la zone d'influence de la station.

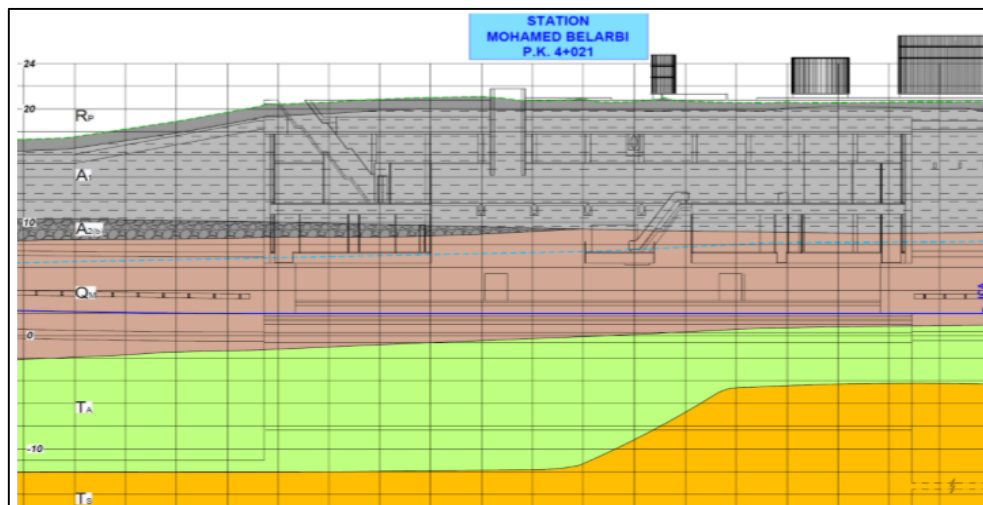


Figure II-1: Profil géotechnique de calcul. Station Mohamed Belarbi[1]

Et les paramètres géotechniques à tenir en compte seront ceux du tableau suivant :

Tableau II-1: Paramètres de calcul pour la Station Mohamed Belarbi[1].

Type de sol	Densité humide γ (KN/m ³)	Cohésion C' (KN/m ²)	Cohésion C_u (KN/m ²)	Angle de frottement ϕ (°)	Module de la déformation nE (Mpa)	Module de la déformation en décharge E_s (Mpa)	Module de poisson ν	Coefficient de pousse de terre au repos $K_0=1-\sin \phi$	Kh (t/m ³)
R _p	19	5	-	28	6	12	0.3	0.53	-
A ₁	20	20	100	24	15	30	0.3	0.59	1500
A ₂ (b)	21	2	-	37	100	200	0.3	0.40	7000
Q _M	20.5	25	150	24	40	80	0.3	0.59	2500
T _A	21	40	200	24	50	100	0.3	0.59	3000
T _S	21	10	-	33	75	150	0.3	0.46	5500

Les unités géologiques traversées par le projet sont:

- Formation T_S. Sables jaunes
- Formation T_A. Argiles sableuses jaunes et gris :
- Formation Q_M. Marnes jaunes d'El Harrach
- Formation A₁. Cônes de déjection (Néo-pléistocène) Limons et caillouteux des cônes de déjection récents. L'épaisseur moyenne est de 8-12m.

Dans la zone d'étude, ces matériaux se présentent comme limons et argiles limoneuses jaunâtre, avec passages de sables.

II.3 Evaluation de la hauteur de l'écran de soutènement

II.3.1 Principe de calcul

La méthode choisie de la répartition des pressions des terres sur l'écran est celle de Coulomb. La détermination des efforts internes (moments fléchissant M et efforts tranchant T) se fait par deux méthodes :

- La méthode de **Blum**, pour un écran encastré en pied, et pour un écran encastré en pied et appuyé en tête.
- La méthode de **Verdeyen**, pour un écran encastré à ancrages multiples.

Le théorème des états correspondants permet de ramener l'étude d'un sol cohérent (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 terme de cohésion varie dans le temps, est mal connu et difficilement mesurable. Pour cela 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.

II.3.2 Détermination de la poussée et butée

Les expressions des contraintes aux différents états :

- Contrainte à l'état actif:

$$\sigma_a = (K_{a\gamma} \times Y \times Z + K_{aq} \times Q - K_{ac} \times C) \cos\delta + U$$

- Contrainte à l'état passif :

$$\sigma_p = (K_{p\gamma} \times Y \times Z + k_{pq} \times Q + K_{pc} \times C) \cos\delta/S + U$$

Avec

C = cohésion, S = Coefficient de sécurité, k_a = Coefficient de poussée, k_p = Coefficient de butée, γ = poids volumique du sol, Q = surcharge supportée par le sol et U = pression hydrostatique

On prendra :

$C = 0 \rightarrow$ correspond à un sol sans terme de cohésion,

$S = 2$ Pour le cas d'un écran simplement buté.

$S = 1$ Pour le cas d'un écran encastré et à un ou plusieurs ancrages

D'où : les expressions des contraintes à prendre en compte aux différents états :

Etat actif : $\sigma_a = (K_{a\gamma} \times Y \times Z + K_{aq} \times Q) \cos\delta + U$

Etat passif : $\sigma_p = (K_{p\gamma} \times Y \times Z + k_{pq} \times Q) \cos\delta/S + U$

Les coefficients de poussée et de butée dépendent de :

- L'angle de friction du sol-écran « δ ».
- L'angle que fait la surcharge Q avec la surface libre « α ».
- L'inclinaison de la surface libre avec l'horizontale « β ».
- L'inclinaison de l'écran par rapport à la verticale « λ ».
- L'angle du frottement interne du sol « ϕ ».

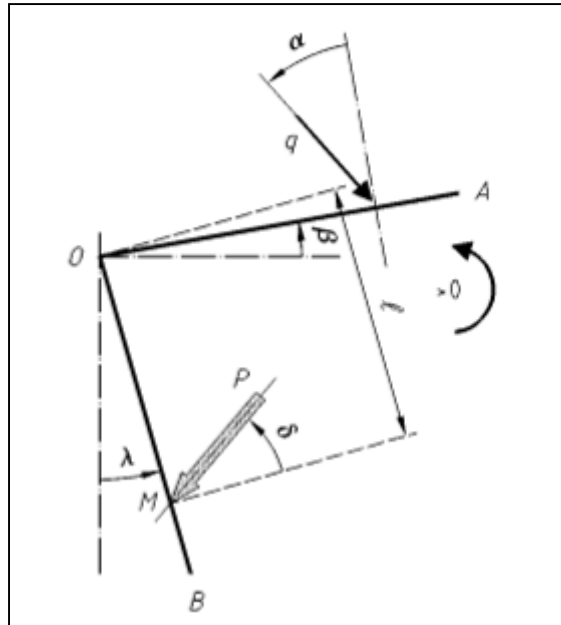


Figure II-2: Action, terrain et écran [11].

Détermination de K_a et K_p (voir annexe A)

Les valeurs des coefficients de poussée et de butée sont données dans le tableau II-1 :

Tableau II-2: Caractéristiques du sol et valeurs des Coefficient de poussées/butées.

Couche	Caractéristique du sol	Poussée		Butée	
		$K_a\gamma$	K_aq	$K_p\gamma$	K_pq
R_p	$\gamma=19\text{KN/m}^3$ $\phi=28^\circ$ $C=5\text{KN/m}^2$ $\delta=18.67^\circ$	0.321	0.321	5.15	5.15
A_1	$\gamma=20\text{KN/m}^3$ $\phi=24^\circ$ $C=20\text{KN/m}^2$ $\delta=16^\circ$	0.375	0.375	3.79	3.79
Q_m	$\gamma=20.5\text{KN/m}^3$ $\phi=24^\circ$ $C=25\text{KN/m}^2$ $\delta=16^\circ$	0.375	0.375	3.79	3.79
T_a	$\gamma=21\text{KN/m}^3$ $\phi=24^\circ$ $C=40\text{KN/m}^2$ $\delta=16^\circ$	0.375	0.375	3.79	3.79
T_s	$\gamma=21\text{KN/m}^3$ $\phi=33^\circ$ $C=10\text{KN/m}^2$ $\delta=22^\circ$	0.264	0.264	8.08	8.08
Nappe phréatique à 8.5 m					

Avec :

- Formation T_s . Sables jaunes
- Formation T_a . Argiles sableuses jaunes et gris :
- Formation Q_m . Marnes jaunes d'El Harrach
- Formation A_1 . Cônes de déjection (Néo-pléistocène) Limons et caillouteux des cônes de déjection récents. L'épaisseur moyenne est de 8-12m.

les différentes épaisseurs des couches sont illustrées dans la figure suivante :

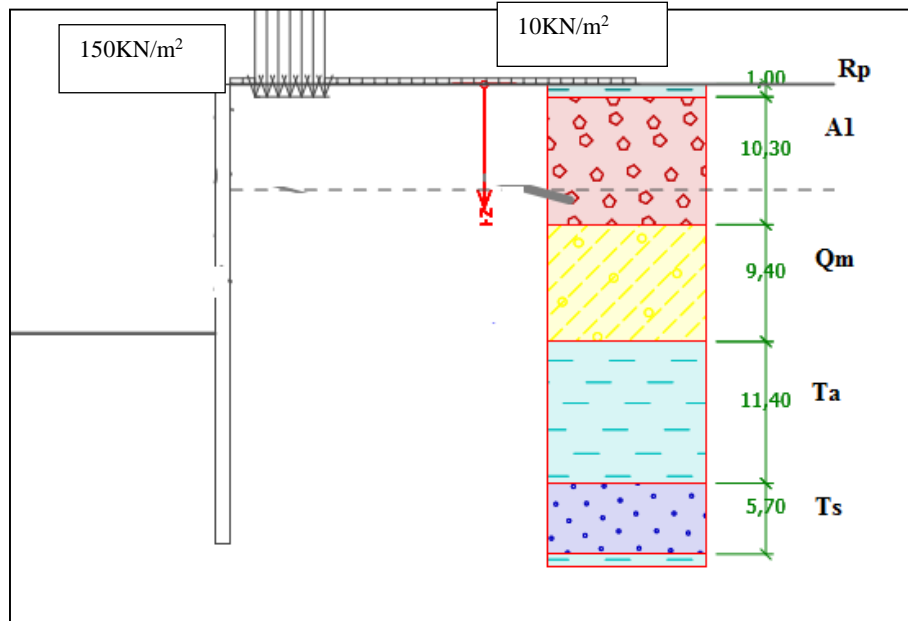


Figure II-3: Profil du sol.

II.3.3 Calcul des pressions

Évaluation des surcharges

La surcharge due à la grue ($Q_{grue} = 150 \text{ kN/m}^2$) est appliquée à une distance $a = 2,00 \text{ m}$ en amont de l'axe de la paroi des pieux sur une profondeur $Z = 1 \text{ m}$ de la surface (dans la couche R_p ($\phi = 28^\circ$)):

$$\text{Donc : } 2 \times \tan(\phi) = 1,06 \quad \text{D'où : } 1 + 1 = 2,06 \text{ (voir annexe B)}$$

Ainsi, on peut conclure que Q_{grue} n'a pas d'influence sur l'intervalle $0 < Z < 2 \text{ m}$

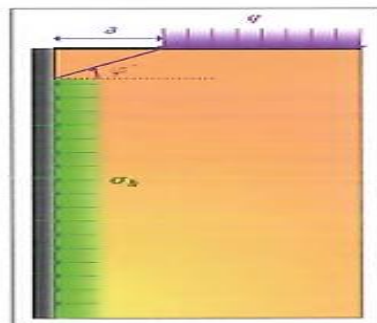


Figure II-4: Prise en compte de l'effet de la surcharge sur les contraintes [11].

II.3.3.1 Phase I

Dans la première phase, on excave de 2.5m, allant du niveau +20.8 au niveau +18.3 , avec la considération d'une surcharge en surface du côté amont de la paroi des pieux égale à $10\text{KN}/\text{m}^2$ et surcharge d'une grue a une distance $d = 2\text{m}$ et de profondeur $Z = 1\text{m}$

Calcul des contraintes➤ **Etat actif :**

La couche (Rp) → $Q1 = 10\text{KN}/\text{m}^2$; $Q2 = 0$; $0 < Z < 1$

$$\sigma_a(z) = (K_{ar} \times \gamma \times Z + K_{aq} \times Q) \cos\delta$$

$$\sigma_a(z) = (0.321 \times 19 \times Z + 0.321 \times 10) \times 0.947$$

$$\sigma_a(0) = 3.04 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 8.81 \text{ KN}/\text{m}^2$$

La couche (A1) → $Q1 = 10\text{KN}/\text{m}^2$; $Q2 = 0$; $0 < Z < 1$;

$$Q = 10 + 19 \times 1 = 29 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$\sigma_a(z) = (0.375 \times 20 \times Z + 0.375 \times 29) \times 0.961$$

$$\sigma_a(0) = 10.4 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 17.6 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$Z > 1 \rightarrow Q = 10 + 19 \times 1 + 150 = 179 \text{ KN}/\text{m}^2$

$$\sigma_a(z) = (0.375 \times 20 \times Z + 0.375 \times 179) \times 0.961 = 7.2 \times Z + 64.52$$

➤ **Etat passif :**

La couche (A1) → $Q = 1$; $S = 2$

$$\sigma_p(z) = (K_{pr} \times \gamma \times Z + k_{pq} \times Q) \cos\delta/S$$

$$= (3.79 \times 20 \times Z + 3.79 \times 0) \times 0.961 = 36.43 \times Z$$

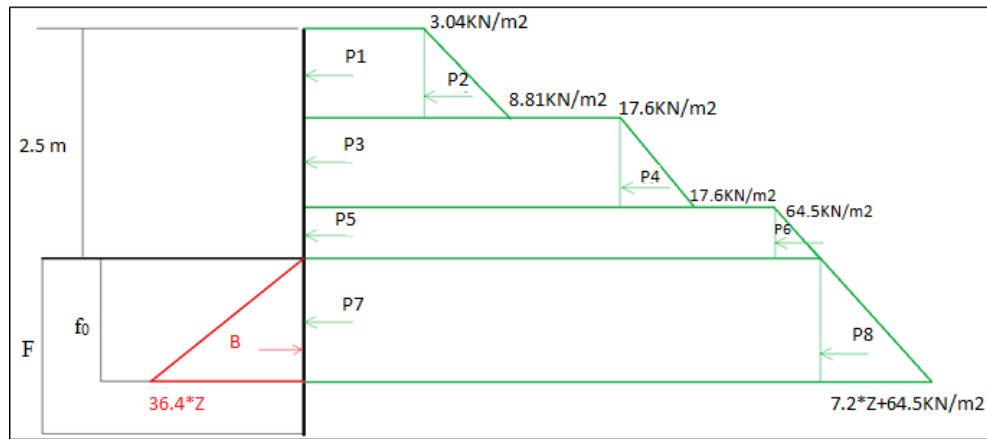


Figure II-5: La distribution des contraintes horizontales (Phase I)

Calcul des forces de pression

Tableau II-3: Efforts sur écran (phase I)

	Intensité p_i (kN/ml)	Bras de levier Y_i (m)	$P_i * Y_i$ (kN.m/ml)
P1	3.04	$2 + f_0$	$6.08 + 3.04 f_0$
P2	2.88	$1.83 + f_0$	$5.27 + 2.88 f_0$
P3	10.4	$1 + f_0$	$10.4 + 10.4 f_0$
P4	3.6	$0.83 + f_0$	$3 + 3.6 f_0$
P5	32.26	$0.25 + f_0$	$8.06 + 32.26 f_0$
P6	0.9	$0.17 + f_0$	$0.153 + 0.9 f_0$
P7	$68.12f_0$	$f_0/2$	$34.06 f_0^2$
P8	$3.6f_0^2$	$f_0/3$	$1.2 f_0^3$
B	$18.21f_0^2$	$f_0/3$	$6.07 f_0^3$

Calcul de la fiche f

$$\Sigma M/0 = 0 \rightarrow -4.87 f_0^3 + 34.06 f_0^2 + 53.1 f_0 + 33 = 0$$

$$\rightarrow f_0 = 8.38 \text{ m}$$

$$\rightarrow F = 1.2 f_0 = 1.2 \times 8.38 = 10 \text{ m}$$

Calcul de la contre butée CB

$$\Sigma F/x = 0 \rightarrow CB = -\Sigma P_i + \Sigma B$$

$$CB = 402 \text{ KN/m}^2$$

Observation

Dans la 1ère phase d'excavation, on obtient une fiche F égale à 10m ; la fiche de la phase I et la profondeur de la 1^{ère} excavation donne la hauteur du pieu : $10 + 2.5 = 12.5\text{m}$

II.3.3.2 Phase II

Dans cette phase, on excave 5.2m, allant du niveau +18.3 au niveau +13.1, avec la considération d'une surcharge en surface du coté amont de la paroi des pieux égale à 10KN/m² et la surcharge d'une grue a une distance d = 2m et de profondeur Z= 1m et la présence d'un tirant d'ancrage à 2m de la surface.

Calcul des contraintes**➤ Etat actif :**

La couche (Rp) → $Q1 = 10KN/m^2$; $Q2 = 0$; $0 < Z < 1$

$$\sigma_a(z) = (0.321 \times 19 \times Z + 0.321 \times 10) \times 0.947$$

$$\sigma_a(0) = 3.04 KN/m^2$$

$$\sigma_a(1) = 8.81 KN/m^2$$

La couche (A1) → $Q1 = 10KN/m^2$; $Q2 = 0$; $0 < Z < 1$

$$Q = 10 + 19 \times 1 = 29 KN/m^2$$

$$\sigma_a(z) = (0.375 \times 20 \times Z + 0.375 \times 29) \times 0.961 = 7.2 \times Z + 10.4$$

$$\sigma_a(0) = 10.4 KN/m^2$$

$$\sigma_a(1) = 17.6 KN/m^2$$

$Z > 1$ → $Q = 10 + 19 \times 1 + 150 = 179 KN/m^2$

$$\sigma_a(z) = (0.375 \times 20 \times Z + 0.375 \times 179) \times 0.961 = 7.2 \times Z + 64.5$$

➤ Etat passif :

LA couche (A1) → $Q = 0$; $S = 1$

$$\sigma_p(z) = (K_{pr} \times \gamma \times Z + k_{pq} \times Q) \cos \delta / S$$

$$= (3.79 \times 20 \times Z + 3.79 \times 0) \times 0.961 = 72.86 \times Z$$

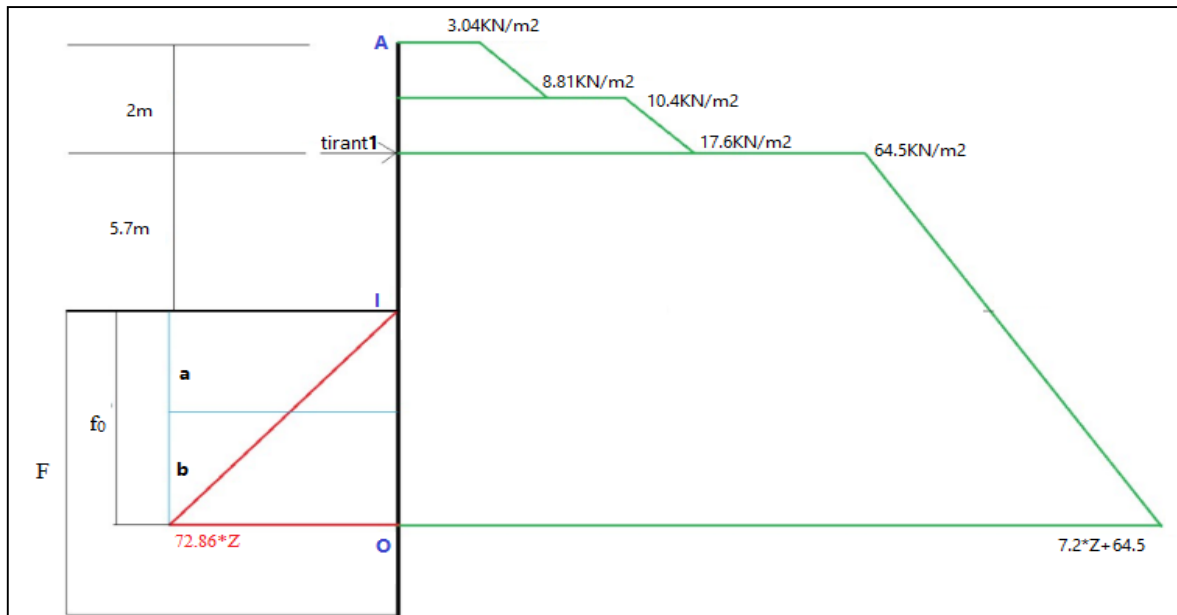


Figure II-6: La distribution des contraintes horizontales (Phase II)

Méthode de calcul

L'écran sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes, en décomposant la poutre « OA » en deux parties : une partie supérieure « AI » et une partie inférieure « IO ».

- Partie AI

Avec : $L_{AI} = H + a$; Où : H = hauteur excavée et $a = 0.1 \times H = 0.77m$ [12].

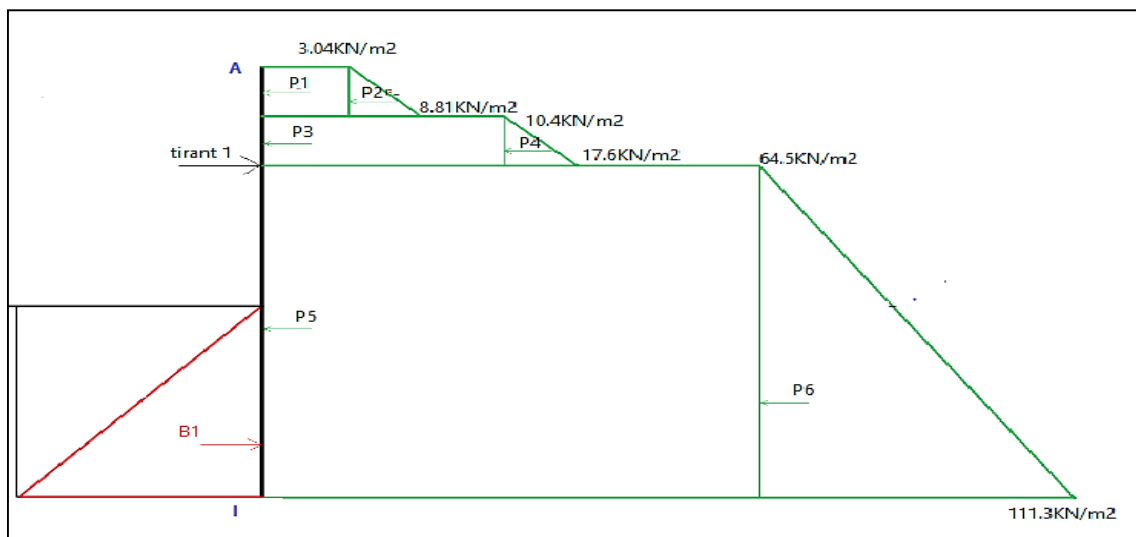


Figure II-7: Partie AI (Phase II)

Calcul des forces de pression

Tableau II-4: Efforts sur écran phase 2 (partie AI)

	Intensité p_i (kN/ml)	Bras de levier Y_i (m)	$P_i \cdot Y_i$ (kN.m/ml)
P1	3.04	7.97	24.22
P2	2.88	7.8	22.46
P3	10.4	6.97	72.48
P4	3.6	6.8	24.5
P5	417.3	3.23	1347.8
P6	150.7	2.16	325.5
A1	?	6.47	$6.47 \times A1$
B1	21.6	0.26	5.61

Calcul de la force du tirant A1 :

$$\Sigma M/I = 0 \rightarrow \Sigma (p_i \times Y_i) - \Sigma (B_i \times Y_i) = A1 \times Y1$$

$$\rightarrow A1 = \frac{1811.6}{6.47} = 280 \text{ kN/ml}$$

$$A1 = 280 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la réaction T

$$\Sigma F/0 = 0 \rightarrow T = -\Sigma P_i + \Sigma B_i + A1$$

$$T = -286.3 \text{ KN/ml}$$

-Partie IO

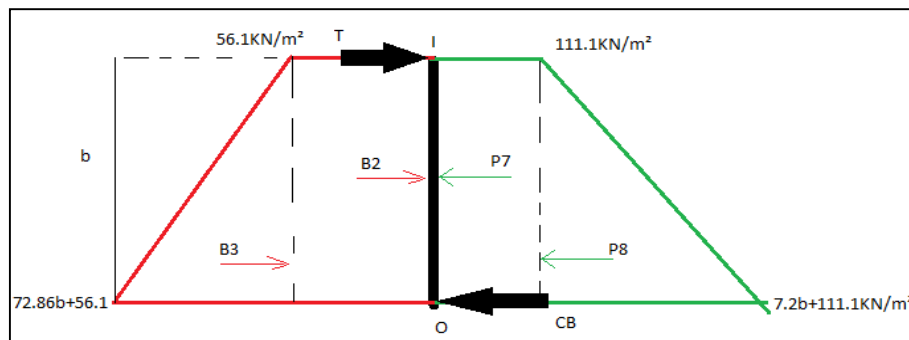


Figure II-8: Partie IO (Phase II)

Calcul des forces de pression

Tableau II-5: Efforts sur écran phase 2 (partie IO)

	Intensité p_i (kN/ml)	Bras de levier Y_i (m)	$P_i \cdot Y_i$ (kN.m/ml)
P7	$111 \times b$	$b/2$	$55.5 \times b^2$
P8	$7.2 \times b \times (b/2)$	$b/3$	$1.2 \times b^3$
B2	$56.1 \times b$	$b/2$	$28 \times b^2$
B3	$72.86 \times b \times (b/2)$	$b/3$	$12.14 \times b^3$
T	-286.3	B	$-286.3 \times b$

Calcul de la hauteur b

$$\Sigma M/0 = 0 \rightarrow -\Sigma P_i \times Y_i + \Sigma B_i \times Y_i + T \times b = 0$$

$$\rightarrow 10.94 \times b^3 - 27.5 \times b^2 - 286.3 \times b = 0$$

Donc : $b = 6.53 \text{ m}$

Calcul de la fiche

On a: $f_0 = a + b = 7.3 \text{ m}$

D'où : $F = 1.2f_0 = 8.76 \text{ m}$ [12].

Calcul de la contre butée CB

$$\Sigma F/x = 0 \rightarrow CB = -\Sigma P_i + \Sigma B_i + T$$

$$CB = 755.1 \text{ KN/ml}$$

Observation

Pour la 2^{ème} excavation, on obtient une fiche F de 8.76m, (fiche de la phase 2 + hauteur d'excavation : $8.76 + 7.7 = 16.46 \text{ m}$). La hauteur du pieu est de 16.46 m . On remarque une diminution dans la longueur de la fiche.

II.3.3.3 Phase III

Dans la troisième phase, On excave 4.32 m , allant du niveau $+13.1$ au niveau $+8.78$ avec les surcharges Q_1 et Q_2 placées dans les mêmes dispositions que dans phase II. On note la présence de deux tirants d'ancrage, l'un à 2 m et l'autre à 7.2 m de la surface.

Le niveau de la nappe phréatique est toujours conservé est égale à 8.5 m de la surface.

Calcul des contraintes

➤ **Etat actif :**

La couche (**Rp**) → $Q_1 = 10 \text{ KN/m}^2$; $Q_2 = 0$; $0 < Z < 1$

$$\sigma_a(z) = (0.321 \times 19 \times Z + 0.321 \times 10) \times 0.947$$

$$\sigma_a(0) = 3.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 8.81 \text{ KN/m}^2$$

La couche (**A1**) → $Q_1 = 10 \text{ KN/m}^2$; $Q_2 = 0$; $0 < Z < 1$

$$Q = 10 + 19 \times 1 = 29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(z) = (0.375 \times 20 \times Z + 0.375 \times 29) \times 0.961$$

$$\sigma_a(0) = 10.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = +17.6 \text{ KN/m}^2$$

$Z > 1 \rightarrow Q = 10 + 19 \times 1 + 150 = 179 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(Z) = (0.375 \times 20 \times Z + 0.375 \times 179) \times 0.961$$

$$\sigma_a(0) = 64.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(6.5) = 111.3 \text{ KN/m}^2$$

$Z > 7.5 \rightarrow \sigma_a(z) = 111.3 + (K_{ar} \times \gamma' \times Z) \cos \delta + U$; où : $U = \gamma_w \times Z$

$$\sigma_a(2.8) = 111.3 + (0.375 \times 10 \times 2.8) \times 0.961 + 10 \times 2.8 = 149.4 \text{ KN/m}^2$$

La couche (**Qm**) → $Q = 179 + 20 \times 10.3 = 385 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(z) = (K_{ar} \times \gamma' \times Z + K_{aq} \times Q) \cos \delta + U$$

$$\sigma_a(z) = (0.375 \times 10.5 \times Z + 0.375 \times 385) \times 0.961 + U = 3.8 \times Z + 138.8 + U$$

➤ **Etat passif :**

LA couche (**Qm**) → $Q = 0$; $S = 1$

$$\sigma_p(z) = (K_{pr} \times \gamma' \times Z + k_{pq} \times Q) \cos \delta / S + U$$

$$= (3.79 \times 10.5 \times Z + 3.79 \times 0) \times 0.961 = 38.25 \times Z + U$$

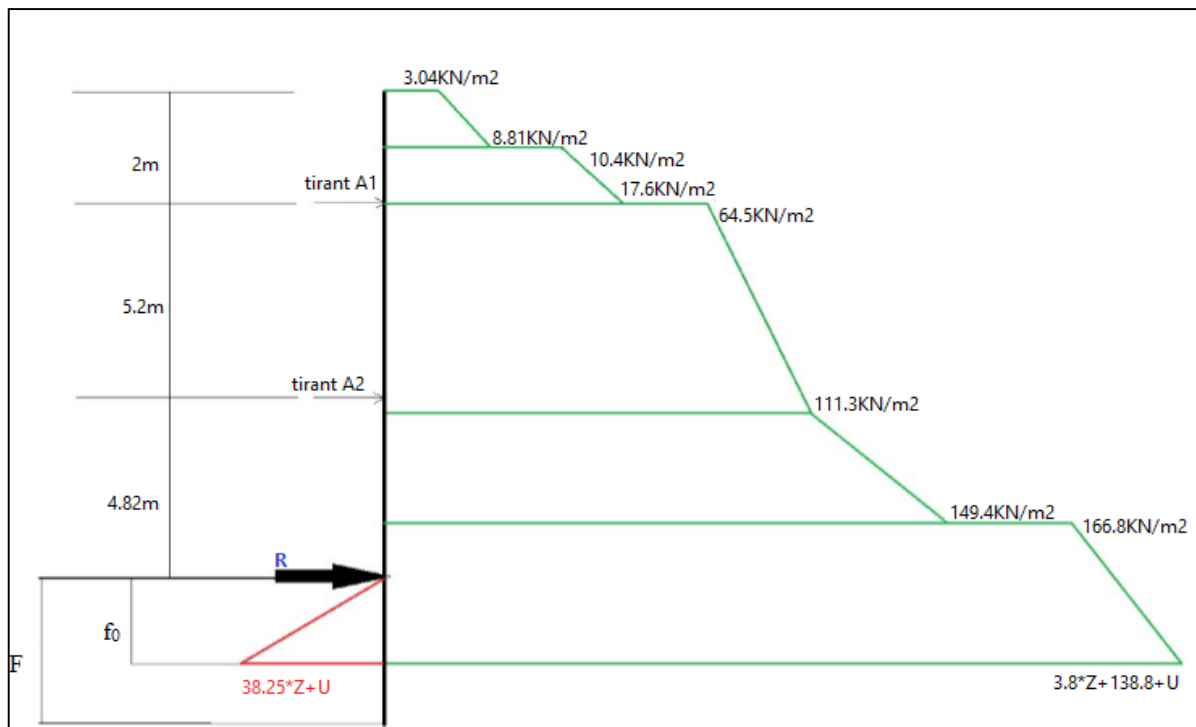


Figure II-9: La distribution des contraintes horizontales (Phase III)

Méthode de calcul

Dans ce cas on ne peut pas utiliser la méthode de **Blum** parce qu'on a deux tirants d'ancrages, d'où : l'écran sera étudié avec la méthode de **Verdeyen** pour déterminer la fiche d'ancrage :

$$F = t + 1.2 f_0 \quad [12].$$

$$\text{Avec } t = \frac{K_a \gamma}{K_c} \times H ; \text{ et } K_c = n \times K_{ap} - K_{ar}; \quad S = \frac{2}{n} \quad \rightarrow \quad f_0 = \sqrt{\frac{6 \cdot R}{K_c \cdot \gamma}}$$

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

H= la hauteur d'excavation

Calcul des efforts internes :

Pour effectuer ce calcul, on modélisera le pieu comme étant une poutre sollicitée, et les tirants d'ancrage comme appuis simples

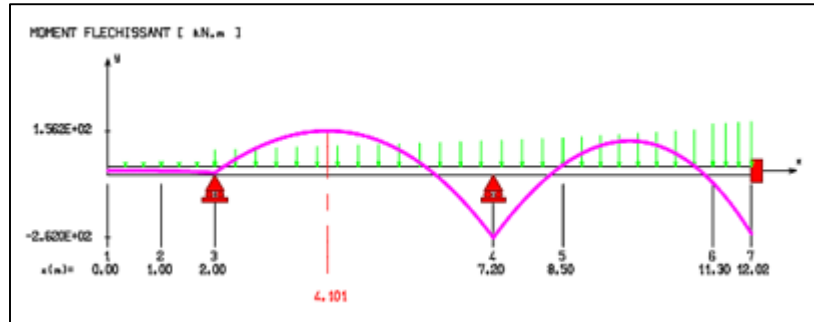


Figure II-10: Moment fléchissant (phase III)

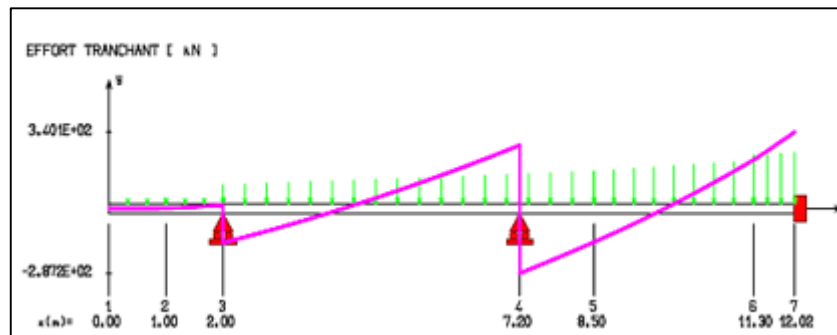


Figure II-11: Effort tranchant (phase III)

$$\text{À } x = 2 \text{ m} \quad A1 = 172.9 \text{ KN}; \quad M = -14.8 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 7.2 \text{ m} \quad A2 = 566.4 \text{ KN}; \quad M = -260.1 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 12.02 \text{ m} \quad R = 340.7 \text{ KN}; \quad M = -248.8 \text{ KN.m}$$

Avec : $M_{max} = 153.1 \text{ KN.m}$ à 4.12 m

Calcul de la fiche

$$F = t + 1.2 f_0$$

$$\text{Avec } t = \frac{K_{aY}}{K_c} \times H; \text{ et } K_c = n \times K_{ap} - K_{aY}; \quad S = \frac{2}{n} \quad \rightarrow \quad f_0 = \sqrt{\frac{6 \times R}{K_c \times Y}}$$

$S = 1$: Coefficient de sécurité de la butée, donc $n = 2$

$$K_c = (2 \times 3.79 - 0.375) = 7.2$$

$$t = (0.375/7.2) \times 12.02 = 0.62$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 \times 340.7}{7.2 \times 20.5}} = 3.72m$$

$$F = 0.62 + 1.2 \times 3.72 = 5.08m$$

Observation

D'après la 3^{ème} phase d'excavation, on obtient une fiche F de $5.08m$; ce qui donne la hauteur du pieu de $17.1m$ (fiche de la phase III+ hauteur d'excavation = $5.08+12.02=17.1m$). On remarque une diminution aussi dans la longueur de la fiche.

II.3.3.4 Phase IV

Dans la quatrième phase, On excave $4.32m$, allant du niveau 8.78 au $+4.46$ avec les surcharges Q_1 et Q_2 placées dans les mêmes dispositions que dans phase III. On note la présence de trois tirants d'ancrage, à $2m, 7.2m$ et $11.52m$ de la surface

Le niveau de la nappe phréatique est toujours conservé est égale à $8.5m$ de la surface

Calcul des contraintes

➤ Etat actif :

La couche (Rp) $\rightarrow Q_1 = 10KN/m^2$; $Q_2 = 0$; $0 < Z < 1$

$$\sigma_a(z) = (0.321 \times 19 \times Z + 0.321 \times 10) \times 0.947$$

$$\sigma_a(0) = 3.04 KN/m^2$$

$$\sigma_a(1) = 8.81 KN/m^2$$

La couche (A1) $\rightarrow Q_1 = 10KN/m^2$; $Q_2 = 0$; $0 < Z < 1$

$$Q = 10 + 19 \times 1 = 29 KN/m^2$$

$$\sigma_a(z) = (0.375 \times 20 \times Z + 0.375 \times 29) \times 0.961$$

$$\sigma_a(0) = 10.4 KN/m^2$$

$$\sigma_a(1) = 17.6 KN/m^2$$

$Z > 1 \rightarrow Q = 10 + 19 \times 1 + 150 = 179 KN/m^2$

$$\sigma a(Z) = (0.375 \times 20 \times Z + 0.375 \times 179) \times 0.961$$

$$\sigma a(0) = 64.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma a(6.5) = 111.3 \text{ KN/m}^2$$

$$Z > 7.5 \rightarrow \sigma a(z) = 111.3 + (K_{a\gamma} \times \gamma' \times Z) \cos\delta + U \quad ; \text{Où : } U = \gamma_w \times Z$$

$$\sigma a(2.8) = 111.3 + (0.375 \times 10 \times 2.8) \times 0.961 + 10 \times 2.8 = 149.4 \text{ KN/m}^2$$

La couche (Q_m) $\rightarrow Q = 179 + 20 \times 10.3 = 385 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma a(z) = (K_{a\gamma} \times \gamma' \times Z + K_{aq} \times Q) \cos\delta + U$$

$$\sigma a(z) = (0.375 \times 10.5 \times Z + 0.375 \times 385) \times 0.961 + U = 3.8 \times Z + 138.8 + U$$

➤ **Etat passif :**

La couche (Q_m) $\rightarrow Q = 0 ; S = 1$

$$\sigma p(z) = (K_{p\gamma} \times \gamma' \times Z + k_{pq} \times Q) \cos\delta / S + U$$

$$= (3.79 \times 10.5 \times Z + 3.79 \times 0) \times 0.961 = 38.25 \times Z + U$$

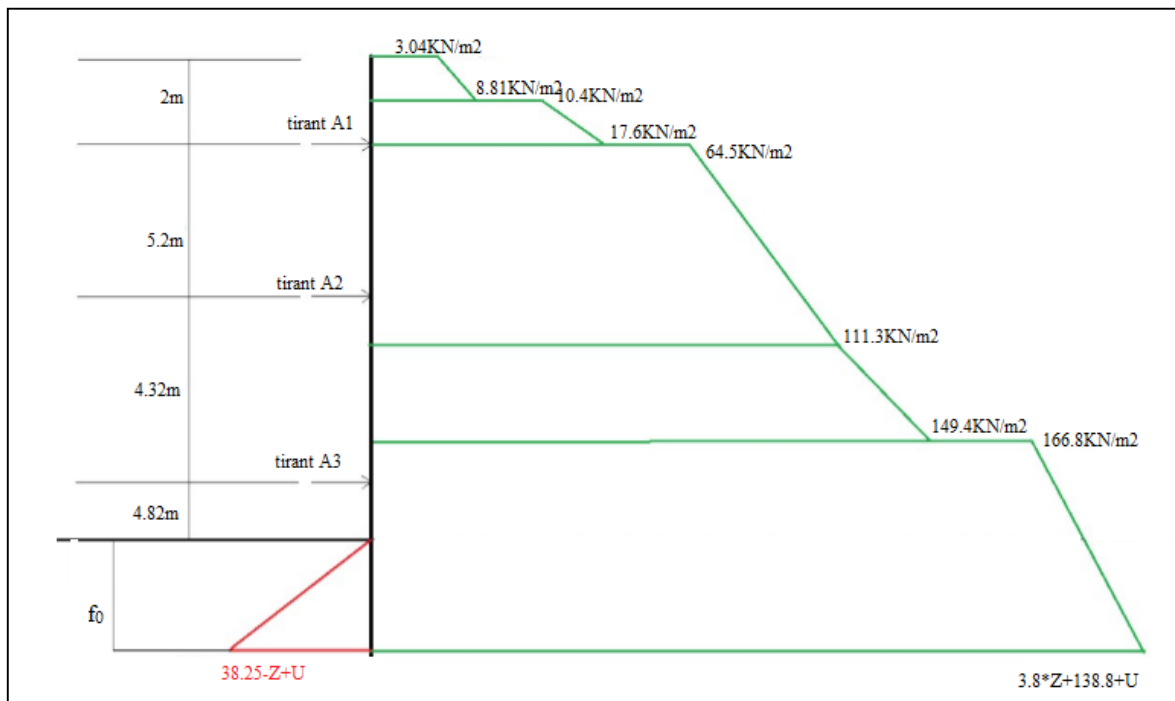


Figure II-12: La distribution des contraintes horizontales (phase IV)

Calcul des efforts internes

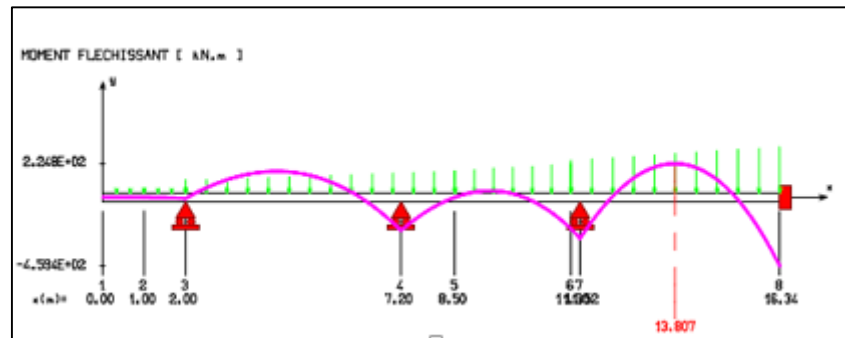


Figure II-13: Moment fléchissant (phase IV)

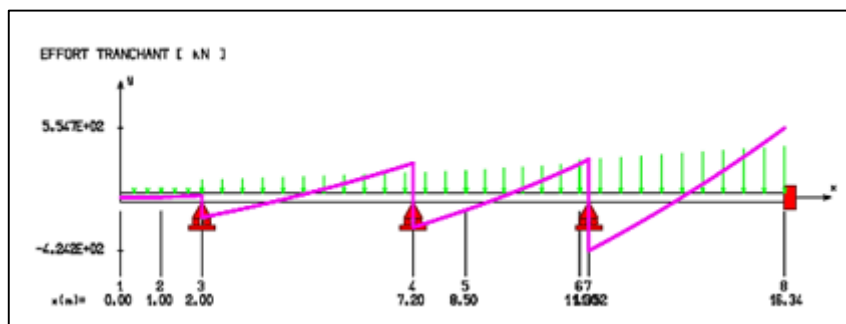


Figure II-14: Effort tranchant (phase IV)

$$\text{À } x = 2 \text{ m} \quad A1 = 180,8 \text{ KN}; \quad M = -14,8 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 7,2 \text{ m} \quad A2 = 508,8 \text{ KN}; \quad M = -219 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 11,52 \text{ m} \quad A3 = 727,9 \text{ KN} \quad M = -273,3 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } x = 16,34 \text{ m} \quad R = 555,2 \text{ KN}; \quad M = -460 \text{ KN.m}$$

Avec : $M_{max} = 225,1 \text{ KN.m}$ à $13,8 \text{ m}$

Calcul de la fiche

$$F = t + 1,2 f_0$$

$$\text{Avec } t = \frac{K_{ar}}{K_c} \times H; \text{ et } K_c = n \times K_{ap} - K_{ar}; \quad S = \frac{2}{n} \quad \rightarrow \quad f_0 = \sqrt{\frac{6 \times R}{K_c \times \gamma}}$$

$S = 1$: Coefficient de sécurité de la butée, donc $n = 2$

$$K_c = (2 \times 3,79 - 0,375) = 7,2$$

$$t = (0,375/7,2) \times 16,34 = 0,85$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 \times 555.2}{7.2 \times 20.5}} = 4.75m$$

$$F = 0.85 + 1.2 \times 4.75 = 6.55m$$

Observation

Pour la 4^{ème} phase d'excavation, on obtient une fiche F de $6.55m$ (fiche de la phase 4+ hauteur d'excavation : $6.55 + 16.34 = 22.9m$), on a la hauteur du pieu est $22.9m$. On remarque une augmentation dans la longueur de la fiche

II.3.3.5 Phase V

Dans la cinquième phase, On excave $4.46m$, allant du niveau $+4.46$ au niveau 0 avec les surcharges Q_1 et Q_2 placées dans les mêmes dispositions que dans phase III. On note la présence de trois tirants d'ancrage, à $2m$, $7.2m$ et $11.52m$ de la surface

Le niveau de la nappe phréatique est toujours conservé est égale à $8.5m$ de la surface

Calcul des contraintes

➤ Etat actif :

La couche (Rp) → $Q_1 = 10KN/m^2$; $Q_2 = 0$; $0 < Z < 1$

$$\sigma_a(z) = (0.321 \times 19 \times Z + 0.321 \times 10) \times 0.947$$

$$\sigma_a(0) = 3.04 KN/m^2$$

$$\sigma_a(1) = 8.81 KN/m^2$$

La couche (A1) → $Q_1 = 10KN/m^2$; $Q_2 = 0$; $0 < Z < 1$

$$Q = 10 + 19 \times 1 = 29 KN/m^2$$

$$\sigma_a(z) = (0.375 \times 20 \times Z + 0.375 \times 29) \times 0.961$$

$$\sigma_a(0) = 10.4 KN/m^2$$

$$\sigma_a(1) = +17.6 KN/m^2$$

$Z > 1 \rightarrow Q = 10 + 19 \times 1 + 150 = 179 KN/m^2$

$$\sigma_a(Z) = (0.375 \times 20 \times Z + 0.375 \times 179) \times 0.961$$

$$\sigma_a(0) = 64.5 KN/m^2$$

$$\sigma_a(6.5) = 111.3 \text{ KN/m}^2$$

$$Z > 7.5 \rightarrow \sigma_a(z) = 111.3 + (K_{ar} \times \gamma' \times Z) \cos\delta + U \quad ; \text{Où : } U = \gamma_w \times Z$$

$$\sigma_a(2.8) = 111.3 + (0.375 \times 10 \times 2.8) \times 0.961 + 10 \times 2.8 = 149.4 \text{ KN/m}^2$$

La couche (Q_m) → $Q = 179 + 20 \times 10.3 = 385 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a(z) = (K_{ar} \times \gamma' \times Z + K_{aq} \times Q) \cos\delta + U$$

$$\sigma_a(z) = (0.375 \times 10.5 \times Z + 0.375 \times 385) \times 0.961 + U = 3.8 \times Z + 138.8 + U$$

$$\sigma_a(0) = 138.8 + 2.8 \times 10 = 166.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(9.5) = 3.8 \times 9.5 + 138.8 + 12.2 \times 10 = 298 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Etat passif :**

La couche (T_a) → $Q = 0 \quad ; S = 1$

$$\sigma_p(z) = (K_{pr} \times \gamma' \times Z + k_{pq} \times Q) \cos\delta / S + U$$

$$\sigma_p(z) = (3.79 \times 11 \times Z + 3.79 \times 0) \times 0.961 + U = 40 \times Z + U$$

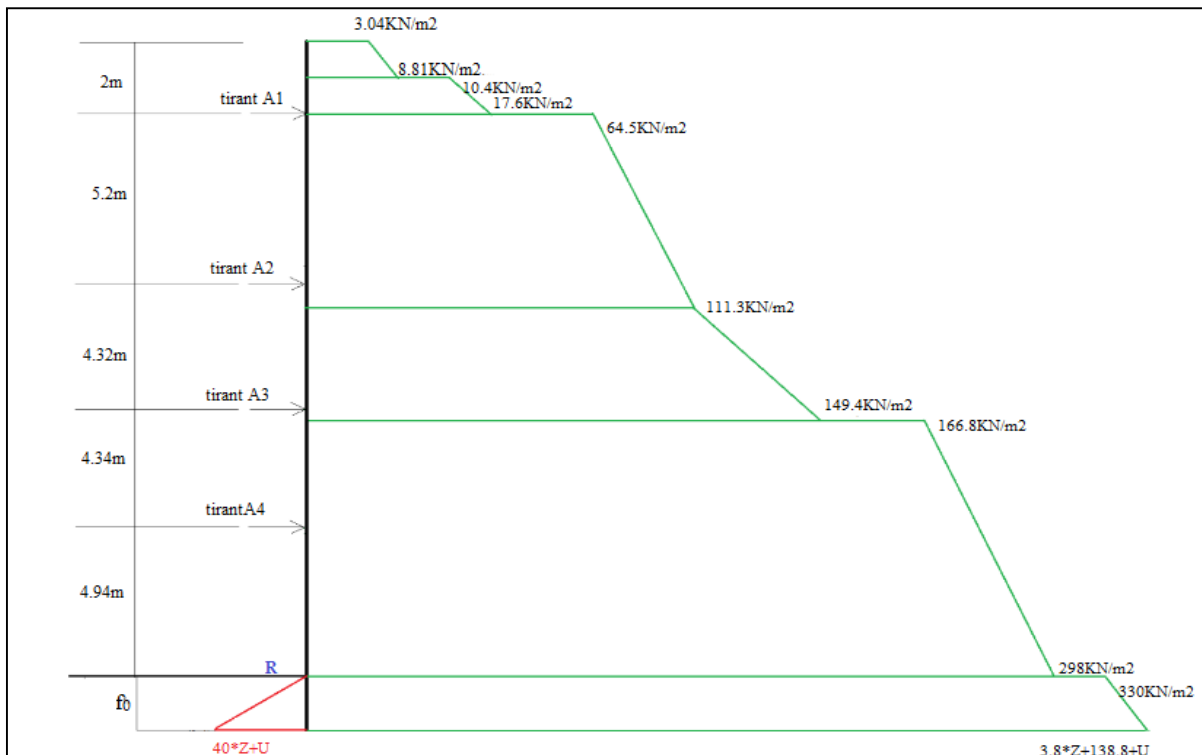


Figure II-15: La distribution des contraintes horizontales (phase V)

Calcul des efforts internes

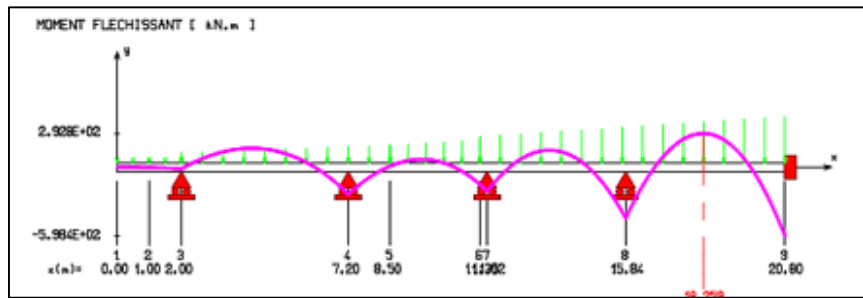


Figure II-16: Moment fléchissant (phase V)

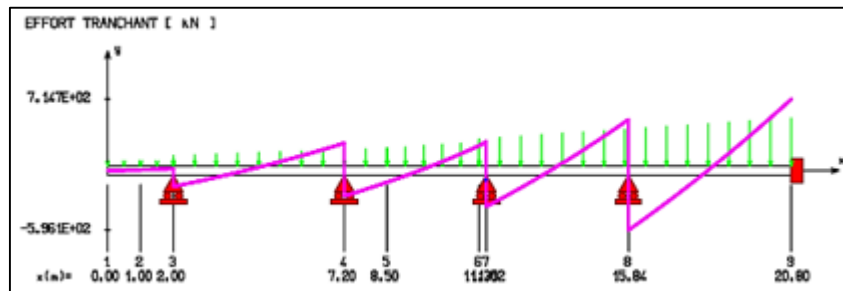


Figure II-17: Effort tranchant (phase V)

À $x = 2 \text{ m}$	$A1 = 178.2 \text{ KN}$;	$M = -14.8 \text{ KN.m}$
À $x = 7.2 \text{ m}$	$A2 = 529.2 \text{ KN}$;	$M = -233.1 \text{ KN.m}$
À $x = 11.52 \text{ m}$	$A3 = 645.2 \text{ KN}$;	$M = -211.2 \text{ KN.m}$
À $x = 15.86 \text{ m}$	$A4 = 1100.8 \text{ KN}$;	$M = -438.7 \text{ KN.m}$
À $x = 20.8 \text{ m}$	$R = 707.3 \text{ KN}$;	$M = -589.2 \text{ KN.m}$

Avec : $M_{max} = 292.2 \text{ KN.m}$ à 18.26 m

Calcul de la fiche

$$F = t + 1.2 f_0$$

$$\text{Avec } t = \frac{K_{a\gamma}}{K_c} \times H ; \text{ et } K_c = n \times K_{ap} - K_{a\gamma} ; S = \frac{2}{n} \rightarrow f_0 = \sqrt{\frac{6 \times R}{K_c \times \gamma}}$$

$S = 1$: Coefficient de sécurité de la butée, donc $n = 2$

$$K_c = (2 \times 3.79 - 0.375) = 7.2$$

$$t = (0.375/7.2) \times 20.8 = 1.08$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 \times 707.3}{7.2 \times 20.5}} = 5.36m$$

$$F = 1.08 + 1.2 \times 5.36 = 7.51m$$

Observation

Pour la phase finale, on obtient une fiche F de $7.51m$ (fiche de la phase 5+hauteur d'excavation : $20.8 + 7.51 = 28.31m$), on a un pieu de $28.31m$ de hauteur, on remarque aussi une augmentation dans la longueur de la fiche.

Après calcul, nous avons trouvé une hauteur du pieu égale à $28.31m$. Mais pour des raisons d'étanchéité nous avons prolongé le pieu jusqu'au tertiaire sableux (au moins $5m$ dans la couche **Ts**). Nous déduisons la hauteur finale du pieu de $37.1m$ (la fiche $f=16.3m$).

II.4 Modélisation des étapes de creusement par le logiciel geo5

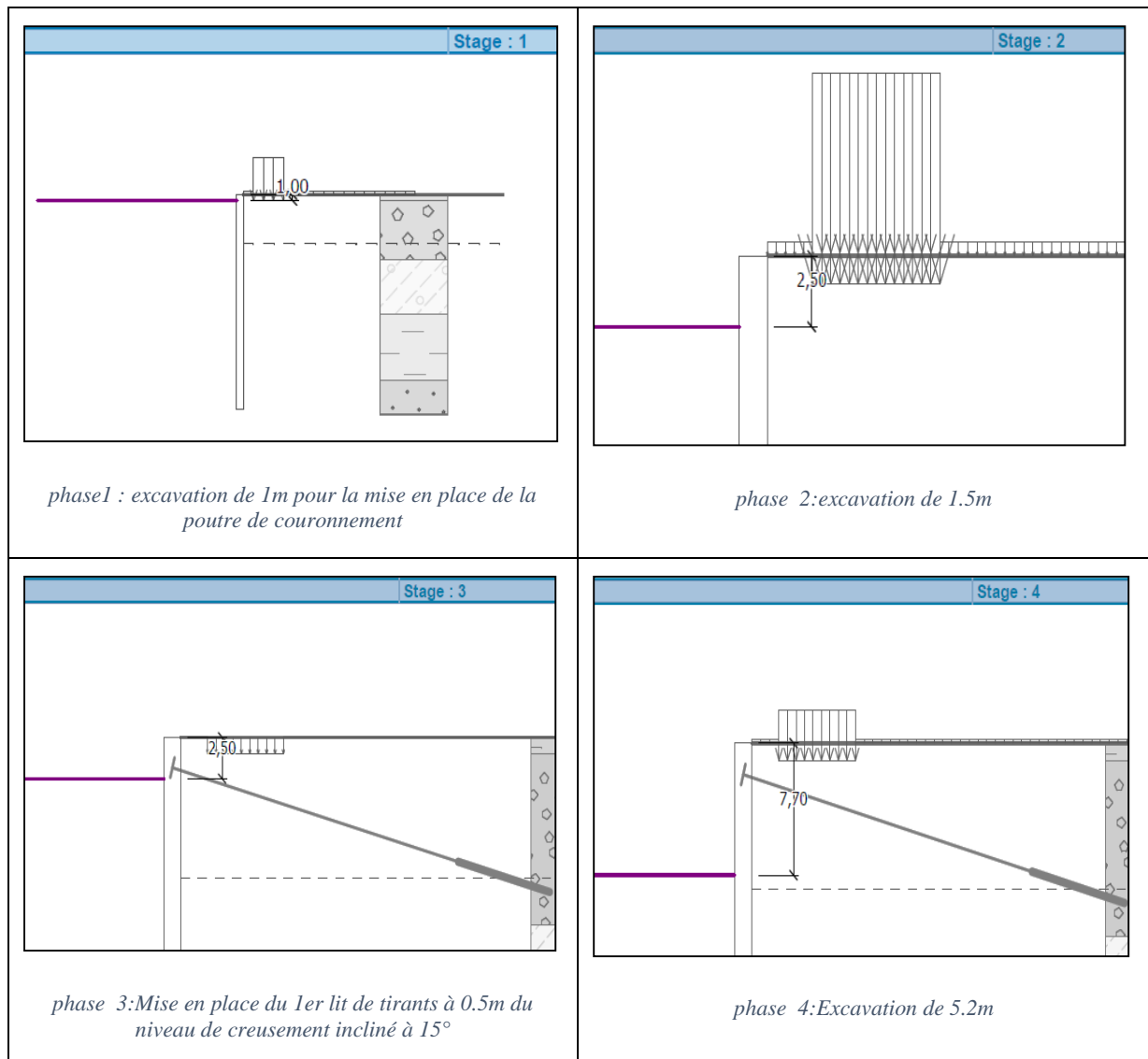
II.4.1 Présentation du logiciel Geo5 (GeostructuralAnalysis)

C'est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de mener à bien l'analyse et le dimensionnement de structures de soutènement. Comme ce logiciel laisse la possibilité de choisir la norme employée, nous choisirons d'effectuer le calcul selon la norme EN-1997 française (**Eurocode 7**).

II.4.2 Modélisation

II.4.2.1 Les phases d'excavation

Les différentes phases d'excavation sont illustrées dans les figures suivantes :



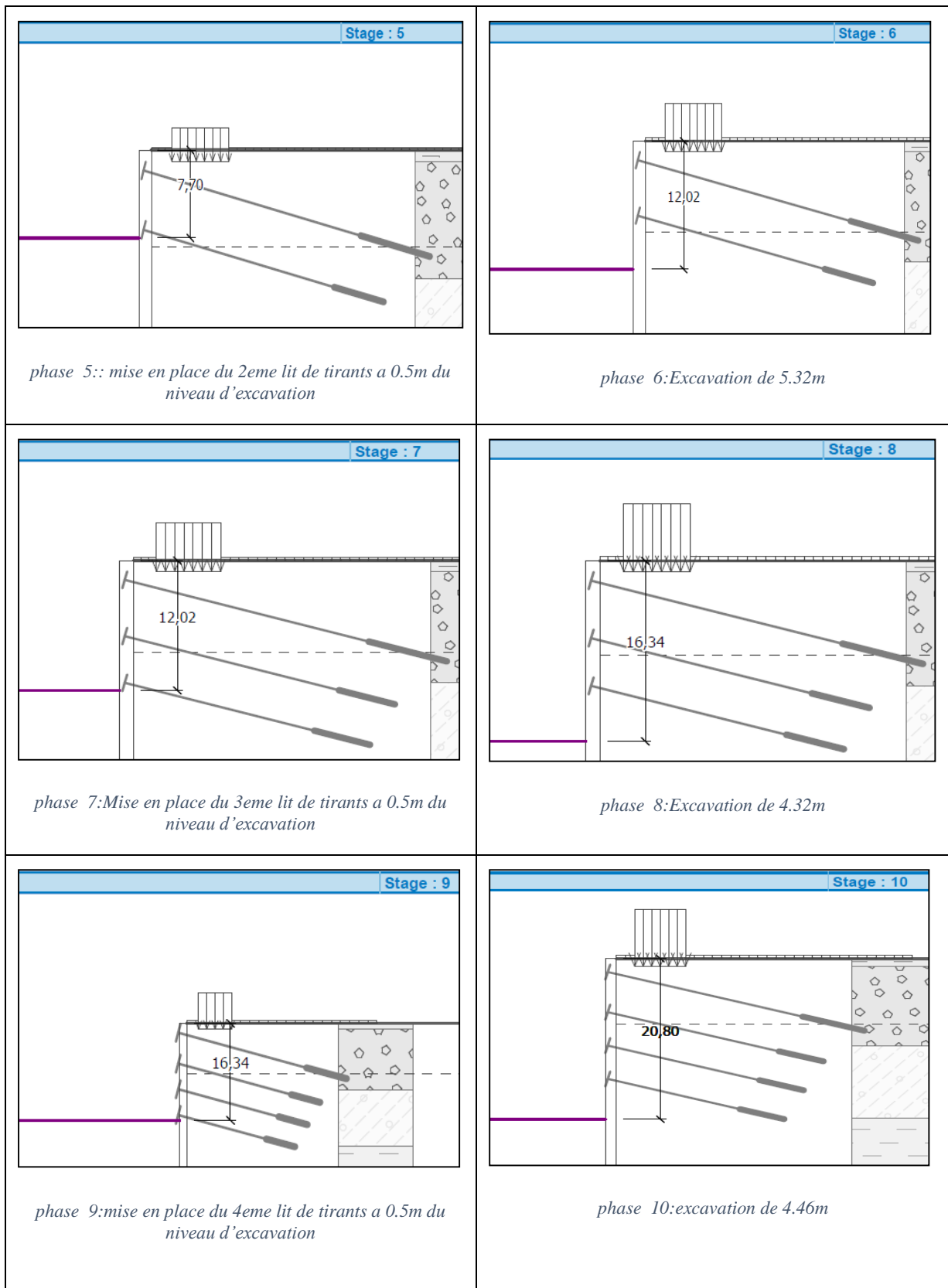


Figure II-18 : modélisation des étapes d'excavation

II.4.2.2 Les résultats finaux obtenus :

Cas statique :

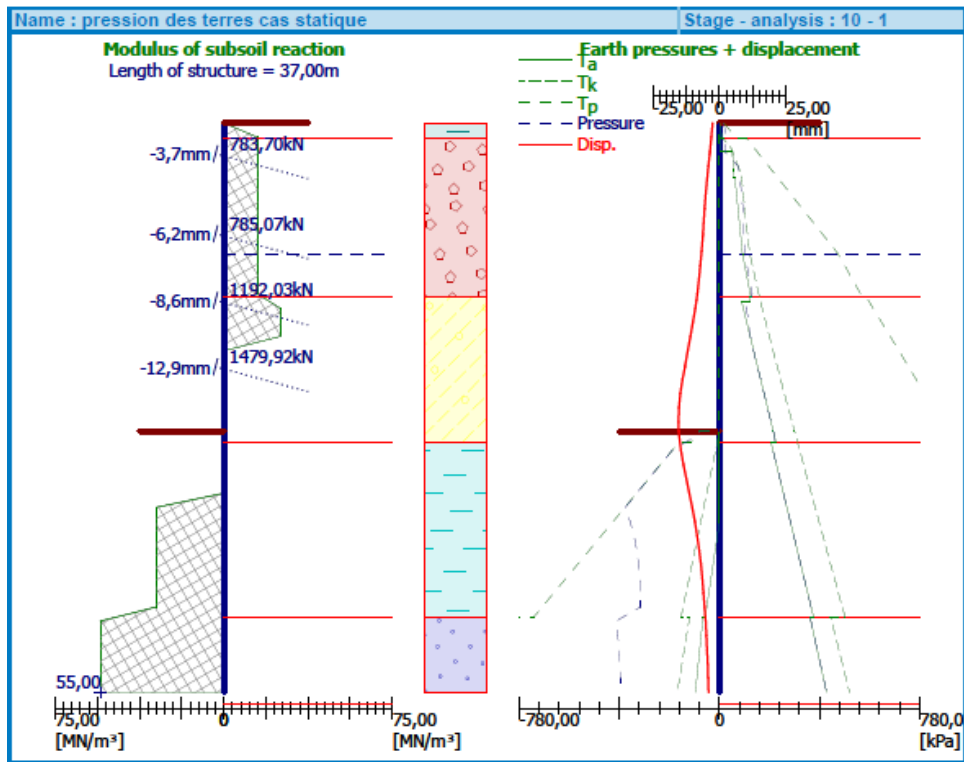


Figure II-19: Pression des terres

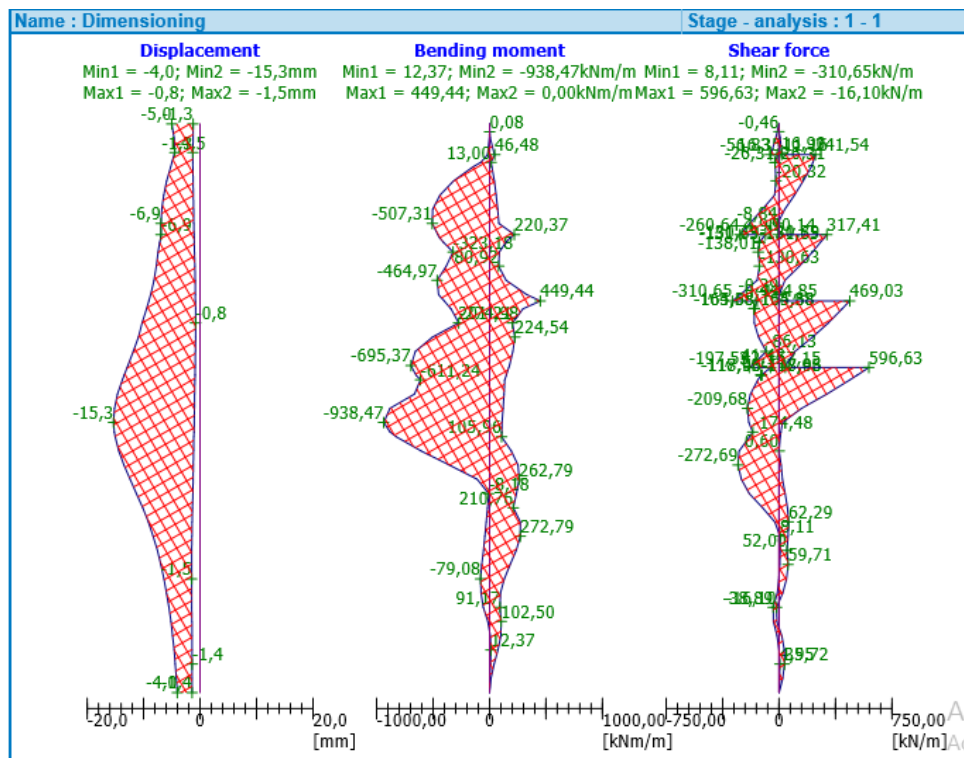


Figure II-20: Les Diagrammes (Déplacement, Moment Fléchissant, Effort Tranchant)

Cas dynamique :

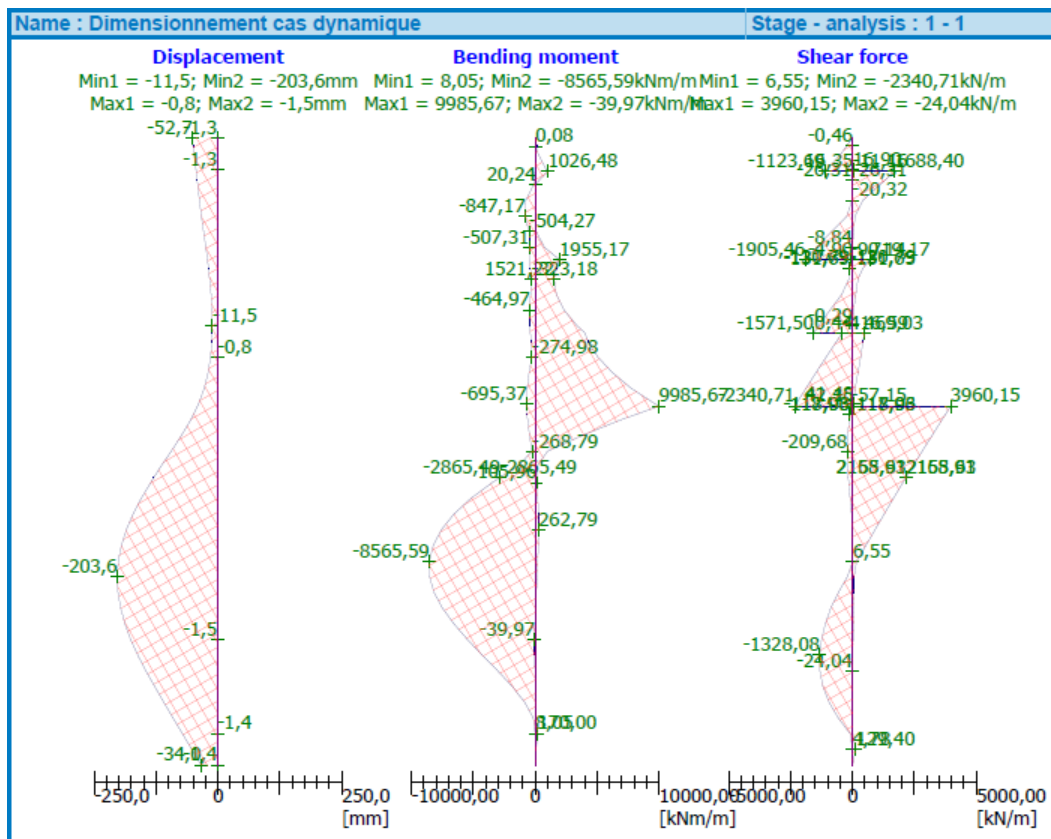


Figure II-21: Les Diagrammes (Déplacement, Moment Fléchissant, Effort Tranchant)

II.4.2.3 Vérification de la stabilité externe

Le logiciel permet la vérification de la stabilité externe de l'écran de soutènement, cette modélisation montre que la paroi de soutènement est stable dans ces conditions, puisque seulement 61.4 % de la résistance au glissement le long du cercle de rupture est mobilisée.

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Combinaison 1	
Sommation des forces actives :	$F_a = 10626,33 \text{ kN/m}$
Sommation des forces passives :	$F_p = 17306,46 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 394449,20 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 642415,74 \text{ kNm/m}$
Utilisation :	61,4 %
Stabilité de pente ADMISSIBLE	
Combinaison 2	
Sommation des forces actives :	$F_a = 7942,37 \text{ kN/m}$
Sommation des forces passives :	$F_p = 13572,94 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 295853,13 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 505592,10 \text{ kNm/m}$
Utilisation :	58,5 %
Stabilité de pente ADMISSIBLE	
Surface de glissement optimisée de : Combinaison 1	

Figure II-22: Résultats de la vérification

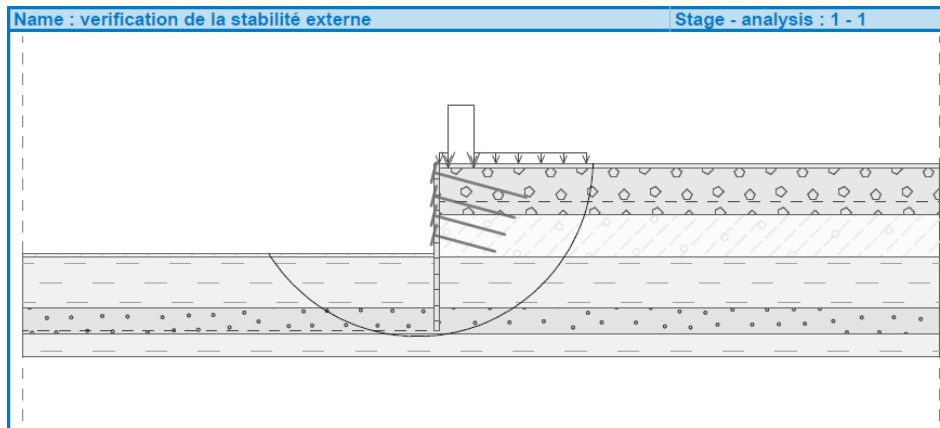


Figure II-23: Vérification de la stabilité externe

II.5 Ferrailage de l'écran de soutènement

La détermination du ferrailage pour le pieu se fera en le considérant comme un poteau circulaire soumis à la flexion composée provoquée par :

- les efforts latéraux statique et dynamique des terres donnent un moment fléchissant.
- le poids propre du pieu et le poids de la poutre de couronnement donnent un effort normal.

Ferrailage longitudinal du pieu

Le calcul se fait à l'état limite ultime **ELU** et à l'état limite de service **ELS** selon le BAEL et l'EUROCODE7 avec les combinaisons d'action suivantes :

ELU :

- Situation Accidentelle (S.A): $G + F_A + Q$
- Situation Durable et Transitoire (S.D.T) : $1.35G + 1.5Q$

ELS :

$$G + Q$$

L'écran de pieu est un soutènement provisoire donc le ferrailage se fera uniquement à **ELS**

Calcul de moment fléchissant M_{max}

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

$$M_{max} = 938.4 \text{KN.m}$$

Calcul de l'effort normal maximal N_{max}

Effort normal dû au poids propre du pieu :

$$N_p = R^2 \times \pi \times H \times \rho_{béton}$$

H : hauteur du pieu

R : rayon du pieu

$\rho_{béton}$: Poids volumique du béton = $25 \text{KN}/\text{m}^3$

$$N_p = 0.6^2 \times 3.14 \times 37.1 \times 25 = 1048.5 \text{KN}$$

Effort normal dû à la poutre de couronnement :

$$N_{pc} = \text{volume} * \rho_{béton} = 1.4 \times 1.4 \times 1.8 \times 25 = 88.2 \text{KN}$$

$$N_{max} = 1048.5 + 88.2 = 1133.7 \text{KN}$$

On utilise le logiciel EXPERT BA pour déterminer la section d'armatures nécessaire : A_s

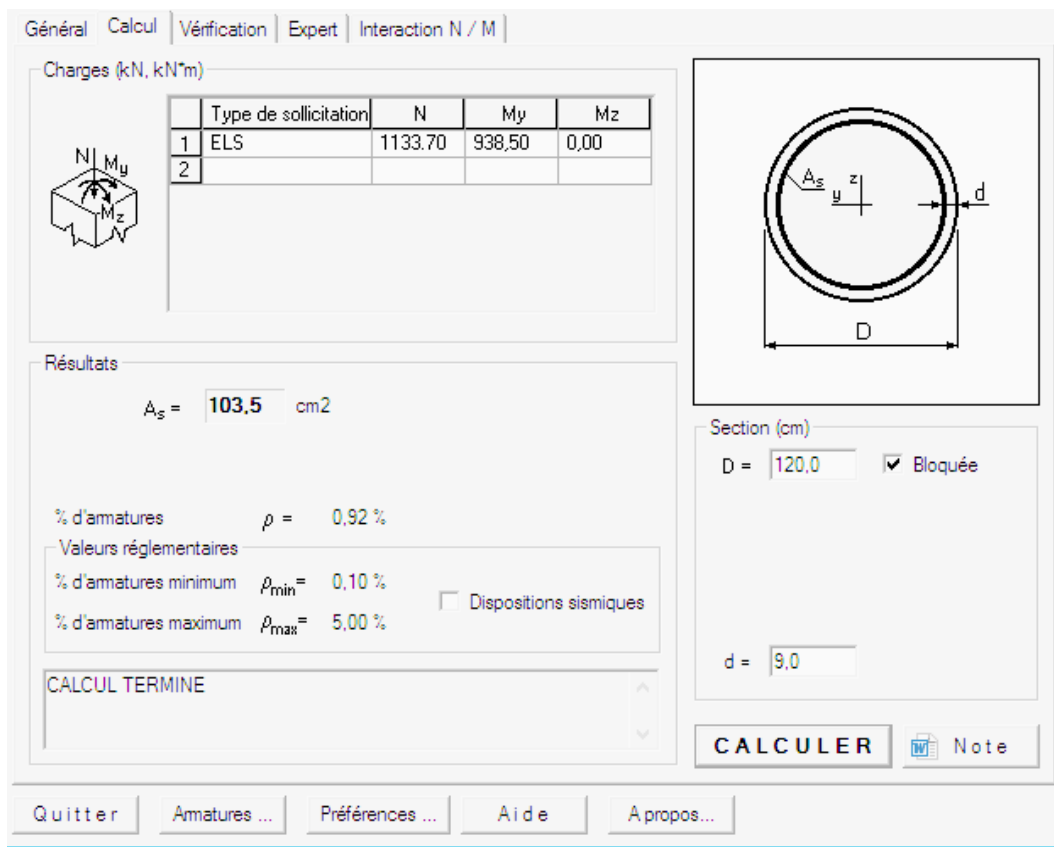


Figure II-24: Section d'acier selon logiciel ROBOT EXPERT BA

D'après le logiciel on obtient la section d'armatures suivante:

$$A_s = 103.5cm^2$$

Choix d'armature pour le ferrailage longitudinal :

$$A_s = 103.5cm^2 \rightarrow 21HA25 \text{ (21 Barres de diamètre 25)}$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{2 \times \pi(R - d)}{21} = \frac{2 \times 3.14(0.6 - 0.09)}{21} = 0.152m$$

$$S_t = 15.2cm$$

Ferrailage transversal du pieu

Vérification au cisaillement :

Le règlement impose la vérification suivante :

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

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

$$\tau_u = V_u / (b_0 \times d)$$

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.

Pour ce faire, on assimile la section circulaire à une section rectangulaire de base b et de hauteur h comme suit :

$$S_{sercle} = S_{rectangle}$$

$$\frac{\pi \times D^2}{4} = D \times h$$

$$h = \frac{3.14 \times 1.2}{4} = 0.95m$$

Donc on a un rectangle de 1.2m de largeur (b_0) et 0.95m de hauteur (h).

L'effort tranchant maximum est déduit de la figure (II.18)

$$V_u = 596KN$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.94 = 0.85m$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{596 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.85} = 0.58MPa$$

$$\tau_u = 0.58MPa \leq 3.91MPa \text{ (Vérfifié)}$$

Calcul des armatures transversales

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

$k = 0$ Pas reprise de bétonnage et la fissuration est très préjudiciable

$$7cm \leq S_t \leq \min\{15\phi_l; 0.9 \times d; 40cm\} = 37.5cm$$

On prend : $S_t = 10cm$

$$\gamma_s = 1.5$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times b_0 \tau_u}{\frac{0.9 f_e}{\gamma_s}} = \frac{10 \times 120 \times 0.58}{\frac{0.9 \times 500}{1.5}} = 2.32cm^2$$

Donc on peut prendre un cercle de diamètre $\phi 16$

Telle que $\phi_t \leq \min\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\} \rightarrow 16mm \leq 25mm$ (Vérfifier)

Pourcentage minimum des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max\{0.4MPa; \frac{\tau_u}{2}\} \tau_u$$

$$\rightarrow 0.83MPa \geq 0.4MPa \text{ (Vérfifier)}$$

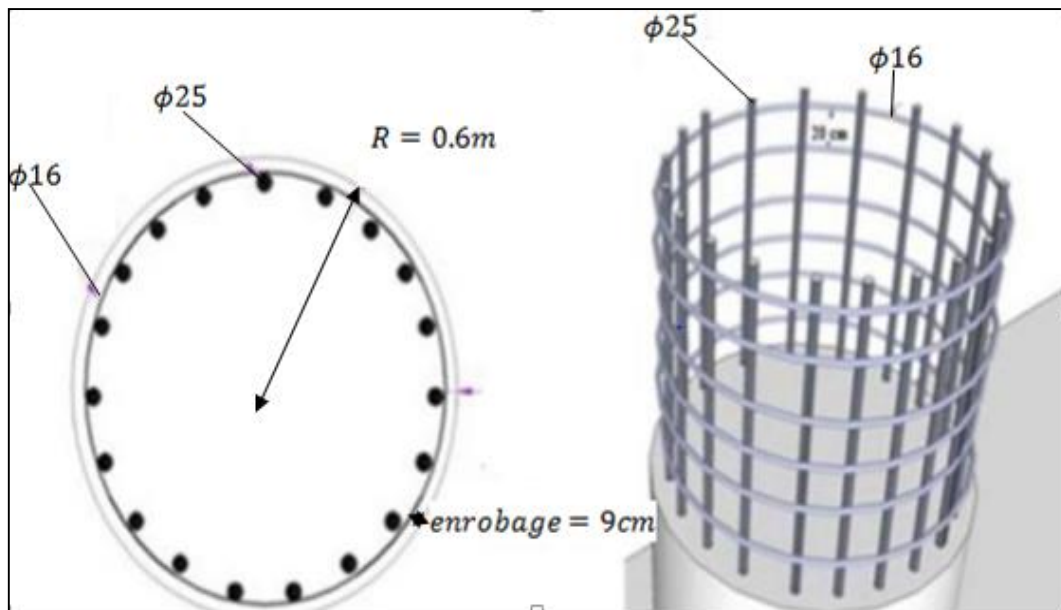


Figure II-25: Schéma de Ferrailage du pieu

Les résultats qu'on a trouvés ci-dessus nous donnent le ferrailage suivant :

Longitudinalement :

21HA25 Avec un espacement entre barres verticale de 15cm

Transversalement :

Une cercle de $\phi 16$ avec un espacement de 10cm de la présence des tirants d'ancrages et un espacement de 20cm ailleurs.

II.6 Dimensionnement des tirants d'ancrage

La présente partie traite le dimensionnement des tirants d'ancrage.

On doit dimensionner les différentes parties du tirant, à savoir :

- La section d'acier des armatures S_a
- La longueur dite libre LL
- La longueur de scellement L_s

Ces différentes parties sont indiquées sur la figure :

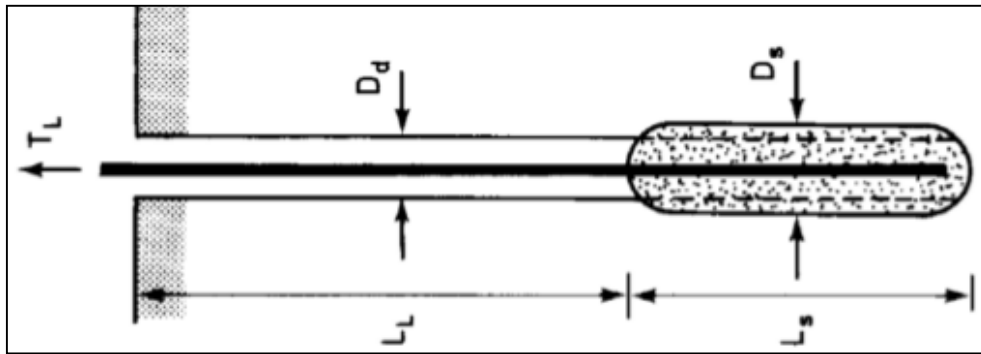


Figure II-26: Schéma du tirant

T_L : Traction limite ; D_d : Diamètre de forage ; D_s : Diamètre moyen du bulbe de scellement.

II.6.1 Critères de dimensionnement et vérification

Le dimensionnement et la vérification des tirants d'ancrage sont faits suivant les critères illustrés dans le document de recommandations T.A 95 du comité français de la mécanique des sols et des travaux de fondation et la méthode de Michel BUSTAMANTE (ANNEXE D)

La force de calcul du tirant d'ancrage A_d doit respecter les conditions suivantes :

$$-A_d < R_{d,a} - A_d < R_{d,t}$$

$R_{d,a}$: Résistance de calcul de l'armature en acier (résistance interne du tirant)

$R_{d,t}$: Résistance de calcul du tirant à l'interface coulis-terrain (résistance externe du tirant)

II.6.2 Caractéristiques du toron

L'armature des tirants d'ancrages est composée par des torons à 7 brins conformes à la norme EN 10138, qui auront les caractéristiques suivantes :

Tableau II-6: Caractéristiques des torons [16].

Diamètre	Norme	Diamètre Nominal	Section nominale	Poids nominal	Charge à la rupture	Limite d'élasticité	Relaxation après 1000heures à 0.7 à 0.8 DE CHARGE de rupture
0.6 "	EN 10138	mm	mm	g/m	kN	kN	%
		15.2	140	1090	260	230	2.5 – 4.5
Module élastique (E) = 195±10 kN/mm ²						GPa	

Les tirants d'ancrages sont de type provisoire exécuté en injection répétitive sélective (IRS)

A partir du tableau on a pour un toron :

- Limite d'élasticité = 230KN
- Force de rupture = 260KN
- force maximale = $0.8 \times$ force de rupture = 208KN
- traction de service = $0.6 \times$ Limite d'élasticité = 138KN

II.6.3 Calcul de la longueur libre

La détermination de la longueur libre se fait graphiquement comme indiqué sur la figure ci-dessous :

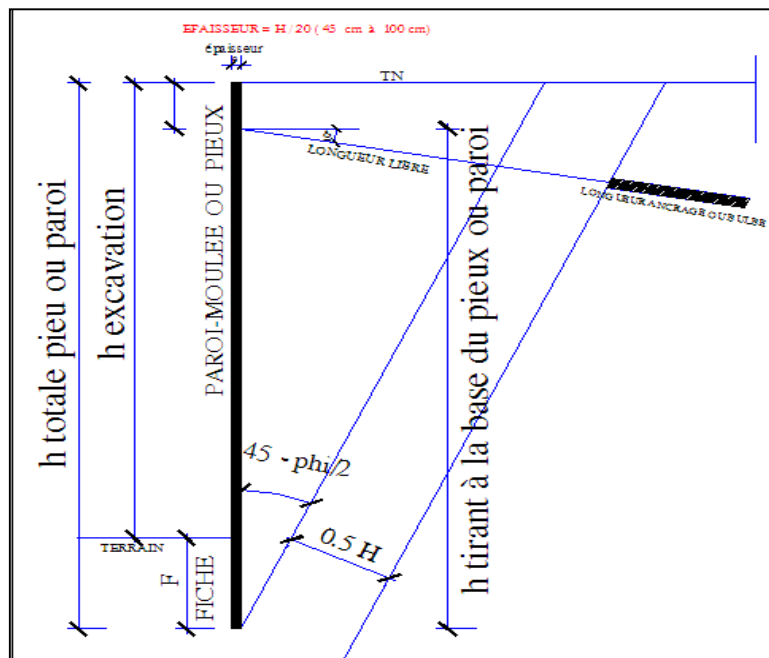


Figure II-27: Calcul de la longueur libre

La longueur libre dépend du plan de glissement du sol, calculé sur la base de la dernière couche du sol à laquelle le pieu trouve ancrage, ainsi que d'une valeur supposé ($H/5$) considéré comme un facteur de sécurité [8].

Tableau II-7: la Longueur libre des tirants

Tirant	Longueur libre L_L (m)
A1	21.27
A2	18.58
A3	16.34
A4	14.11

II.6.4 Evaluation de la résistance interne

En général la résistance de calcul minimale de tous les tirants est évaluée selon la formule suivante :

$$R_{d,a} = (n \times A_s \times P_{t0,1k}) / \gamma_m \quad [16]$$

Avec :

n : Nombre de torons.

A_s : Section nominale de l'armature du toron (140mm²).

$P_{t0,1k}$: Contrainte caractéristique de l'armature (1570N/mm²).

γ_m : Coefficient de sécurité du matériau (1.15)

Donc ; $R_{d,a} = 191 \times n \text{ KN}$

Tableau II-8: La résistance interne des tirants en fonction du nombre de torons

Nombre de torons	4	5	6	7	8
R_{da} (KN/ancrage)	764	955	1146	1337	1528

Les forces d'ancrages sont données par logiciel (**goestructural analysis**)

$$A1 = 783.7 \text{ KN} < 955 \text{ KN} \quad (5 \text{ torons})$$

$$A2 = 785 \text{ KN} < 955 \text{ KN} \quad (5 \text{ torons})$$

$$A3 = 1192 \text{ KN} < 1337 \text{ KN} \quad (7 \text{ torons})$$

$$A4 = 1479 \text{ KN} < 1528 \text{ KN} \quad (8 \text{ torons})$$

II.6.5 Evaluation de la résistance externe du tirant

Pour que le scellement joue son rôle, il faut tout d'abord que les aciers ne puissent pas glisser à l'intérieur du coulis.

La résistance externe de calcul est définie comme suit :

$$R_{d,t} = FR \times \frac{T_L}{\gamma_m} \quad [16].$$

$$T_L = \pi \times D_S \times L_S \times q_S \quad [8].$$

T_L : Traction limite du tirant d'ancrage.

γ_m : Coefficient de sécurité partielle = **1.15**.

FR : Facteur de réduction = **0.8** (Rapport géotechnique).

L_S : Longueur de scellement.

D_S : Diamètre moyen du bulbe de scellement.

q_s : Frottement latéral unitaire limite s'exerçant le long de la surface latérale du bulbe.

La valeur D_S dépend :

- du diamètre de forage D_d
- de la nature et de la compacité des sols
- du mode de scellement

Cette valeur est évaluée avec la formule en introduisant un coefficient de majoration α

$$. DS = \alpha \times Dd$$

Le coefficient de majoration α dépend de la nature du sol et le type d'injection ou le mode de scellement.

Tableau II-9: Valeur du Coefficient α pour le calcul du diamètre de bulbe [8].

Sols	Coefficient « α »		Conditions indicatives d'application	
	IRS (en principe $p_i \geq p_t$)	IGU (en principe $p_i < p_t$)	Quantité usuelle de coulis à injecter V_i	Dosage coulis C/E
Graves	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s	1,7 à 2,4
Graves sableuses	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s	
Sables graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s	
Sables grossiers	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s	
Sables moyens	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s	
Sables fins	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s	
Sables limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour IRS – 1,5 V_s pour IGU	
Limons	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	2 V_s pour IRS – 1,5 pour IGU	1,7 à 2,4
Argiles	1,8 à 2	1,2	2,5 à 3 V_s pour IRS – 1,5 à 2 V_s pour IGU	
Marnes	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour couche compacte	1,7 à 2,4
Marno-calcaires	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée	
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée	
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	2 V_s ou plus, si couche fracturée	1,7 à 2,4

avec : IRS : Injection Répétitive et Sélective sous pression élevée (voir remarque),
 IGU : Injection Globale et Unique sous faible pression (voir remarque),
 p_i : Pression d'injection en tête de forage. V_s : Volume du bulbe de scellement associé à D_s .

D'après la méthode de BUSTAMANTE $5 < L_s < 18$ m [9].

L'évaluation de la résistance externe de calcul sera résumée dans le tableau suivant :

Tableau II-10: Tableau récapitulatif de l'Evaluation de la résistance externe.

Couche du sol	q_s (MPa)	α	D_d (mm)	D_s (mm)	L_s (m)	T_L (MN)	$R_{d,t}$ (KN)
A1	0.17	1.8	160	288	8	1.23	855.6
Q_m	0.25	1.8	160	288	8	1.8	1252.2
T_a	0.32	1.8	160	288	8	2.3	1600

$$A1 = 783.7 \text{ KN} < 855.6 \text{ KN}$$

$$A2 = 785 \text{ KN} < 1252.2 \text{ KN}$$

$$A3 = 1192 \text{ KN} < 1252.2 \text{ KN}$$

$$A4 = 1479 \text{ KN} < 1600 \text{ KN}$$

$R_{d,a}$ Et $R_{d,t} > A1, A2, A3, A4 \rightarrow$ Tirants Vérifiés

II.6.6 Calcul de la rigidité axiale

Le calcul se fait suivant la formule suivante :

$$C = \frac{n \times A \times E \times E_p}{L_s \times a} [16].$$

Avec :

A: Section nominale = 140 mm²

E: Module d'élasticité = 195 KN/mm²

L_s : Longueur de scellement $5 < L_s < 18$ m

E_p : Epaisseur de la paroi ou pieu 1.2 m

a: Distance horizontale entre deux tirants

Tableau II-11: Rigidités axiales des Torons

Tirant	L_s (m)	a(m)	C (KN/m)
A1 (5torons)	8	3.6	5687.5
A2 (5torons)	8	1.8	2843.7
A3 (7torons)	8	1.8	15925
A4 (8torons)	8	1.8	18200

Pour des raisons constructives un minimum de 4 torons doit être respecté

II.6.7 Calcul de la charge de plastification

$$C_p = \frac{n \times E \times A}{C_s} [16].$$

Avec : $C_s=1.5$ coefficient de sécurité

Pour 5 torons $C_p=91000\text{KN}$

Pour 7 torons $C_p=127400\text{ KN}$

Pour 8 torons $C_p=145600\text{ KN}$

II.6.8 Calcul des allongements

Le calcul des allongements des tirants est une étape très important avant de commencer la mise en tension des câbles. Cette étape est considéré, une fois menée à bien, comme l'accréditation de la mise en place des restes des tirant ce trouvant sur le même lit de tirant.

Pour calculer les allongements des tirants nous allons nous servir du tableau suivant :

Tableau II-12:Dimensions et propriétés du toron [17]

Désignation	Symbole	Unité	Valeurs	
Rupture	R_m/F_{pk}	MPa	1770 ou 1860	
Toron				
Diamètre nominal	D	mm	15,3	15,7
Section nominale	A_p	mm ²	140	150
Masse nominale	M	g/m	1093	1172
Etat de surface	-	-	lisse	
Force à 0,1%	$f_{p0,1k}$	MPa	1520 ou 1600	
Force à 0,2%	$f_{p0,2k}$	MPa	1570 ou 1660	
Module d'élasticité	E	MPa	≈ 195 000	
Fil				
Diamètre extérieur du fil	d	mm	$5,0 \pm 0,04$	$5,2 \pm 0,04$
Diamètre du fil central	d'	mm	1,02 to 1,04 d	1,02 to 1,04 d

On utilise la formule suivante pour le calcul :

$$\Delta l = \frac{F \times L \times l}{E \times A \times n} [5].$$

Avec :

Δl : L'allongement du tirant.

F : traction limite = 1770 MPa

$L=L_L+L_S$: longueur totale de tirant.

E : module d'élasticité = 195000 MPa

A : section nominale = 140 mm²

n: Nombre de torons.

Tableau II-13: Allongements des Tirants d'Ancrages

Tirant	L_S (m)	L_L (m)	$L=L_S+L_L$ (m)	Δl (cm)
A1	8	21.27	29.27	3.79
A2	8	18.58	26.58	3.44
A3	8	16.34	24.34	2.25
A4	8	14.11	22.11	1.79

II.7 Conclusion

Ce chapitre a fait l'objet de l'étude de l'écran de soutènement de la station en nous permettant de dimensionner et ferrailer les pieux d'une part et les tirants d'ancrage d'autre part. Et pour résultats, les pieux ont pour hauteur **37.1m** avec un ferrailage longitudinal de **21HA25** et un ferrailage transversal avec des barres **Ø16** tous les 10cm (autour de la position des tirants d'ancrage) et tous les 20cm ailleurs.

Nous avons 4 tirants d'ancrage: A1 et A2 composés de 5 torons A3 (7 torons) et A4 (8 torons).

CHAPITRE III

CALCUL DE LA STRUCTURE INTERNE

III.1 Introduction

Le dimensionnement du soutènement de notre station est achevé, nous entamons, le calcul de la structure interne. Nous passons par les différentes étapes du dimensionnement des éléments en béton armé pour chaque niveau.

III.2 Géométrie de la structure

La structure concernée comprend quatre niveaux (salle des billets, mezzanine, quais, sous-quais), elle comporte une longueur totale de 127 m et des largeurs de 31m et 25.35m sur une profondeur de 20.8m.

Voir la figure ci-dessous.

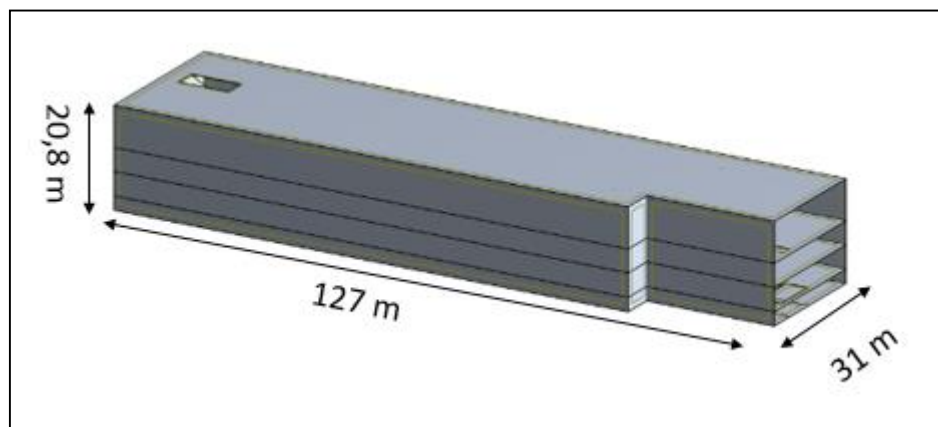


Figure III-1 : les dimensions de la structure interne de la station

Caractéristiques géométriques des éléments:

L'épaisseur des différents éléments de la structure sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-1: épaisseur des différents éléments de la structure

Elément	Epaisseur (m)
dalle de couverture	1.5
Dalle de la salle des billets	0.9
Dalle de la mezzanine	0.9
Dalle des quais	0.2
Radier	$E_1=1.5$; $E_2=1$
Voile	0.6

Les poteaux ont deux sections distinctes à considérer : $(0.9 * 0.9)$ et $(0.9 * 1.25)$

III.3 Matériaux et coefficient de sécurité

III.3.1 Matériaux

Figurant ci-dessous les principaux matériaux :

Béton :

C30/37 –pour les voiles et dalles

C35/45 – pour les piliers.

Acier :

Fe E 500B– armatures passives de haute ductilité

III.3.2 Coefficient de sécurité

Le système de sécurité adopté tient compte des facteurs de sécurité partiels selon L'EUROCODE 8. Pour le dimensionnement, on doit différencier entre les facteurs de sécurité côté charge et côté matériaux pour l'analyse de la structure permanente

Facteurs de sécurité côté charges (actions) :

Tableau III-2:Facteurs de sécurité coté charges

	Action permanente	Action variable
Favorable	1	0
Défavorable	1.35	1.5

Facteurs de sécurité côté matériaux (résistance) :

Tableau III-3:Facteurs de sécurité coté matériaux

	Béton	Acier
Combinaison générale	1.5	1.15
Combinaison exceptionnelle	1.2	1

Facteur de combinaison :

Si nécessaire des facteurs de combinaison sont adoptés selon L'EUROCODE 2. Ces facteurs tiennent en compte des combinaisons des cas de charges variables. Les stations de métro sont considérées comme des constructions de catégories C, D et E

Tableau III-4 : facteurs de combinaison

Actions	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges utiles dans les bâtiments			
- Catégorie A Locaux habitables	0,7	0,5	0,3
- Catégorie B Locaux administratifs	0,7	0,5	0,3
- Catégorie C Locaux de réunion	0,7	0,7	0,6
- Catégorie D Locaux de vente	0,7	0,7	0,6
- Catégorie E Entrepôts	1,0	0,9	0,8
Forces dues au vent	0,6	0,2	0
Effets de la température	0,6	0,5	0

La combinaison de charge qui a été utilisés dans le modèle de calcul est :

$$1.35PP + 1.35CM + 1.5Q_a + 1.5H1$$

PP =poids propre; CM =surcharges permanent ; Q_a = surcharges variable ;

$H1$ =poussée des terres (somme de poussée due au terrain et de poussée due aux surcharges sur le terrain).

III.4 Charges et Actions

Les actions considérées pour le calcul de la structure sont :

III.4.1 Poids propre

Le poids propre est dû à la densité des matériaux :

$$\text{Béton : } \gamma = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Acier : } \gamma = 77,01 \text{ KN/m}^3$$

III.4.2 Charges permanentes verticales

Niveau de couverture :

La charge permanente due au poids propre des terres sur la station est de 21 KN/m^3

La hauteur moyenne des terres sur la station est de 1m

$$g = 21 \times 1 = 21 \text{ KN/m}^2$$

On 'a considéré cette charge appliquée sur tout le niveau de la dalle de couverture

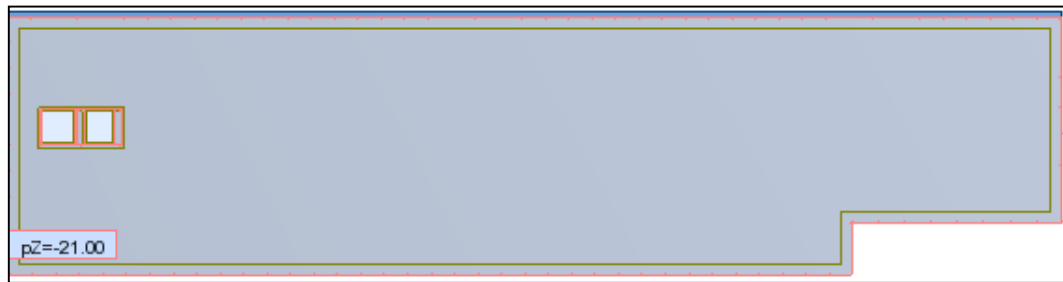


Figure III-2: Plan des charges permanentes sur la dalle de couverture

Niveau sous quais :

La charge permanente due au poids propre de la voie ferré comme montre dans la figure suivante est :

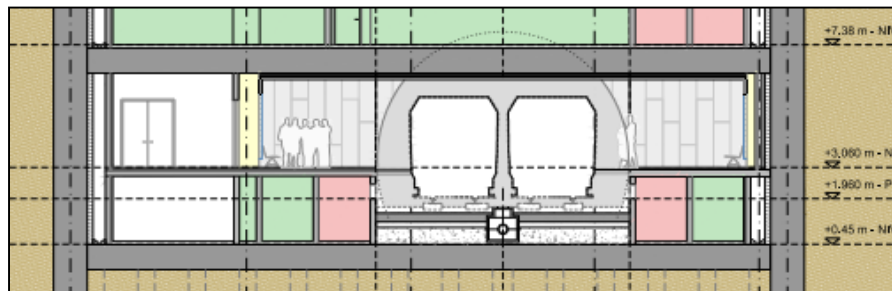


Figure III-3: Coupe transversale de sous-quais

En conséquence, l'épaisseur du béton pour la voie est :

$$1.96 - 0.45 - 0.30 = 1.21 \text{ m}$$

Le Poids propre de la voie ferrée est :

$$g = 25 \times 1.21 = 30.25 \text{ KN/m}^2$$

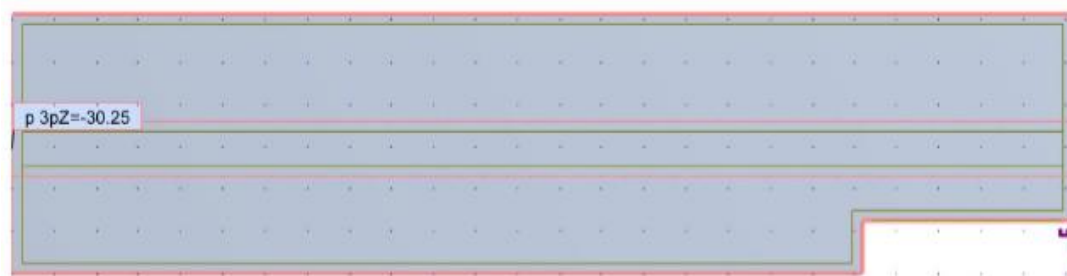


Figure III-4 : Schéma de la surcharge permanente appliqué sur le niveau sous quais

III.4.3 Surcharges verticales :

Les surcharges sur les dalles intermédiaires (mezzanine, salle des billets, quais) selon le DTR-BC 2.2 sont les suivantes :

- Pour les zones d'accès publics = $6\text{KN}/\text{m}^2$
- Pour les zones réservés au personnel = $10\text{KN}/\text{m}^2$
- Pour les salles techniques = $15\text{KN}/\text{m}^2$

Niveau sous quais :

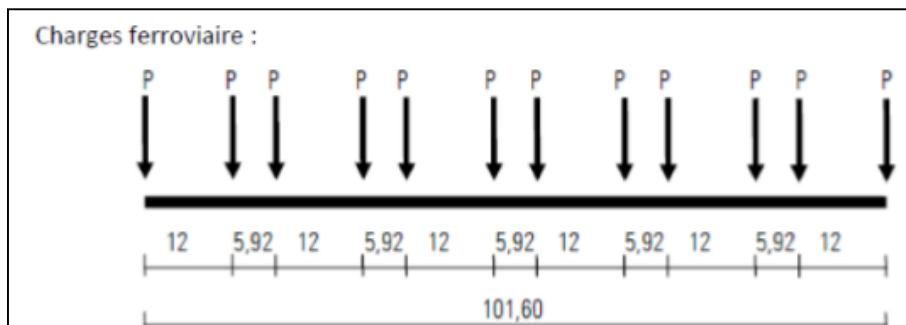


Figure III-5:Schéma de forces concentrées appliquées sur le niveau des sous quais

On a $p = 250\text{KN}$

Valeur moyenne : $\frac{12 \times 250}{101,6} = 30\text{KN}/\text{m}$

$$p = \frac{30}{4} = 7,5\text{KN}/\text{m}^2$$

En conséquence, la surcharge appliquée par le métro est de $7,5 \text{ KN}/\text{m}^2$, appliquée dans l'espace de la voie.

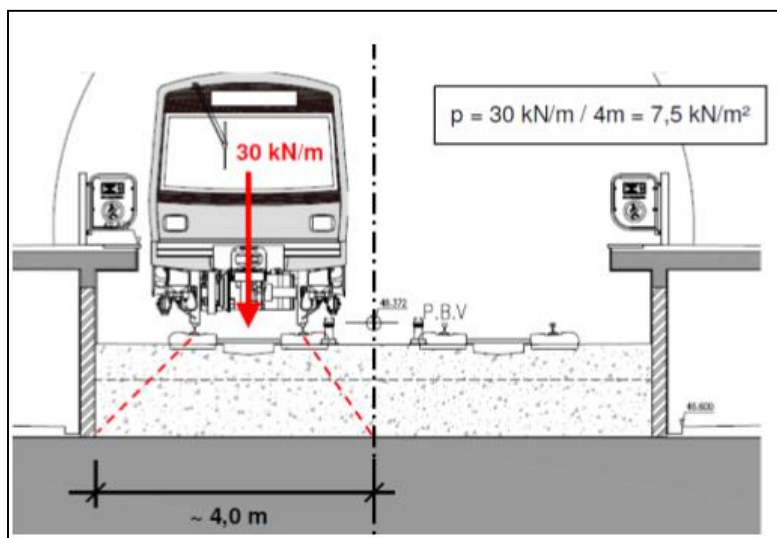


Figure III-6:Schéma de la charge appliquée par le métro sur le niveau sous quais

Niveau des quais :

Les surcharges dans le niveau des quais sont :

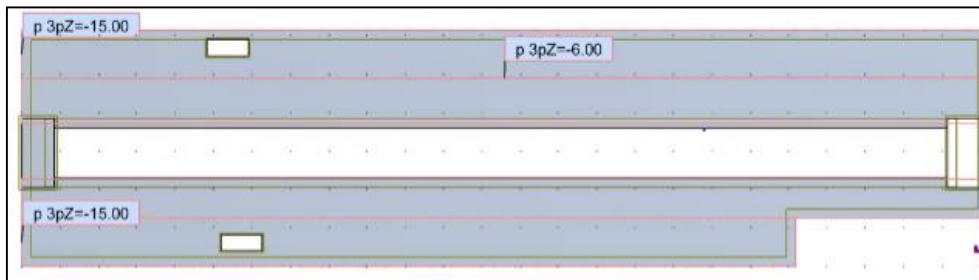


Figure III-7:Schéma de la surcharge appliquée sur le niveau des quais

Niveau de la salle des billets :

Les surcharges dans le niveau de la salle des billets sont :

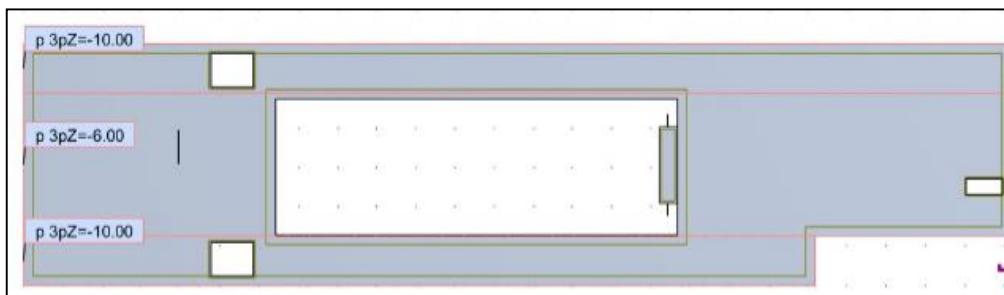


Figure III-8:Schéma de la surcharge appliquée sur le niveau de la salle des billets

Niveau de la mezzanine :

Les surcharges dans le niveau de la mezzanine sont de $15\text{KN}/\text{m}^2$ sur tout le niveau.

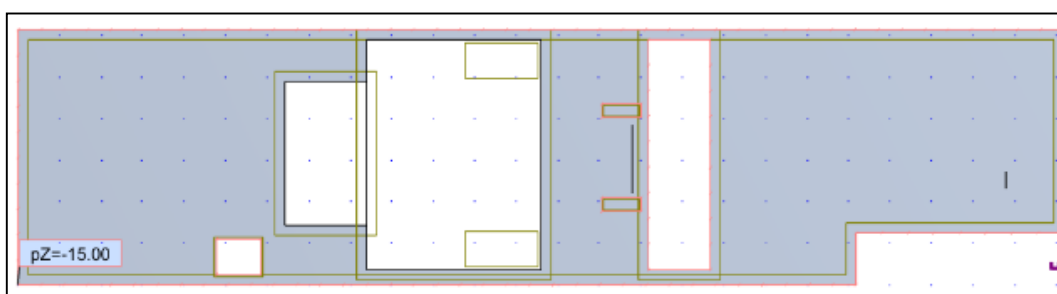


Figure III-9:Schéma des surcharges appliquées sur le niveau de la mezzanine

Niveau d'accès :

Les surcharges dans le niveau d'accès sont dues au trafic.

Charge routières définies par la norme NF EN 1991-2/NA, 1ère classe de trafic :

- Charge de l'essieu à la voie 1 : $Q1k = 300\text{ kN}$, $q1k = 9\text{ kN}/\text{m}^2$

- Charge de l'essieu à la voie 2 : $Q_{2k} = 200 \text{ KN}$, $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Coefficients pour la 1ère classe de trafic : $Q_i = 1,0$, $q_1 = 1,0$; $a_{q2} = 1,2$

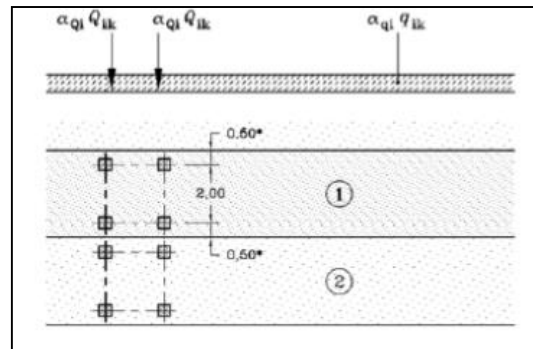


Figure III-10: charge routière selon la norme NF EN 1991-2/NA, LM 1

On peut considérer que la surcharge ponctuelle est répartie dans une zone tributaire de :
 $3 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 15 \text{ m}^2$

On peut considérer aussi que la charge de trafic est répartie dans la dalle supérieure de la station par le sol comme dans le schéma suivant :

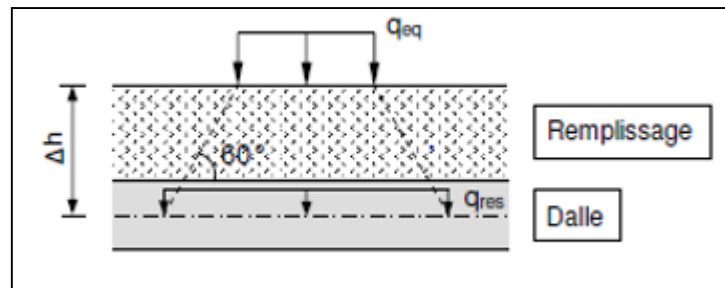


Figure III-11: La répartition de la charge du trafic

$$q_{eq} = 2 \times (300 \text{ KN} / 15 \text{ m}^2) + 9 \text{ KN/m}^2 = 49 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{res} = (3,0 + 2 \times \Delta h / \tan 60^\circ) \times (5,0 + 2 \times \Delta h / \tan 60^\circ)$$

$$q_{res} = 49 \times (15 / A_{res})$$

Où:

q_{eq} : Charge équivalente

A_{res} : Surface de déversement de la charge

q_{res} : Charge de remplacement

L'épaisseur moyenne du sol considérée sur la station est de 1 m. En conséquence, la surcharge appliquée sur la dalle supérieure de la station est :

$$A_{res} = \left(3,0 + 2 \times \frac{1,75}{\tan 60}\right) \times \left(5,0 + 2 \times \frac{1,75}{\tan 60}\right) = 35m^2$$

$$q_{res} = 49 \times \left(\frac{15}{35}\right) = 2 \text{ KN/m}^2$$

III.4.4 Pressions latérales

Poussée du terrain :

Comme il y a une interaction entre le mur extérieur et la paroi des pieux sécants, la résistance de poussée du terrain est considérée totalement prise par le mur extérieur.

La valeur de la poussée du terrain est (poussée au repos) :

$$e_0 = K_0 \times H \times \gamma$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Où :

e_0 : Poussée au repos

K_0 : Coefficient de poussée au repos

H : Profondeur du terrain

γ : Densité du terrain

ϕ : Angle de frottement du terrain

Pour se mettre dans la sécurité on prendra les valeurs suivantes :

$$\phi = 24^\circ ; \quad \gamma = 21 \text{ KN/m}^3$$

$$K_0 = 1 - \sin 24 = 0.6$$

$$\text{Donc : } e_0 = 0.6 \times 21 \times H = 12.6 \times H$$

Poussée de surcharges

On a considéré une surcharges de 10 KN/m^2 au contour de la station, et aussi le poids des bâtiments.

La Surcharge transmise par les bâtiments est de 10 kN/m^2 par étage.

La contrainte horizontale due à la surcharge q est :

$$\sigma_h = K_0 \times q = 0.6 \times q$$

III.5 Résultats:

Les résultats de l'effort interne (moment fléchissant) sont déduits par logiciel (**Robot Structural Analysis**)

Dalle de couverture :



Figure III-12: Moment fléchissant (dalle de couverture)

$$M_{max} = -11168.39KN.m$$

Salles des billets :

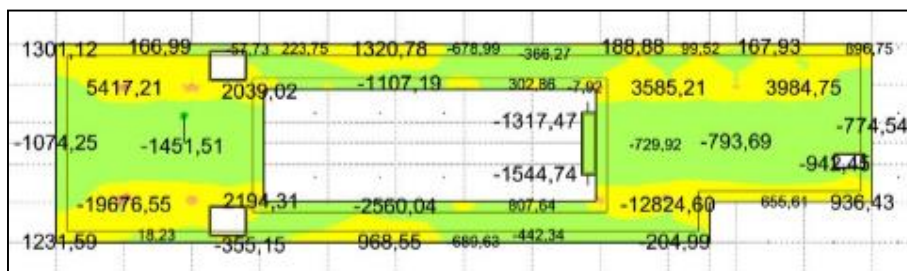


Figure III-13: Moment fléchissant (salles des billets)

$$M_{max} = -19676.55KN.m$$

Mezzanine:

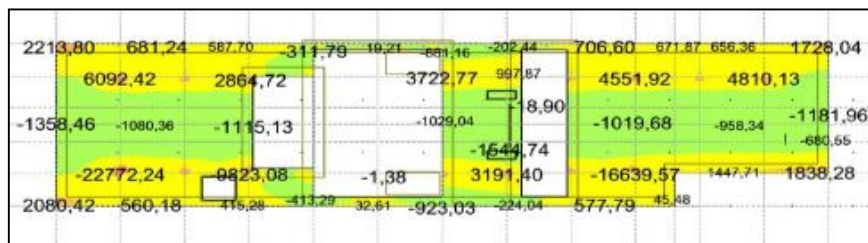


Figure III-14: Moment fléchissant (mezzanine)

$$M_{max} = -22772.24KN.m$$

Quais :

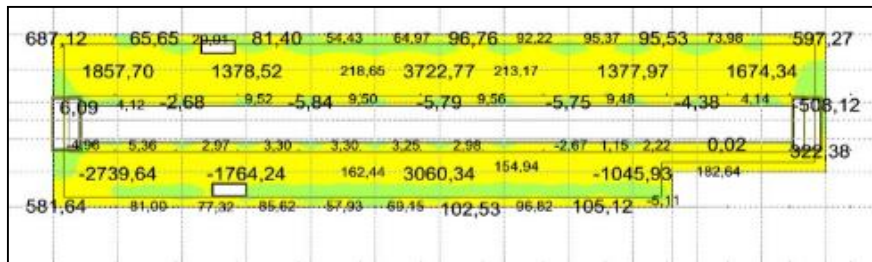


Figure III-15:15 Moment fléchissant (quais)

$$M_{max} = -2739.64KN.m$$

Sous quais

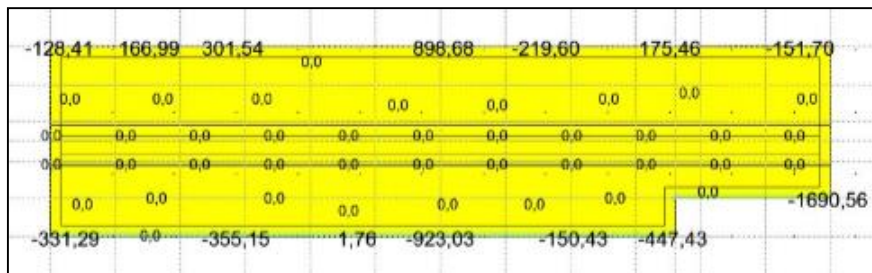


Figure III-16: Moment fléchissant (sous quais)

$$M_{max} = -923KN.m$$

Le voile :

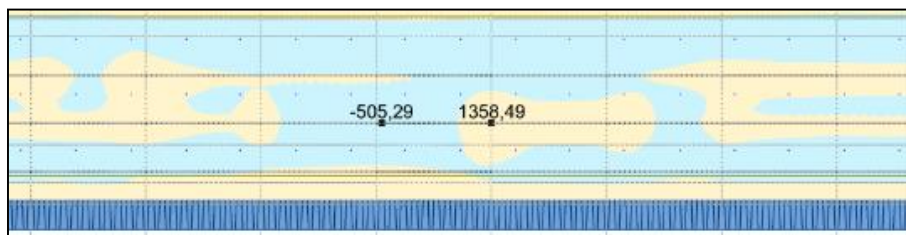


Figure III-17: Moment fléchissant (voile)

$$M_{max} = 1358.49KN.m$$

III.6 Calcul des sections d'armatures

Les détails sont décrits dans l'ANNEXE E avec :

A_{s1} : armatures inférieures (tendues)

A_{s2} : armatures supérieures (comprimées)

Dalle de couverture :

On a une section rectangulaire du béton ($b \cdot h$) sollicitée à la flexion simple telle que:

$$M_{max} = -11168.4 \text{ KN.m}$$

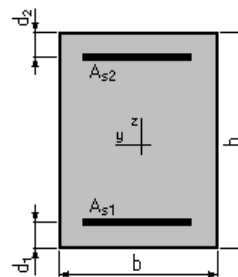
$$M_{min} = 4766 \text{ KN.m}$$

$b = 1050$ (cm) Largeur de la section

$h = 150$ (cm) Hauteur de la section

$d_1 = 6$ (cm) Enrobage supérieur

$d_2 = 6$ (cm) Enrobage inférieur



En utilisant logiciel (ROBOT EXPERT BA) on trouve que :

$$A_{s1} = 181,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 151,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Sous quais :

On a la même type de sollicitation sur une section rectangulaire ($b \cdot h$) telle que :

$$M_{max} = -923 \text{ KN.m}$$

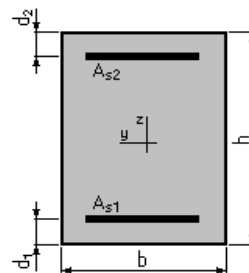
$$M_{min} = 898.24$$

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 6,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 6,0 \text{ (cm)}$$



D'après logiciel on obtient les sections d'armatures comme suit :

$$A_{s1} = 23,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 22,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Poteau :

La section de béton du pilier est sollicitée à la flexion composée (moment fléchissant et effort normal).

$$M = 1520KN.m$$

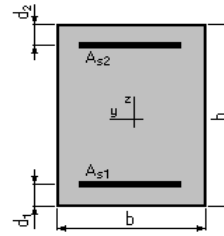
$$N = 654KN$$

$$b = 90,0(cm)$$

$$h = 90,0(cm)$$

$$d_1 = 6,0(cm)$$

$$d_2 = 6,0(cm)$$



On trouve que les sections d'armatures sont :

$$A_{s1} = 36,7 (cm^2)$$

$$A_{s2} = 36,7 (cm^2)$$

Voile :

On peut considérer aussi que la section du voile est rectangulaire sollicitée à la flexion composée :

$$M = 1358KN.m$$

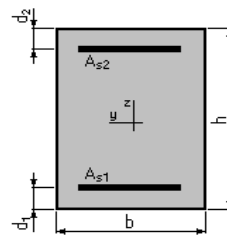
$$N = 5700KN$$

$$b = 100,0(cm)$$

$$h = 60,0(cm)$$

$$d_1 = 6,0(cm)$$

$$d_2 = 6,0(cm)$$



On a les sections d'armatures sont :

$$A_{s1} = 18,2 (cm^2)$$

$$A_{s2} = 25,5 (cm^2)$$

III.7 Flottaison du radier:

III.7.1 Définitions Et Principe:

La caractéristique la plus attrayante des structures de stations de métro construites, est leur espace et, inévitablement, la flexibilité qu'elles offrent dans leur planification. Cependant, cet aspect même peut parfois donner lieu à des problèmes et, potentiellement, conduire à l'instabilité si le poids unitaire équivalent de la structure dans son ensemble s'avère être comparable au poids unitaire de l'eau.

faut s'attendre à ce que la présence des eaux souterraines et leur vitesse de déplacement jouent un rôle important dans l'interaction entre l'eau souterraine et une structure profonde durant les différentes étapes de sa construction et, potentiellement, sa durée de vie opérationnelle ainsi, il est donc essentiel de prendre dûment connaissance de l'impact de la présence et du mouvement de l'eau souterraine sur la conception.

La flottabilité d'une structure immergée dans l'eau est uniquement fonction du poids de l'eau déplacé par celle-ci. C'est une mesure de la pression ascendante nette de l'eau sur la base de la structure et peut être liée à la "profondeur humide" D_w de la structure [18].

Le phénomène de flottaison du radier est fréquent dans la majorité des stations de métro à travers le monde comme son nom l'indique, c'est un phénomène où le radier 'flotte' sous l'action de la pression exercée par l'eau souterraine, ce phénomène est basé sur le principe de la poussée d'Archimède pour vérifier la capacité de résistance du radier à ce phénomène, on utilisera les équations suivantes [18] :

$$F = \frac{0.1(\gamma_w m' + w_e')}{K'} \dots \text{(IV-7.1)}$$

$$m' = \frac{z}{D_w} \dots \text{(IV-7.2)}$$

$$w_e' = \frac{W}{B \cdot D_w} \dots \text{(IV-7.3)}$$

$$K' = 1 - \frac{B' L' d}{B L D_w} \dots \text{(IV-7.4)}$$

Avec:

F : facteur de sécurité (varie entre 1.03 et 1.15)

γ_w : poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

γ_A : poids volumique du sol au-dessus de la nappe d'eau (émergé)

γ_B : poids volumique du sol au-dessous de la nappe d'eau (immergé)

γ_E : poids volumique du sol au-dessus de la dalle de couverture

W_A : poids effectif du sol au-dessus de la nappe d'eau

W_B : poids effectif du sol au-dessous de la nappe d'eau

W_S : poids effectif total = $W_A + W_B$

W : poids propre de la structure

Z : profondeur de la structure

Z_1 : profondeur de la nappe d'eau

Dimensions de la structure :

$L(L')$: longueur totale (longueur libre)

$B(B')$: largeur totale (largeur libre)

$D(d)$: profondeur totale (pénétration)

Pour mieux comprendre les paramètres définis ci-dessus voici le schéma suivant :

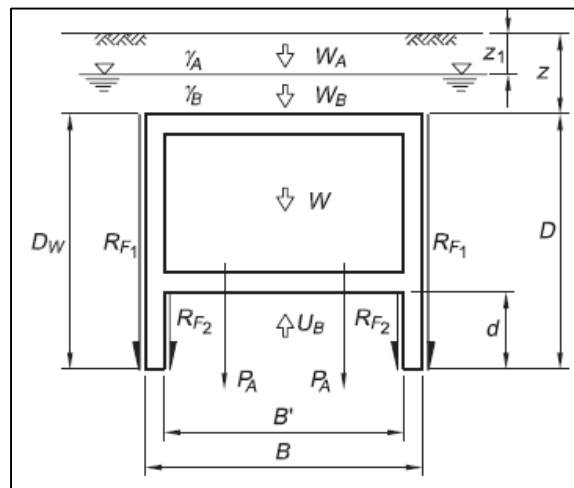


Figure III-18:chargements verticaux dans une coupe transversale [18]

Pour une structure souterraine, le facteur de sécurité vis-à-vis de la flottaison vise à fournir, essentiellement, une mesure de sécurité contre l'incidence de son instabilité verticale sous l'action de la flottabilité. Dans un sous-sol et dans un environnement souterrain donné, afin que la structure souterraine ne flotte pas vers le haut et provoque une instabilité, la somme des forces agissant vers le bas doit dépasser la force ascendante de la flottabilité par une marge sensible. Cette marge doit être suffisante pour permettre les variations et les incertitudes les plus néfastes mais réalisables de façon réaliste dans les paramètres de conception et les conditions aux limites. La marge de sécurité désirée est généralement mesurée comme le rapport entre toutes les forces agissant vers le bas qui s'opposent à la flottaison et la force de flottabilité agissant vers le haut. Ce rapport est communément appelé facteur de sécurité contre la flottaison [18].

Le principe de calcul est de faire en sorte que la structure résiste par son poids propre à la force de flottaison, pour cela nous allons d'abord proposer une valeur du coefficient de sécurité entre 1.03 et 1.15 ,généralement un facteur de 1.03 est suffisant pour effectuer cette

vérification , mais pour plus de précautions dans notre cas nous allons prendre un facteur égala 1.05 , puis de l'équation (IV-7.1) nous allons déduire la valeur du poids propre de la structure qu'on notera W_R qui représente la valeur minimale du poids propre nécessaire pour résistera la flottaison , puis nous allons comparer cette valeur à celle du poids propre de notre ouvrage calculé en utilisant les dimensions de la structure qui sont illustrés dans la figure IV-19 et l'équation (IV7.5)

III.7.2 Application Numérique:

Nous allons nous servir du schéma suivant:

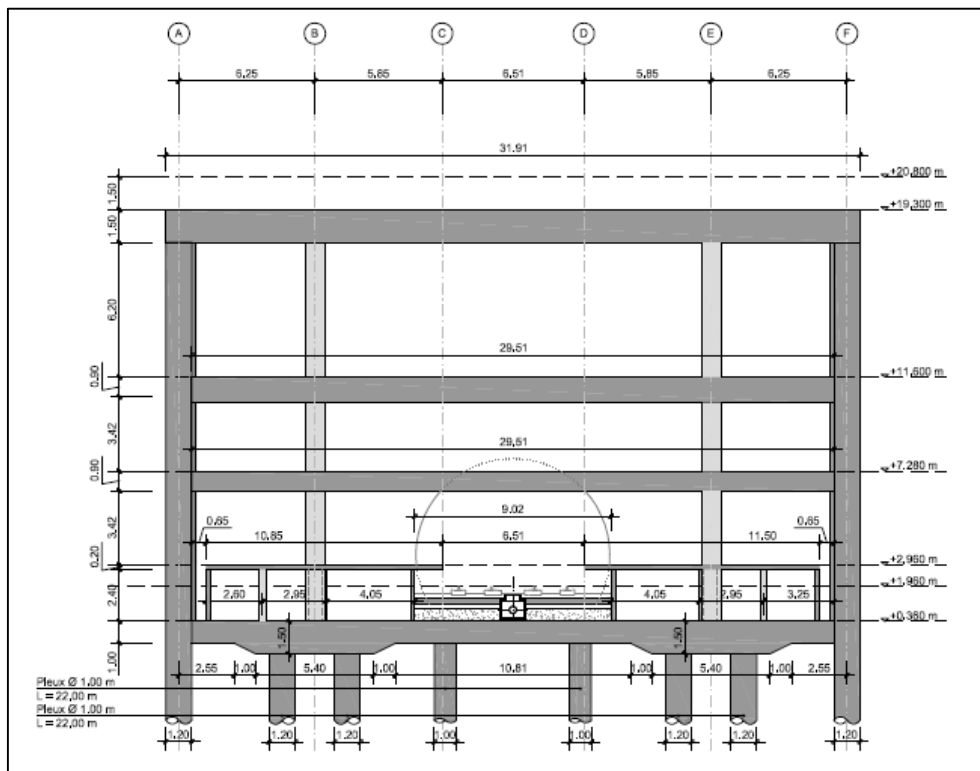


Figure III-19: Coupe transversale de la station Mohamed Belarbi[1]

Dans notre cas nous avons :

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

$$L= 127\text{m} (L'=125.8\text{m})$$

$$B=31\text{m} (B'=29.8\text{m})$$

$$D=37.1\text{m} (D_w=27.3\text{m})$$

$$d=16.3\text{m} ; z=1.5\text{m} ; z_1=8.5\text{m}$$

$$\text{On aura : } K'=0.45 \quad m'=0.1$$

On propose $F=1.05$ comme mentionné au début

On trouve $W_R=2222KN$

En calculant W par la descente de charge sachant que le poids volumique du béton est $25KN/m^3$ on trouve :

$$A_{eq} = B' \cdot \sum T_F \frac{L'}{L} + b \cdot \frac{L_P}{L} \cdot \sum T_P + 2 \cdot T_W \cdot D \cdot \left(1 + \frac{B'}{L}\right) + \frac{L_P}{L} \sum T_S \cdot H_P + A_C \cdot H_C \cdot \frac{n_r}{p} \dots \text{(IV-7.5)}$$

Avec :

T_F : épaisseur de la dalle de couverture

L_P : longueur de la dalle du quai

T_P : épaisseur de la dalle du quai

T_W : épaisseur du mur périphérique

T_S : épaisseur du mur de quai

H_P : hauteur du mur du quai

A_C : section d'un poteau

H_C : hauteur du poteau

n_r : nombre de rangées de poteaux

p : espacement longitudinal entre les poteaux

$$\begin{aligned} A_{eq} &= 29.8 * \left(1.5 * \frac{125.8}{127}\right) + 22.35 * 0.2 + 2 * 0.6 * 37.1 * \left(1 + \frac{29.8}{127}\right) + 2.4 * 0.2 * 8 \\ &\quad + 0.9 * 0.9 * 2.44 * \frac{2}{10.5} = 156.67m^2 \end{aligned}$$

$$W = 25 * A_{eq} = 3916KN > 2222KN$$

Le poids propre de la station est suffisant pour résister à la flottaison

III.8 Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons étudié la structure interne de la station, en passant par le calcul des éléments en béton armé à l'aide du logiciel Robot. Puis nous avons achevé ce chapitre par l'étude de la résistance du radier à la flottaison où nous avons constaté que le poids propre était assez suffisant pour résister à lui seul à ce phénomène, nous avons ainsi terminé notre travail sur l'étude de la station et nous allons passer à la conclusion générale.

CONCLUSION
GENERALE

Conclusion générale

Le but principal de ce Projet de Fin d'Etudes proposé par l'entreprise Cosider Travaux Publics(TP), était de développer nos connaissances et nos compétences dans un domaine que nous apprécions tout particulièrement, à savoir la géotechnique, et plus particulièrement les structures de soutènement. La chance que nous avons eue est d'effectuer notre projet dans l'entreprise Cosider TP, qui a pris en charge tous les travaux du Métro d'Alger. Les étapes de ce projet étaient multiples.

Tout d'abord, Nous nous sommes principalement documentés sur les différentes méthodes qui sont référencées comme étant les méthodes les plus couramment employées pour les ouvrages de soutènements. Nous avons retenu :

La première catégorie est celle des parois moulées. Cela consiste en la réalisation d'excavations de panneaux dans le sol pour le coulage du béton dans la masse.

La seconde catégorie de parois était celle des parois de pieux. C'est-à-dire qu'elle consiste en la mise en œuvre de rideaux de pieux afin de former un écran. Lorsque les pieux s'entrecoupent, il s'agit d'une paroi de pieux sécants.

La troisième catégorie de parois était celle des parois berlinoises, c'est-à-dire celles qui assemblent des éléments verticaux disjoints et des éléments pouvant être de différente nature assurant le blindage sur la hauteur de la fouille en transmettant les efforts de poussée aux éléments verticaux.

Chacune de ces parois présentent des avantages et des inconvénients, après une étude comparative nous avons opté pour la solution des pieux sécants pour notre ouvrage. Cette solution dispose de bonnes capacités d'étanchéité, est adaptable à toutes les géométries, convient pour les profondeurs du projet, et peut être réalisée en présence de tout type de sol. Elle accommode toutes les caractéristiques requises pour ce projet, d'autant qu'elle ne constitue pas une solution excessivement coûteuse. Il faudra toutefois veiller lors de la mise en œuvre à bien contrôler la verticalité des pieux, ce fût la première étape de notre travail.

La seconde étape a fait l'objet d'une synthèse des différentes méthodes de creusement et des différents types de tirants d'ancrage. Ensuite, nous avons résumé les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches du profil de sol sur lequel va être érigé notre ouvrage.

CONCLUSION GENERALE

Ensuite, nous avons dimensionné le rideau de pieux sécants. Pour cela, nous avons évalué la hauteur du pieu, modélisé les différentes étapes d'excavation et dimensionné les tirants d'ancrage.

La dernière étape est l'étude de la structure interne de la station, en passant par le calcul numérique des éléments en béton armé et l'étude de la résistance du radier à la flottaison.

Notre projet de fin d'étude nous a permis de :

- Mettre en pratique les notions acquises au long de notre cursus.
- Connaître les étapes de l'étude d'un ouvrage souterrain.
- Utiliser des logiciels de modélisation et de calcul numérique pour dimensionner les différentes parties d'un ouvrage.
- Connaître les différents types de soutènement ainsi que l'importance des études Géotechniques géologiques et hydrogéologiques.
- Améliorer notre connaissance des infrastructures souterraines.

La chose la plus importante que nous avons réalisée est que malgré l'aide matérielle apportée par les logiciels, elle ne pourra pas remplacer la réflexion de l'Ingénieur qui reste un facteur déterminant dans le déroulement de l'étude et/ou de la réalisation d'un ouvrage donné.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. Entreprise Metro D'Alger, documents d'avant-projet détaillé.
- [2].Leo Beguinet, Etude des différents types de blindage de fouille rencontrés sur les projets de construction au Luxembourg, thèse d'ingénieur en génie civil, INSA Luxembourg, septembre 2016.
- [3].Cours fondations profondes, école polytechnique fédérale de Lausanne.
- [4]. CSTC – Infofiche 56.3: Parois de pieux sécants Type 1.
- [5]. BELFADEL Ibtissem, Etude d'exécution de la station métro, thèse d'ingénieur en travaux publics, ENSTP, 2014.
- [6].CHERID Djamila, cours d'ouvrages d'art, école nationale polytechnique
- [7].GANA houssam et MANSOUR Farid Aghilas, Creusement et soutènement provisoire d'un tunnel métropolitain (cas du métro d'Alger –trçon AinNaadja), thèse d'ingénieur en génie civil, école nationale polytechnique, juin 2014
- [8].Recommandations TA 95, calcul des tirants d'ancrages
- [9]. Michel Bustamante. Méthode de calcul des tirants d'ancrage
- [10].S.BELKACEMI, cours de mécanique des sols ,2008
- [11].EUROCODE 7, écrans de soutènement NF P94.282
- [12]. Ph. JOIGNANT, calculs des structures
- [13]. R.BOUTEMEUR, cours de béton armé
- [14].EUROCODE 2, dimensionnement des fondations
- [15]. BAEL 91, Béton armé aux états limites
- [16]M.CHERCHALI, dimensionnement des tirants d'ancrage
- [17].British Standard BS-EN 1537:2000 execution of special geotechnical works-ground anchors
- [18].Krishan Kaul, Cut-and-Cover Metro structures Geo-Structural Design: An Integrated Approach
- [19].DTR-BC 2.2

Annexes

ANNEXE A : Calcul des coefficients de poussée et de butée

Notion de poussée et de butée

Imaginons un écran mince vertical lisse dans un massif de sable. Il est soumis par définition à la poussée au repos. En supprimant le demi massif de gauche, et en déplaçant l'écran parallèlement à lui-même vers la droite, il se produit un équilibre dit de **butée** (ou passif). En le déplaçant vers la gauche, il se produit un équilibre de **poussée** (ou actif).

La figure 1 représente la force horizontale F à appliquer à cet écran pour le déplacer.

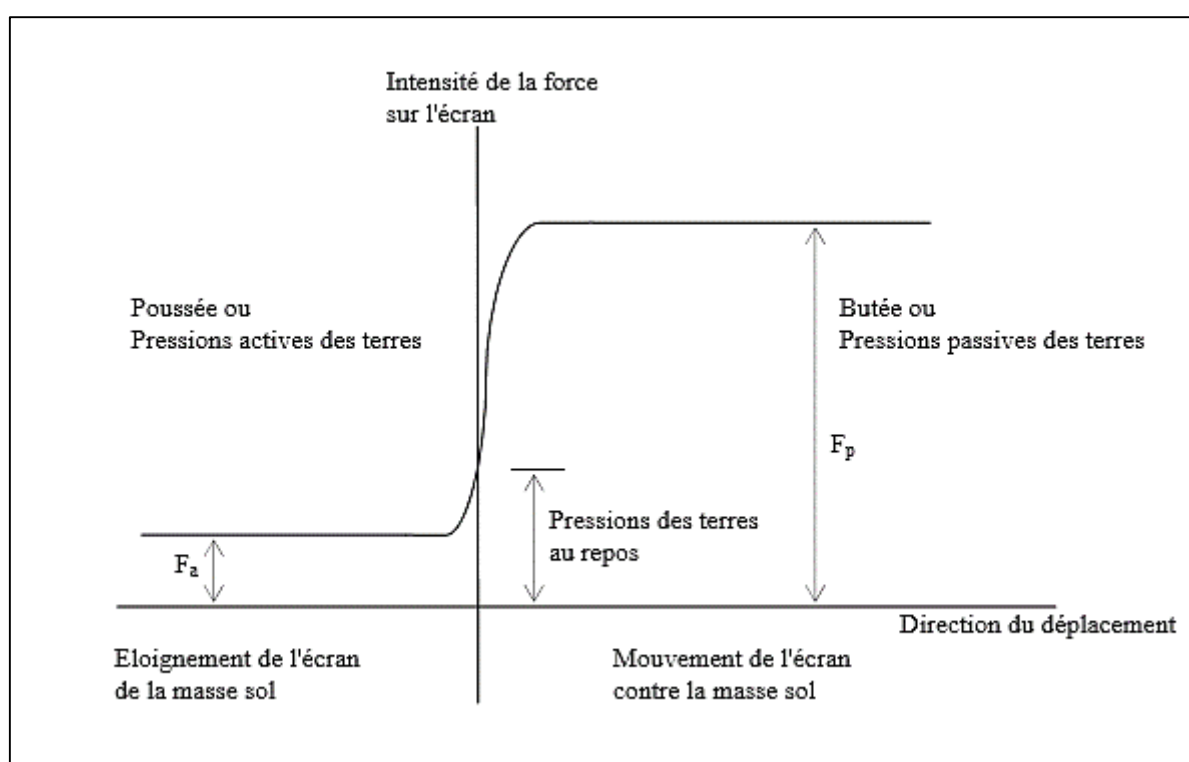


Figure A-1 : Principe de la poussée et de la butée.

D'après la théorie de **COULOMB**, K_a et K_p sont des constantes dépendantes de la géométrie du mur et des propriétés mécaniques du sol et de l'interface mur sol. Ces constantes sont évaluées par :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \phi_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi - \delta)}{\cos(\alpha + \phi_1) \cos(\delta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \phi_1) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi + \delta)}{\cos(\alpha - \phi_1) \cos(\delta - \alpha)}} \right]^2}$$

On prend : $\phi_1 = \delta = \frac{2}{3} \phi$

On peut aussi déterminer ces constantes d'après **Caquot-Kérisel** :

Tableau A-0-1 : Coefficients de poussée et de butée

POUSSÉE ET BUTÉE DES TERRES										
• Coefficients de poussée et de butée										
Valeurs de K_{ay} (sur la première ligne) et de K_{py} (sur la deuxième ligne) (surface libre horizontale, écran vertical) pour diverses valeurs de δ (d'après Caquot-Kérisel).										
	valeurs de ϕ									
	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
$\frac{\delta}{\phi} = 1 \dots$	0,81	0,65	0,53	0,44	0,37	0,31	0,26	0,22	0,185	0,155
	0,99	0,98	0,97	0,95	0,93	0,90	0,86	0,80	0,73	0,64
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{2}{3} \dots$	0,81	0,66	0,54	0,44	0,36	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	1,06	1,16	1,24	1,33	1,44	1,56	1,68	1,8	1,7	1,6
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{1}{3} \dots$	0,82	0,67	0,56	0,45	0,37	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	1,15	1,30	1,49	1,70	1,93	2,20	2,5	2,8	3,2	3,6
$\frac{\delta}{\phi} = 0 \dots$	0,84	0,70	0,59	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17	0,13
	1,19	1,42	1,70	2,04	2,46	3	3,7	4,6	5,8	7,5
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{1}{3} \dots$	0,88	0,75	0,64	0,52	0,46	0,39	0,32	0,26	0,20	0,16
	1,22	1,52	1,89	2,38	3,03	4,02	5,55	8,1	12	19
$\frac{\delta}{\phi} = -\frac{2}{3} \dots$	0,94	0,81	0,72	0,64	0,56	0,48	0,40	0,34	0,27	0,22
	1,24	1,59	2,06	2,72	3,61	5,25	8,0	12,8	21	41
$\frac{\delta}{\phi} = -1 \dots$	1,04	1,06	1,05	1,04	1,02	0,98	0,94	0,88	0,82	0,75
	1,26	1,66	2,20	3,04	4,26	6,56	10,7	18,2	35	75

ANNEXE B : Evaluation du chargement

Hypothèse :

Considérons une surcharge uniforme limitée à une distance **a** de l'arête de l'écran. Les hypothèses suivantes sont habituellement faites :

Au-dessus de la ligne qui est inclinée de φ , la surcharge n'a aucune influence.

En dessous de cette ligne, la surcharge agit comme si elle était infinie c'est-à-dire :

$$\sigma_q = K_{aq} * q$$

La figure suivante illustre l'effet de la surcharge sur les contraintes :



Figure B-1 : prise en compte de l'effet de la surcharge sur les contraintes (Eurocode 7)

Application

Evaluation de chargement de la grue

$Q_{\text{grue}} = 150 \text{KN/m}^2$ une distance de 2 m dans la couche Rp ($\varphi = 28^\circ$)

Donc : $a * \tan\varphi = 2 * \tan(28^\circ) = 1.06$.

Le chargement de la grue n'influe pas sur l'intervalle $0 < Z < 1$.

ANNEXE C : Caractéristiques des matériaux

Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. L'Eurocode définit des classes de résistance du béton par un couple de valeurs f_{ck}/f_{ckcube} .

Coefficient de sécurité du béton : (article 1.1.1)

- Situation fondamentale $\gamma_{c1} = 1,5$
- Situation accidentelle $\gamma_{c2} = 1,2$
- Coefficient tenant compte de la durée d'application des charges : $\alpha_{cc} = 0,85$

a)-Béton projeté selon EC2 : C25/30

Poids volumique	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Résistance à la compression	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
La résistance moyenne à la compression	$F_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$ $f_{cm} = 33 \text{ MPa}$
Résistance à la traction	$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 2.6 \text{ MPa}$
Module d'Elasticité	$E_{cm} = 22000 \left(f_{ck} + \frac{8}{10} \right)^{0.3} = 3.1 * 10^4 \text{ MPa}$
Déformation unitaire ultime en compression	$\varepsilon_{bu} = 0,0035$
Contrainte admissible en compression du béton à l'ELS	$F_{cadm} = 0,6f_{ck} = 15 \text{ MPa}$
Contrainte admissible en compression du béton à l'ELU	$f_{cd1} = \alpha_{cc} \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_{c1}} \right) = 14.167 \text{ MPa}$
Contrainte admissible en compression du béton à l'ELA	$f_{cd1} = \alpha_{cc} \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_{c2}} \right)$ $f_{cd2} = 17.708 \text{ MPa}$

b)-Béton Armé selon EC2 : C30/37

Poids volumique	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Résistance à la compression	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
La résistance moyenne à la compression	$F_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$ $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$

Résistance à la traction	$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 2.9MPa$
Module d'Elasticité	$E_{cm} = 22000 \left(f_{ck} + \frac{8}{10} \right)^{0.3} = 3.3 * 10^4 MPa$
Déformation unitaire ultime en compression	$\varepsilon_{bu} = 0,0035$
Contrainte admissible en compression du béton à l'ELS	$F_{cadm} = 0,6f_{ck} = 18MPa$
Contrainte admissible en compression du béton à l'ELU	$f_{cd1} = \alpha_{cc} \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_{c1}} \right) = 17MPa$
Contrainte admissible en compression du béton à l'ELA	$f_{cd1} = \alpha_{cc} \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_{c2}} \right)$ $f_{cd2} = 21.25MPa$

c)- Béton de propreté selon EC2 : C12/15

Poids volumique	$\gamma = 20kN/m^3$
Résistance à la compression	$f_{ck} = 12 N/mm^2$
La résistance moyenne à la compression	$F_{cm} = f_{ck} + 8MPa$ $f_{cm} = 20MPa$
Résistance à la traction	$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 1.6MPa$
Module d'Elasticité	$E_{cm} = 22000 \left(f_{ck} + \frac{8}{10} \right)^{0.3}$ $= 2.7 * 10^4 MPa$
Déformation unitaire ultime en compression	$\varepsilon_{bu} = 0,0035$

Acier

a)-Armatures de ferrailage selon EC2 :

Elles sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction dans une structure en béton. Les aciers utilisés sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE50 B.

- Limite d'élasticité de l'acier $f_{yk} = 500 MPa$
- Module d'élasticité de l'acier $E_s = 200000 MPa$
- Coefficient de sécurité de l'acier $\eta = 1.6$
- Situation fondamentale $\gamma_{s1} = 1.15$
- Situation accidentelle $\gamma_{sl} = 1.00$

b)-Tirants d’ancrage selon EC3 : ST 1570/1770 – (voir aussi spécifications détaillées, document fourni par le personnel du chantier après essais).

c)- Clous et boulons : *Classe 5.6*

d)- Tubes en Acier : *Fe 430C*

e)-Maille électro soudé : *Fe E 50*

f)- Clouages : *Fe E 40 A*

g)-Enrobage de l’armature

Le positionnement des barres d’armature doit permettre un bétonnage correct. Toutes les barres ou groupes de barres doivent être recouvertes parfaitement par le béton. Les espacements pour-la mise en œuvre des vibrateurs sont pris en compte. Les écartements entre deux barres consécutives longitudinales, barres d’ancrage et les armatures de recouvrement, ainsi que les rayons de courbure des barres seront déterminés d’après l’Eurocode. Les enrobages minimaux (min c) suivants doivent être garantis :

- Parois forées : 75mm (NF EN 1536)
- Structure : 25mm (structures ; classe d’exposition XC 3, NF EN 1992)
- 30mm (structures ; classe d’exposition XC 4, NF EN 1992)

i)-Marges de sécurité : Δc additionnelles pour garantir l’enrobage :

- béton coulé sur place 10mm

- éléments préfabriqués 5mm

Enrobage nominal selon plan : $c_{nom} = c_{min} + \Delta c$

Les valeurs finales de l’enrobage (c_{nom}) sont les suivantes :

- Parois forées : 90mm
- Structure : 35mm (structures intérieures ; classe d’exposition XC 3, Ø8 – 25mm)
- 40mm (structures intérieures ; classe d’exposition XC 3, Ø28mm)
- 50mm (structures extérieures avec contact du sol ; classe d’exposition XC 4)

L’enrobage des aciers sera réalisé par des écarteurs.

Cet enrobage minimal correspond aux demandes de recouvrement et de durabilité de l’Eurocode 2. Des demandes spécifiques concernant l’enrobage seront indiquées sur les plans et sur les notes des dessins.

ANNEXE D : Calcul des tirants d'ancrage

La capacité d'un tirant peut varier de quelques tonnes à plus de 1 500 tonnes. La gamme courante va de 20 à 200 tonnes. Les longueurs totales dépendent des caractéristiques des projets et vont de 10 à plus de 60 mètres. Les longueurs moyennes sont de 15 à 25 mètres.

Il s'agit de déterminer la section d'acier, la longueur d'ancrage et la longueur de la partie libre du tirant d'ancrage.

Recommandations T.A 95 :

Définitions relatives aux phases successives de la durée de vie d'un tirant :

Les différentes phases de la durée de vie d'un tirant sont illustrées dans la figure ci-après :

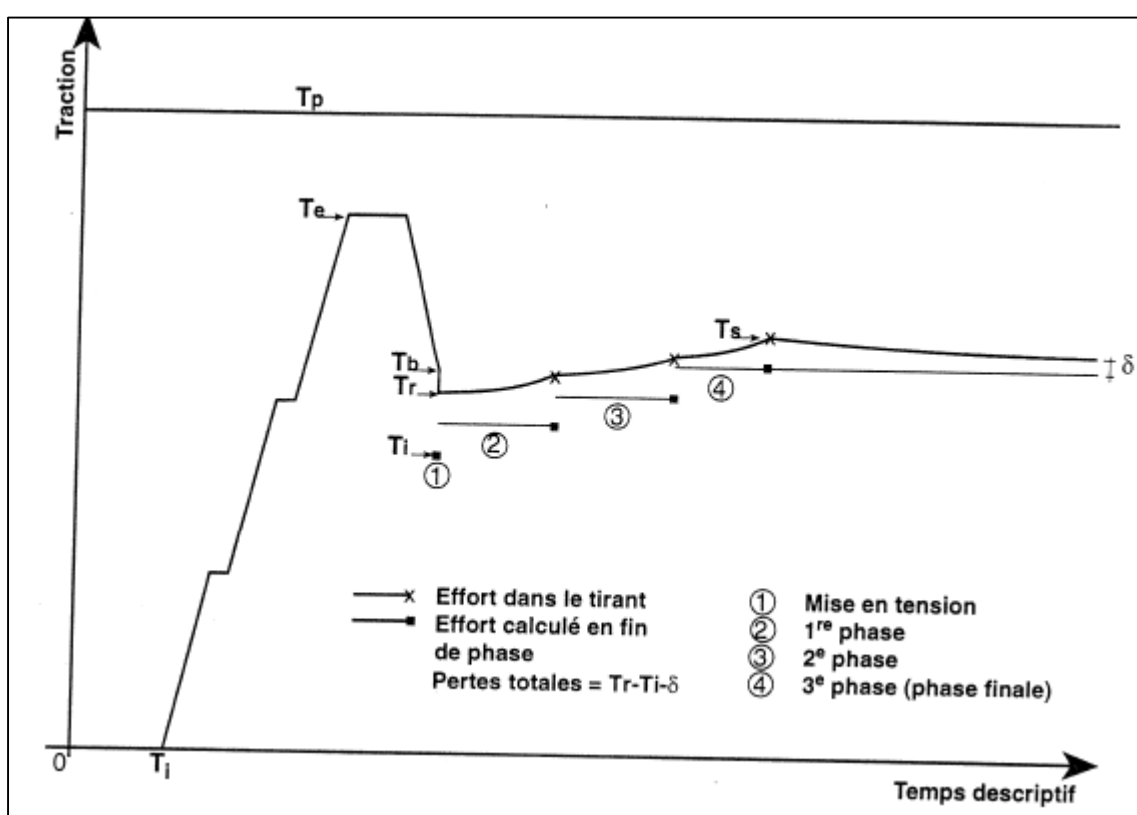


Figure D-1 : évolution de la tension au niveau du tirant d'ancrage

L'intervalle $0-T_i$ correspond à la mise en œuvre du tirant d'ancrage dont les étapes sont précisées dans le chapitre 1 de notre projet ; la phase qui suit cet intervalle correspond à la mise en tension du tirant. Cette période se décompose en un certain nombre de phases élémentaires :

- D'abord on porte la traction du tirant à une valeur T_e (traction d'épreuve) qui ne sera ensuite plus dépassée dans tout le processus de mise en service

- Ensuite, on laisse descendre la tension jusqu'à une certaine valeur appelée traction de blocage (T_b) ; elle peut être éventuellement égale ou inférieure à T_e .
- Après la préparation du blocage, vient le blocage proprement dit, la traction qui subsiste alors dans le tirant est appelée traction réelle de blocage T_r

La suite du diagramme indique la traction dans le tirant lors des phases successives de travaux jusqu'à la phase finale

Le tirant est alors mécaniquement terminé et ne donne plus lieu à aucune intervention, à moins qu'il ne fasse l'objet d'un contrôle systématique.

Définitions relatives aux efforts sollicitant les tirants :

Traction limite conventionnelle :

Cette valeur correspond à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- Rupture de l'armature du tirant
- Rupture du scellement (traction limite T_u)

Traction de service T_s :

La traction limite de service est celle qui doit subsister dans le tirant pour assurer l'équilibre de la structure, tel qu'il résulte du calcul, sous les sollicitations les plus défavorables pouvant se produire pendant toute la durée de vie de l'ouvrage.

La traction de service résulte de limitations imposées :

- Soit par les contraintes dans l'armature ;
- Soit par la rupture du scellement ;
- Soit par les phénomènes de fluage.

Elle se déduit de la traction limite conventionnelle à partir de la relation :

$$T_s \leq \frac{\text{traction limite conventionnelle}}{F_t}$$

Où F_t est le coefficient de sécurité propre au tirant

D'une autre manière si T_p désigne la force de traction correspondant à la limite d'élasticité conventionnelle de l'armature du tirant, T_s doit être plus au moins égale à l'une des valeurs suivantes :

$T_s < 0.75T_p$ pour les tirants provisoires

$T_s < 0.6T_p$ pour les tirants permanents

Méthode de Bustamante :

Cette méthode permet de calculer la longueur d'un tirant d'ancrage à partir des tableaux et lois décrites plus loin.

Prédimensionnement de la longueur libre :

L'importance de la longueur libre est, dans la majorité des cas, essentiellement conditionnée par la situation de la couche d'ancrage. Comme on préfère dans la pratique sceller dans des sols relativement compacts, la longueur libre est d'autant plus importante que la couche présentant de telles caractéristiques est profonde. Dans les autres cas, il faut s'assurer que la longueur libre est suffisante pour délimiter un volume de sol suffisamment important pour ne faire courir aucun risque de rupture d'ensemble du massif. Il faut également s'assurer d'une longueur totale minimale de l'armature permettant le blocage à la traction désirée, compte tenu des pertes mécaniques.

La longueur libre dépend du plan de glissement du sol, calculé sur la base de la dernière couche du sol à laquelle le pieu trouve ancrage, ainsi que d'une valeur supposée ($0.5H$) considéré comme un facteur de sécurité.

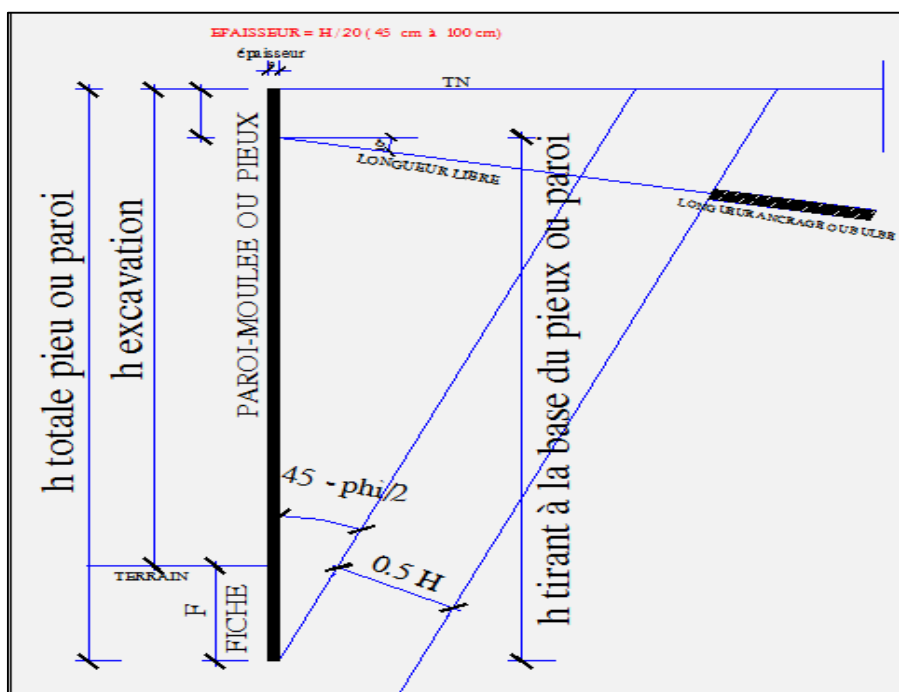


Figure D-2 : calcul de la longueur libre

- **Prédimensionnement de la longueur de scellement :**

Il s'agit de mobiliser un frottement dans un terrain donné. Dans un rocher l'effort se transmet de l'armature au terrain par la formation de bielles de compression. Dans le cas d'un sol, le frottement latéral mobilisable augmente avec la contrainte normale à l'interface scellement/terrain.

Cette contrainte normale est fonction de :

- la contrainte initiale

- la compacité du sol par le phénomène de dilatance.

A titre indicatif, on peut retenir :

- Sables et graves lâches : 2 à 4 t/m
- Sables et graves denses : 6 à 12 t/m
- Argiles et limons raides : 2 à 6 t/m
- Argiles et limons durs : 4 à 9 t/m
- Craie altérée : 6 à 10 t/m
- Craie saine : 10 à 15 t/m
- Rocher : 15 à 30 t/m

Pour un tirant de 80 t, la longueur de scellement est communément comprise entre 4 et 15m.

Il faut être particulièrement prudent dans les terrains susceptibles de présenter des phénomènes de fluage, c'est-à-dire dont l'indice de plasticité supérieur à 20, comme les argiles ou les marnes. Les roches moyennes à dures, les alluvions propres et denses sont de bonnes couches d'ancrage.

La capacité de scellement retenue est toujours vérifiée par des essais de tirants.

Tableau D-1 : Caractéristiques géométriques (méthode de bustamante)

Caractéristiques géométriques		Tirants	Micropieux
Longueurs totales L_T (m)	moyennes	20.5	12.5
	extrêmes	7 à 46	6.5 à 20.75
Longueurs scellées L_S (m)	moyennes	7.75	7.5
	extrêmes	5 à 18	4.75 à 12
Diamètres forages (mm)	moyens	132	160
	extrêmes	95 à 170	115 à 242

D'après le (tableau II p79) de la méthode de BUSTAMANTE $5 < L_s < 18$ m

La longueur scellée est déduite de la loi suivante :

$$, T_L = \pi * D_s * L_s * q_s$$

La valeur D_s dépend en premier lieu du diamètre de forage D_d mais aussi de la nature et de la compacité des sols et du mode de scellement, Cette valeur est évaluée avec la formule en introduisant un coefficient de majoration α .

$$D_s = \alpha * D_d$$

Avec : $D_d = 160\text{mm}$ pour les tirants a 4 et 5 torons

$D_d = 200\text{mm}$ pour les tirants a 6 et 7 torons

Quand a q_s et α ils sont déterminés par la figure D.4

NOTE 2 Les valeurs de q_s et de α à appliquer sont indiquées dans le Tableau H.1.2.1. Le tableau ne donne que les valeurs des asymptotes des courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire.

Tableau H.1.2.1 – Valeurs de q_s et de α pour estimer la résistance à l'arrachement des tirants d'ancrage scellés par injection globale et unique (IGU) ou par injection répétitive sélective (IRS) d'après le T.A. 95

	IRS ⁽¹⁾		IGU ⁽²⁾	
	α ⁽³⁾	q_s ⁽⁴⁾	α ⁽³⁾	q_s ⁽⁴⁾
Grave et sable				
Grave	1,8	0,1 p_i + 0,05	1,3 à 1,4	0,1 p_i
Grave sableuse	1,6 à 1,8		1,2 à 1,4	
Sables graveleux	1,5 à 1,6		1,2 à 1,3	
Sables grossiers, moyens, fins ou limoneux				
	1,4 à 1,5	0,1 p_i + 0,05	1,1 à 1,2	0,1 p_i
Limon et argile				
Limon	1,4 à 1,6	0,08 p_i + 0,10	1,1 à 1,2	0,06 p_i + 0,04
Argile	1,8 à 2,0		1,2	
Marne, Marno-calcaire et craie altérée ou fragmentée				
	1,8	0,07 p_i + 0,13	1,1 à 1,2	0,05 p_i + 0,1
Rocher altéré ou fragmenté				
	1,2	0,12 p_i + 0,08	1,1	0,1 p_i + 0,06
NOTES				
(1) Injection Répétitive et Sélective sous une pression d'injection élevée (supérieure ou égale à la pression limite pressiométrique p_i du terrain, mais inférieure à 4 MPa).				
(2) Injection globale et Unique sous faible pression (inférieure à la pression limite pressiométrique p_i du terrain, mais supérieure à 1 MPa).				
(3) Coefficient majorateur qu'il est admis d'appliquer au diamètre de forage pour estimer le diamètre du scellement, pour un dosage de coulis C/E compris entre 1,7 à 2,4.				
(4) q_s et p_i en MPa. Ces formules empiriques sont à utiliser de manière prudente d'une manière générale dans les limons et les argiles et, pour les autres sols, lorsque la pression limite d'un terrain est inférieure à 0,5 MPa.				

Tableau 2.2.1. Valeur du coefficient α pour le calcul du diamètre du scellement

Figure D-3 : valeurs de q_s et α

Le tableau suivant contient les valeurs de la pression limite P_1 obtenue par les essais pressiometriques au pressiometre de menard pour chaque couche de sol et qui entre dans le calcul de q_s :

Tableau :Les valeurs de la pression limite selon les essais pressiometriques

Essais pressiometriques	
Couche de sol	Valeur de P_1 (bars)
A1	8.51
Qm	16.88
Ta	27.85
Ts	30.77

ANNEXE E : Calcul des sections en béton armé

Dalle de couverture : Flexion simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

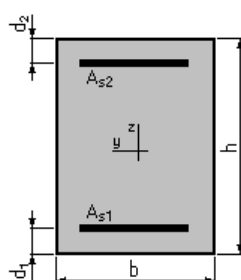
2. Section:

$$b = 1050 \text{ (cm)}$$

$$h = 150 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 6 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 6 \text{ (cm)}$$



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN * m)	M_{\min} (kN * m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-11168,40	4766,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 181,2$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 151,2$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 151,2$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,22$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU

Coefficient de sécurité: 1,00

Pivot: A

Position de l'axe neutre:

$$y = 5,6 \text{ (cm)}$$

Bras de levier:

$$Z = 141,8 \text{ (cm)}$$

Déformation du béton:

$$\varepsilon_b = 0,40 \text{ (‰)}$$

Déformation de l'acier:

$$\varepsilon_s = 10,0 \text{ (‰)}$$

Contrainte de l'acier tendu:

$$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

Radier : Flexion simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

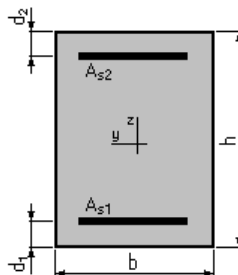
2. Section:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 6,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 6,0 \text{ (cm)}$$



3. Moments appliqués:

Etat Limite Ultime (fondamental) $M_{\max} = 923$ (kN * m) $M_{\min} = -898$ (kN * m)

Etat Limite de Service 0,00 0,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00 0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 23,3$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 22,7$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 9,5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,49$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 91,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_{b-} = 0,81$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 20,7$ (MPa)

Pilier : Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

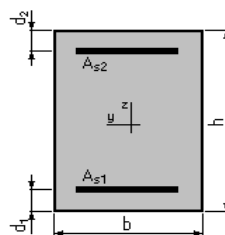
2. Section:

$$b = 90,0(\text{cm})$$

$$h = 90,0(\text{cm})$$

$$d_1 = 6,0(\text{cm})$$

$$d_2 = 6,0(\text{cm})$$



3. Efforts appliqués:

Type ELU

N (kN) = 654

M (kN * m) = 1520

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 36,7$ (cm ²)
Section théorique	$A_{s2} = 36,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 16,2$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s\ max} = 405,0$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 0,91$ (%)
Minimum	$\rho_{min} = 0,20$ (%)
Maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU

Coefficient de sécurité: 1,00

Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 11,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 79,3$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,62$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 157,6$ (MPa)

Voile : Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

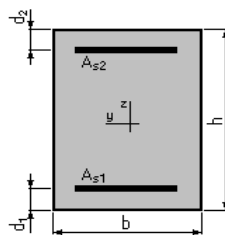
2. Section:

$$b = 100,0(\text{cm})$$

$$h = 60,0(\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0(\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0(\text{cm})$$



3. Efforts appliqués:

Type ELU

N (kN) = 5700

M (kN.m) = 1358

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 18,2$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 25,5$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 6,5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,79$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU

Coefficient de sécurité: 1,00

Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 33,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41,4$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,17$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

