

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'études

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

**Etude de la station de métro
Jardin « Extension Ain Naadja-Baraki »**

Présenté par : Mehana ALLACHE

Mohamed El Amine GORINE

Présenté et soutenu publiquement le (29/06/2022)

Sous la direction de :

Mme Hafida DJABALI-MOHABEDDINE

Mme Djamila CHERID

Composition du Jury :

Président	M. A. LARIBI,	MC-B	ENP
Promotrices	Mme H. DJABALI-MOHABEDDINE,	MC-A	ENP
	Mme D. CHERID,	MC-A	ENP
Examineurs	M. S. LAKEHAL,	MC-B	ENP
	M. A. SLIMANI,	Ingénieur Expert	
Invité	M. A. AMINI	Ingénieur Expert	

ENP 2022

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'études

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

**Etude de la station de métro
Jardin « Extension Ain Naadja-Baraki »**

Présenté par : Mehana ALLACHE

Mohamed El Amine GORINE

Présenté et soutenu publiquement le (29/06/2022)

Sous la direction de :

Mme Hafida DJABALI-MOHABEDDINE

Mme Djamila CHERID

Composition du Jury :

Président	M. A. LARIBI,	MC-B	ENP
Promotrices	Mme H. DJABALI-MOHABEDDINE,	MC-A	ENP
	Mme D. CHERID,	MC-A	ENP
Examineurs	M. S. LAKEHAL,	MC-B	ENP
	M. A. SLIMANI,	Ingénieur Expert	
Invité	M. A. AMINI	Ingénieur Expert	

ENP 2022

ملخص:

الموضوع: دراسة محطة مترو "جاردن"

من أنسب الحلول لتخفيف الازدحام المروري في العاصمة الجزائر هو بناء شبكة مترو تحت الأرض. الهدف من عملنا هو دراسة محطة مترو جاردن ، وسيتم حفرها في "الخندق المفتوح". سيتم إجراء دراسة متعددة المعايير لاختيار الدعم ليكون خيارًا اقتصاديًا وأمنًا ومريحًا. سيتم إجراء الحساب والنمذجة باستخدام برنامج GEO5 للدعم، ROBOT للهيكل الداخلي.

الكلمات المفتاحية: مترو، محطة، جدار استنادي، دراسة متعددة المعايير، جدار حاجز، ركائز قاطعة.

Abstract:

Subject: Study of underground metro station "Jardin"

One of the most appropriate solutions to relieve traffic congestion in the capital of Algiers is the creation of an underground metro network. The purpose of our work is the study of the "Jardin" metro station, which will be excavated in the open "open trench". A multi-criteria study will be conducted in order to choose a support system that satisfies economy, safety and comfort conditions. Calculation and modelling will be done using GEO5 software for retaining system, ROBOT for internal structure.

Key words: metro, station, support, multi-criteria study, diaphragm wall, secant piles.

Résumé :

Sujet : Etude de la station de métro « Jardin »

L'une des solutions les plus appropriées pour désengorger la circulation au niveau de la capitale d'Alger est la réalisation d'un réseau de métro souterrain. L'objet de notre travail est l'étude de la station de métro Jardin dont le creusement se fera à ciel ouvert « tranchée ouverte ». Une étude multicritère sera faite pour le choix optimal du soutènement. 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, étude multicritères, paroi moulée, 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 QUE ALLAH ME LES GARDE EN TRÈS BONNE SANTÉ.

A CEUX QUI M'ONT SOUTENU ET QUI M'ONT SUPPORTÉ DURANT TOUTE CETTE ANNÉE

A MON CHER FRÈRE MUSTAPHA

A MES CHÈRES SŒURS NEVINE, NADINE

A MES TANTES, COUSINS, COUSINES, ET TOUTE MA FAMILLE ...

A TOUS MES AMIS SURTOUT MAKSEN, MOHAMED, MOUNIR, IBRAHIM, AYMEN,

A MON BINÔME ET MON MEILLEUR AMI QUI A PARTAGÉ CE TRAVAIL AVEC MOI DANS LES BONS ET MAUVAIS MOMENTS, GORINE MOHAMED EL AMINE

AUX PERSONNES QUI M'ONT AIDÉ ET ENCOURAGÉ ET QUI M'ONT ACCOMPAGNÉ

DURANT MON CHEMIN DE VIE.

ALLACHE MEHANA

Je dédie ce travail

A ma très chère mère, pilier dans ma vie et soutien incomparable depuis ces 21 dernières années, une reconnaissance infinie envers toi. Ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices que tu as déployés pour mon éducation et ma formation, Merci pour tout maman,

A mon très cher père, Ton soutien fut une lumière dans tout mon parcours, je tiens à honorer l'homme que tu es. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'estime et le respect que j'ai toujours eu pour toi.

A mes grands-pères maternel et paternel, Que ALLAH vous accueille dans son paradis

A mes grands-mères maternel et paternel, que ALLAH vous bénisse et vous protège

A mes frères Yassine, Abderrahmane et Youcef et A ma petite sœur Douaa

A la famille Gorine et Bouri, A mes oncles Houari, Abdelkader et Omar pour le soutien et à me donner les meilleurs conseils durant mon parcours universitaire,

A mes amis de l'Ecole Nationale Polytechnique et de la résidence universitaire Bouraoui Ammar, une deuxième famille découverte durant ces 5 années,

A mon binôme et mon meilleur ami qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments, Mehana « jeune »

A mes encadrants, pour leurs efforts tout le long du projet,

Merci pour tout !

GORINE Mohamed El Amine

« *Remerciements* »

Le présent travail a été réalisé au Département génie civil au sein de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

Nous remercions Dieu, le tout puissant pour la volonté, la patience et le courage qu'il nous a accordés pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à Mme. H. DJABALI-MOHABEDDINE Maitre conférence A à l'ENP et à Mme. D.CHERID Maitre conférence A à l'ENP, pour avoir accepté de nous encadrer, pour leur attention discrète, leurs recommandations mesurées, précieux conseils et surtout pour leurs qualités humaines et scientifiques toujours en toute Modestie, leur passion du métier qu'elles savent rendre contagieux et la confiance qu'il a bien voulue nous accorder tout au long de ce travail.

Nous voudrions ensuite remercier tous les membres du jury qui vont juger ce modeste travail et nous faire profiter de leurs connaissances et remarques constructives :

Mr. LARIBI Abdallah qui nous a fait l'honneur de présider le jury.

Mr. LAKEHAL Saadi qui a accepté d'examiner ce travail. Leurs critiques et commentaires seront bénéfique pour enrichir nos connaissances dans ce domaine.

Nous remercions Mr. AMINI Ali sous-directeur technique de l'entreprise Cosider TP ainsi que Mr. SLIMANI Ali ingénieur au sein du laboratoire d'études maritimes pour nous avoir aidés à la réalisation de ce modeste travail.

Nos sincères remerciements à tous les ingénieurs et cadres qui nous ont beaucoup aidés au cours de travaux et visites.

On désire aussi remercier les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique, qui nous ont guidé durant notre cursus universitaire.

Nos remerciements s'étendent également aux amis et aux camarades qui nous ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de nos études.

Enfin, nos remerciements vont aussi à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE	14
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET.....	16
I.1 Introduction.....	16
I.2 Présentation de l'extension Ain-Naadja – Baraki.....	16
I.3. Présentation de la station Jardin.....	17
I.3.1 Données géologiques et géotechniques.....	17
I.3.2 Données hydrologiques.....	18
I.3.3 Données sismologiques.....	18
I.4 Caractéristiques des matériaux.....	19
I.4.1 Béton.....	19
I.4.2 Acier.....	20
I.5 Méthodes d'excavation.....	21
I.6 Types d'écrans de soutènement.....	24
I.6.1 Paroi de pieux	24
I.6.1.1 Pieux sécants.....	24
I.6.1.2 Pieux tangents.....	25
I.6.1.3 Pieux disjoints.....	25
I.6.2 Paroi moulées.....	26
I.6.3 Rideau de palplanches.....	27
I.6.4 Parois clouées.....	27
I.6.5 Parois en Soilmix.....	28
I.6.6 Parois en jet-grouting.....	28

I.7 Etude comparative.....	29
I.8 Stabilité des soutènements.....	31
I.9 Tirants d’ancrage.....	32
I.10 Conclusion.....	33
CHAPITRE II : ETUDE DE L’ECRAN DE SOUTENEMENT.....	36
II.1 Introduction.....	36
II.2 Evaluation de la hauteur de l’écran de soutènement.....	37
II.2.1 Principe de calcul.....	37
II.2.2 Détermination de la poussée et de la butée.....	37
II.2.3 Calcul des pressions.....	39
II.2.3.1 Évaluation des surcharges.....	39
II.2.3.2 Evaluation des pressions sur les différentes faces.....	40
II.2.3.2.1 Face 1.....	40
II.2.3.2.1.1 Calcul numérique.....	40
II.2.3.2.1.2 Calcul manuel.....	43
II.2.3.2.1.3 Comparaison.....	59
II.2.3.2.2 Face 2.....	59
II.3 Ferrailage de l’écran de soutènement.....	61
II.3.1 Calcul du ferrailage de la paroi.....	61
II.3.1.1 Manuel.....	61
II.3.1.2 Numérique.....	66
II.3.1.1.1 Parois moulées.....	66
II.3.1.1.2 Pieux sécants.....	66
II.3.1.1.3 Comparaison.....	67
II.4 Dimensionnement des tirants d’ancrage.....	67
II.4.1 Critères de dimensionnement et vérification.....	67
II.4.2 Caractéristiques du toron.....	68

II.4.3 Calcul de la longueur libre.....	68
II.4.4 Evaluation de la résistance interne.....	68
II.4.5 Evaluation de la résistance externe du tirant.....	69
II.4.6 Calcul de la rigidité axiale.....	70
II.4.7 Calcul de la charge de plastification.....	71
II.4.8 Calcul des allongements.....	71
II.5 Conclusion.....	72
CHAPITRE III : ETUDE DE LA STRUCTURE INTERNE.....	74
III.1 Introduction.....	74
III.2 Caractéristiques des matériaux.....	75
III.3 Coefficient de sécurité.....	75
III.4 Combinaison de charge.....	75
III.5 Charges et Actions.....	75
III.5.1 Poids propre.....	75
III.5.2 Charges permanentes verticales.....	76
III.5.3 Surcharges verticales.....	77
III.5.4 Pressions latérales.....	81
III.6 Résultats.....	81
III.7 Calcul des sections d'armatures.....	85
III.7.1 Calcul manuel.....	85
III.7.2 Calcul numérique à l'aide du logiciel EXPERT BA	87
III.8 Flottaison du radier.....	89
III.8.1 Définitions Et principe.....	89
III.8.2 Application Numérique.....	91
III.9 Conclusion.....	92
CONCLUSION GENERALE.....	94
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	95

ANNEXES.....	98
ANNEXE A : Exécution des pieux sécants.....	98
ANNEXE B : Exécution de parois moulées.....	100
ANNEXE C : Calcul des tirants d'ancrage.....	103
ANNEXE D : Calcul des coefficients de poussée et de butée.....	109
ANNEXE E : Calcul des sections en béton armé.....	111

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Plan de l'extension Ain-Naadja – Baraki du métro d'Alger.....	16
Figure I.2 : Plan de situation de la station « Jardin »	17
Figure I.3 : Image de synthèse de la station « Jardin »	17
Figure I.4 : Profil géotechnique de la station « Jardin »	18
Figure I.5 : Carte de zonage sismique en Algérie.....	18
Figure I.6 : Etapes de creusement tranché ouverte.....	24
Figure I.7 : paroi de pieux sécants.....	25
Figure I.8 : Paroi de pieux adjacents.....	25
Figure I.9 : Paroi de pieux berlinoises.....	26
Figure I.10 : Exécution de la Paroi moulée.....	26
Figure I.11 : Rideau de palplanches.....	27
Figure I.12 : Paroi clouées.....	27
Figure I.13 : Exécution paroi en soilmix.....	28
Figure I.14 : Execution en jet-grouting.....	29
Figure I.15 : Composants tirant d'ancrage.....	31
Figure I.16 : Injection Globale Unitaire (IGU).....	33
Figure I.17 : Injection Répétitive Sélective (IRS).....	33
Figure II.1 : Profil géologico-géotechnique de la zone d'influence de la gare.....	36
Figure II.2 : Actions, terrain et écran.....	38
Figure II.3 : Coupe transversale de la station en phase finale.....	39
Figure II.4 : Prise en compte de l'effet de la surcharge sur l'écran.....	40
Figure II.5 : Les phases d'excavation de la face 1.....	41
Figure II.6 : Les résultats obtenus de la face 1.....	43
Figure II.7 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 1)	44
Figure II.8 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 2).....	46
Figure II.9 : La distribution des contraintes horizontales sur la partie AI (Phase 2).....	46
Figure II.10 : La distribution des contraintes horizontales sur la partie IO (Phase 2).....	47
Figure II.11 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 3).....	49
Figure II.12 : Moment fléchissant (Phase 3).....	49
Figure II.13 : Effort tranchant (Phase 3).....	50
Figure II.14 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 4).....	51
Figure II.15 : Moment fléchissant (Phase 4).....	51
Figure II.16 : Effort tranchant (Phase 4).....	52
Figure II.17 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 5).....	53
Figure II.18 : Moment fléchissant (Phase 5).....	53
Figure II.19 : Effort tranchant (Phase 5).....	54
Figure II.20 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 6).....	55
Figure II.21 : Moment fléchissant (Phase 6).....	56

Figure II.22 : Effort tranchant (Phase 6).....	56
Figure II.23 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 7).....	58
Figure II.24 : Moment fléchissant (Phase 7).....	58
Figure II.25 : Effort tranchant (Phase 7).....	58
Figure II.26 : Les résultats finaux obtenus de la face 2.....	61
Figure II.27 : Détail de calcul de la paroi moulée.....	66
Figure II.28 : Ferrailage longitudinal et transversal de la paroi moulée.....	66
Figure II.29 : Détail de calcul de la paroi de pieux sécants.....	66
Figure II.30 : Ferrailage longitudinal et transversal de la paroi de pieux sécants.....	67
Figure II.31 : Schéma d'un tirant.....	67
Figure III.1 : Dimensions de la structure interne de la station.....	75
Figure III.2 : Plan des charges permanentes sur la dalle de couverture.....	77
Figure III.3 : Coupe transversale de sous-quais.....	77
Figure III.4 : Plan des charges permanentes sur le niveau sous quais.....	77
Figure III.5 : Schéma de forces concentrées appliquées sur le niveau des sous quais.....	78
Figure III.6 : Schéma de la charge appliquée par le métro sur le niveau sous quais.....	78
Figure III.7 : La surcharge appliquée sur le niveau de sous quais.....	79
Figure III.8 : La surcharge appliquée sur le niveau de quais.....	79
Figure III.9 : la surcharge appliquée sur le niveau de la mezzanine.....	79
Figure III.10 : La surcharge appliquée sur le niveau de la salle des billets.....	80
Figure III.11 : Charge routière selon la norme NF EN 1991-2/NA, LM 1.....	80
Figure III.12 : Répartition de la charge du trafic.....	81
Figure III.13 : la surcharge appliquée sur le niveau de la dalle de couverture.....	82
Figure III.14 : Moment fléchissant x-x (Dalle de couverture)	83
Figure III.15 : Moment fléchissant y-y (Dalle de couverture)	83
Figure III.16 : Moment fléchissant x-x (Salle des billets)	83
Figure III.17 : Moment fléchissant y-y (Salle des billets)	84
Figure III.18 : Moment fléchissant x-x (Mezzanine)	84
Figure III.19 : Moment fléchissant y-y (Mezzanine)	84
Figure III.20 : Moment fléchissant x-x (Mezzanine)	84
Figure III.21 : Moment fléchissant y-y (Mezzanine)	85
Figure III.22 : Moment fléchissant x-x (Sous quais)	85
Figure III.23 : Moment fléchissant y-y (Sous quais)	85
Figure III.24 : Moment fléchissant x-x (Voile)	86
Figure III.25 : Moment fléchissant y-y (Voile)	86
Figure III.26 : Organigramme de calcul la flexion composée	87
Figure III.27 : Coupe transversale des chargements verticaux.....	91
Figure III.28 : Coupe transversale de la station Jardin.....	92
Figure A.1 : Mur de pieux sécants classique (gauche) et en touches de piano (droite)...	100
Figure A.2 : Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi de pieux sécants.....	101
Figure A.3 : Mise en œuvre d'une paroi de pieux sécants.....	101

Figure B.1 : Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi moulée.....	102
Figure B.2 : Mise en œuvre d'un panneau de paroi moulée individuel.....	104
Figure B.3 : Vue en plan et dimensions courantes d'un panneau primaire pourvu, de part et d'autre, d'un profilé de jointoiment comportant un joint.....	104
Figure C.1 : Evolution de la tension au niveau du tirant d'ancrage.....	105
Figure C.2 : Calcul de la longueur libre.....	107
Figure D.1 : Principe de la poussée et de la butée.....	111

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Caractéristiques des stations de l'extension Ain-Naadja – Baraki.....	16
Tableau I.2 : Etat fissuration béton a l'ELS.....	20
Tableau I.3 : Etude comparative des écrans de soutènement.....	30
Tableau II.1 : Paramètres géotechniques de calcul pour la station Jardin.....	36
Tableau II.2 : Caractéristiques du sol et valeurs des Coefficients de poussée/butée.....	38
Tableau II.3 : Efforts sur écran (phase 1)	44
Tableau II.4 : Efforts sur écran AI (phase 2)	46
Tableau II.5 : Efforts sur écran IO (phase 2)	47
Tableau II.6 : comparaison des résultats manuels et numériques	59
Tableau II.7 : comparaison des résultats numériques du ferrailage.....	67
Tableau II.8 : Caractéristiques des torons.....	68
Tableau II.9 : Longueur libre des tirants.....	69
Tableau II.10 : Résistance interne des tirants en fonction du nombre de torons.....	69
Tableau II.11 : Résultats des essais pressiométriques.....	70
Tableau II.12 : Tableau récapitulatif de l'évaluation de la résistance externe.....	70
Tableau II.13 : Rigidités axiales des torons.....	71
Tableau II.14 : Allongements des Tirants d'ancrages.....	72
Tableau III.1 : Epaisseur des différents éléments de la structure.....	74
Tableau III.2 : Facteurs de sécurité pour les charges.....	75
Tableau III.3 : Facteurs de sécurité pour les matériaux.....	75
Tableau III.4 : résultats des moments et sections d'armatures des planchers.....	88
Tableau C.1 : Caractéristiques géométriques (méthode de Bustamante)	106
Tableau C.2 : Valeur du coefficient α pour le calcul du diamètre du scellement.....	107
Tableau C.3 : Valeurs de la pression limite selon les essais pressiométriques.....	107
Tableau C.4 : Dimensions et propriétés du toron.....	108
Tableau D.1 : Coefficients de poussée et de butée.....	110

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

Depuis les dernières décennies l'Algérie a connu une explosion démographique sans précédent ce qui a causé plusieurs problèmes d'envergure dans le secteur du transport tels que la pollution, la circulation, les accidents. D'où la nécessité d'une alternative fiable et rapide. Le métro d'Alger est la meilleure solution envisagée par le ministère des transports.

Le métro abréviation du terme « chemin de fer métropolitain », est un type de transport urbain souterrain qui dessert les quartiers d'une grande ville, une étude minutieuse doit être faite pour trouver un compromis entre :

- Les exigences de confort/sécurité.
- Les moyens financiers débloqués pour le projet.
- La capacité et la complexité pour la maintenance.

Notre mémoire porte sur la conception et le calcul des écrans de soutènement ainsi que l'étude de la station du métro « Jardin ». Pour cela plusieurs variantes ont été établies et comparées en termes d'optimisation de la sécurité des usagers, de l'économie, des délais de réalisation et de l'esthétique de l'ouvrage, tout en prenant en compte les contraintes naturelles et matérielles.

Dans ce contexte on a établi un plan d'actions dont les lignes directrices sont présentées ci-dessous :

Le 1^{er} chapitre est consacré à la description de l'ouvrage et à son implantation ainsi que la définition des différents matériaux utilisés. De plus, un passage en revue des différentes méthodes de creusement et de soutènement a été fait. Suivi d'une étude multicritère pour l'optimisation du soutènement.

Le 2^{ème} chapitre traite la détermination de la hauteur du soutènement en passant par un calcul numérique et manuel. Par la suite, une variante de l'écran (paroi moulée) a été retenue par comparaison du ferrailage de deux variantes de l'écran : paroi moulée et pieux sécants. Suivi d'un dimensionnement des tirants d'ancrage.

Le 3^{ème} chapitre effectue le calcul de la structure interne.

Enfin, une conclusion générale dressera un bilan du travail accompli.

CHAPITRE 01 :

Présentation du projet

I.1 Introduction :

Ce chapitre porte sur la description générale de l'extension et la localisation de notre ouvrage d'étude. Les caractéristiques de la station « Jardin » seront exposées.

Ce chapitre passera en revue les différentes méthodes de creusement et de soutènement. De plus, une étude multicritère sera faite dans le but d'adopter une solution optimale pour le soutènement.

I.2 Présentation de l'extension Ain-Naadja - Baraki :

Ce tronçon s'étend sur une longueur de 6 km avec 6 stations et un viaduc reliant la station Mohamed Boudiaf à la station Mohamed Belarbi. Il traverse en hauteur la ligne ferroviaire de la SNTF, la Route Nationale N°38 et Oued El Harrach. Cette extension permet l'accessibilité au centre de Baraki et la connexion avec la Gare Ferroviaire.

Les six stations sont dans le tableau ci-dessous. [13]

Tableau I.1 : Caractéristiques des stations de l'extension Ain-Naadja – Baraki.

Station	Longueur (m)	Largeur (m)	Profondeur (m)	Nombre d'accès
Mohamed Boudiaf	142	26	25	4
AinNâadja Gare	En viaduc	120	17	4
Futur Parc Urbain	En viaduc	120	17	4
Mohamed Belarbi	126	20	3	
Jardin	129	33	17	3
Cité 2004	123	29	20	2

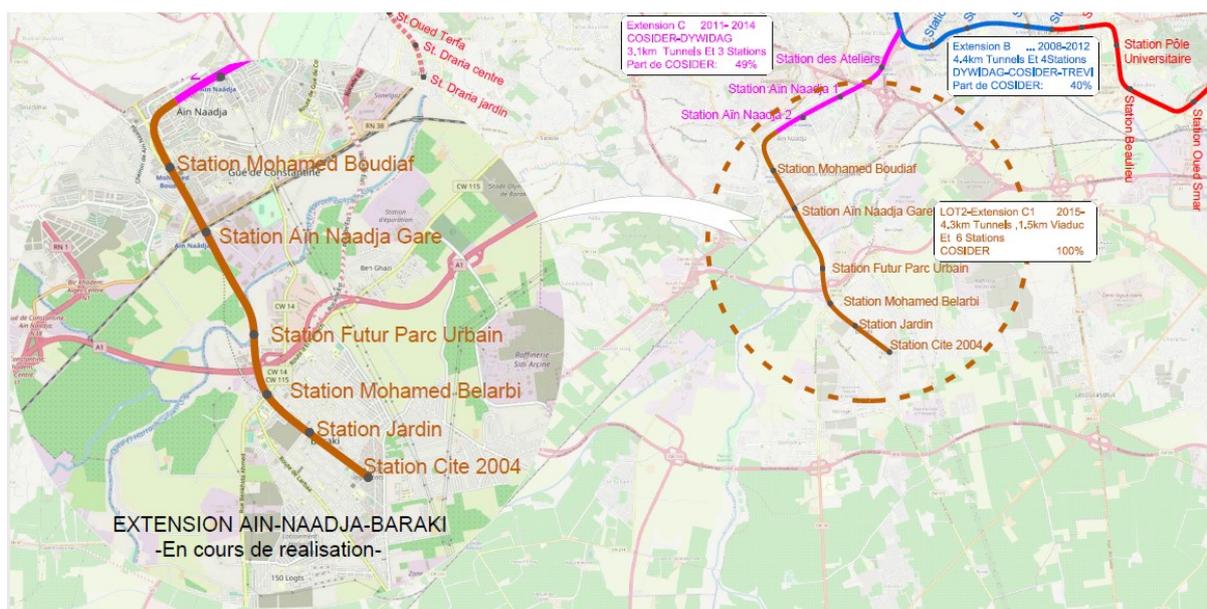


Figure I.1 : Plan de l'extension Ain-Naadja – Baraki du métro d'Alger.

I.3. Présentation de la station Jardin :

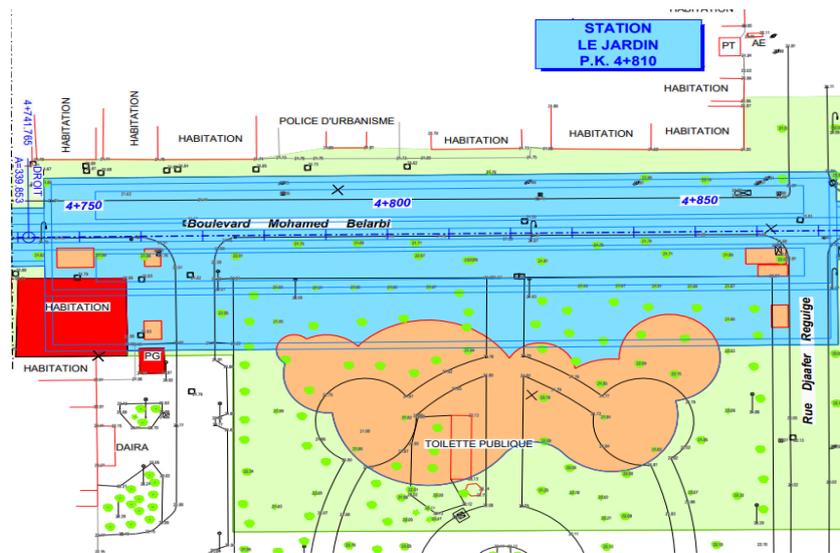


Figure I.2 : Plan de situation de la station « Jardin ».

Elle est Située entre P.K. 4+740 et 4+880 dans une extension d'environ 128,7m, dans le centre-ville de Baraki qui est une zone urbaine surpeuplée. Elle sera implantée sous la rue Mohamed Belarbi, de largeur 33,76m et d'une profondeur de 21,45m. Elle est composée de plusieurs niveaux : sous-quai, quais, mezzanine, salle des billets et salle d'accès. [12]



Figure I.3 : Image de synthèse de la station « Jardin »

Une bonne connaissance du site de l'ouvrage est nécessaire, telles que les conditions géologiques, hydrologiques et géotechniques qui représentent des facteurs importants. Ils déterminent le degré de difficulté ainsi que la complexité de réalisation d'un tel ouvrage et influent en partie sur la méthode de construction (creusement, soutènement).

I.3.1 Données géologiques et géotechniques :

Les sols présents sur le site sont classés comme suit :

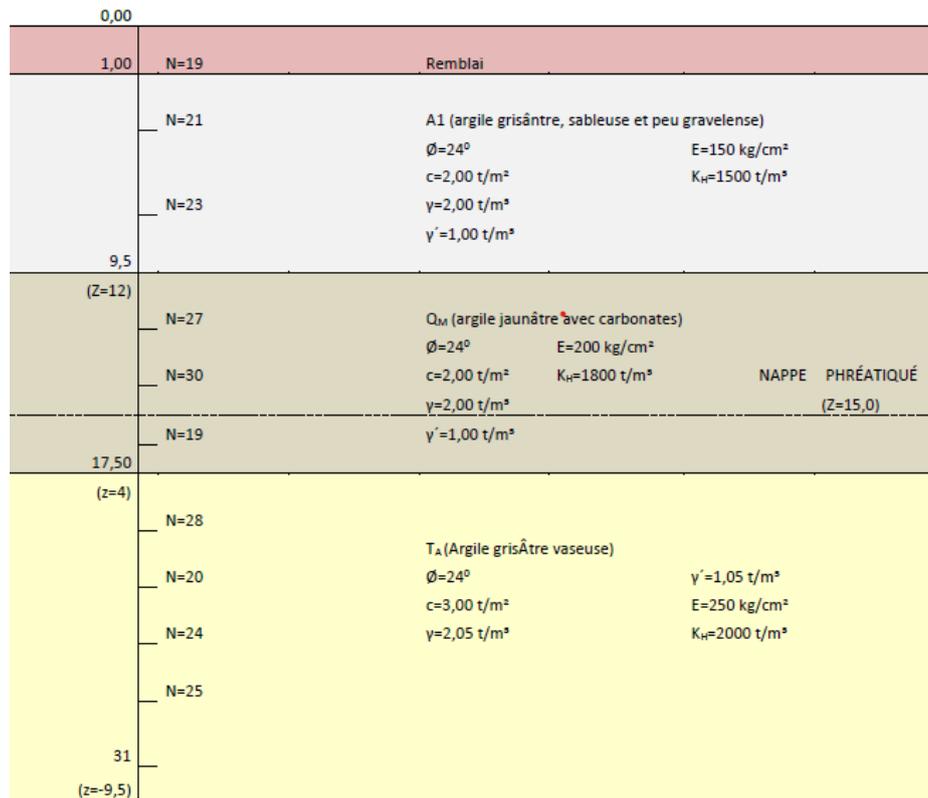


Figure I.4 : Profil géotechnique de la station « Jardin ».

I.3.2 Données hydrologiques :

En raison de sa situation géographique, Alger est fortement soumise aux risques d'inondation à cause du ruissellement des eaux de pluie des hauteurs de la ville jusqu'aux quartiers situés en contrebas et à la présence des nappes phréatiques en profondeur du sol. Ce risque est accentué par plusieurs facteurs liés à une évolution urbaine prenant peu en compte les risques.

Les sondages réalisés au cours de l'investigation géotechnique (S-12 ; S-29) ont détecté une nappe phréatique. Ayant un niveau de nappe situé à une profondeur atteignant 15m. [12]

I.3.3 Données sismologiques :

D'après le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS) en (1999) la zone d'étude est classée dans la zone III caractérisée par une sismicité très élevée. [5]



Figure I.5 : Carte de zonage sismique en Algérie.

I.4 Caractéristiques des matériaux :

Le choix des matériaux de construction est conditionné en grande partie par la conception et le calcul de l'ouvrage.

I.4.1 Béton :

A) Résistance caractéristique :

La résistance caractéristique du béton est sa résistance à la compression à 28 jours, obtenue à partir de l'essai d'écrasement sur des éprouvettes normalisés.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j}; \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j}; \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

B) Résistance à la traction :

La résistance à la traction f_{tj} est définie à partir de la résistance à la compression f_{cj} :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

C) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité (Module de Young) est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et le début de déformation du béton. Nous définissons ci-dessous les deux de déformation instantanée et différée :

-Module de déformation instantanée : $E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$

-Module de déformation différée : $E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$

D) Déformation :

-Coefficient de poisson (ν)

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation de dimension longitudinale, il est égal à :

$$\nu = 0,2 \quad \text{Pour un béton non-fissuré « ELS »}$$

$$\nu = 0 \quad \text{Pour un béton fissuré « ELU »}$$

-Le module de déformation transversale (G) :

C'est le rapport entre la contrainte de cisaillement et la distorsion latérale relative, Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E) Contraintes admissibles du béton :

A l'état limite ultime (**ELU**) : le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} (\text{MPa})$$

θ Coefficient qui dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\theta = \begin{cases} 1; & \text{si } t > 24h \\ 0,9; & \text{si } 1h < t < 24h \\ 0,85; & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

$$\gamma_b \text{ Coefficient de sécurité, } \gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{dans le cas durable ou transitoire} \\ 1,15 & \text{dans le cas accidentel} \end{cases}$$

A l'état limite de service (**ELS**) : L'atteinte de cet état remet en cause l'aptitude en cours d'exploitation de la structure (Fissures, fuites, désordres divers). Il est défini en tenant compte des conditions d'exploitation et/ou de durabilité.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

I.4.2 Acier :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux types d'aciers :

- Les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

A) Aciers passifs :

Dans le cadre de notre projet, on a recours aux aciers **FeE500** armatures passives de haute ductilité. [12]

- Les contraintes admissibles à la traction :

A l'état limite ultime (**ELU**) :

$$f_{su} = \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} (\text{MPa})$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{dans le cas accidentel} \\ 1,5 & \text{dans le cas durable} \end{cases}$$

A l'état limite de service (**ELS**) :

Tableau I.2 : Etat fissuration béton a l'ELS

Etat considéré	ELS
Fissuration Peu préjudiciable	Rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} = \max \left[\frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} = \max \left[0,4 f_e; 88 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$

Sachant que η Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$ (pour les aciers de haute adhérence)

Module d'élasticité $E_S = 200000 \text{ MPa}$

B) Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise dans les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension. Ils sont sous formes de fils, barres et torons. Pour ce projet, les torons de 7 fils (0,6") ont été utilisés et leurs caractéristiques seront définies. [1]

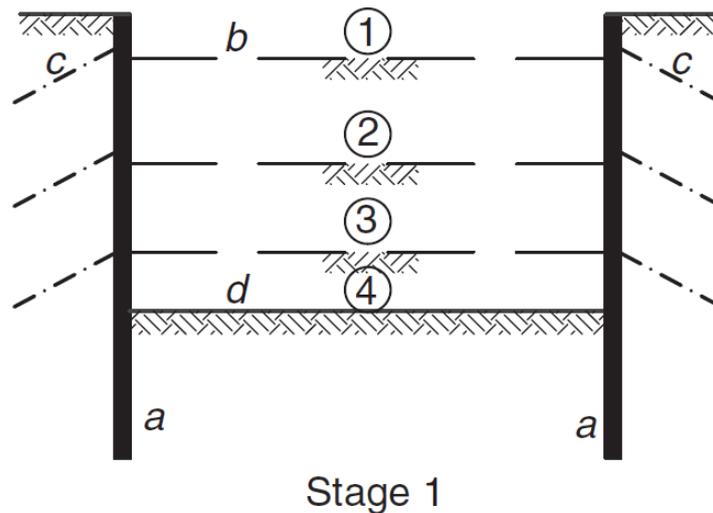
I.5 Méthodes d'excavation :

Selon les contraintes propres au site, il est possible de construire une structure typique de station de métro par l'une des méthodes suivantes :

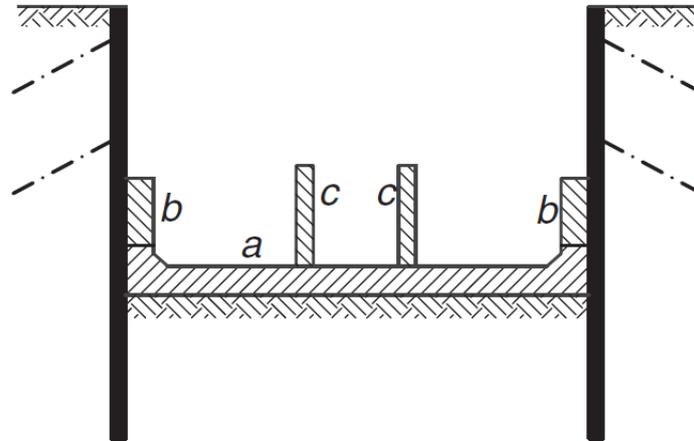
- La méthode « Bottom-Up » pour une tranchée ouverte
- La méthode « Top-Down » pour une tranchée couverte
- La méthode hybride

La méthode de la tranchée ouverte a été retenue.

Les différentes étapes de réalisation

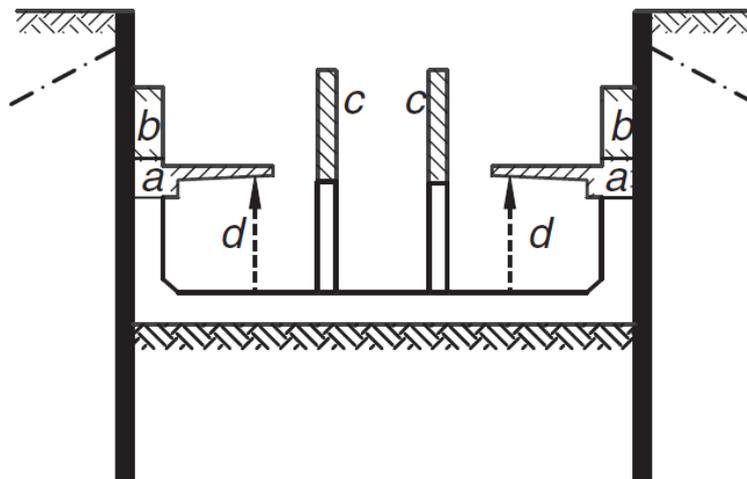


a	Construction des parois de soutènement
b	Excavation jusqu'au niveau ①
c	Mise en place des butons ou des tirants d'ancrage au-dessus du niveau ①
d	Répétition des étapes b et c pour les niveaux ② et ③
e	Excavation jusqu'à la profondeur souhaitée et mettre du béton projeté



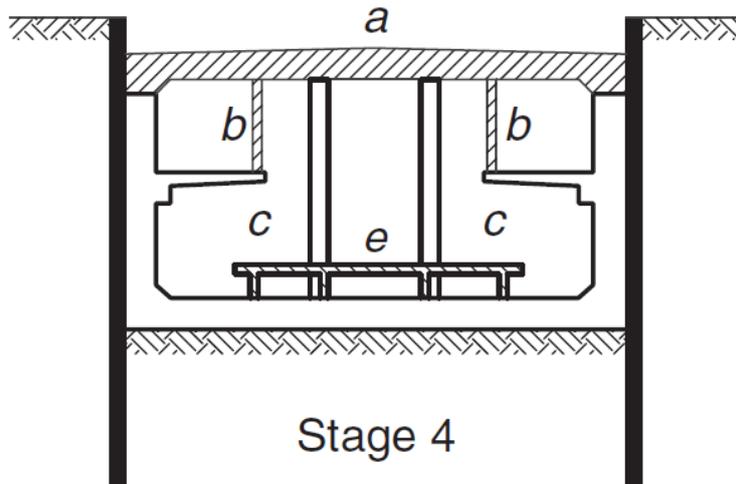
Stage 2

a	Construction du plancher de base et détendre les boutons/tirants d'ancrage
b	Construction des murs jusqu'au niveau indiqué
c	Premier coulage de poteaux en béton

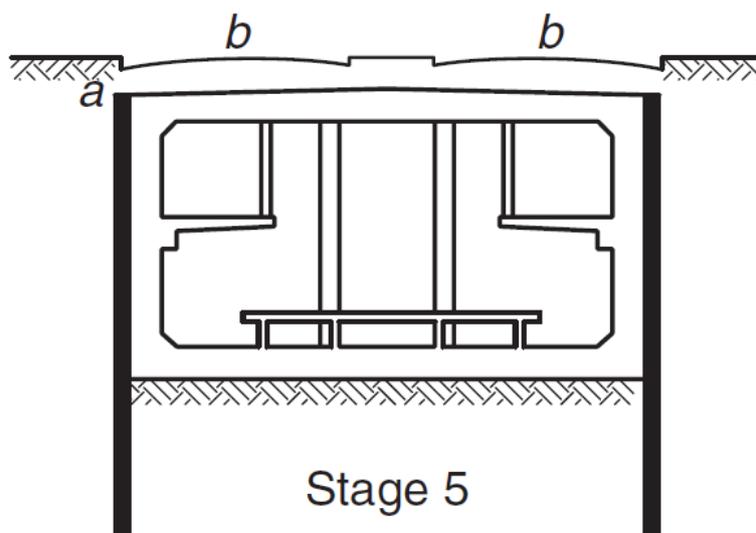


Stage 3

a	Construction du plancher de hall et détendre les ancrages si nécessaire
b	Extension des murs vers le haut
c	Deuxième coulage de poteaux en béton
d	Maintenir les étaielements sous les porte-à-faux si nécessaire



a	Construction du niveau de toit
b	Installation des éléments de renforcement
c	Retirer les étaielements sous les porte-à-faux si nécessaire
d	Détendre les ancrages si nécessaire
e	Construction des murs et plancher de quais



a	Détacher et retirer la partie du mur de soutènement qui dépasse au-dessus de la dalle de toit
b	Rétablir les services, remplir le remblai et remettre la route en circulation, mais seulement après avoir rendu le toit suffisamment étanche

Figure I.6 : Etapes de creusement tranché ouverte.

I.6 Types d'écrans de soutènement :

Il existe plusieurs types d'ouvrages de soutènement, chacun ayant des caractéristiques spécifiques en termes de :

- Mode de fonctionnement ;
- Matériaux constitutifs du soutènement (béton, composite, bois) ;
- Mode d'exécution ;
- Domaine et environnement d'emploi (milieu urbain, rural, aquatique) ;
- Morphologie.

I.6.1 Paroi de pieux :

Des pieux alignés peuvent former une paroi de pieux qui seront utilisés comme soutènement associés à des tirants ou des butons en acier.

Il existe 3 types de parois de pieux :

- Parois de pieux sécants
- Parois de pieux tangents
- Parois de pieux disjoints

L'exécution de ces derniers est similaire (voir annexe A)

I.6.1.1 Pieux sécants :

La paroi de pieux sécants est un élément 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.

Les pieux ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement importante [9].

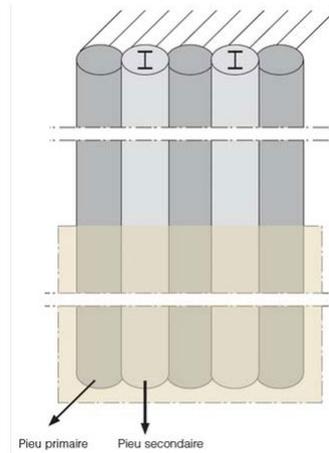


Figure I.7 : paroi de pieux sécants

I.6.1.2 Pieux tangents :

Ceux-ci sont tangents ou quasi-tangents, c'est-à-dire qu'ils sont contigus. Ils ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement moindre comparé au sécants. La fonction de ce type de paroi est d'assurer une fonction de soutènement. Elles peuvent néanmoins reprendre des charges verticales futures. Par contre, ces parois ne sont pas censées assurer une fonction d'étanchéité [16].

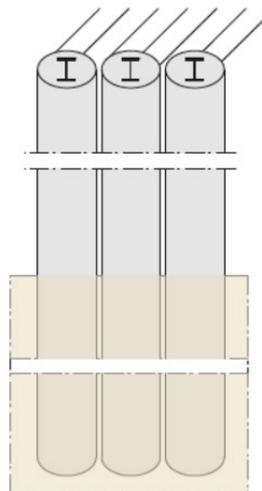


Figure I.8 : Paroi de pieux adjacents

I.6.1.3 Pieux disjoints :

Les rideaux de pieux disjoints se composent de pieux disposés de manière à laisser un espace entre eux. Pour les faibles espaces et des terrains cohésifs, la fouille est terrassée telle quelle. Pour des espaces plus importants, le sol entre les pieux peut être stabilisé pendant l'excavation soit en installant un blindage en bois devant les déblais (paroi berlinoise), soit en construisant une paroi en béton projeté armé. On parle alors de paroi

parisienne ou lutécienne. Les rideaux de pieux disjoints sont auto-stables ou retenus par des tirants ou des butons [16].

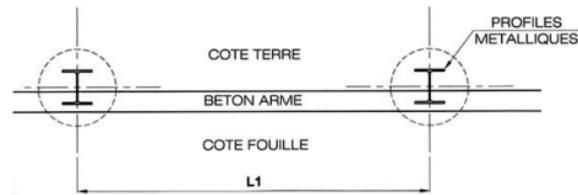


Figure I.9 : Paroi de pieux berlinois

I.6.2 Paroi moulées :

La paroi moulée dans le sol est un élément de soutènement en béton coulé dans une tranchée qui a été excavée sous protection d'une boue de forage. Elle est exécutée par la mise en œuvre de panneaux successifs en béton armé et c'est la juxtaposition de ceux-ci qui forme la paroi moulée.

Elles 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. Elles peuvent atteindre une très grande profondeur.

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.

La paroi moulée peut être mise en œuvre en présence d'une nappe phréatique, la densité de la boue bentonitique étant supérieure à celle de l'eau. 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 [8].

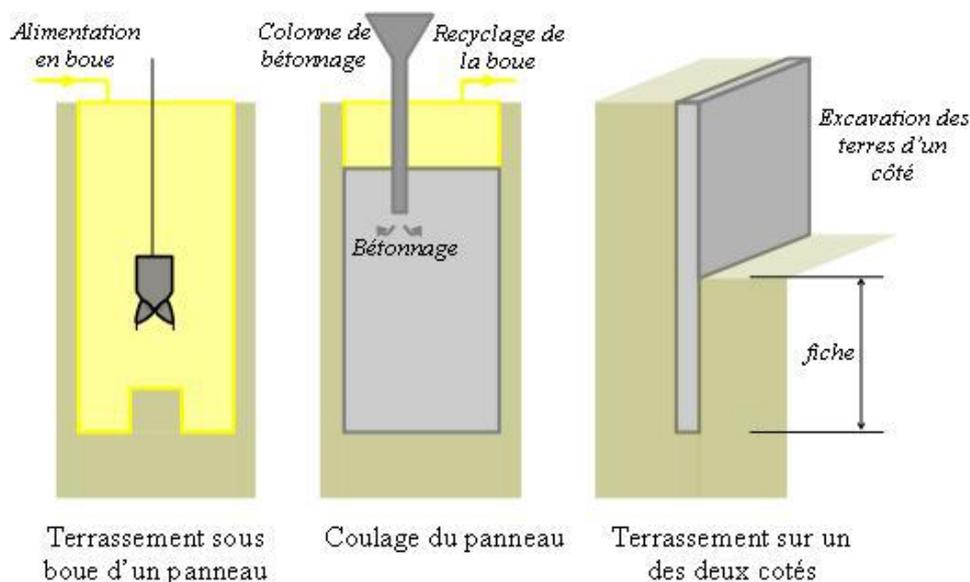


Figure I.10 : Exécution de la Paroi moulée

I.6.3 Rideau de palplanches :

Les rideaux de palplanches sont constitués de plaques de profilés métalliques en général, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol. Les rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs. Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple. Les pressions exercées par le massif de terre à retenir peuvent être équilibrées par les forces de butée mobilisées dans la partie en fiche. Dans le cas contraire, on a souvent recours à un système d'ancrage en tête au moyen de tirants [16].



Figure I.11 : Rideau de palplanches

I.6.4 Parois clouées :

La paroi clouée est un type de soutènement léger hors d'eau, sous forme d'une paroi en béton projeté, armée d'un treillis ancrée dans le sol à soutenir, appelées « clous ». Il est nécessaire de se trouver en présence d'un sol cohérent à court terme, ce qui permet de garantir la stabilité du massif durant l'excavation, avant de procéder au bétonnage de la paroi. Les parois clouées sont des parois dont le rôle majeur est de garantir une fonction de soutènement. Elles ne sont pas adaptées pour reprendre les charges verticales d'une construction future. La paroi clouée compte une épaisseur de béton de l'ordre de 20 cm. Généralement, on utilise ce genre de parois pour des soutènements ayant une hauteur très limitée [16].



Figure I.12 : Paroi clouées

I.6.5 Parois en Soilmix :

Une paroi en soilmix est un mur de soutènement étanche à la terre et à l'eau. Le mur consiste en une série de panneaux soilmix contigus. Les panneaux sont un mélange de terre et d'eau/ciment et peuvent également revêtir une fonction portante. Un panneau soilmix est composé en mélangeant les terres sur site à un coulis de ciment afin d'obtenir un élément de construction rigide. Leur diamètre varie de 0.60 à 0.80 m. Couramment, les écrans de soutènement en Soilmix descendent à une profondeur assez importante [16].

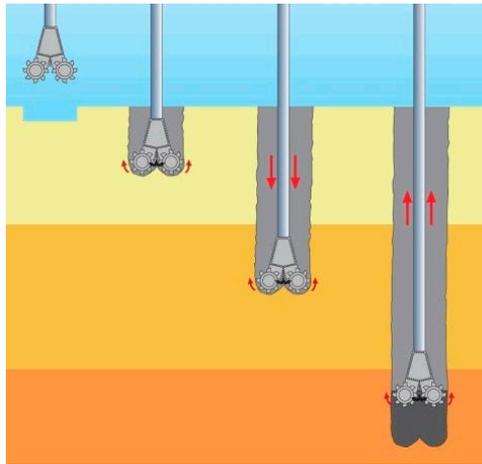


Figure I.13 : Exécution paroi en soilmix

I.6.6 Parois en jet-grouting :

Les parois en Jet-grouting sont des parois en béton de sol, c'est-à-dire qu'elles résultent d'un mélange du sol en place et d'un coulis de ciment au moyen d'une injection sous haute pression qui déstructure le sol et permet ainsi d'effectuer le mélange. Les colonnes de Jet-grouting ont généralement un diamètre compris entre 0.80 et 3.50 m, en fonction de la méthode utilisée, de la pression du jet, et des caractéristiques du sol en place. Une colonne de Jet-grouting peut atteindre une très grande profondeur. Les parois en Jet-grouting sont très polyvalentes dans la mesure où elles ont la capacité d'agir en tant que soutènement, elles sont capables de reprendre les charges d'un bâtiment futur ou de reprendre en sous-œuvre les charges d'un bâtiment existant [16].

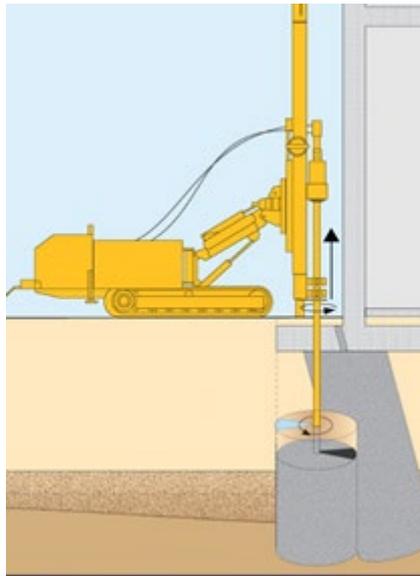


Figure I.14 : Execution en jet-grouting

I.7 Etude comparative :

L'étude est faite selon les paramètres :

Tableau I.3 : Etude comparative des écrans de soutènement

Éléments	Paroi de pieux			Paroi moulée	Rideau de palplanches	Parois clouées	Parois en <u>soilmix</u>	Parois en jet- <u>erouting</u>
	Sécants	Adjacents	Disjoints					
Nuisances	Peu de nuisances	Peu de nuisances	Peu de nuisances	Peu de nuisances	Beaucoup de nuisances	Nuisances pour les riverains	Peu de nuisances	Peu de nuisances
Utilisation et mise en oeuvre	Défauts de verticalité	Défauts de verticalité	Défauts de verticalité	Mise en oeuvre nécessitant une importante installation sur chantier Utilisation pour de grandes profondeurs	Impossible à proximité d'existants Importante installation de chantier	Possible en site exigu	Impossible en présence de nappe phréatique	Peut être réalisé à proximité d'un existant Possible en site exigu
Adaptation	Adaptés à tous types de géométrie Peuvent être incluses à la structure porteuse	Adaptés à tous types de géométrie Peuvent être incluses à la structure porteuse	Adaptés à tous types de géométrie Inadaptés aux sols non cohérents à court terme	Inadaptées pour des géométries complexes Peuvent être incluses à la structure porteuse	Impossible en présence de sol dur Corrosion si ouvrage définitif	Impossible en présence de sol dur Corrosion si ouvrage définitif	Adaptés à tous types de géométrie Ne peuvent pas être incluses à la structure porteuse	Inadaptées pour des géométries complexes Peuvent être incluses à la structure porteuse
	Coté économique	Bon marché	Bon marché	Bon marché	Cout élevé	Cout élevé	Bon marché	Cout élevé
Étanchéité	Étanche	Paroi non étanche	Paroi non étanche	Étanche	Étanche selon la technique de traitement des joints utilisée	Étanche	Étanche	Étanche

Tout d'abord, certaines méthodes semblent inadaptées en milieu urbain. C'est notamment le cas des palplanches, en effet il n'est pas possible de réaliser les travaux d'implantation des palplanches à proximité d'un existant, à cause des nuisances sonores et/ou des vibrations générées. Les parois de palplanches sont fréquemment utilisées pour effectuer le maintien des culées de pont en milieu extra-urbain.

De par leur prix et leur plus grande complexité de mise en œuvre (besoin d'une installation) notamment, les parois en Soilmix et en Jet-grouting ne sont utilisées que pour des reprises en sous-œuvre, lorsque la situation l'impose. Toutefois, si la situation ne l'impose pas, c'est-à-dire si on n'est pas limité par des questions d'emprise de la méthode de soutènement

Il est important de noter que, parmi les différentes solutions courantes (parois de pieux, parois clouées), seules les parois de pieux sécants et parois moulées conviennent en présence d'une nappe phréatique.

A la lumière de cette étude, deux variantes sont possibles :

- ❖ Pieux sécants
- ❖ Parois moulées

Ce sont des solutions qui disposent de bonnes capacités d'étanchéité, adaptable à toutes les géométries, convient pour les profondeurs du projet, et peut être réalisée en présence de tout type de sol. Elles disposent donc bien de toutes les caractéristiques requises pour ce projet, d'autant qu'elle ne constitue pas une solution excessivement coûteuse.

I.8 Stabilité des soutènements :

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

A) Equilibre de la paroi supposée 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

B) 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

C) Stabilité d'ensemble du massif contenant les ancrages :

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.

I.9 Tirants d'ancrage :

Les tirants d'ancrage et les clous sont des éléments de traction, généralement mis en précontrainte, introduits dans un trou de forage de diamètre limité et enrobés d'un coulis de scellement. [24]

Un tirant se compose :

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

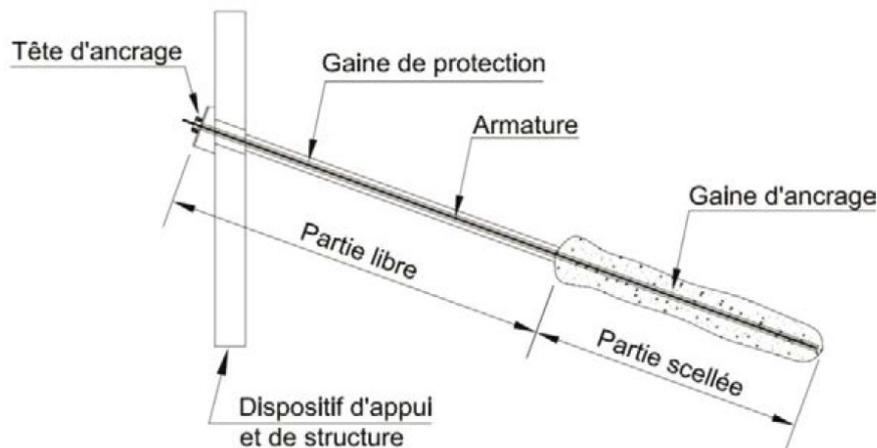


Figure I.15 : Composants tirant d'ancrage

Les tirants d'ancrages sont classés en deux types :

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

Le type d'injection est :

- Soit, l'injection est faite de manière globale et unitaire (IGU) à une pression d'injection supérieure ou égale à la moitié de la pression limite du sol mais au moins égale à 1 MPa. L'IGU est menée avec un obturateur (simple), ou dispositif équivalent, positionné en tête du tube d'injection. [24]

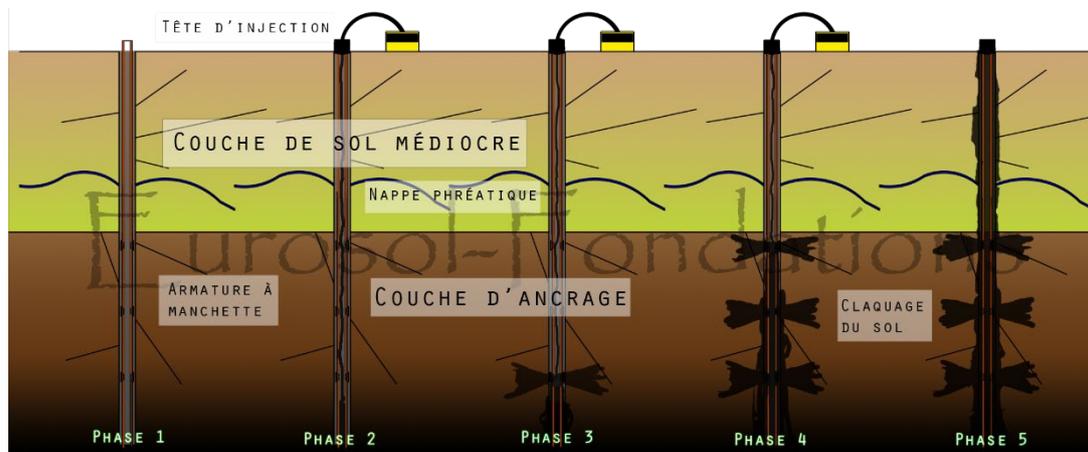


Figure I.16 : Injection Globale Unitaire (IGU)

- Soit, on procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement manchette par manchette à une pression d'injection supérieure ou égale à la pression limite du sol sans toutefois dépasser 4 MPa. L'injection est répétitive et sélective (IRS). L'IRS est menée à l'obturateur double (ou dispositif équivalent) par passes successives et phases répétées. [24]

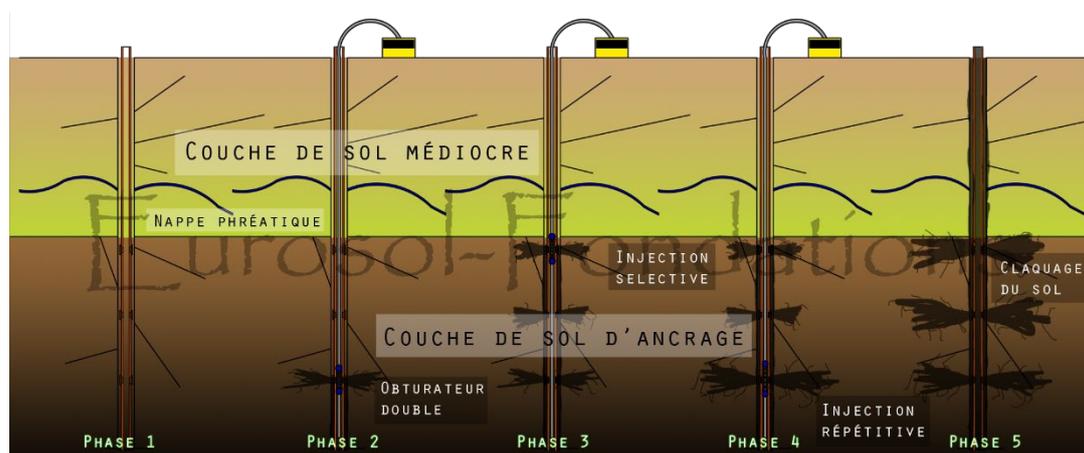


Figure I.17 : Injection Répétitive Sélective (IRS)

I.10 Conclusion :

Ce chapitre décrit d'une façon générale l'ouvrage d'étude ainsi que les matériaux utilisés.

Après avoir examiné plusieurs méthodes de soutènement et de creusement soulignant leurs avantages et leurs inconvénients, nos choix se sont portés sur :

- La méthode de tranchée ouverte « Bottom-up ».

- Deux types de soutènement « les parois moulées » et « les pieux sécants » car ils répondent à toutes les caractéristiques nécessaires pour ce projet. Il faudra toutefois effectuer un calcul détaillé pour fixer le soutènement adéquat pour notre ouvrage, ce dernier sera déterminé dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 2 :

Etude de l'écran de soutènement

II.1 Introduction :

Le calcul des pressions se fera manuellement et numériquement pour la face 1. Une comparaison de ces calculs se fera afin de valider les résultats numériques. A cet effet seul le calcul numérique sera fait pour la face 2 de l'écran. Ceci sera effectué dans le but de la détermination de la hauteur du soutènement.

Ensuite on procèdera à une comparaison du ferrailage de deux variantes de l'écran paroi moulée et pieux sécants de la face 1 selon les deux méthodes.

Un dimensionnement des tirants d'ancrage sera introduit dans ce chapitre.

Les paramètres géotechniques sont illustrés dans le tableau II.1 :

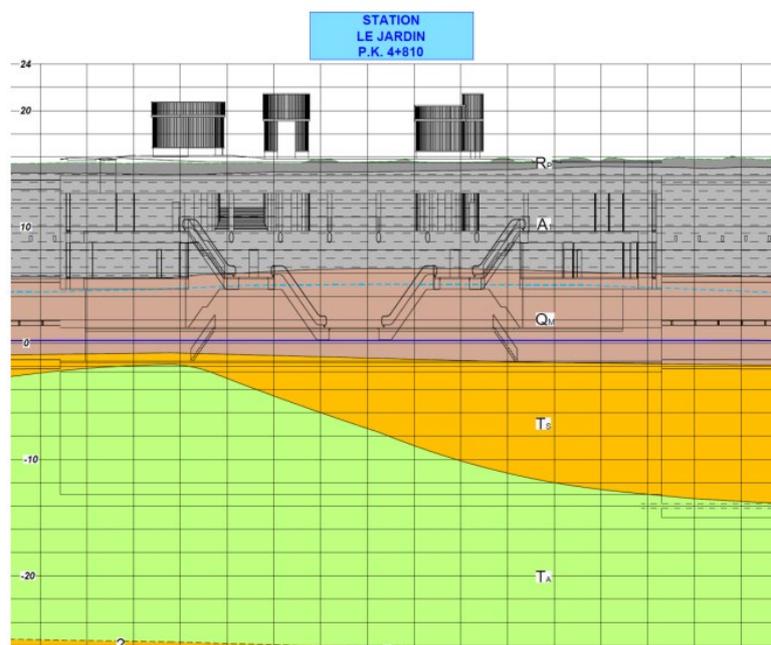


Figure II.1 : Profil géologico-géotechnique de la zone d'influence de la gare [18]

Tableau II.1 : Paramètres géotechniques de calcul pour la station Jardin [18]

Type de sol	$\gamma \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$C' \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$C_U \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\theta(^{\circ})$	$E(MPa)$	$E_s(MPa)$	ν	K_0	$K_h \left(\frac{t}{m^3}\right)$
R _p	19	5	-	28	6	12	0.3	0.53	-
A ₁	20	20	100	24	15	30	0.3	0.59	1500
Q _M	20	20	120	24	20	40	0.3	0.59	1800
T _A	20,5	30	125	24	25	50	0.3	0.59	2000
T _S	21	10	-	33	75	150	0.3	0.46	5500

γ : Densité humide (kN/m²) ; C' : Cohésion ; C_U : Cohésion (consolidé non-drainé)

θ : Angle de frottement interne ; E : Module de déformation ; E_s : Module de déformation en décharge ; ν : Module de poisson ; K_0 : Coefficient des terres au repos, $K_0 = 1 - \sin \theta$; K_h : Coefficient horizontale du sol.

II.2 Evaluation de la hauteur de l'écran de soutènement

II.2.1 Principe de calcul

La méthode utilisée pour la détermination des pressions des terres latérales 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, ou/et pour un écran encastré en pied et appuyé en tête avec un seul lit d'ancrages.
- 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 à celui d'un milieu pulvérulent soumis à une pression hydrostatique « C ». 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 pulvérulent.

II.2.2 Détermination de la poussée et de la butée

Les expressions des contraintes aux différents états :

- Contrainte à l'état actif :

$$\sigma_a = (K_a \times \gamma \times Z + K_a \times Q - K_a \times C) \cos \delta + U$$
- Contrainte à l'état passif :

$$(\sigma_p = (K_p \times \gamma \times Z + K_p \times Q - K_p \times C) \cos \delta / S + U$$

Avec S= Coefficient de sécurité, K_a = Coefficient de poussée, K_p = Coefficient de butée, , Q= surcharge supportée par le sol et U= pression hydrostatique

On prendra :

C = 0 : 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 : $\sigma_a = (K_{a\gamma} \times \gamma \times Z + K_{aq} \times Q) \cos \delta + U$

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

Les coefficients de poussée et de butée dépendent de [15] :

- 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 ».

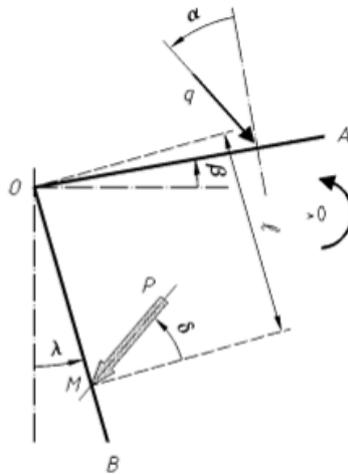


Figure II.2 : Actions, terrain et écran [3]

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 :

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

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

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

On peut aussi déterminer ces constantes d'après Caquot-Kérisel (voir annexe D) [7]

- **Détermination de K_a et K_p :**

Estimation des coefficients de poussée et de butée :

Tableau II.2 : Caractéristiques du sol et valeurs des Coefficients de poussée/butée

Couche	Caractéristiques du sol	Poussée	Butée
		K_a	K_p
R_p	$\gamma=19\text{KN/m}^3$ $\phi=28^\circ$ $C= 5 \text{ KN/m}^2$ $\delta=18.67^\circ$	0.324	4.594
A_1	$\gamma=20\text{KN/m}^3$ $\phi=24^\circ$ $C= 20 \text{ KN/m}^2$ $\delta=16^\circ$	0.376	3.432
Q_m	$\gamma=20 \text{ KN/m}^3$ $\phi=24^\circ$	0.376	3.432

	$C= 20 \text{ KN/m}^2 \quad \delta=16^\circ$		
T_a	$\gamma=20.5\text{KN/m}^3 \quad \phi=24^\circ$ $C= 30 \text{ KN/m}^2 \quad \delta=16^\circ$	0.376	3.432
T_s	$\gamma=21\text{KN/m}^3 \quad \phi=33^\circ$ $C= 10\text{KN/m}^2 \quad \delta=22^\circ$	0.270	6.900
Nappe phréatique à 15 m			

Avec :

- Formation R_p Remblai
- Formation T_s Sables jaunes
- Formation T_A Argiles sableuses jaunes et grises :
- Formation Q_M Marnes jaunes d'El Harrach
- Formation A_1 Cônes de déjection (Néo-pléistocène) Limons caillouteux des cônes de déjection récents.

II.2.3 Calcul des pressions

Les pressions sont déterminées de part et d'autre de la station :

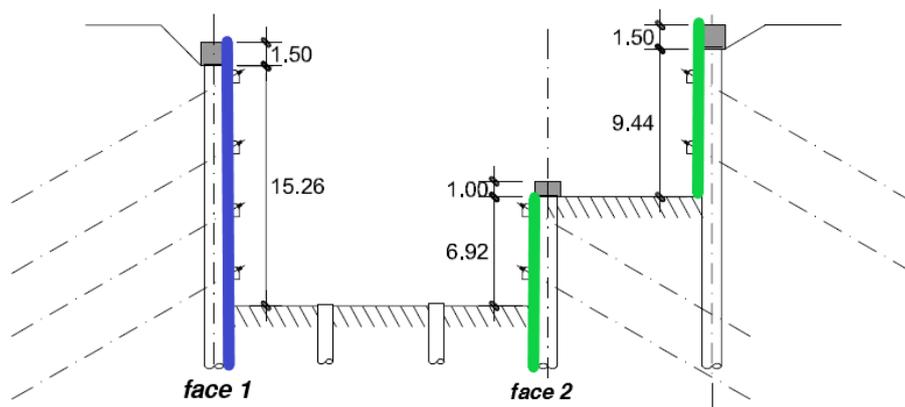


Figure II.3 : Coupe transversale de la station en phase finale

II.2.3.1 Évaluation des surcharges :

Considérons une surcharge uniforme limitée à une distance a de l'arête de l'écran. Les hypothèses suivantes sont prises en considération :

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 [20] :

$$\sigma_q = K_a \times q$$

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



Figure II.4 : Prise en compte de l'effet de la surcharge sur l'écran

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

$$\text{Donc : } 2 \times \text{tg}(28^\circ) = 1.06 \text{ D'où : } 1 + 1 = 2$$

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

Et on définit une surcharge des bâtiments avoisinants = 10 kN/m^2 par étage [18].

II.2.3.2 Evaluation des pressions sur les différentes faces :

Le calcul des pressions est déterminé manuellement d'une part et numériquement d'autre part.

II.2.3.2.1 Face 1 :

Pour la face 1, le calcul des pressions est fait selon deux méthodes : méthode manuelle, méthode numérique.

II.2.3.2.1.1 Calcul numérique :

Le calcul se fera à l'aide du logiciel GEO5 (Geostructural Analysis) [20] :

Les phases d'excavation de la face 1 sont illustrées dans les figures suivantes :

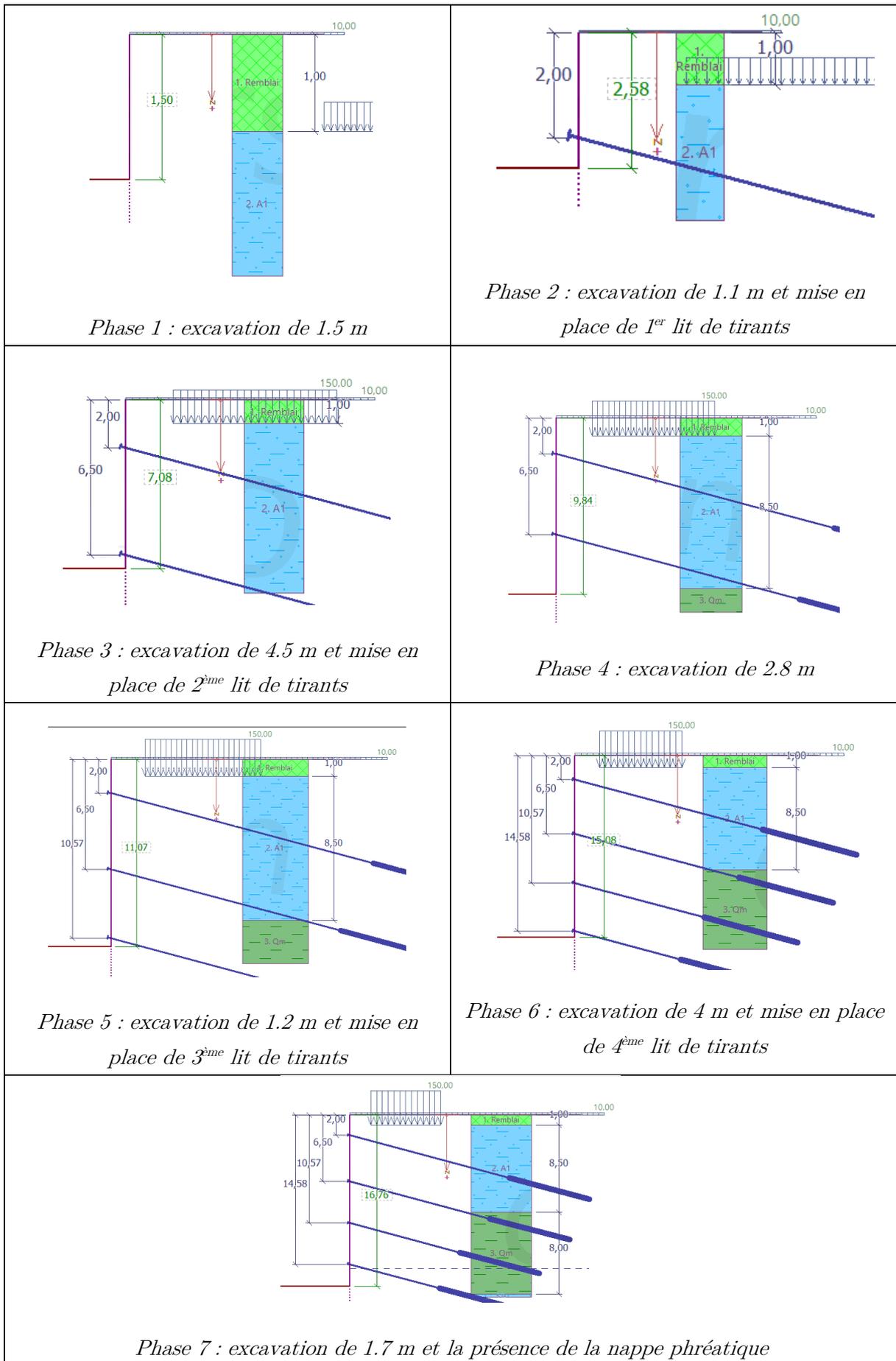
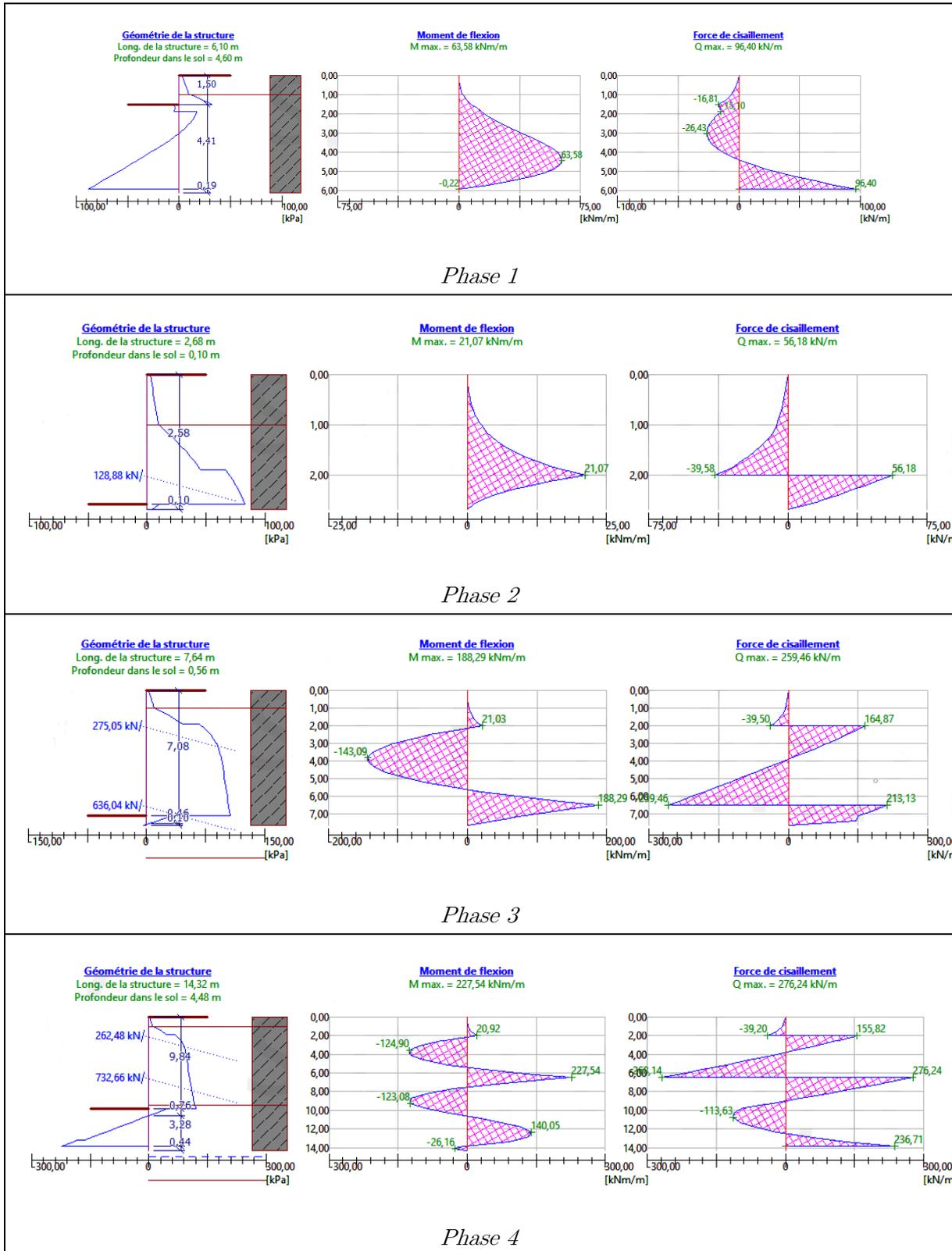


Figure II.5 Les phases d'excavation de la face 1

Les résultats obtenus sont illustrés sur les figures suivantes :



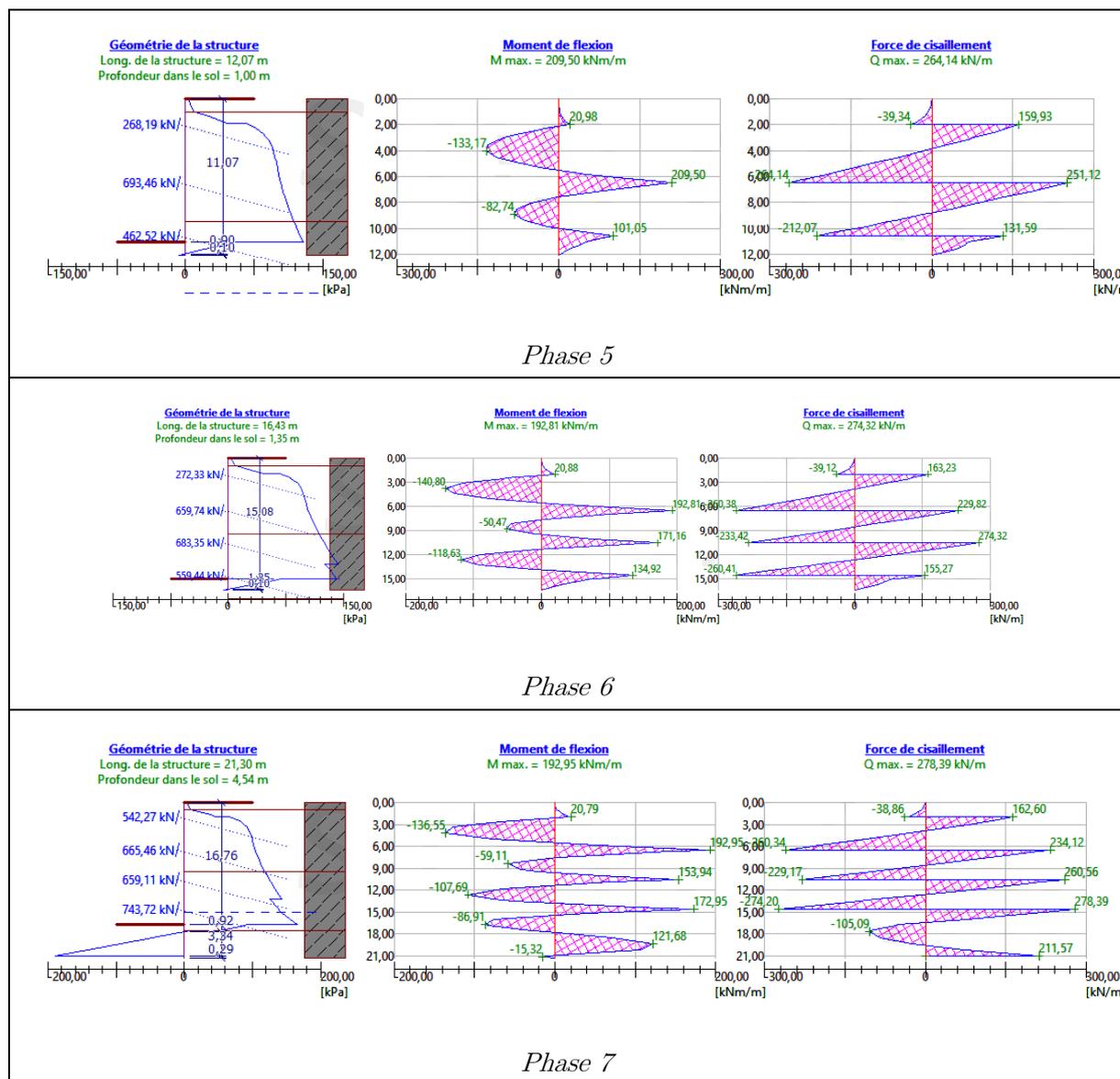


Figure II.6 : Les résultats obtenus de la face 1

II.2.3.2.1.2 Calcul manuel :

Les différentes étapes suivies sont :

Phase 1 :

Dans la 1^{ère} phase, on excave 1.5 m, à partir de +16.76 à +15.26 , en considérant une surcharge des bâtiments avoisinants en surface du coté amont de la paroi égale à 10 kN/m² et le poids d'une grue ($Q_{grue} = 150 \frac{kN}{m^2}$) disposée à une distance $d = 2 m$ de l'écran à une profondeur $Z = 1 m$

Calcul des contraintes

- Etat actif :

La couche (R_p) → $Q = 10 \text{ kN/m}^2$; $0 < Z < 1 m$

$$\begin{aligned} \sigma_a(Z) &= (K_{a\gamma} \times \gamma \times Z + K_{aq} \times Q) \cos \delta \\ \sigma_a(Z) &= (0.324 \times 19 \times Z + 0.324 \times 10) \times \cos 18.67^\circ \\ \sigma_a(0) &= 3.07 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_a(1) &= 8.90 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

La couche (A₁) → Q = 10 + 19 × 1 = 29 kN/m² ; 0 < Z < 1 m

$$\begin{aligned} \sigma_a(Z) &= (0.376 \times 20 \times Z + 0.376 \times 29) \times \cos 16^\circ \\ \sigma_a(0) &= 10.48 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_a(1) &= 17.71 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Z > 1 m ; Q = 10 + 19 × 1 + 150 + 20 × 1 = 199 kN/m²

$$\begin{aligned} \sigma_a(Z) &= (0.376 \times 20 \times Z + 0.376 \times 199) \times \cos 16^\circ \\ \sigma_a(Z) &= 7.23 \times Z + 71.92 \end{aligned}$$

- Etat passif :

La couche (A₁) → Q = 0 ; S = 2

$$\begin{aligned} \sigma_p(Z) &= (K_{p\gamma} \times \gamma \times Z + K_{pq} \times Q) \cos \delta / S \\ \sigma_p(Z) &= (3.432 \times 20 \times Z + 3.432 \times 0) \times \frac{\cos 16^\circ}{2} \\ \sigma_p(Z) &= 32.98 \times Z \end{aligned}$$

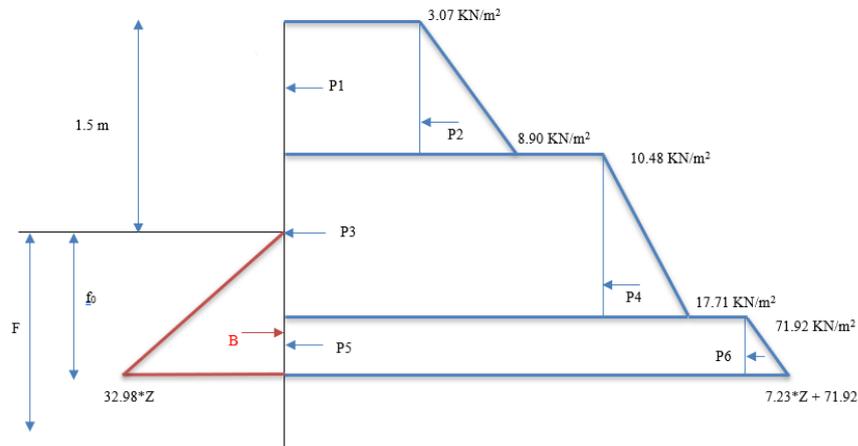


Figure II.7 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 1)

Calcul des forces de pressions

Tableau II.3 : Efforts sur écran (phase 1)

	Intensité P _i (kN/ml)	Bras de levier y _i (m)	P _i × y _i (kN.m/ml)
P1	3.07	1+f ₀	3.07+3.07f ₀
P2	2.915	0.83+f ₀	2.42+2.915f ₀
P3	10.48	f ₀	10.48f ₀

P4	3.615	$f_0-0.17$	$3.6f_0-0.615$
P5	$71.92f_0-35.96$	$f_0/2 -0.25$	$35.96f_0^2 -35.96f_0+8.99$
P6	$3.615f_0^2 -$ $0.90375f_0+0.90375$	$f_0/3-0.17$	$1.205f_0^3 -0.916f_0^2 +0.455f_0 -$ 0.154
B	$16.49f_0^2$	$f_0/3$	$5.497f_0^3$

Calcul de la fiche f_0 :

$$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow -4.292f_0^3 + 35.044f_0^2 - 15.44f_0 + 13.865 = 0$$

$$f_0 = 7.75 \text{ m}$$

$$F = 1.2f_0 = 1.2 \times 6.98 = 9.3 \text{ m}$$

Calcul de la contre butée CB :

$$\sum F_{/x} = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + B$$

$$CB = 237.67 \text{ kN/ml}$$

Observation : Dans la 1^{ère} phase d'excavation, on obtient une fiche F égale à 9.3 m ; la fiche de la phase 1 et la profondeur de la 1^{ère} excavation donne la hauteur de la paroi : $9.3 + 1.5 = 10.8 \text{ m}$

Phase 2 : Dans la 2^{ème} phase, on excave 1.08 m, à partir de +15.26 à +14.18 , en considérant une surcharge des bâtiments avoisinants en surface du coté amont de la paroi égale à 10 kN/m^2 et le poids d'une grue ($Q_{grue} = 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$) disposée à une distance $d = 2 \text{ m}$ de l'écran à une profondeur $Z = 1 \text{ m}$

Calcul des contraintes

- Etat actif :

La couche (R_p) $\rightarrow Q = 10 \text{ kN/m}^2$; $0 < Z < 1 \text{ m}$

$$\sigma_a(0) = 3.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 8.90 \text{ kN/m}^2$$

La couche (A_1) $\rightarrow Q = 10 + 19 \times 1 = 29 \text{ kN/m}^2$; $0 < Z < 1 \text{ m}$

$$\sigma_a(0) = 10.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 17.71 \text{ kN/m}^2$$

$Z > 2 \text{ m}$; $Q = 10 + 19 \times 1 + 150 + 20 \times 1 = 199 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_a(Z) = 7.23 \times Z + 71.92$$

- Etat passif :

La couche (A_1) $\rightarrow Q = 0$; $S = 1$

$$\sigma_p(Z) = 65.98 \times Z$$

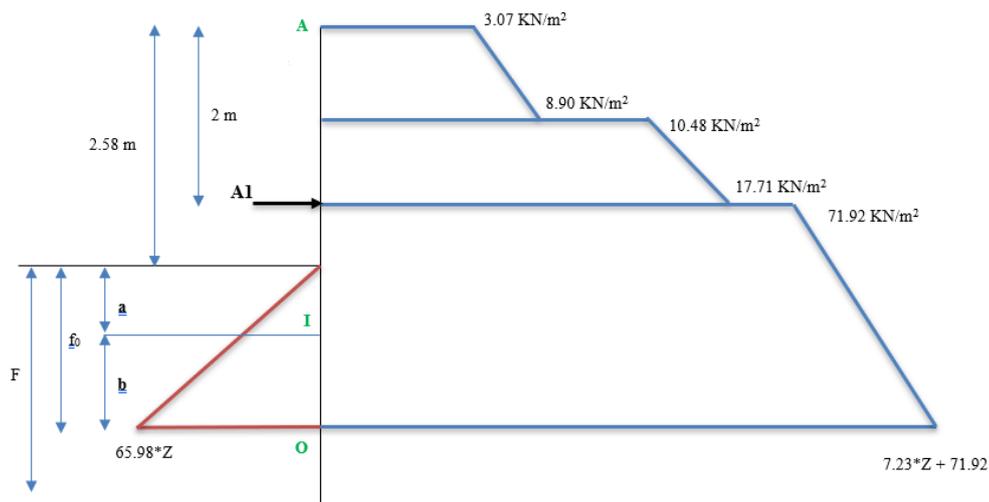


Figure II.8 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 2)

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 » [24].

Partie AI :

Avec : $L_{AI} = H + a$; Où : H = hauteur excavée et $a = 0.1 \times H = 0.26 \text{ m}$

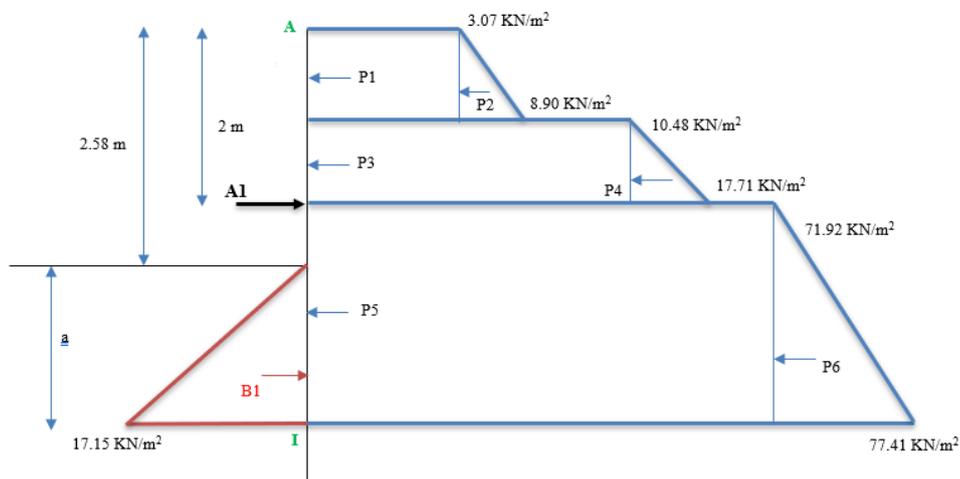


Figure II.9 : La distribution des contraintes horizontales sur la partie AI (Phase 2)

Calcul des forces de pression

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

	Intensité P_i (kN/ml)	Bras de levier y_i (m)	$P_i \times y_i$ (kN.m/ml)
P1	3.07	2.26	6.94
P2	2.92	2.09	6.01

P3	10.48	1.26	13.2
P4	3.64	1.09	3.97
P5	54.66	0.38	20.77
P6	2.09	0.25	0.52
A1	?	0.76	0.76 x A1
B1	17.15	0.09	1.54

Calcul de la force du tirant A1

$$\sum M/I = 0 \rightarrow \sum P_i \times y_i - \sum B_i \times y_i = A1 \times Y1$$

$$A1 = \frac{49.87}{0.76} = 65.62 \text{ kN/ml}$$

Calcul de la réaction T

$$\sum F_x = 0 \rightarrow T = -\sum P_i + \sum B_i + A1$$

$$T = 5.91 \text{ kN/ml}$$

Partie IO :

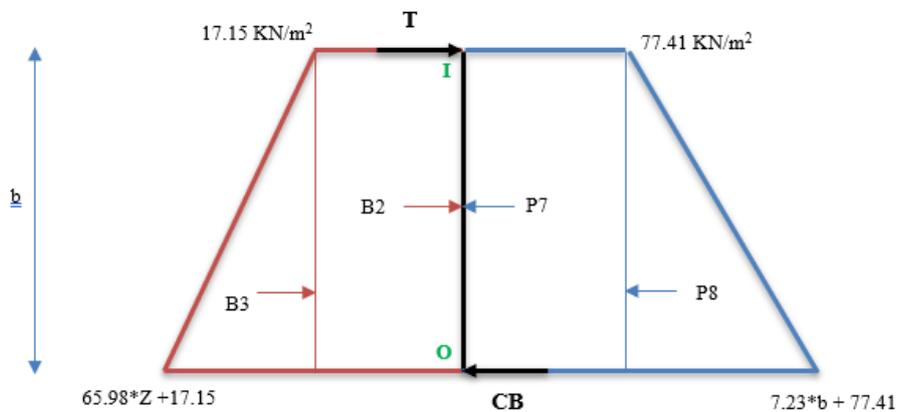


Figure II.10 : La distribution des contraintes horizontales sur la partie IO (Phase 2)

Calcul des forces de pression

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

	Intensité P_i (kN/ml)	Bras de levier y_i (m)	$P_i \times y_i$ (kN.m/ml)
P7	$77.41 \times b$	$b/2$	$38.71 \times b^2$
P8	$7.23 \times b \times (b/2)$	$b/3$	$1.21 \times b^3$
B2	$8.57 \times b$	$b/2$	$4.29 \times b^2$
B3	$32.98 \times b \times (b/2)$	$b/3$	$5.5 \times b^3$

T	5.91	b	5.91×b
---	------	---	--------

Calcul de la hauteur b

$$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow -\sum P_i y_i + \sum B_i y_i + T \times b = 0$$

$$4.29b^3 - 34.42b^2 + 5.91b = 0$$

$$\text{Donc : } b = 7.85 \text{ m}$$

Calcul de la fiche

$$\text{On a : } f_0 = a + b = 0.26 + 7.85 = 8.11 \text{ m}$$

$$F = 1.2f_0 = 9.732 \text{ m}$$

Calcul de la contre butée CB

$$\sum F_{/x} = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T$$

$$CB = 258.91 \text{ kN/ml}$$

Observation : Pour la 2^{ème} phase d'excavation, on obtient une fiche F égale à 9.732 m ; la fiche de la phase 2 et la profondeur de la 2^{ème} excavation donne la hauteur de la paroi : $9.732 + 1.08 = 10.82 \text{ m}$

Phase 3 : Dans la 3^{ème} phase, on excave 4.5 m, à partir +14.18 à +9.68 , en considérant une surcharge des bâtiments avoisinants en surface du coté amont de la paroi égale à 10 kN/m^2 et le poids d'une grue ($Q_{grue} = 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$) disposée à une distance $d = 2 \text{ m}$ de l'écran à une profondeur $Z = 1 \text{ m}$. On note la présence de deux tirants d'ancrage, l'un à 2 m et l'autre 6.5 m de la surface.

Calcul des contraintes

- Etat actif :

La couche (R_p) $\rightarrow Q = 10 \text{ kN/m}^2$; $0 < Z < 1 \text{ m}$

$$\sigma_a(0) = 3.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 8.90 \text{ kN/m}^2$$

La couche (A_1) $\rightarrow Q = 10 + 19 \times 1 = 29 \text{ kN/m}^2$; $0 < Z < 1 \text{ m}$

$$\sigma_a(0) = 10.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 17.71 \text{ kN/m}^2$$

$Z > 1 \text{ m}$; $Q = 10 + 19 \times 1 + 150 + 20 \times 1 = 199 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_a(Z) = 7.23 \times Z + 71.92$$

- Etat passif :

La couche (A₁) → Q = 0 ; S = 1

$$\sigma_p(Z) = 65.96 \times Z$$

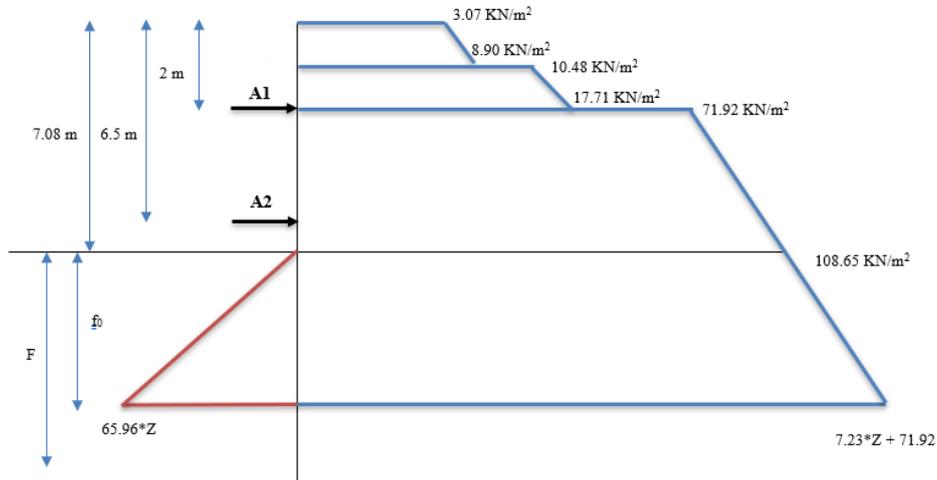


Figure II.11 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 3)

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 [24]:

$$F = t + 1.2f_0$$

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

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 la paroi comme étant une poutre sollicitée, et les tirants d'ancrage comme appuis simples.

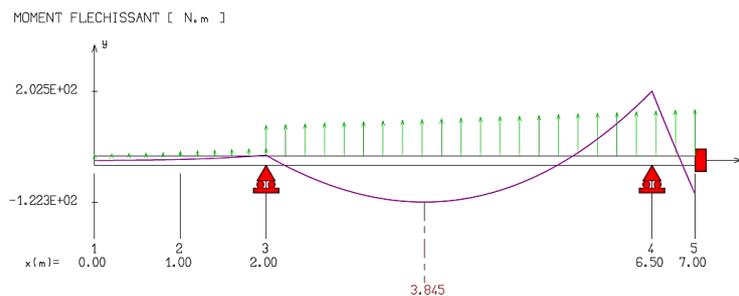


Figure II.12 : Moment fléchissant (Phase 3)

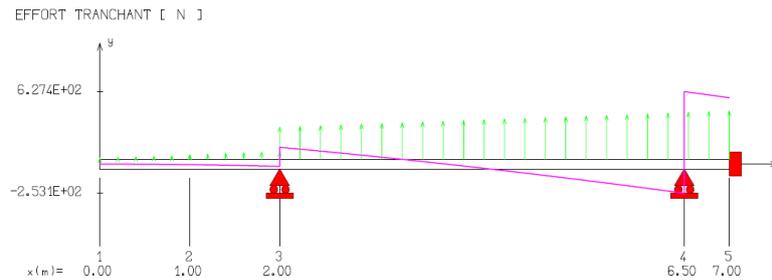


Figure II.13 : Effort tranchant (Phase 3)

$x = 2 \text{ m}$	$A1 = 165.01 \text{ kN}$	$M = -14.94 \text{ kN.m}$
$x = 6.5 \text{ m}$	$A2 = 880.50 \text{ kN}$	$M = -202.51 \text{ kN.m}$
$x = 7 \text{ m}$	$R = 574.00 \text{ kN}$	$M = 97.91 \text{ kN.m}$

Avec : $M_{max} = 202.51 \text{ kN.m}$ à 6.5 m

Calcul de la fiche

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

$$K_c = 2 \times 3.432 - 0.376 = 6.49$$

$$t = \frac{0.376}{6.49} \times 7 = 0.406$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 \times 574}{6.49 \times 20}} = 5.15 \text{ m}$$

$$F = 0.406 + 1.2 \times 4.92 = 6.586 \text{ m}$$

Observation : Pour la 3^{ème} phase d'excavation, on obtient une fiche F égale à 6.31 m ; la fiche de la phase 3 et la profondeur de la 3^{ème} excavation donne la hauteur du pieu : $6.58 + 7.08 = 13.66 \text{ m}$

Phase 4 : Dans la 4^{ème} phase, on excave 2.76 m , à partir de $+9.68$ à $+6.96$, en considérant une surcharge des bâtiments avoisinants en surface du coté amont de la paroi égale à 10 kN/m^2 et le poids d'une grue ($Q_{grue} = 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$) disposée à une distance $d = 2 \text{ m}$ de l'écran à une profondeur $Z = 1 \text{ m}$. On note la présence de deux tirants d'ancrage, l'un à 2 m et l'autre 6.5 m de la surface.

Calcul des contraintes

- Etat actif :

La couche (R_p) $\rightarrow Q = 10 \text{ kN/m}^2$; $0 < Z < 1 \text{ m}$

$$\sigma_a(0) = 3.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 8.90 \text{ kN/m}^2$$

La couche (A₁) → Q = 10 + 19 × 1 = 29 kN/m² ; 0 < Z < 1 m

$$\sigma_a(0) = 10.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 17.71 \text{ kN/m}^2$$

Z > 1 m ; Q = 10 + 19 × 1 + 150 + 20 × 1 = 199 kN/m²

$$\sigma_a(Z) = 7.23 \times Z + 71.92$$

- Etat passif :

La couche (A₁) → Q = 0 ; S = 1

$$\sigma_p(Z) = 65.96 \times Z$$

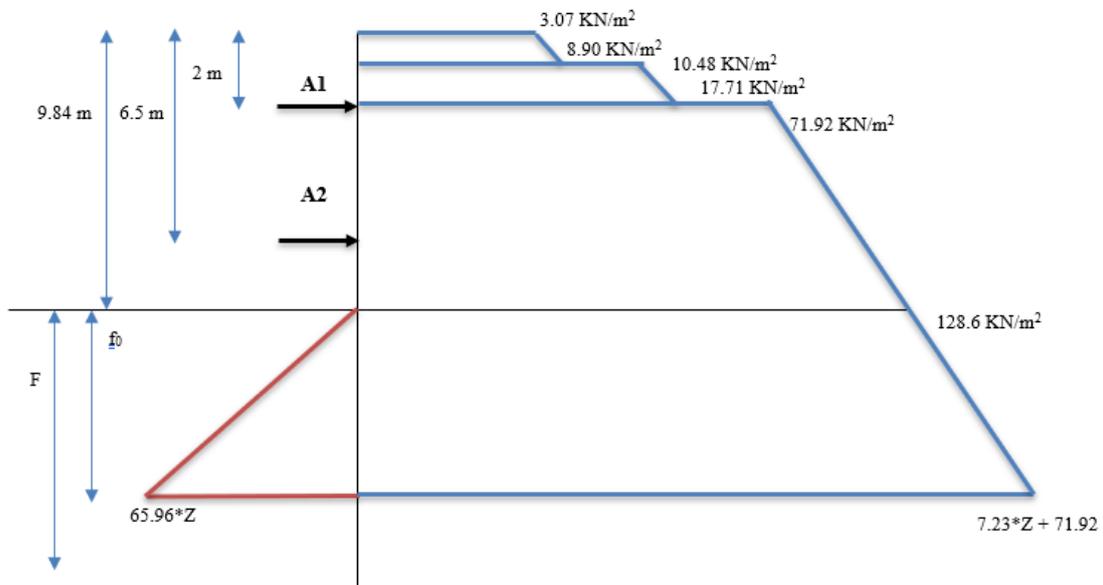


Figure II.14 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 4)

Calcul des efforts internes :

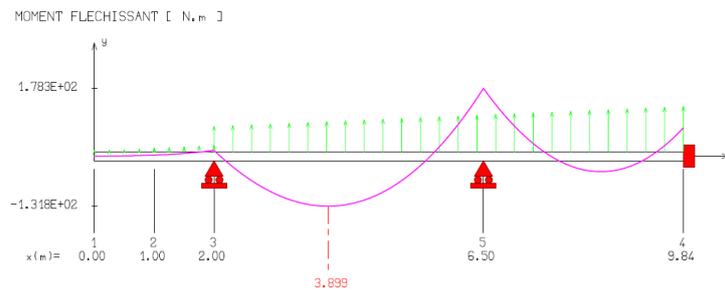


Figure II.15 : Moment fléchissant (Phase 4)

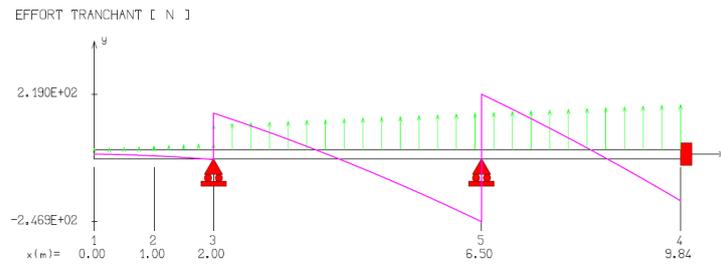


Figure II.16 : Effort tranchant (Phase 4)

$x = 2 \text{ m}$	$A1 = 170.00 \text{ kN}$	$M = -14.94 \text{ kN.m}$
$x = 6.5 \text{ m}$	$A2 = 465.89 \text{ kN}$	$M = -178.30 \text{ kN.m}$
$x = 9.84 \text{ m}$	$R = 170.23 \text{ kN}$	$M = -74.46 \text{ kN.m}$

Avec : $M_{max} = 178.30 \text{ kN.m}$ à 6.5 m

Calcul de la fiche

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

$$K_c = 2 \times 3.432 - 0.376 = 6.49$$

$$t = \frac{0.376}{6.49} \times 9.84 = 0.570$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 \times 182.21}{6.49 \times 20}} = 2.81 \text{ m}$$

$$F = 0.57 + 1.2 \times 2.9 = 3.94 \text{ m}$$

Observation : Pour la 4^{ème} phase d'excavation, on obtient une fiche F égale à 3.94 m ; la fiche de la phase 4 et la profondeur de la 4^{ème} excavation donne la hauteur de la paroi : $3.94 + 9.84 = 13.78 \text{ m}$

Phase 5 : Dans la 5^{ème} phase, on excave 1.23 m , à partir de $+6.96$ à $+5.69$, en considérant une surcharge des bâtiments avoisinants en surface du côté amont de la paroi égale à 10 kN/m^2 et le poids d'une grue ($Q_{grue} = 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$) disposée à une distance $d = 2 \text{ m}$ de l'écran à une profondeur $Z = 1 \text{ m}$. On note la présence de trois tirants d'ancrage à 2 m , 6.5 m et 10.57 m de la surface.

Calcul des contraintes

- Etat actif :

La couche (R_p) $\rightarrow Q = 10 \text{ kN/m}^2$; $0 < Z < 1 \text{ m}$

$$\sigma_a(0) = 3.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 8.90 \text{ kN/m}^2$$

La couche (A₁) → Q = 10 + 19 × 1 = 29 kN/m² ; 0 < Z < 1 m

$$\begin{aligned} \sigma_a(0) &= 10.48 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_a(1) &= 17.71 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

8.5 m > Z > 1 m ; Q = 10 + 19 × 1 + 150 + 20 × 1 = 199 kN/m²

$$\begin{aligned} \sigma_a(Z) &= 7.23 \times Z + 71.92 \\ \sigma_a(0) &= 71.92 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_a(7.5) &= 126.145 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

La couche (Q_M) → Q = 179 + 20 × 8.5 = 349 kN/m² ; Z > 8.5 m

$$\sigma_a(Z) = 7.23 \times Z + 126.11$$

- Etat passif :

La couche (A₁) → Q = 0 ; S = 1

$$\sigma_p(Z) = 65.96 \times Z$$

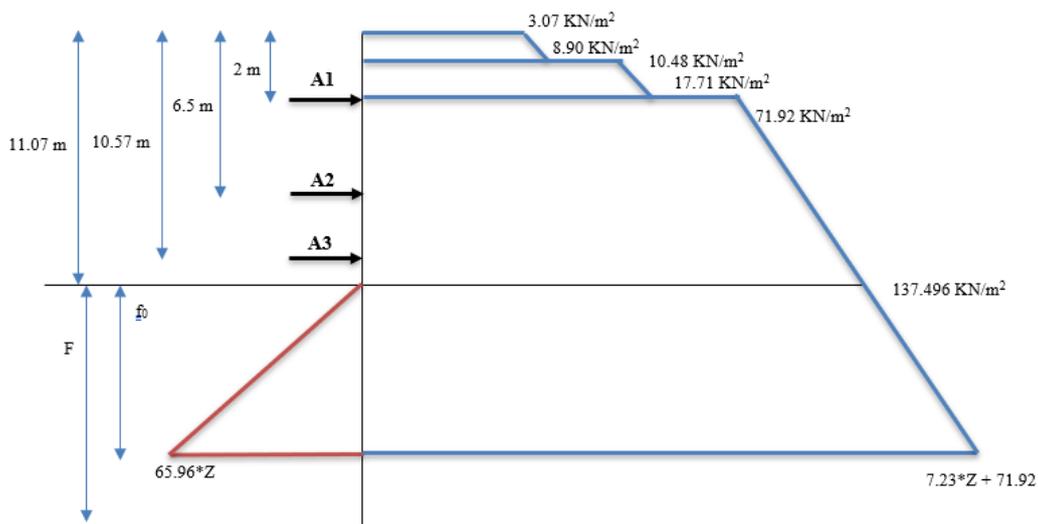


Figure II.17 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 5)

Calcul des efforts internes :

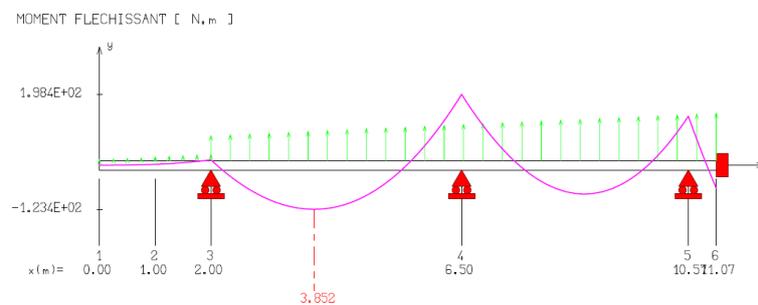


Figure II.18 : Moment fléchissant (Phase 5)

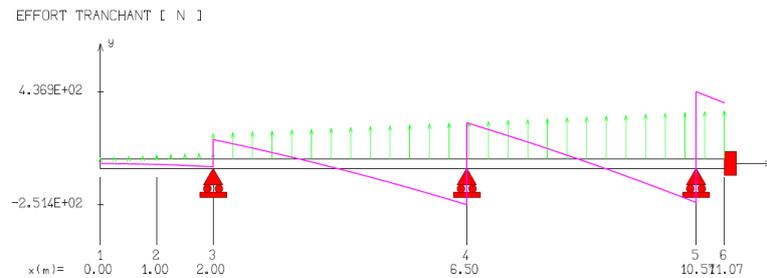


Figure II.19 : Effort tranchant (Phase 5)

$x = 2 \text{ m}$	$A1 = 165.54 \text{ kN}$	$M = -14.94 \text{ kN.m}$
$x = 6.5 \text{ m}$	$A2 = 498.94 \text{ kN}$	$M = -198.37 \text{ kN.m}$
$x = 10.57 \text{ m}$	$A3 = 674.38 \text{ kN}$	$M = -137.21 \text{ kN.m}$
$x = 11.07 \text{ m}$	$R = 369.08 \text{ kN}$	$M = 64.36 \text{ kN.m}$

Avec : $M_{max} = 198.37 \text{ kN.m}$ à 6.5 m

Calcul de la fiche

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

$$K_c = 2 \times 3.432 - 0.376 = 6.49$$

$$t = \frac{0.376}{6.49} \times 11.07 = 0.641$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 \times 369.08}{6.49 \times 20}} = 4.13 \text{ m}$$

$$F = 0.641 + 1.2 \times 4.13 = 5.6 \text{ m}$$

Observation : Pour la 5^{ème} phase d'excavation, on obtient une fiche F égale à 5.6 m ; la fiche de la phase 5 et la profondeur de la 5^{ème} excavation donne la hauteur de la paroi : $5.6 + 11.07 = 16.67 \text{ m}$

Phase 6 : Dans la 6^{ème} phase, on excave 4.01 m , à partir $+5.69$ à $+1.68$, en considérant une surcharge des bâtiments avoisinants en surface du coté amont de la paroi égale à 10 kN/m^2 et le poids d'une grue ($Q_{grue} = 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$) disposée à une distance $d = 2 \text{ m}$ de l'écran à une profondeur $Z = 1 \text{ m}$. On note la présence de quatre tirants d'ancrage à 2 m , 6.5 m , 10.57 m et 14.58 m de la surface. On note la présence d'une nappe phréatique à 15 m

Calcul des contraintes

- Etat actif :

La couche (R_p) $\rightarrow Q = 10 \text{ kN/m}^2$; $0 < Z < 1 \text{ m}$

$$\sigma_a(0) = 3.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 8.90 \text{ kN/m}^2$$

La couche (A₁) → Q = 10 + 19 × 1 = 29 kN/m² ; 0 < Z < 1 m

$$\sigma_a(0) = 10.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 17.71 \text{ kN/m}^2$$

8.5 m > Z > 1 m ; Q = 10 + 19 × 1 + 150 + 20 × 1 = 199 kN/m²

$$\sigma_a(Z) = 7.23 \times Z + 71.92$$

$$\sigma_a(0) = 71.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(7.5) = 126.145 \text{ kN/m}^2$$

La couche (Q_M) → Q = 179 + 20 × 8.5 = 349 kN/m² ; 0 < Z < 5.5 m

$$\sigma_a(Z) = 7.23 \times Z + 126.11$$

$$\sigma_a(0) = 126.11 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(5.5) = 165.88 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\sigma_a(Z) = (0.376 \times 10 \times Z + 0.376 \times 349) \times \cos 16^\circ + U \text{ avec : } U = \gamma_\omega \times Z$$

$$\sigma_a(0.08) = 167.97 \text{ kN/m}^2$$

- Etat passif :

La couche (A₁) → Q = 0 ; S = 1

$$\sigma_p(Z) = 65.96 \times Z$$

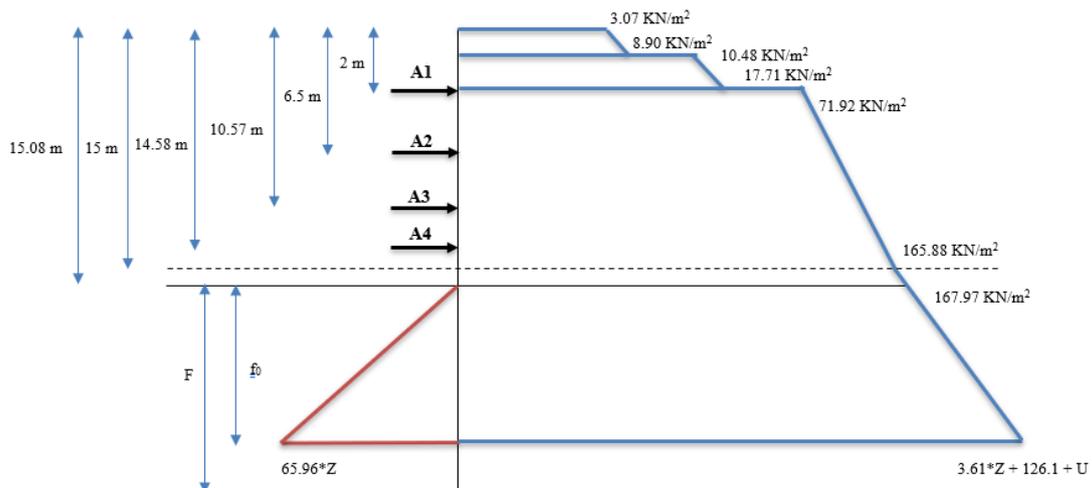


Figure II.20 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 6)

Calcul des efforts internes :

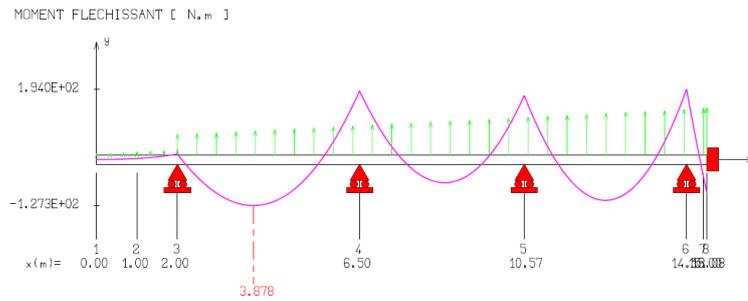


Figure II.21 : Moment fléchissant (Phase 6)

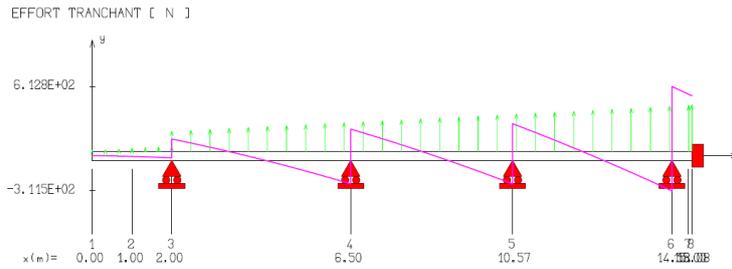


Figure II.22 : Effort tranchant (Phase 6)

$x = 2 \text{ m}$	$A1 = 167.61 \text{ kN}$	$M = -14.94 \text{ kN.m}$
$x = 6.5 \text{ m}$	$A2 = 484.84 \text{ kN}$	$M = -178.02 \text{ kN.m}$
$x = 10.57 \text{ m}$	$A3 = 532.81 \text{ kN}$	$M = -174.63 \text{ kN.m}$
$x = 14.58 \text{ m}$	$A4 = 927.26 \text{ kN}$	$M = -192.60 \text{ kN.m}$
$x = 15.08 \text{ m}$	$R = 530.39 \text{ kN}$	$M = 91.15 \text{ kN.m}$

Avec : $M_{max} = 192.60 \text{ kN.m}$ à 14.58 m

Calcul de la fiche

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

$$K_c = 2 \times 3.432 - 0.376 = 6.49$$

$$t = \frac{0.376}{6.49} \times 15.08 = 0.874$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 \times 530.39}{6.49 \times 20}} = 4.95 \text{ m}$$

$$F = 0.874 + 1.2 \times 4.93 = 6.82 \text{ m}$$

Observation : Pour la 6^{ème} phase d'excavation, on obtient une fiche F égale à 6.82 m ; la fiche de la phase 6 et la profondeur de la 6^{ème} excavation donne la hauteur de la paroi : $6.82 + 15.08 = 21.9 \text{ m}$

Phase 7 : Dans la 7^{ème} et la dernière phase, on excave 1.68 m , à partir $+1.68$ à $+0.00$, en considérant une surcharge des bâtiments avoisinants en surface du côté amont de la paroi égale à 10 kN/m^2 et le poids d'une grue ($Q_{grue} = 150\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$) disposée à une distance $d = 2\text{ m}$ de l'écran à une profondeur $Z = 1\text{ m}$. On note la présence de quatre tirants d'ancrage à 2 m , 6.5 m , 10.57 et 14.58 m de la surface. On note la présence d'une nappe phréatique à 15 m

Calcul des contraintes

- Etat actif :

La couche (R_p) $\rightarrow Q = 10\text{ kN/m}^2$; $0 < Z < 1\text{ m}$

$$\sigma_a(0) = 3.07\text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 8.90\text{ kN/m}^2$$

La couche (A_1) $\rightarrow Q = 10 + 19 \times 1 = 29\text{ kN/m}^2$; $0 < Z < 1\text{ m}$

$$\sigma_a(0) = 10.48\text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(1) = 17.71\text{ kN/m}^2$$

$8.5\text{ m} > Z > 1\text{ m}$; $Q = 10 + 19 \times 1 + 150 + 20 \times 1 = 199\text{ kN/m}^2$

$$\sigma_a(0) = 71.71\text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(7.5) = 126.145\text{ kN/m}^2$$

La couche (Q_M) $\rightarrow Q = 179 + 20 \times 8.5 = 349\text{ kN/m}^2$; $0 < Z < 5.5\text{ m}$

$$\sigma_a(Z) = 7.23 \times Z + 126.11$$

$$\sigma_a(0) = 126.11\text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a(5.5) = 165.88\text{ kN/m}^2$$

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

$$\sigma_a(Z) = (0.376 \times 10 \times Z + 0.376 \times 349) \times \cos 16^\circ + U \quad \text{avec : } U = \gamma_\omega \times Z$$

$$\sigma_a(1.76) = 189.84\text{ kN/m}^2$$

- Etat passif :

La couche (A_1) $\rightarrow Q = 0$; $S = 1$

$$\sigma_p(Z) = 65.96 \times Z$$

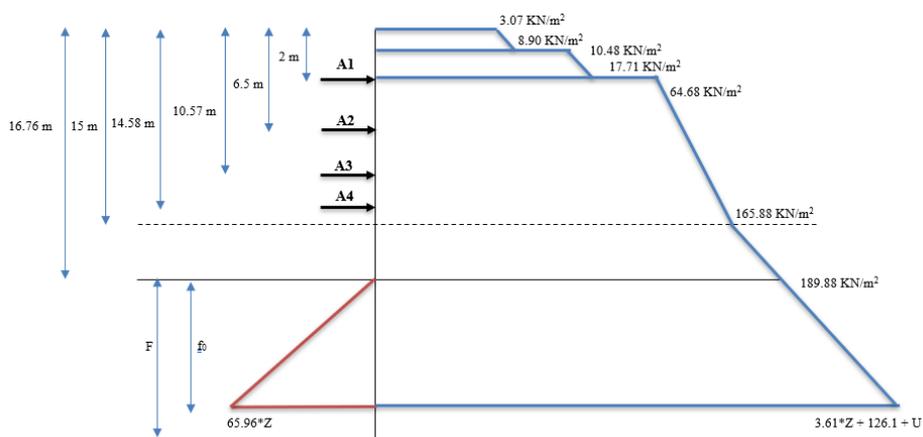


Figure II.23 : La distribution des contraintes horizontales (Phase 7)

Calcul des efforts internes :

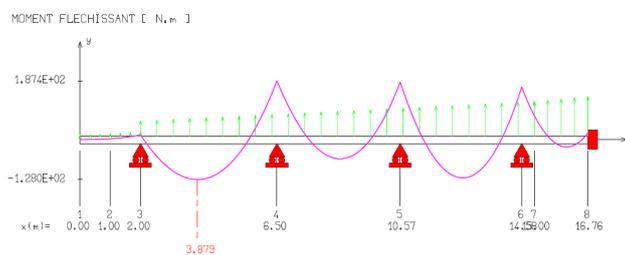


Figure II.24 : Moment fléchissant (Phase 7)

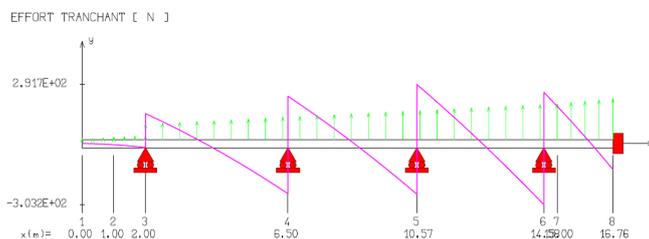


Figure II.25 : Effort tranchant (Phase 7)

$x = 2 \text{ m}$	$A1 = 167.98 \text{ kN}$	$M = -14.94 \text{ kN.m}$
$x = 6.5 \text{ m}$	$A2 = 482.37 \text{ kN}$	$M = -187.04 \text{ kN.m}$
$x = 10.57 \text{ m}$	$A3 = 543.19 \text{ kN}$	$M = -183.44 \text{ kN.m}$
$x = 14.58 \text{ m}$	$A4 = 556.57 \text{ kN}$	$M = -167.75 \text{ kN.m}$
$x = 16.76 \text{ m}$	$R = 128.74 \text{ kN}$	$M = 20.72 \text{ kN.m}$

Avec : $M_{max} = 187.36 \text{ kN.m}$ à 6.5 m

Calcul de la fiche

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

$$K_c = 2 \times 3.432 - 0.376 = 6.49$$

$$t = \frac{0.376}{6.49} \times 16.76 = 0.971$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{6 \times 128.74}{6.49 \times 20}} = 3.69 \text{ m}$$

$$F = 0.971 + 1.2 \times 2.44 = 5.4 \text{ m}$$

Observation : Pour la phase finale d'excavation, on obtient une fiche F égale à 3.9 m ; la fiche de la phase 7 et la profondeur de la 7^{ème} excavation donne la hauteur du pieu : $5.4 + 16.76 = 22.16 \text{ m}$

II.2.3.2.1.3 Comparaison :

La comparaison des résultats de la face 1 donne :

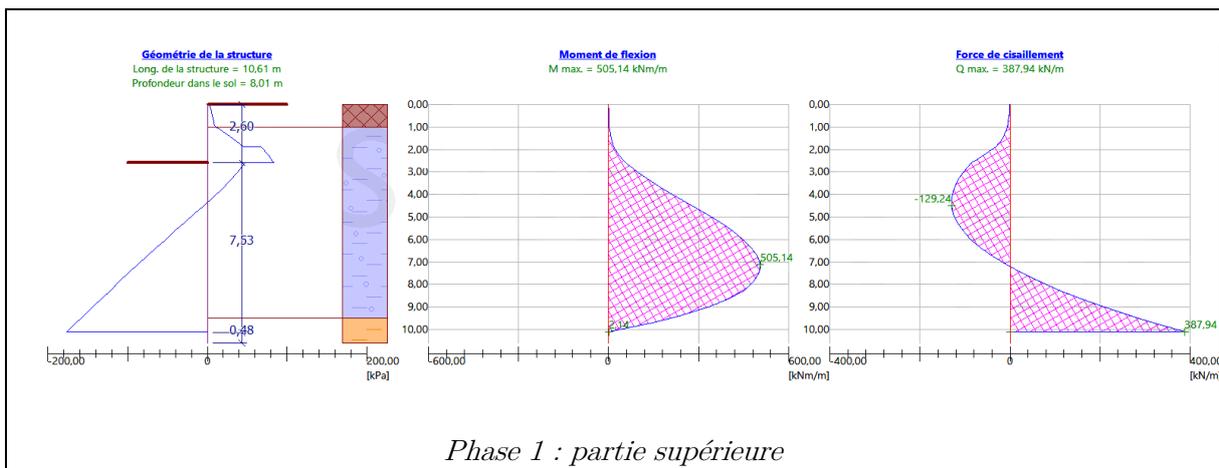
Tableau II.6 : comparaison des résultats manuels et numériques

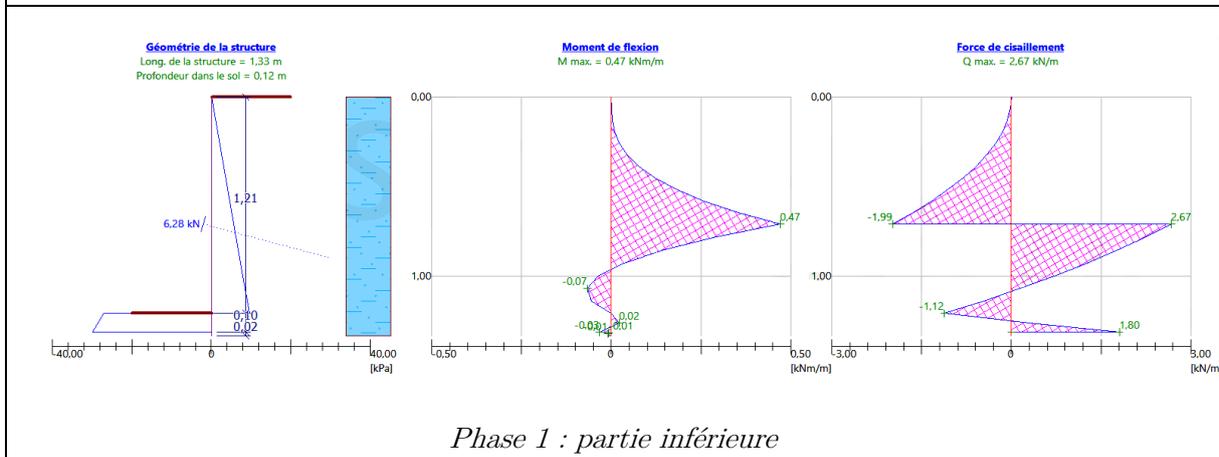
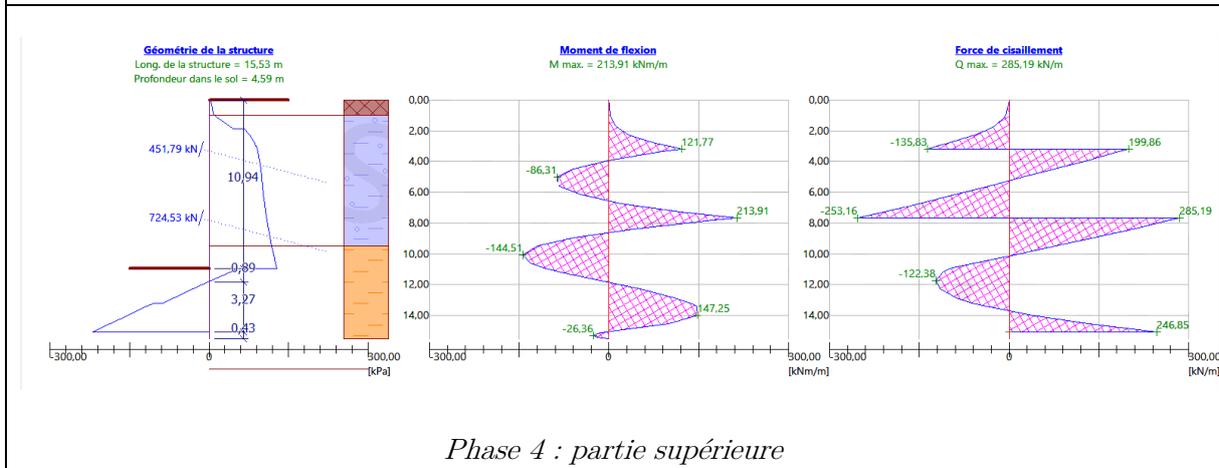
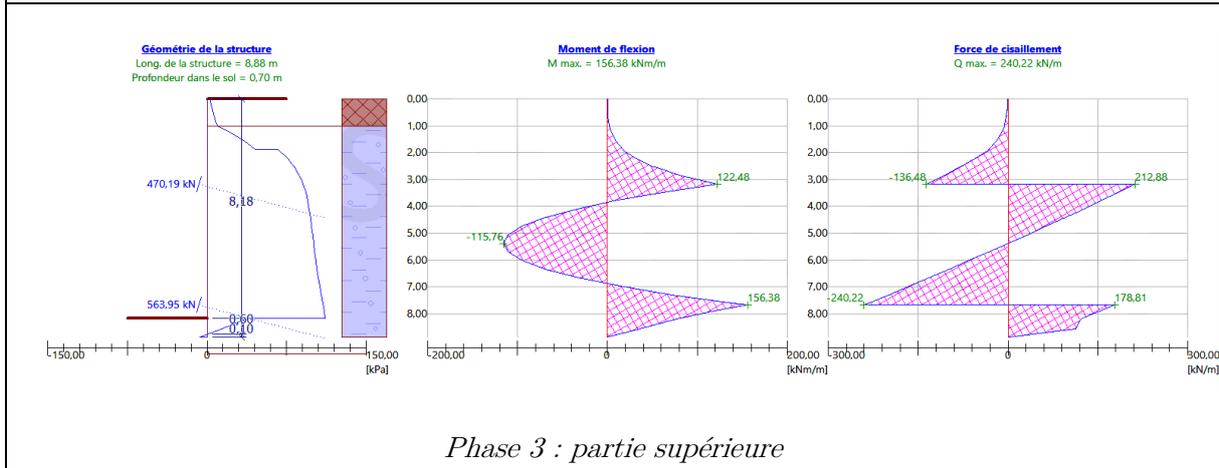
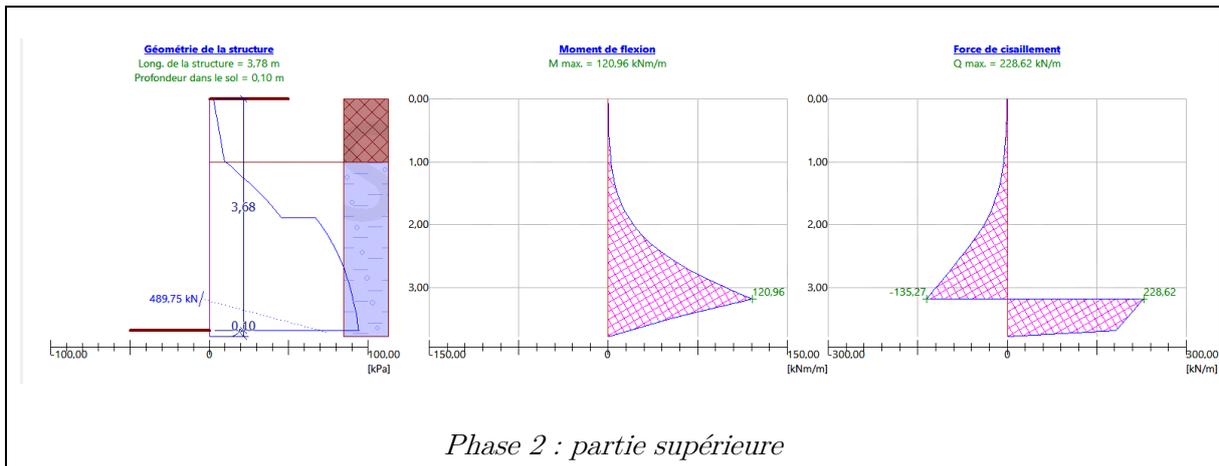
	Moment de flexion M_{max} (kN)	Hauteur de l'écran (m)
Manuel	187.36	22.16
Numérique	192.95	21.30

On constate une similarité entre les deux méthodes à cet effet le calcul de la face 2 sera numérique :

II.2.3.2.2 Face 2 :

Les résultats obtenus sont illustrés sur les figures ci-dessous :





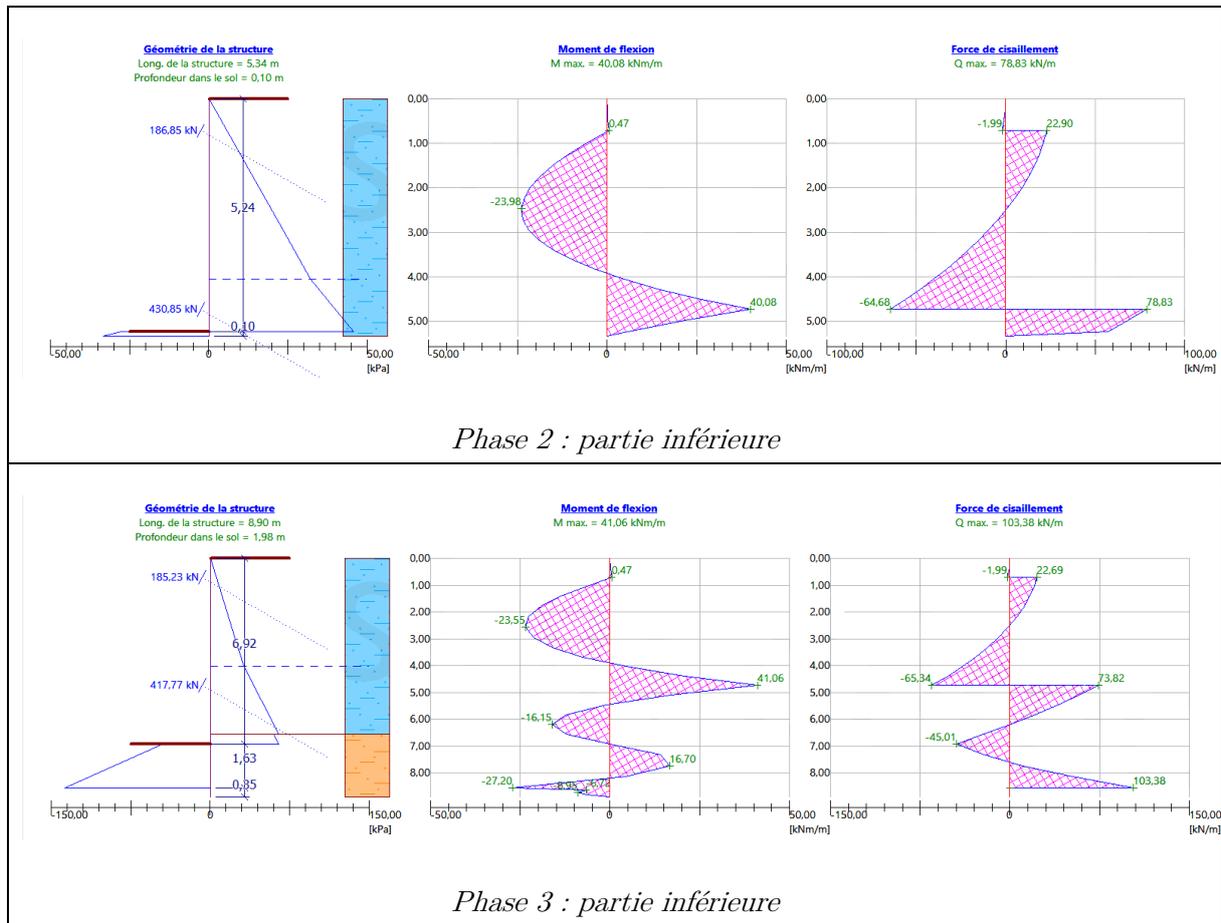


Figure II.26 : Les résultats finaux obtenus de la face 2

II.3 Ferrailage de l'écran de soutènement :

La détermination du ferrailage pour la face 1 de la paroi se fera en considérant comme un poteau circulaire pour les pieux sécants et une paroi rectangulaire pour la paroi moulée qui sont soumis à la flexion composée provoquée par :

- Un moment fléchissant donné par les efforts latéraux des terres.
- Un effort normal induit par le poids propre de l'écran et le poids de la poutre de couronnement.

Une étude comparative sera faite du calcul de ferrailage pour le cas des parois moulées et les pieux sécants afin d'opter pour la solution la plus économique et efficiente.

II.3.1 Calcul du ferrailage de la paroi :

On entame l'estimation du ferrailage pour les deux variantes manuellement et numériquement.

II.3.1.1 Manuel :

Pour le calcul du ferrailage de l'écran, on étudie le ferrailage dans le sens longitudinal et transversal.

- **Ferrailage longitudinal :**

Le calcul se fait à l'état limite ultime ELU et à l'état limite de service ELS selon le

BAEL 91 et l'Eurocode 7 avec les combinaisons d'action suivantes [14][3]:

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 soutènement est provisoire donc le ferrailage se fera uniquement à ELS.

Calcul de moment fléchissant M_{max} :

Le moment fléchissant maximum est :

$$M_{max} = 192.95 \text{ kN.m}$$

L'effort normal maximal N_{max} est :

Effort normal dû au poids propre de l'écran :

Pieux sécants

Parois moulée

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

$$N_p = L \times l \times H \times \rho_{\text{béton}}$$

$$N_p = 0.5^2 \times 3.14 \times 22.16 \times 25 = 435.11 \text{ kN}$$

$$N_p = 1 \times 0.75 \times 22.16 \times 25 = 415.5 \text{ kN}$$

H : hauteur de l'écran ; R : rayon du pieu ; L : grande dimension de la paroi moulée ;
 l : petite dimension de la paroi moulée ; $\rho_{\text{béton}}$: Poids volumique du béton =
 25 kN/m^3

Effort normal dû à la poutre de couronnement :

$$N_{pc} = \text{Volume} \times \rho_{\text{béton}} = 1.5 \times 1.5 \times 1.8 \times 25 = 101.25 \text{ kN}$$

Pieux sécants

Parois moulée

$$N_{max} = 435.11 + 101.25$$

$$N_{max} = 415.5 + 101.25$$

$$N_{max} = 536.36 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 516.75 \text{ kN}$$

Le logiciel EXPERT BA a été utilisé pour la détermination de la section d'armatures nécessaire

On obtient la section d'armatures suivante :

Pieux sécants

Parois moulée

$$A_s = 15.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.5 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature pour le ferrailage longitudinal :

Pieux sécants

Parois moulée

10HA18 (10 barres de diamètre 18 mm)

7HA14 (7 barres de diamètre 14 mm)

Calcul de l'espacement :

Pieux sécants

Parois moulée

$$S_t = \frac{2\pi(R-d)}{10} = \frac{2 \times 3.14 \times (0.5 - 0.05)}{10}$$

$$S_t = \frac{1 \text{ m}}{8}$$

$$S_t = 28 \text{ cm}$$

$$S_t = 12.5 \text{ cm}$$

- **Ferrailage transversal :**

Vérification au cisaillement :

Le règlement impose la vérification suivante [14]:

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

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times 30}{1.15}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.913 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 3.913 \text{ MPa}$$

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.

Dans le cas pieux sécants, on assimile la section circulaire à une section rectangulaire de base b et de hauteur h comme suit :

$$S_{\text{cercle}} = S_{\text{rectangle}}$$

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

$$h = \frac{3.14 \times 1}{4} = 0.78 \text{ m}$$

Donc on a un rectangle de 1 m de largeur b et 0.78 m de hauteur h .

L'effort tranchant maximum est déduit de la figure II.25 :

$$V_u = 278.39 \text{ kN}$$

Pieux sécants

Parois moulée

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.78 = 0.7 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 1 = 0.9 \text{ m}$$

D'où :

Pieux sécants

Parois moulée

$$\tau_u = \frac{278.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.7} = 0.3977 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{278.39 \times 10^{-3}}{0.75 \times 0.9} = 0.4124 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.3977 \text{ MPa} \leq 3.913 \text{ MPa}$$

(Vérifié)

$$\tau_u = 0.4124 \text{ MPa} \leq 3.913 \text{ MPa}$$

(Vérifié)

Calcul des armatures transversales :

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

- $k = 0$: Pas reprise de bétonnage et la fissuration est très préjudiciable
- $\gamma_s = 1.5$

Pieux sécants

Parois moulée

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

$$= 27 \text{ cm} \quad = 21 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

Pieux sécants

Parois moulée

$$A_t \geq \frac{S_t \times b_0 \times \tau_u}{\frac{0.9f_e}{\gamma_s}} = \frac{10 \times 100 \times 0.3977}{\frac{0.9 \times 500}{1.5}}$$

$$= 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times b_0 \times \tau_u}{\frac{0.9f_e}{\gamma_s}} = \frac{10 \times 0.75 \times 0.4124}{\frac{0.9 \times 500}{1.5}}$$

$$= 1.031 \text{ cm}^2$$

Pieux sécants

Parois moulée

Donc on peut prendre une cerce de
diamètre $\phi 14$

Donc on peut prendre 2 barres de
diamètre $\phi 10$

$$\phi_t = 14 \text{ mm} \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l\right\} =$$

$$16 \text{ mm} \rightarrow \leq \text{(Vérfié)}$$

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

$$14 \text{ mm} \rightarrow \leq \text{(Vérfié)}$$

Pourcentage minimum des armatures transversales [7]:

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

Pieux sécants

Parois moulée

$$0.66 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \text{ (Vérfié)}$$

$$0.687 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \text{ (Vérfié)}$$

Les résultats trouvés donnent le ferrailage suivant :

Longitudinalement :

Pieux sécants

Parois moulée

10HA18 Avec un espacement entre
barres verticale de 28 cm

7HA14 Avec un espacement entre barres
verticale de 12.5 cm

Transversalement :

Pieux sécants

Une cerce de $\phi 14$ avec un espacement de 10 cm de la présence des tirants d'ancrages et un espacement de 20 cm ailleurs.

Parois moulée

2 cadres transversales de $\phi 10$ avec un espacement de 10 cm

II.3.1.2 Numérique :

II.3.1.1.1 Parois moulées :

Vérification de la section en béton (Mur en béton armé $h = 0,75\text{ m}$)

Phase: 7

Coefficient partiel de charge = 1,00

Armature - 7 pce profil 14,0 mm; enrobage 50,0 mm

Armature de cisaillement - 2 pce profil 10,0 mm; espacement 100,0 mm

Pourcentage d'armature $\rho = 0,16\%$ $> 0,15\%$ = ρ_{\min} Situation de l'axe neutre $x = 0,03\text{ m}$ $< 0,43\text{ m}$ = x_{\max} Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 1064,90\text{ kN/m}$ $> 278,39\text{ kN/m}$ = V_{Ed} Moment limite ultime $M_{Rd} = 319,19\text{ kNm/m}$ $> 192,95\text{ kNm/m}$ = M_{Ed}

Section ADMISSIBLE.

Figure II.27 : Détail de calcul de la paroi moulée

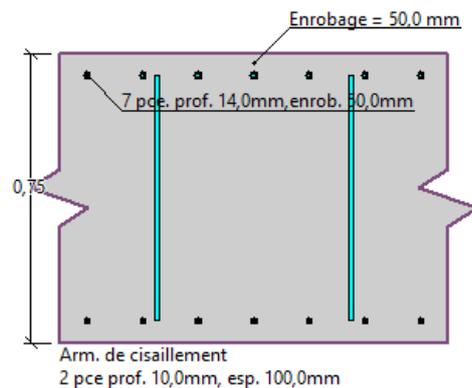


Figure II.28 : Ferrailage longitudinal et transversal de la paroi moulée

II.3.1.1.2 Pieux sécants :

Vérification de la section en béton (Paroi en pieux $d = 1,00\text{ m}$; $a = 0,80\text{ m}$)

Phase: 7

Coefficient partiel de charge = 1,00

Vérification de la résistance à la flexion

Armature - 10 pce profil 18,0 mm; enrobage 50,0 mm

Type de structure (pourcentage d'armature) : poutre

Pourcent. d'armat. $\rho = 0,162\%$ $> 0,151\%$ = ρ_{\min} Charge : $M_{Ed} = 154,36\text{ kNm}$ Capacité portante : $M_{Rd} = 481,10\text{ kNm}$

Conception de l'armature du pieu ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au cisaillement

Armature de cisaillement - profil 14,0 mm; espacement 200,0 mm

 $A_{sw} = 2 \times 769,7 = 1539,4\text{ mm}^2$ Force de cisaillement limite ultime: $V_{Rd} = 1204,73\text{ kN}$ $> 222,72\text{ kN}$ = V_{Ed}

Section ADMISSIBLE.

seulement armature de cisaillement

Vérification globale: Section ADMISSIBLE

Figure II.29 : Détail de calcul de la paroi de pieux sécants

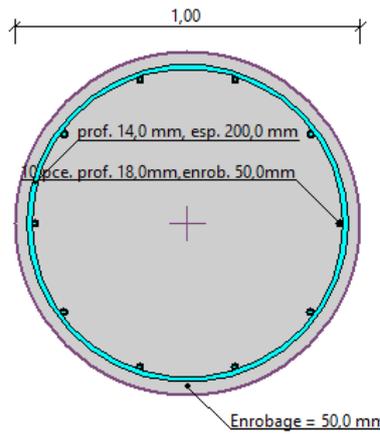


Figure II.30 : Ferrailage longitudinal et transversal de la paroi de pieux sécants

II.3.1.1.3 Comparaison :

Tableau II.7 : comparaison des résultats numériques du ferrailage

Ferrailage	Longitudinal	Transversal
Paroi moulée (largeur = 0.75m)	7 HA14	2 HA10
Pieux sécants (diamètre = 1m)	10 HA18	1 HA14

On remarque que la section d'armature de la paroi moulée est plus économique que celle des pieux sécants.

II.4 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 libre L_L
- La longueur de scellement L_S

Ces différentes parties sont indiquées sur la figure :

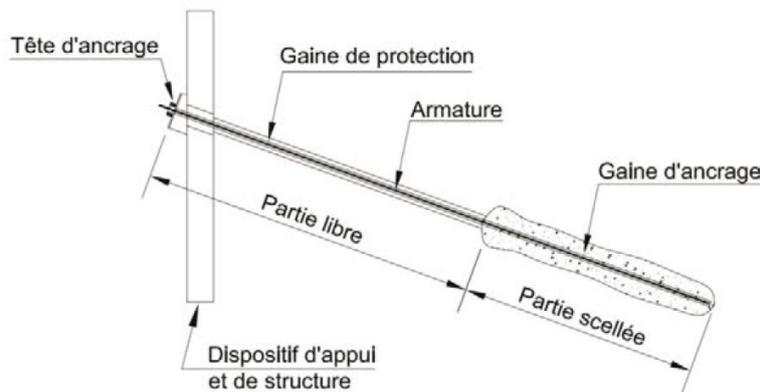


Figure II.31 : schéma d'un tirant [10]

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

II.4.1 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 [11] et la méthode de Michel Bustamante [8].

La force du tirant d'ancrage A_d doit respecter les conditions suivantes [8] :

$$A_d < R_{d,a} \quad \text{et} \quad A_d < R_{d,t}$$

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

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

II.4.2 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.8 : Caractéristiques des torons [6]

Diamètre	Norme	Diamètre nominal	Section nominale	Poids nominal	Charge à la rupture	Limite d'élasticité	Relaxation après 1000 heures à 0.7 à 0.8 de charge de rupture
0.6''	EN 10138	mm	mm ²	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'ancrage sont de type provisoire exécuté en injection répétitive sélective (IRS) [10]. Leurs caractéristiques sont :

- Force maximale = $0.8 \times$ force de rupture = **208 kN**
- Traction de service = $0.6 \times$ limite d'élasticité = **138 kN**

II.4.3 Calcul de la longueur libre :

La détermination de la longueur libre se fait graphiquement (voir annexe C)

La longueur libre dépend du plan de glissement du sol, calculée à partir de la base de la dernière couche dans laquelle la paroi trouve ancrage, ainsi que d'une valeur supposée (H/5) considérée comme un facteur de sécurité [ref].

Tableau II.9 : Longueur libre des tirants

Tirant	Longueur libre L_L (m)
A1	16
A2	14
A3	11
A4	9

II.4.4 Evaluation de la résistance interne :

En général la résistance de calcul minimale de tous les tirants est évaluée selon la formule suivante [8] :

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

Avec :

n : Nombre de torons

A_s : Section nominale de l'armature du toron = 140 mm^2

$P_{t0,1k}$: Contrainte caractéristique de l'armature = 1570 N/mm^2

γ_m : Coefficient de sécurité du matériau = 1.15

On trouve : $R_{d,a} = 191 \times n \text{ kN}$

Tableau II.10 : Résistance interne des tirants en fonction du nombre de torons

Nombre de torons	2	3	4
$R_{d,a}(\text{kN/Ancrage})$	382	573	764

Les forces d'ancrages sont données par logiciel GEO5:

$$A1 = 542.27 \text{ kN} < 573 \text{ kN (3 torons)}$$

$$A2 = 665.46 \text{ kN} < 764 \text{ kN (4 torons)}$$

$$A3 = 659.11 \text{ kN} < 764 \text{ kN (4 torons)}$$

$$A4 = 743.42 \text{ kN} < 764 \text{ kN (4 torons)}$$

II.4.5 Evaluation de la résistance externe du tirant :

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

La résistance externe est définie comme suit [8] :

$$R_{d,t} = FR \times \frac{T_L}{\gamma_m}$$

$$T_L = \pi \times D_s \times L_s \times q_s$$

T_L : Traction limite du tirant d'ancrage ; FR : Facteur de réduction = 0.8 ; γ_m : Coefficient de sécurité partielle = 1.15 ; D_s : Diamètre moyen du bulbe de scellement ; L_s : Longueur 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, de la nature et de la compacité des sols, du mode de scellement

Sa valeur est évaluée en introduisant un coefficient de majoration α [3] :

$$D_s = \alpha \times D_d$$

Le coefficient de majoration α dépend de la nature du sol, du type d'injection ou du mode de scellement (voir annexe)

D'après la méthode de Bustamante $5\text{ m} < L_s < 18\text{ m}$.

Tableau II.11 : Résultats des essais pressiométriques [18]

Essais pressiométriques	
Couche de sol	Pression limite P_L (bars)
A ₁	8.51
Q _m	16.88

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

Tableau II.12 : Tableau récapitulatif de l'évaluation 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)
A ₁	0.168	1.8	130	234	8	0.988	687.30
Q _m	0.235	1.8	160	288	8	1.701	1183.3

$$A1 = 542.27 \text{ kN} < 687.30 \text{ kN}$$

$$A2 = 665.46 \text{ kN} < 687.30 \text{ kN}$$

$$A3 = 659.11 \text{ kN} < 1183.3 \text{ kN}$$

$$A4 = 743.42 \text{ kN} < 1183.3 \text{ kN}$$

$R_{d,a}$ et $R_{d,t} > A1, A2, A3,$ et $A4 \rightarrow$ conditions vérifiées

II.4.6 Calcul de la rigidité axiale :

Le calcul se fait suivant la formule suivante [11] :

$$C = \frac{n \times A \times E \times E_p}{L_s \times a}$$

Avec :

n : nombre de torons ; A : Section nominale = 140 mm^2 ; E : Module d'élasticité = 195 kN/mm^2 ; E_p : Epaisseur du pieu 1 m ; L_s : Longueur de scellement $5 \text{ m} < L_s < 18 \text{ m}$; a : Distance horizontale entre deux tirants

Tableau II.13 : Rigidités axiales des torons

Tirant	$L_s(m)$	$a(m)$	$C(kN/m)$
A1 (torons)	8	2.6	5250
A2 (torons)	8	1.3	10500
A3 (torons)	8	1.3	10500
A4 (torons)	8	1.3	10500

Pour des raisons constructives un minimum de 4 torons doit être respecté [11].

II.4.7 Calcul de la charge de plastification C_p [11] :

$$C_p = \frac{n \times E \times A}{C_s}$$

Avec : C_s : coefficient de sécurité = 1.5

Pour 4 torons $C_p = 72800 \text{ kN}$

II.4.8 Calcul des allongements :

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

Pour calculer les allongements des tirants on se réfère au tableau (voir annexe)

On utilise la formule suivante pour le calcul [11] :

$$\Delta l = \frac{F \times L \times l}{E \times A \times n}$$

Avec :

Δl : L'allongement du tirant ; F : Traction limite = 1860 MPa ; L : Longueur totale de tirant = $L_L + L_S$; E : Module d'élasticité = 195000 MPa ; A : Section nominale = 140 mm² ; n : Nombre de torons

Tableau II.14 : Allongements des Tirants d'ancrages

Tirant	$L_S(m)$	$L_L(m)$	$L = L_L + L_S (m)$	$\Delta l(cm)$
A1	8	16	24	4.08
A2	8	14	22	3.75
A3	8	11	19	3.24
A4	8	9	17	2.89

II.5 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 la paroi moulée et la paroi de pieux d'une part et les tirants d'ancrage d'autre part.

On obtient les résultats suivants :

- La hauteur de soutènement est de 21.30m avec une fiche de 4.54m
- La comparaison du dimensionnement entre le manuel et le numérique de la face 1 a donné des résultats concordants.
- Une similarité du ferrailage estimé à partir des deux méthodes est constatée.
- 4 tirants d'ancrage : A1 est composé de 3 torons et A2, A3, A4 composés de 4 torons ont été trouvés.

CHAPITRE 3 :

Etude de la structure interne

III.1 Introduction

Le dimensionnement du soutènement de notre station est achevé, On entame le calcul de la structure interne, qui représente la deuxième partie de notre ouvrage. Pour cela, on passe par les différentes étapes du dimensionnement des éléments en béton armé pour chaque niveau.

La structure comprend quatre niveaux (salle des billets, mezzanine, quais, sous-quais) et s'étend sur une longueur totale de 128.7 m, avec une largeur de 33.76 m et une profondeur de 21.45 m [18].

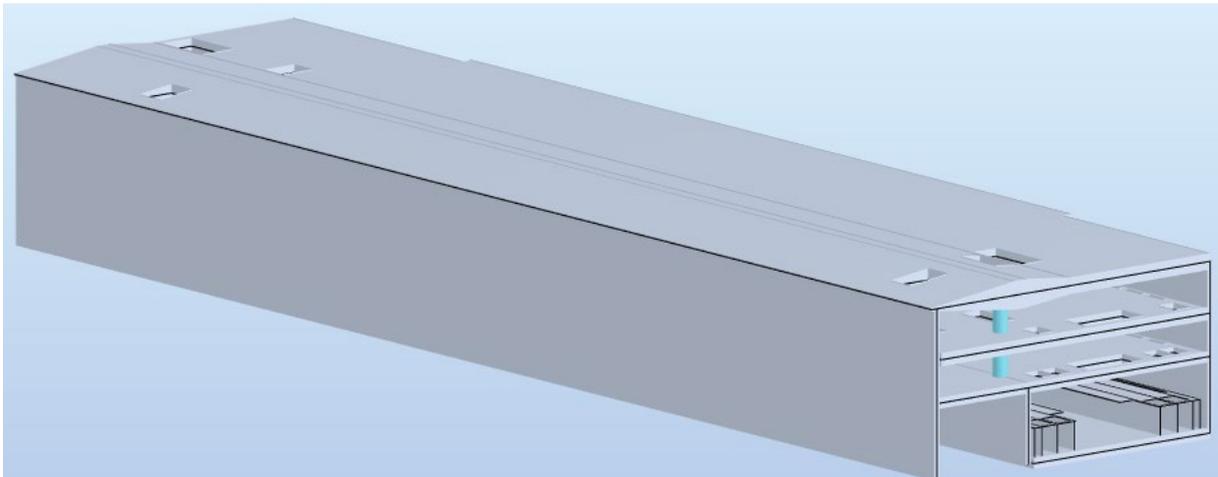


Figure III.1 : Dimensions de la structure interne de la station

Les épaisseurs des différents éléments de la structure sont données dans le tableau III.1.

Tableau III.1 : Epaisseur des différents éléments de la structure

Elément	Epaisseur (m)
Dalle de couverture	0.58 – 2.59
Dalle de la salle des billets	1 - 1.2
Dalle de la mezzanine	1
Dalle des quais	0.2
Sous quais	1
Voile	0.6
Poteau « circulaire »	1.35

III.2 Caractéristiques des matériaux :

Les voiles et les dalles sont en béton C30/37 et les piliers en béton C35/45, pour les armatures passives de haute ductilité Fe E 500B [18].

III.3 Coefficient de sécurité

Pour le dimensionnement, on doit différencier entre les facteurs de sécurité pour les charges et pour les matériaux dans l'analyse de la structure permanente [14].

Facteurs de sécurité pour les charges (actions) :

Tableau III.2 : Facteurs de sécurité pour les charges

	Action permanente	Action variable
Favorable	1	0
Défavorable	1.35	1.5

Facteurs de sécurité pour les matériaux (résistance) :

Tableau III.3 : Facteurs de sécurité pour les matériaux

	Béton	Acier
Favorable	1.5	1.15
Défavorable	1.2	1

III.4 Combinaison de charge

La combinaison de charge qui a été utilisée dans le modèle de calcul est la combinaison à l'état limite ultime (ELU) [18] :

$$1.35 PP + 1.35 CM + 1.5 Q_a + 1.5 H$$

PP = poids propre ; CM = surcharges permanentes ; Q_a = surcharges variables ;

H = poussée des terres.

III.5 Charges et Actions

Les actions considérées pour le calcul de la structure sont :

III.5.1 Poids propre

Le poids propre est dû à la densité des matériaux [18] : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$;
 $\gamma_{\text{Acier}} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

III.5.2 Charges permanentes verticales

Niveau de couverture :

La pression permanente due au poids propre des terres appliquée sur la dalle de la station est de $20 \times 1 = 20 \text{ kN/m}^2$.

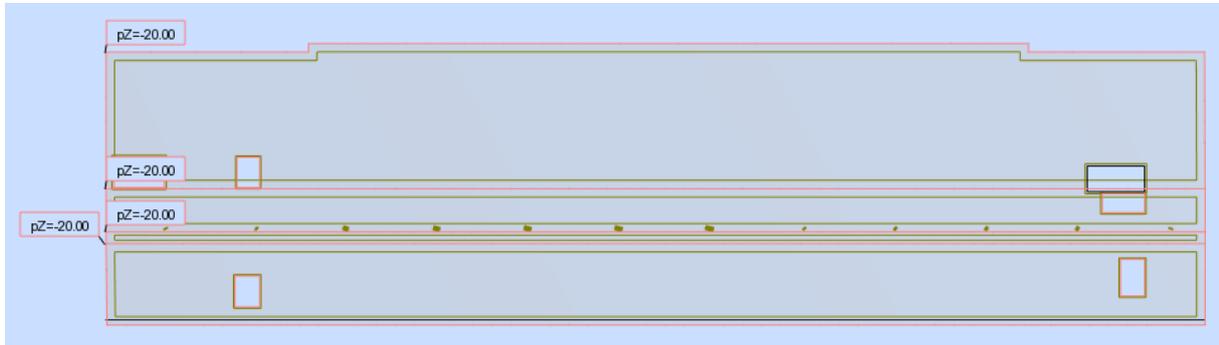


Figure III.2 : Plan des charges permanentes sur la dalle de couverture

Niveau sous quais :

La pression permanente due au poids propre de la voie ferrée est :

$$g = 25 \times 1.3 = 32.5 \text{ kN/m}^2$$

Telle que l'épaisseur du béton pour la voie est :

$$6.19 - 4.590 - 0.3 = 1.3 \text{ m}$$

Avec une couche de remplissage de la voie de 30cm.

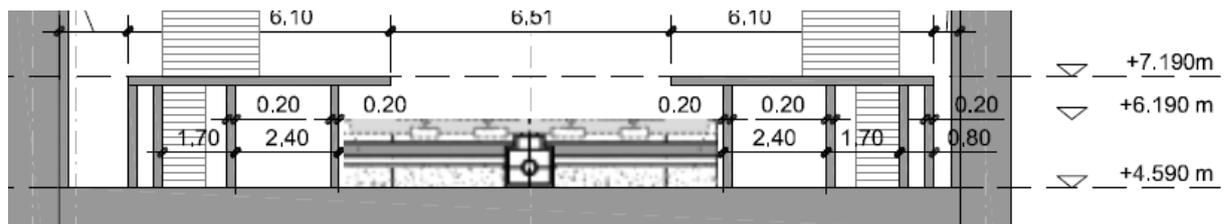


Figure III.3 : Coupe transversale des sous-quais



Figure III.4 : Plan des charges permanentes sur le niveau sous quais

III.5.3 Surcharges verticales

Les surcharges sur les dalles intermédiaires (mezzanine, salle des billets, quais) [12] sont:

- Les zones d'accès publiques = 6 kN/m^2
- Les zones réservées au personnel = 10 kN/m^2
- Les salles techniques = 15 kN/m^2

Niveau sous quais :

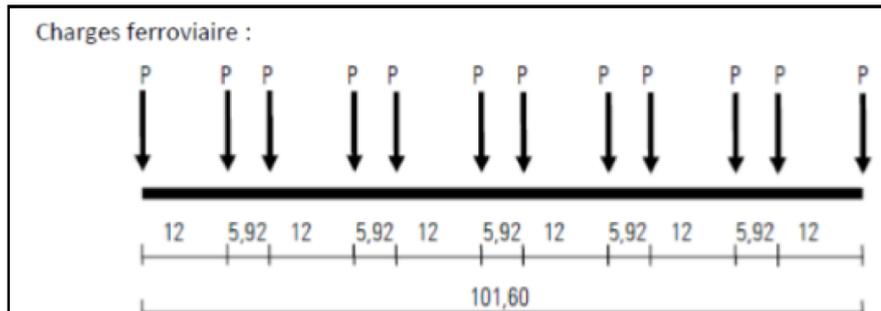


Figure III.5 : Schéma de forces concentrées appliquées sur le niveau des sous quais [11]

On a : $P = 250 \text{ kN}$

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

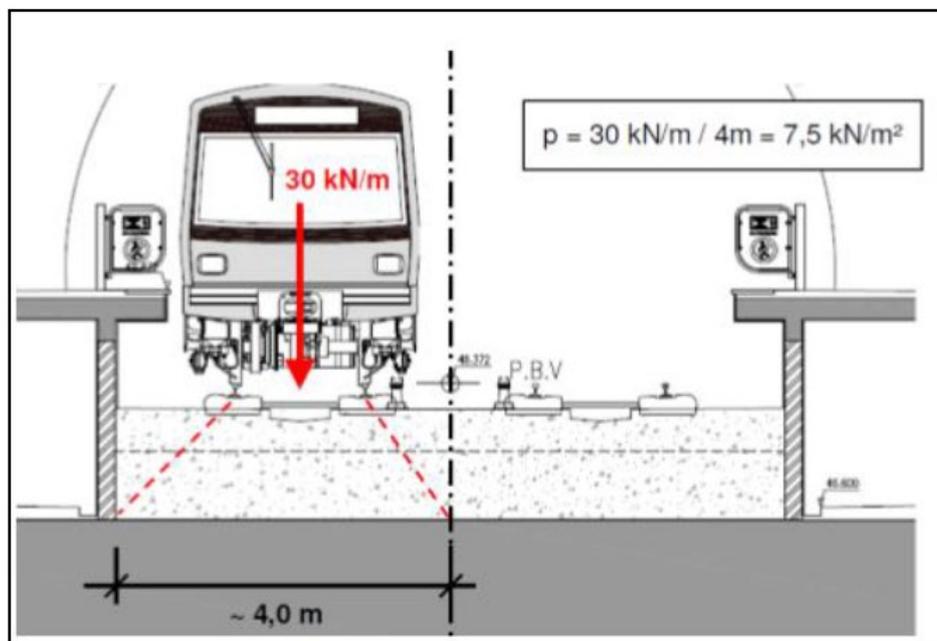


Figure III.6 : Schéma de la charge appliquée par le métro sur le niveau sous quais [11]

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

La surcharge appliquée par le métro dans l'espace de la voie est de 7.5 kN/m^2 .



Figure III.7 : La surcharge appliquée sur le niveau de sous quais

Niveau des quais :

Les surcharges sur le niveau des quais sont de 15 kN/m^2 .

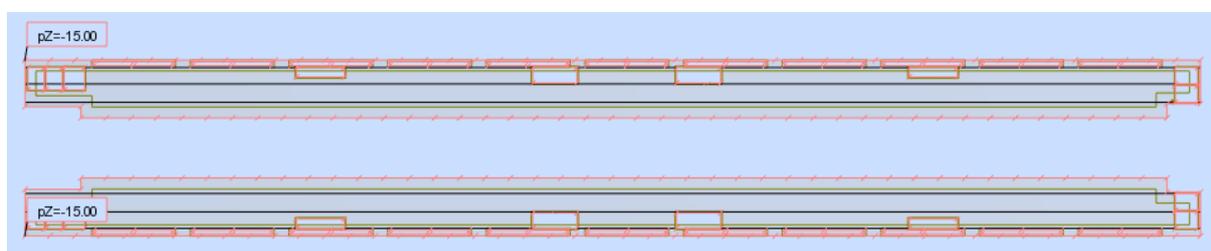


Figure III.8 : La surcharge appliquée sur le niveau de quais

Niveau de la mezzanine :

Les surcharges appliquées sur le niveau de la mezzanine sont de 15 kN/m^2 .

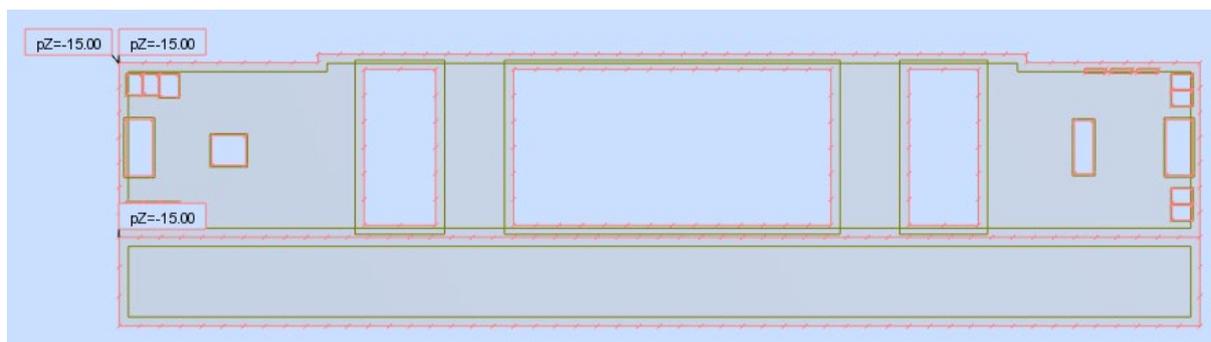


Figure III.9 : la surcharge appliquée sur le niveau de la mezzanine

Niveau de la salle des billets :

Les surcharges dans le niveau de la salle des billets sont de 15 kN/m^2 .

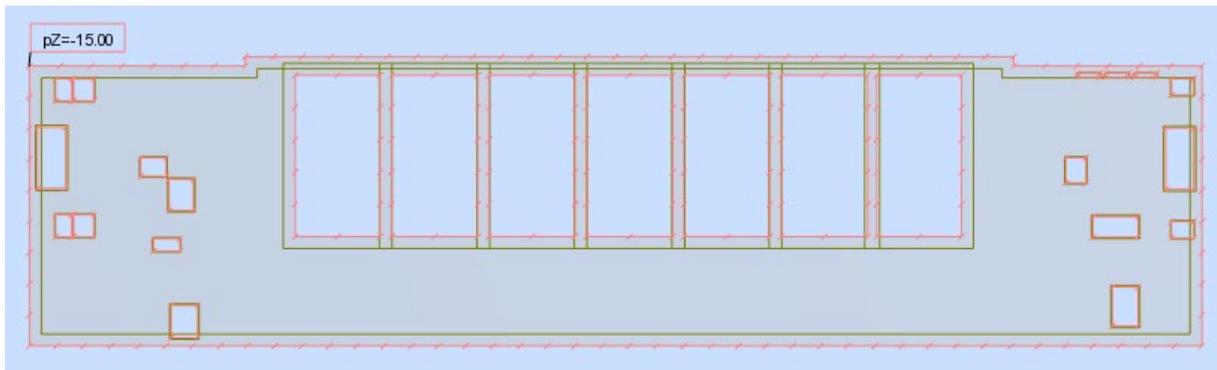


Figure III.10 : La surcharge appliquée sur le niveau de la salle des billets

Niveau d'accès :

Les surcharges dans le niveau d'accès sont dues au trafic défini par la norme NF EN 1991-2/NA. Le modèle de charge de la 1ère classe de trafic consiste en deux systèmes partiels [1] :

Des charges concentrées à double essieu (tandem : TS), chaque essieu ayant pour poids : $\alpha_Q Q_k$

Des charges uniformément réparties (système UDL), avec un poids au mètre carré de voie conventionnelle égal à : $\alpha_q q_k$

- Charge de l'essieu à la voie 1 : $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- Charge de l'essieu à la voie 2 : $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Coefficients d'ajustement : $\alpha_{Qi} = 1$; $\alpha_{q1} = 1$; $\alpha_{q2} = 1.2$

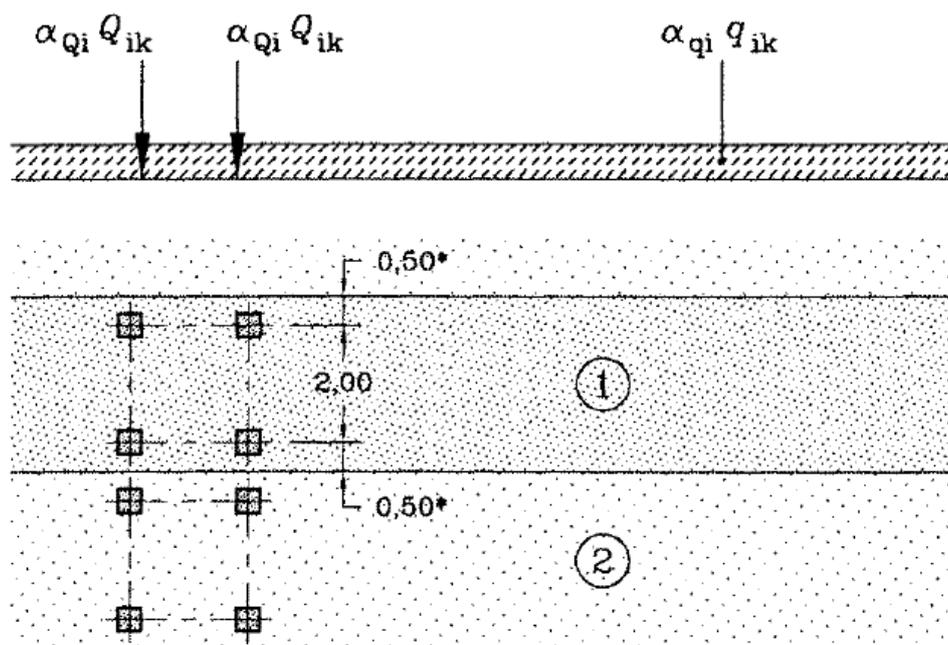


Figure III.11 : Charge routière selon la norme NF EN 1991-2/NA, LM 1

Pour une largeur de chaque voie $\omega = 3 \text{ m}$ et une longueur moyenne d'un véhicule (distance entre essieux) $L = 5 \text{ m}$. On considère que la surcharge ponctuelle est répartie uniformément dans une surface par voie de :

$$A = 3 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 15 \text{ m}^2$$

On considère aussi que la charge de trafic est répartie sur la dalle supérieure de la station comme indiqué dans le schéma ci-dessous:

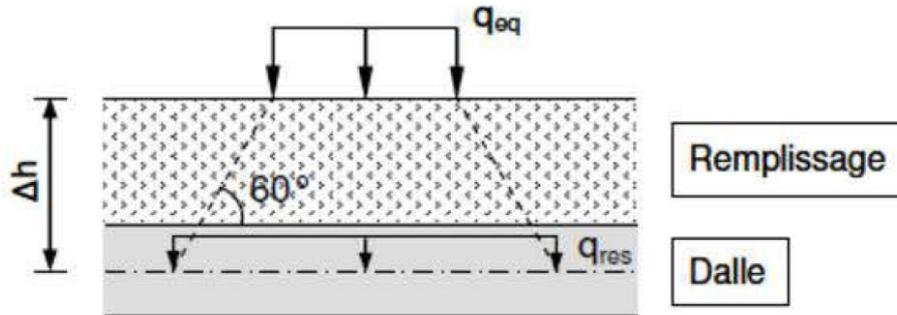


Figure III.12 : Répartition de la charge du trafic [1]

$$q_{eq} = \sum \frac{\alpha_Q Q_k}{A} + \alpha_q q_k$$

Pour 2 essieux :

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

$$A_{res} = \left(3 + 2 \times \frac{\Delta h}{\text{tg } 60^\circ}\right) \times \left(5 + 2 \times \frac{\Delta h}{\text{tg } 60^\circ}\right)$$

$$q_{res} = 49 \times \frac{15}{A_{res}}$$

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 de remblai, et on prend l'épaisseur moyenne de la dalle supérieure égale à 1.5 m. En conséquence, la surcharge appliquée sur la dalle de couverture est :

$$A_{res} = \left(3 + 2 \times \frac{1 + 0.75}{\text{tg } 60^\circ}\right) \times \left(5 + 2 \times \frac{1 + 0.75}{\text{tg } 60^\circ}\right) = 35 \text{ m}^2$$

$$q_{res} = 49 \times \frac{15}{35} = 21 \text{ kN/m}^2$$

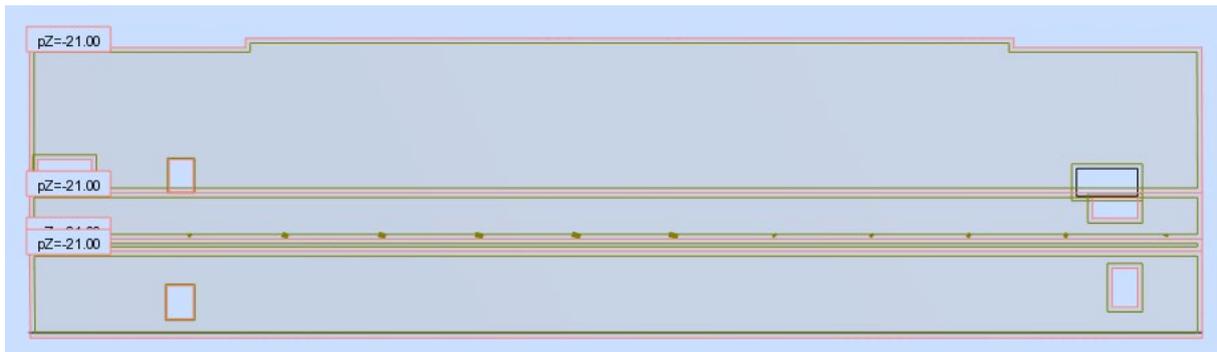


Figure III.13 : la surcharge appliquée sur le niveau de la dalle de couverture

III.5.4 Pressions latérales

L'effort des pressions latérales de poussée du terrain est repris par le mur extérieur.

La valeur de la poussée du terrain est (poussée au repos) [23] :

$$e_0 = K_0 \times H \times \gamma \quad , \quad K_0 = 1 - \sin \phi$$

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

On considère les caractéristiques de la couche suivante :

$$\phi = 24^\circ \quad , \quad \gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3 \quad , \quad K_0 = 0.59$$

$$\text{Donc : } e_0 = 0.59 \times 20.5 \times H = 12.1 \times H$$

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

La contrainte horizontale due à la surcharge q est :

$$\sigma_h = K_0 \times q = 0.59 \times q$$

III.6 Résultats

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

Dalle de couverture :

Moment suivant l'axe x-x :

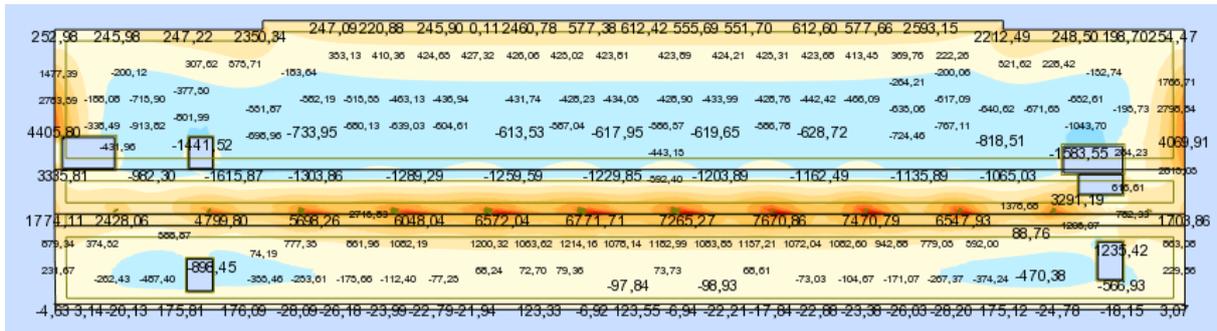


Figure III.14 : Moment fléchissant x-x (Dalle de couverture)

Moment suivant l'axe y-y :

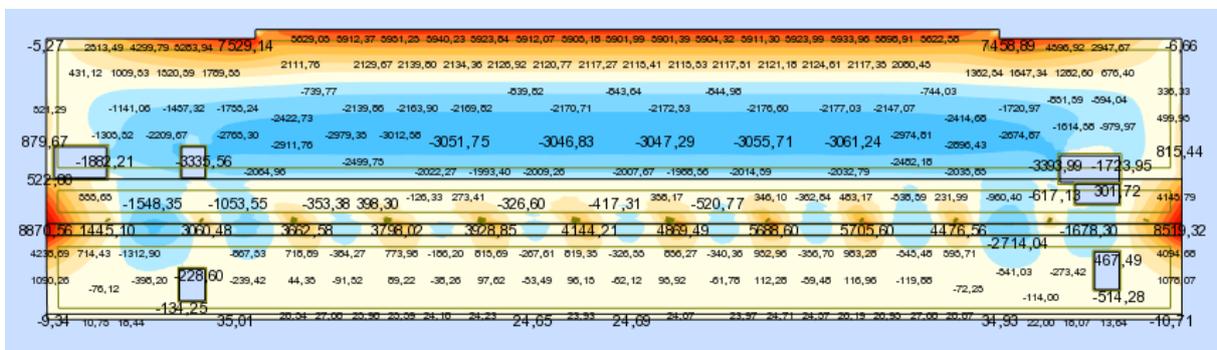


Figure III.15 : Moment fléchissant y-y (Dalle de couverture)

Salle de billets :

Moment suivant l'axe x-x :

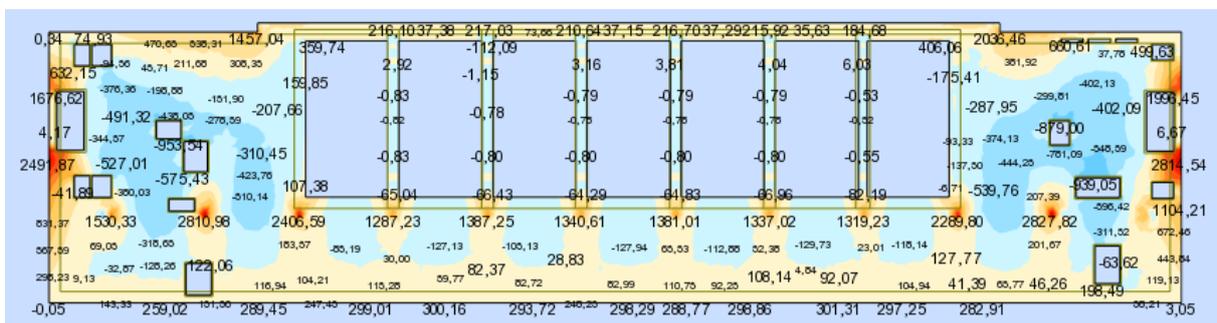


Figure III.16 : Moment fléchissant x-x (Salle des billets)

Moment suivant l'axe y-y :

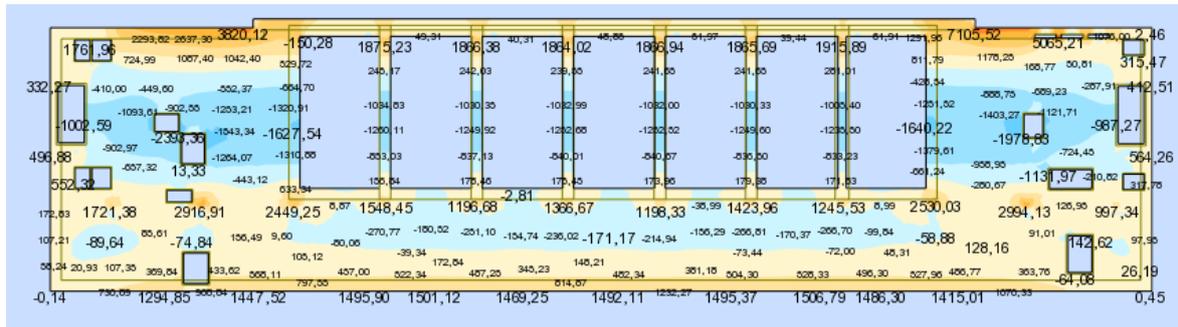


Figure III.17 : Moment fléchissant y-y (Salle des billets)

Mezzanine :

Moment suivant l'axe x-x :

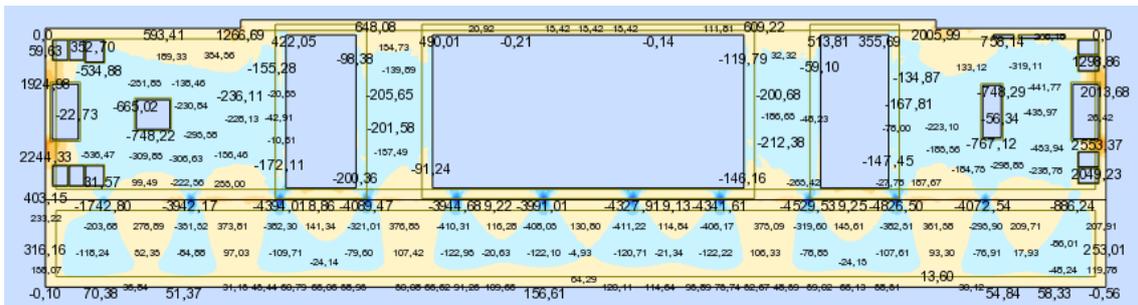


Figure III.18 : Moment fléchissant x-x (Mezzanine)

Moment suivant l'axe y-y :

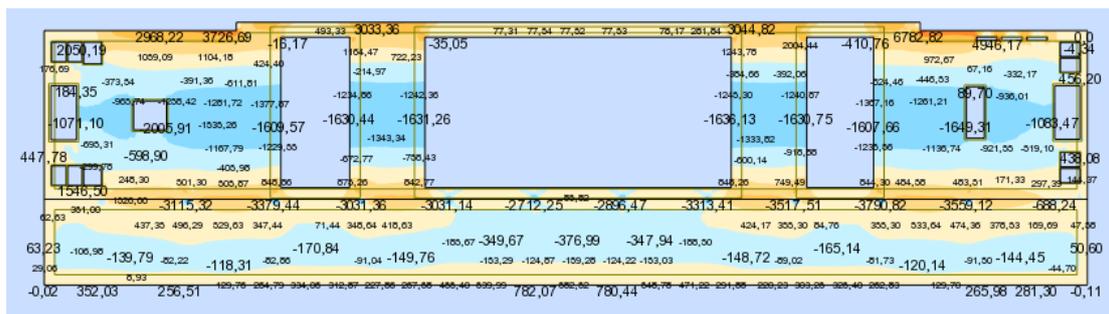


Figure III.19 : Moment fléchissant y-y (Mezzanine)

Quais :

Moment suivant l'axe x-x :

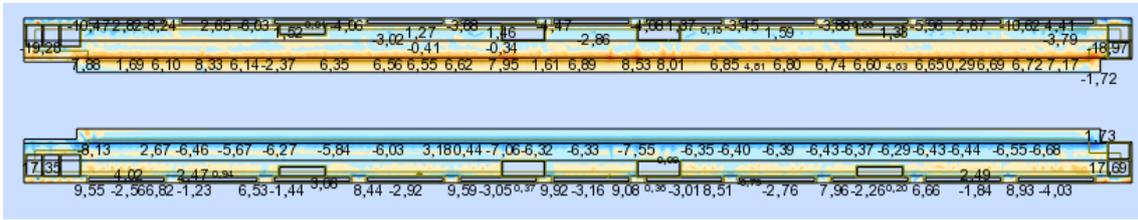


Figure III.20 : Moment fléchissant x-x (Mezzanine)

Moment suivant l'axe y-y :

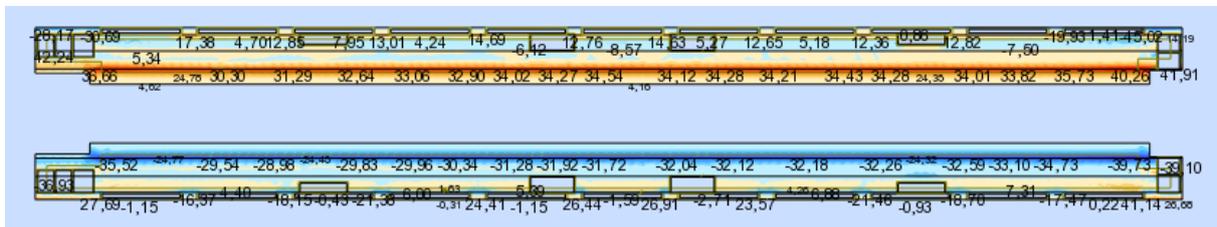


Figure III.21 : Moment fléchissant y-y (Mezzanine)

Radier / Sous quais :

Moment suivant l'axe x-x :

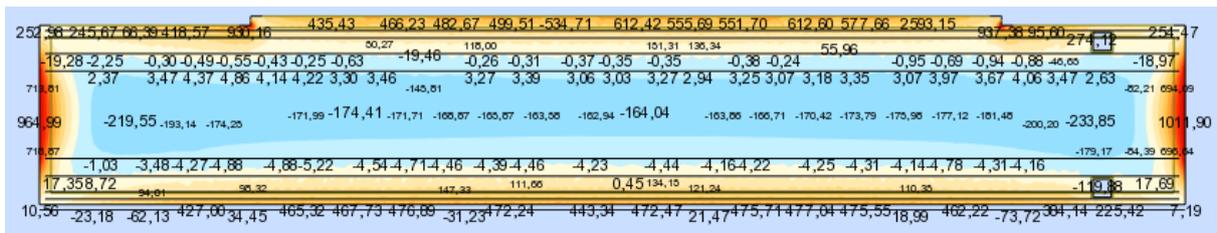


Figure III.22 : Moment fléchissant x-x (Sous quais)

Moment suivant l'axe y-y :

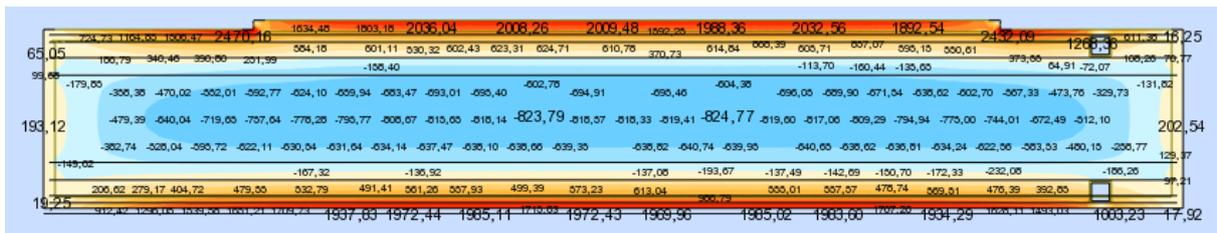


Figure III.23 : Moment fléchissant y-y (Sous quais)

Voile :

Moment suivant l'axe x-x :

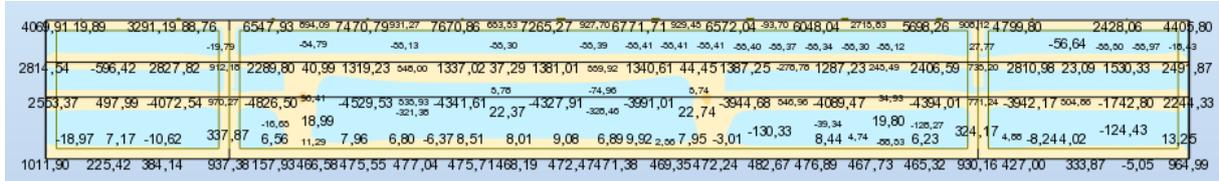


Figure III.24 : Moment fléchissant x-x (Voile)

Moment suivant l'axe y-y :

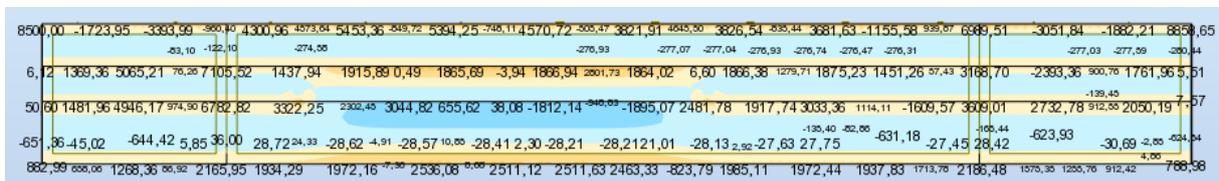


Figure III.25 : Moment fléchissant y-y (Voile)

III.7 Calcul des sections d'armatures

Le calcul d'armatures se fait selon deux méthodes :

III.7.1 Calcul manuel :

L'organigramme suivant résume la méthode à suivre pour déduire la section d'armatures [22] :

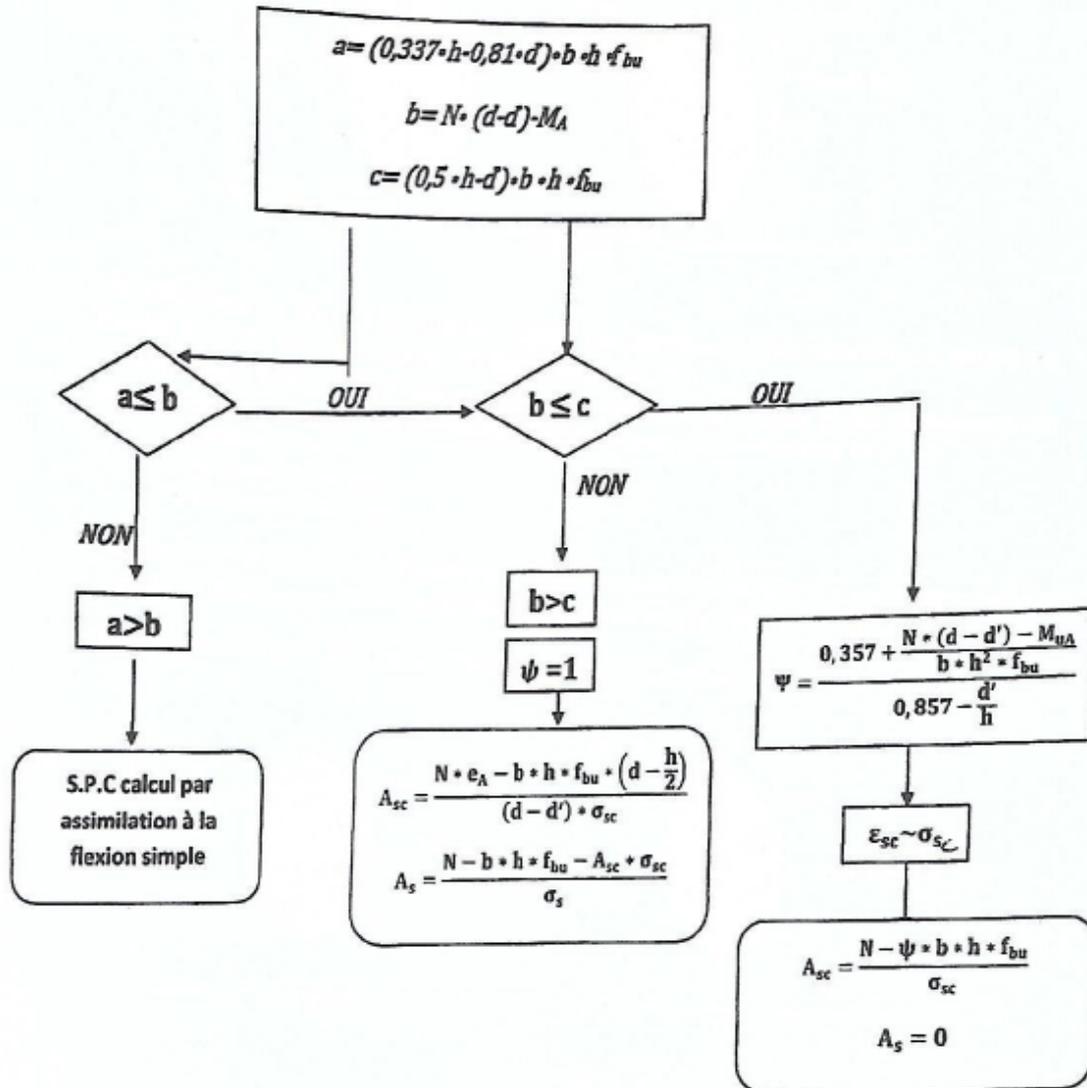


Figure III.26 : Organigramme de calcul la flexion composée

Application numérique :

$$\begin{cases} N^{max} = 25841,69 \text{ kN} \\ M^{cor} = 3044,65 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$D = 1.35 \text{ m}$$

$$d' = 0,1h = 0,1(135) = 13.5 \text{ cm.}$$

$$d = 0,9h = 0,9(135) = 121.5 \text{ cm.}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ Mpa}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11.374}{3134.07} = 0.0157 \text{ m} = 1.57 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 55.57 \text{ cm}$$

- Moment fictif M_a :

$$M_a = N_u \cdot e_a$$

$$M_a = 25841,69 \times 10^{-3} \times 0.5557 = 14.36 \text{ MN.m}$$

- Vérification des conditions :

$$b = N_u(d - d') - M_a$$

$$b = 25841,69 \times 10^{-3}(1.35 - 0.135) - 14.36 = 13.549$$

$$a = (0,337h - 0,81d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$a = (0.337 \times 1.35 - 0.81 \times 0.135)1.35^2 \times 19.83 = 12.49$$

Donc $a < b$

Et : $c = (0.5 \times h - d') \times b \times h \times f_{bu}$

$$c = (0.5 \times 1.35 - 0.135) \times 1.35 \times 1.35 \times 19.83 = 19.51$$

Alors : $c > b$

On passe obligatoirement par le pivot C

Un calcul d'une section entièrement comprimée :

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u \times (d - d') - M_{uA}}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{0.857 - \frac{d'}{h}} \quad \text{Avec :} \quad M_{uA} = N_u \times e_a$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{25841.69 \times 10^{-3} \times (1.215 - 0.135) - 25841.69 \times 10^{-3} \times 0.5557}{1.35 \times 1.35^2 \times 19.83}}{0.857 - \frac{0.135}{1.35}} = 0.838$$

$$A_{sc} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{sc} = f_e / \gamma_s$$

$$A_{sc} = \frac{25841.69 \times 10^{-3} - 0.838 \times 1.35 \times 1.35 \times 19.83}{\frac{500}{1.15}} = 102.12 \text{ cm}^2$$

III.7.2 Calcul numérique à l'aide du logiciel EXPERT BA :

Pour les planchers, on a considéré une section rectangulaire du béton ($b \times h$) sollicitée à la flexion simple et les résultats sont donnés dans le tableau III.4 :

Tableau III.4 : résultats des moments et sections d'armatures des planchers

Moment fléchissant M_{max} (kN.m)	Suivant x-x	Suivant y-y	Section d'armatures A_{sx} (cm ²)	Section d'armatures A_{sy} (cm ²)
Dalle de couverture	8870.56	-3061,24	89.3	29.8
Salle des billets	7105.52	-2393.36	191.1	53.4
Mezzanine	4946.17	-4826.50	165.2	159.5
Quais	41.91	-85.52	5.9	12.8
Sous quais	2470.16	-824.77	70.1	21.7

Voile :

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

$$N = 5540.89 \text{ kN}$$

$$N = 5540.89 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 1458.23 \text{ kN.m}$$

$$M_{max} = -1895.07 \text{ kN.m}$$

On trouve :

$$A_{sx} = 62.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 42.7 \text{ cm}^2$$

Pilier :

La section de béton du pilier est sollicitée aussi à la flexion composée :

$$N = 25841.69 \text{ kN}$$

$$M_z = 3044.65 \text{ kN.m}$$

On trouve :

$$A_s = 134.7 \text{ cm}^2$$

Les détails de calcul sont donnés dans l'annexe E.

On effectue un calcul d'armatures manuel du pilier le plus sollicité.

III.8 Flottaison du radier

III.8.1 Définitions Et principe

La caractéristique la plus attrayante des structures de stations de métro construites, est leur espace, la flexibilité qu'elles offrent peut parfois donner lieu à des problèmes et 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, d'où la fréquence du phénomène de flottaison du radier dans la majorité des stations de métro dans le monde.

La flottaison du radier 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 [19] :

$$F = \frac{0.1(\gamma \times m' + w'_e)}{K'}$$

$$m' = \frac{z}{D_w}$$

$$w'_e = \frac{W}{B \times D_w}$$

$$K' = 1 - \frac{B' L' d}{B L D_w}$$

Avec :

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

γ_w : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m^3

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-dessous 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 :

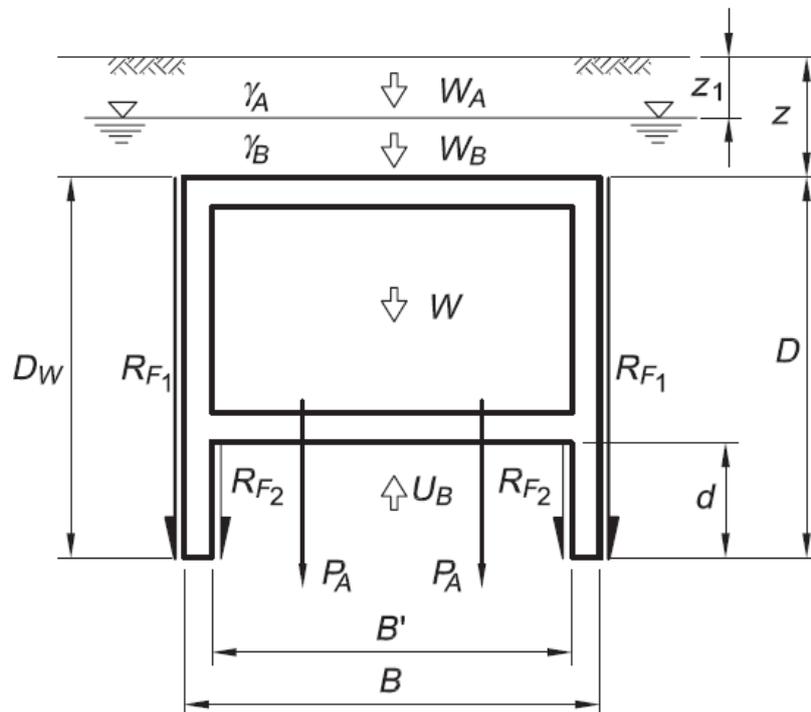


Figure III.27 : Coupe transversale des chargements verticaux [19]

Pour une structure souterraine, le facteur de sécurité vis-à-vis de la flottaison vise à fournir, une mesure de sécurité contre l'incidence de son instabilité verticale sous l'action de la flottabilité. 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 suffisante. 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.

Le principe de calcul est de faire en sorte que la structure résiste par son poids propre à la force de flottaison, pour cela on va d'abord proposer une valeur du coefficient de sécurité entre 1.03 et 1.15 [19], puis on déduit la valeur minimale du poids propre de la

structure notée W_R nécessaire pour résister à la flottaison. Et on compare cette valeur à celle du poids propre de notre ouvrage calculé.

III.8.2 Application Numérique

A partir de la figure suivante [18] :

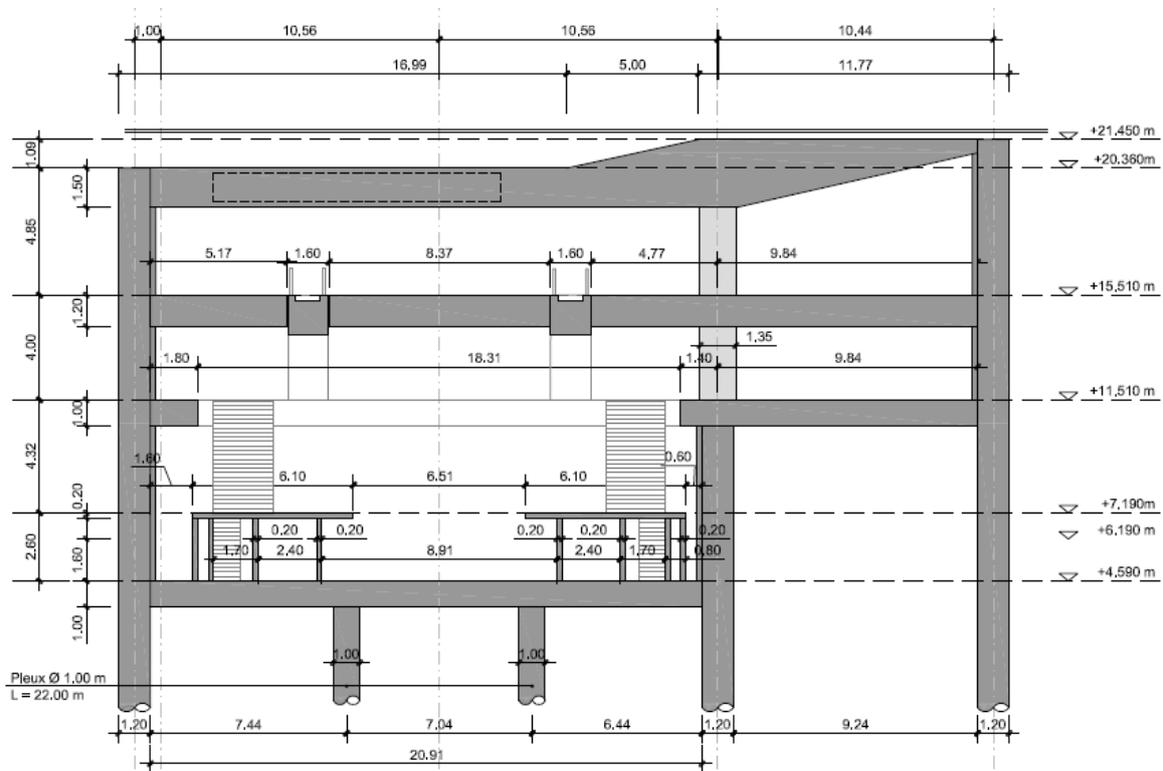


Figure III.28 : Coupe transversale de la station Jardin [18]

On prend :

$$\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$$

$$L = 128.7 \text{ m } (L' = 126.3 \text{ m})$$

$$B = 33.76 \text{ m } (B' = 31.36 \text{ m})$$

$$D = 21.45 \text{ m } (D_w = 7.45 \text{ m})$$

$$d = 4.59 \text{ m } ; Z = 1 \text{ m } ; Z_1 = 15 \text{ m}$$

On retrouve :

$$K' = 0.438, m' = 0.134$$

Avec : $F = 1.05$

On estime : $W_R = 465.8 \text{ kN}$

On estime le poids de la station W [19]:

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

Avec :

T_F : Épaisseur de la dalle de couverture

b : Largeur de la dalle du quai

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

$$A_{eq} = 31.36 \times 1.5 \times \frac{126.3}{128.7} + 12.21 \times \frac{115.6}{128.7} \times 0.2 + 2 \times 0.6 \times 21.45 \left(1 + \frac{31.36}{128.7}\right) + \frac{115.6}{128.7} \times 0.2 \times 2.4 + \frac{\pi \times 1.35^2}{4} \times 2.8 \times \frac{1}{10.5}$$

$$A_{eq} = 85.38 \text{ m}^2$$

$$W = 25 \times A_{eq} = 2134.5 \text{ kN} \Rightarrow 465.8 \text{ kN}$$

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

III.9 Conclusion

L'étude de la structure interne de la station de métro « Jardin » a été effectuée à l'aide du logiciel Robot. A cet effet un calcul manuel d'un élément de la structure a été estimé afin de valider les résultats numériques.

Par la suite, on a procédé à l'étude manuel de la résistance du radier à la flottaison. A la lumière de ces résultats, la vérification à la flottaison du radier est satisfaite.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :

Notre projet de fin d'études a pour thème conception et calcul du soutènement d'une part, et du calcul de la station « jardin » d'autre part. A cet effet, une description générale de l'ouvrage ainsi qu'une définition des matériaux utilisés a été faite. On a examiné plusieurs méthodes de creusement et de soutènement qui sont référencés comme étant les plus employés pour ce type d'ouvrage. Les résultats obtenus sont :

- Méthode de tranchée ouverte pour le creusement
- Parois moulées et les pieux sécants conviennent aux exigences de l'ouvrage.
- Hauteur de soutènement est de 21.30m avec une fiche de 4.54m
- Similarité de la hauteur du soutènement estimé à partir de la méthode numérique et de la méthode manuelle.
- On a opté pour les parois moulées à la lumière des résultats de la comparaison du dimensionnement et du ferrailage des deux variantes.
- Quatre tirants d'ancrage : A1 est composé de 3 torons et A2, A3, A4 composés de 4 torons sont nécessaires.
- Etude de la structure interne de la station de métro « Jardin » a été effectué à l'aide du logiciel Robot.
- Validation des résultats manuels et numériques d'un élément de la structure a été fait.
- Vérification à la flottaison du radier est satisfaite

Au cours de ce projet de fin d'étude, on a pu développer nos connaissances et nos compétences dans le domaine du génie civil, à savoir la géotechnique, et plus particulièrement les structures de soutènement.

Références Bibliographiques

- [1]. AFNOR. *NF EN 1991-2, Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic. 2004.*
- [2]. AFNOR. *NF EN 1992, Eurocode 2 : calcul des structures en béton. 1992.*
- [3]. AFNOR. *NF EN 1997, Eurocode 7 : calcul géotechnique. 1997.*
- [4]. BEGUINET, Leo. *Etude des différents types de blindage de fouille rencontrés sur les projets de construction au Luxembourg.* Thèse d'ingénieur en génie civil. INSA Strasbourg, 2016.
- [5]. BELFADEL, Ibtissem. *Etude d'exécution de la station métro Ain-Naadjia 2.* Thèse d'ingénieur en travaux publics. Alger : Ecole Nationale Supérieure de Travaux Publics, 2014.
- [6]. BSI STANDARDS PUBLICATION. *BS-EN 1537:2000, British Standard: execution of special geotechnical works-ground anchors. 2000.*
- [7]. BURLON, S., DESODT, C., HABERT, J., & REIFFSTECK, P. *Calcul des ouvrages géotechniques selon l'Eurocode 7 : DUNOD, 2017*
- [8]. BUSTAMANTE, Michel. Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. *Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées*, vol. 140 (1985).
- [9]. CEREMA. *NF P94-282, Eurocode 7 Application aux écrans de soutènement.* En ligne. Disponible sur : <https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/eurocode-7-application-aux-ecrans-soutenement-nf-p94-282>.
- [10]. CFMS. *Tirants d'ancrage TA 2020. 2020.*
- [11]. CFMS. *Tirants d'ancrage : Recommandations T.A. 95. 1995.*
- [12]. CGS. *DTR B.C. 2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*
- [13]. CGS. *DTR B.C. 2.48, Règles parasismiques algériennes RPA 99 / VERSION 2003. 2003.*
- [14]. CHERID, Djamila. *Les cours d'ouvrages d'art.* Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- [15]. CHERRAK, Messaouda. *Les cours de béton armé.* Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- [16]. CSTB. *DTU P 18-702, Règles BAEL 91 révisées 99. 2000.*
- [17]. CSTC. *Infofiche 56.3, Parois de pieux sécants Type 1.* En ligne. 2012. Disponible sur : <https://www.cstc.be/publications/infofiches/56.03/>.
- [18]. CSTC. *Infofiche 70.02, Exécution des parois moulées.* En ligne. 2014. Disponible sur : <http://www.confederationconstruction.be/Portals/43/ExécutionparoisMoulées-F.docx.pdf>.

- [19]. DJABALI-MOHABEDDINE, Hafida. *Les cours de géotechnique, soutènements et fondations*. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- [20]. Entreprise Métro d'Alger. *En ligne*. Disponible sur : <http://metroalger-dz.com/fr/>.
- [21]. Entreprise Métro d'Alger. *Documents d'avant-projet détaillés*. Alger, 2014.
- [22]. KAUL, Krishan. *Cut-and-cover metro structures: geo-structural design: an integrated approach*. Abingdon [England] : Spon Press, 2010. ISBN 9780415469074.
- [23]. *Manuels d'ingénieur / formation / fine*. En ligne. Logiciel pour l'ingénierie structurale et géotechnique. Disponible sur : <https://www.finesoftware.fr/manuels-d-ingenieur/>
- [24]. SCHNEEBELI, Georges. *Les parois moulées dans le sol : techniques de réalisation, méthodes de calcul*. Paris : Eyrolles, 1971.
- [25]. TAIBI, Nadjib Messaoud. Ouail, ZEKKOUR. *Etude et dimensionnement de la station de métro Mohamed Belarbi*. Thèse d'ingénieur en génie civil. Alger : Ecole Nationale Polytechnique, 2018.

ANNEXES

Annexe A : l'exécution de pieux sécants

Le soutènement formé par des pieux primaires et secondaires intersectés est appelé paroi de pieux sécants. Les pieux primaires peuvent être exécutés moins profondément que les pieux secondaires (rideau de pieux en touches de piano).

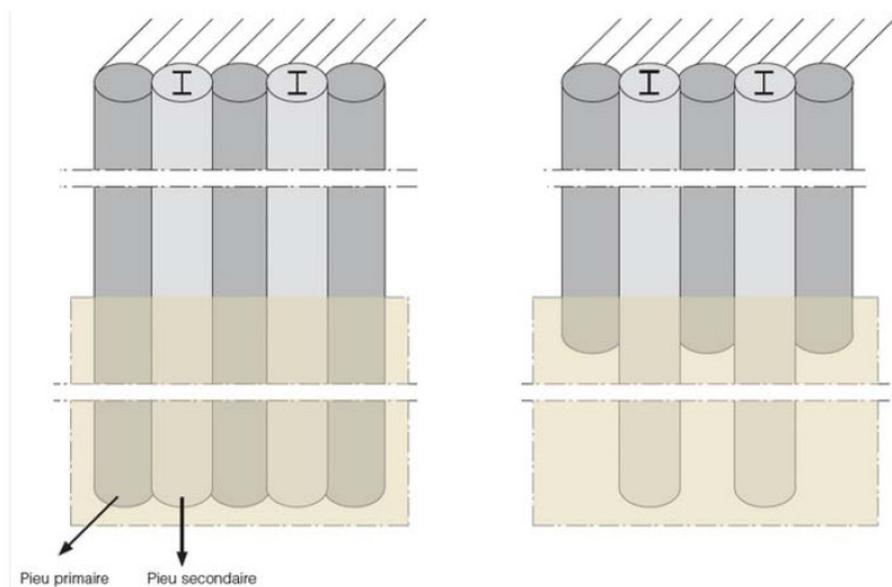


Figure A.1 : Mur de pieux sécants classique (gauche) et en touches de piano (droite)

On commence toujours par installer une poutre de guidage pour indiquer les positions des pieux et assurer le guidage durant le forage.

L'exécution se déroule en plusieurs étapes :

- 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 (cf. figure 2). 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, étauçons, ...). Les tirants d'ancrage ou les pieux de traction sont placés à hauteur de l'intersection entre un pieu primaire et secondaire

- La fouille est à nouveau excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal supplémentaire ou jusqu'au niveau du fond de fouille final.

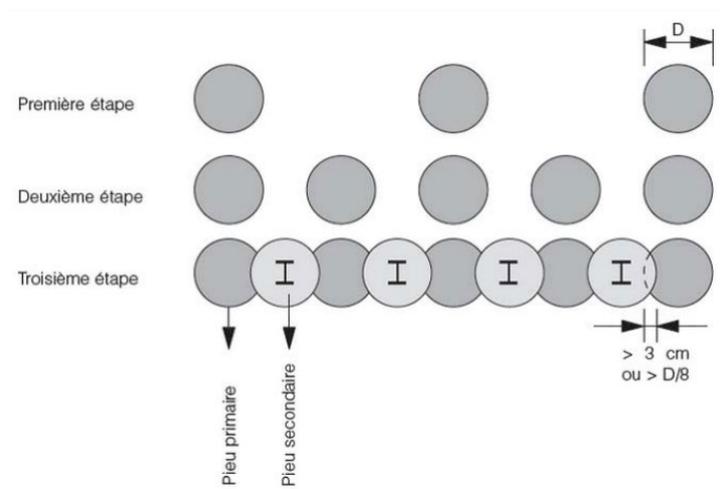


Figure A.2 : Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi de pieux sécants.

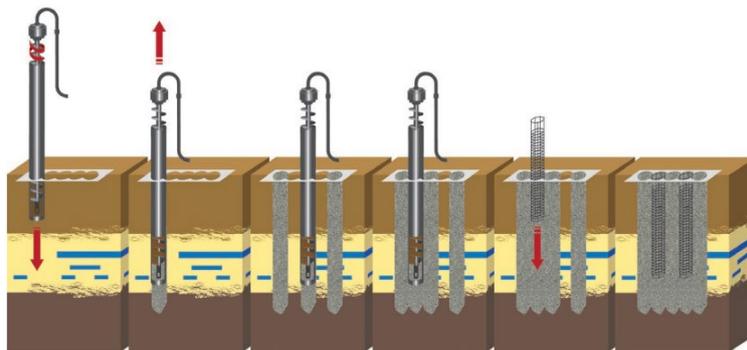


Figure A.3 : Mise en œuvre d'une paroi de pieux sécants

Annexe B : l'exécution des parois moulées

Avant la mise en œuvre des parois moulées proprement dites, on place d'abord des murettes-guides sur la plate-forme de travail, tout au long du tracé de la future paroi. Ces murs parallèles en béton (légèrement) armé remplissent différentes fonctions. En effet, non seulement ils guident le grappin à l'intérieur de la tranchée, mais ils constituent également une structure portante pour les couches supérieures et permettent de caler les cages d'armature, les profilés de jointoiment et les tubes plongeurs. Enfin, ils servent aussi de point de référence pour le mesurage pendant la mise en œuvre du panneau.

La paroi est formée au moyen de panneaux adjacents

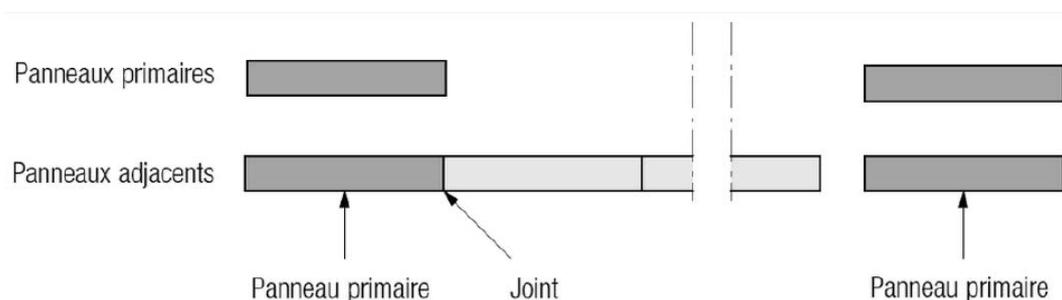


Figure B.1 : Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi moulée

Les parois moulées sont des parois en béton armé moulées dans le sol. Elles font généralement office de barrière d'étanchéité à l'eau ou de soutènement des terres pour des fouilles assez profondes (> 6 m), voire très profondes (> 20 m). Dans de nombreux cas, elles revêtent également une fonction portante permanente. Les parois moulées peuvent être réalisées à proximité de constructions et fondations existantes, à condition d'en tenir compte lors du phasage d'exécution.

Lors de la réalisation d'une paroi moulée, on creuse, à l'aide de grappins rectangulaires spéciaux (voir figure), des tranchées individuelles dans le sol ('panneaux'), jusqu'à la profondeur requise. Pour éviter l'effondrement de la tranchée durant l'excavation, celle-ci est remplie d'un fluide de support (généralement de la boue bentonitique). Après l'excavation, le fond de la tranchée est nettoyé et le fluide de support est remplacé. Des cages d'armature préfabriquées sont alors immergées dans la tranchée et cette dernière est ensuite bétonnée à l'aide d'un ou plusieurs tubes plongeurs. La figure ci-dessous indique l'ordre de mise en œuvre d'un panneau individuel. Un panneau standard a une largeur de 0,6 à 1,5 m, une longueur de 2,8 à 8 m et est généralement réalisé jusqu'à une profondeur d'environ 30 m. En réalisant ces panneaux de manière contiguë, on obtient une paroi continue dans le sol.

La mise en œuvre des panneaux individuels se déroule comme suit :

- Aux deux extrémités du panneau, on creuse deux tranchées dont la largeur correspond à la longueur du grappin
- On procède ensuite à l'excavation de la passe centrale restante (également appelée 'merlon')
- Les excavations susmentionnées sont toujours réalisées à l'aide d'un fluide d'excavation.
- Le niveau et la qualité de ce fluide sont contrôlés régulièrement durant l'exécution
- Par la suite, le fond de l'excavation est nettoyé et le fluide d'excavation souillé est remplacé par un autre, plus propre (dessablé ou frais). Des bassins d'attente doivent être prévus à cet effet
- Après cela, on place un profilé de jointoiment comportant un ou deux joints de part et d'autre du panneau primaire. En revanche, dans les panneaux voisins, seul le côté face au sol est doté d'un profilé de jointoiment. De l'autre côté (c'est-à-dire au niveau du raccord avec le panneau précédent), le profilé de jointoiment déjà présent est enlevé et seuls les joints partiellement bétonnés restent en place
- Puis, les cages d'armature et les tubes plongeurs sont mis en place dans la tranchée excavée, après quoi le béton est coulé en une phase par le fond et le fluide d'excavation est pompé par le dessus. Cette technique permet d'obtenir une paroi de soutènement jointive
- Ensuite, on excave la fouille jusqu'au niveau du fond de fouille final ou jusqu'au niveau d'installation des éventuels supports horizontaux (généralement tirants d'ancrage ou étauçons lorsque le placement des tirants d'ancrage est impossible ou que la paroi moulée peut être ancrée sur les parties de la construction déjà exécutées), avant de placer ces derniers à leur tour
- Enfin, on poursuit l'excavation jusqu'au niveau d'installation des éventuels supports horizontaux complémentaires ou jusqu'au niveau du fond de fouille final.

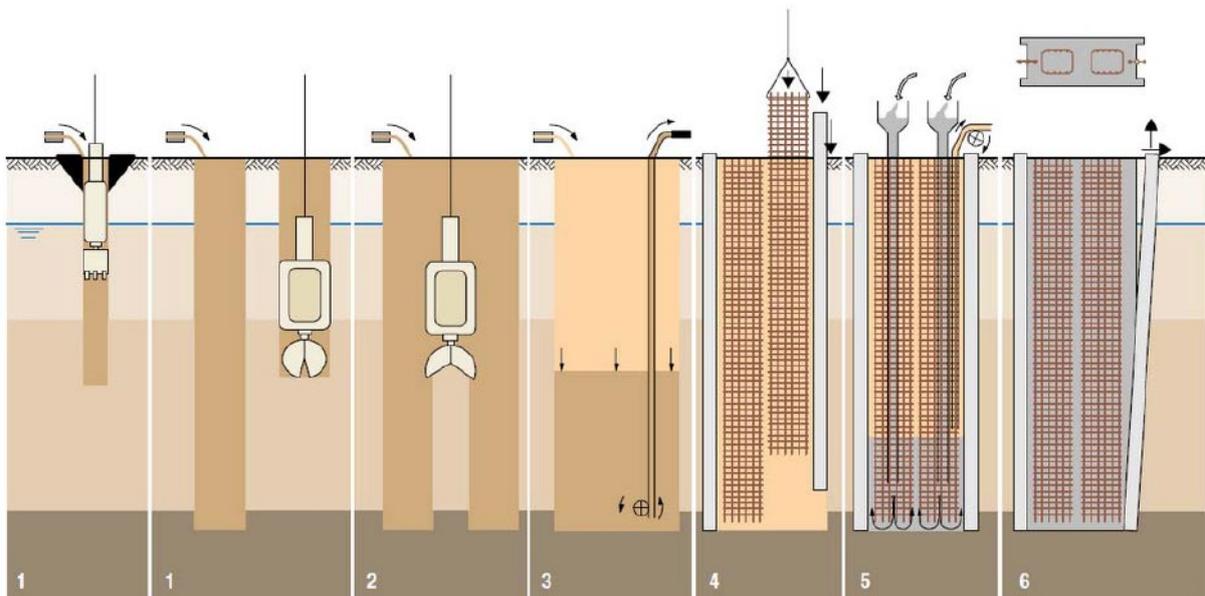


Figure B.2 : Mise en œuvre d'un panneau de paroi moulée individuel

1. Excavation sous fluide d'excavation des deux tranchées aux extrémités du panneau, dont la longueur correspond à la longueur du grappin.
2. Excavation sous fluide d'excavation de la passe restante entre les deux tranchées (également appelée 'merlon').
3. Nettoyage du fond de l'excavation et remplacement du fluide d'excavation souillé par le sol par un autre, plus propre, dont la teneur en sable est limitée (<2% en volume).
4. Mise en place des profilés de jointoiment (sur les bords) et des cages d'armature dans la tranchée excavée.
5. Bétonnage du panneau à l'aide des tubes plongeurs.

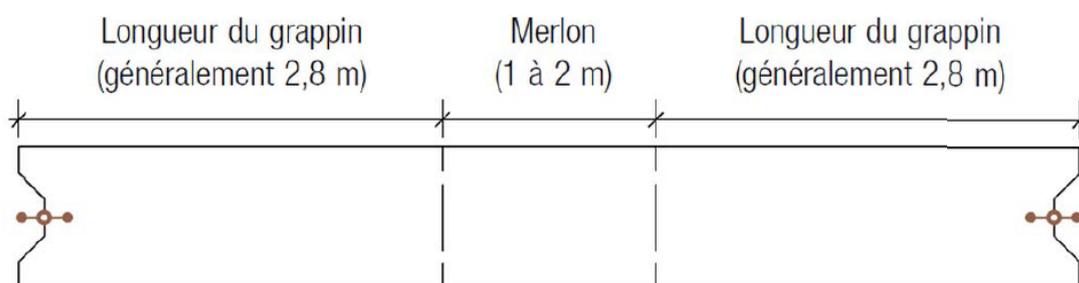


Figure B.3 : Vue en plan et dimensions courantes d'un panneau primaire pourvu, de part et d'autre, d'un profilé de jointoiment comportant un joint

ANNEXE C : 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 :

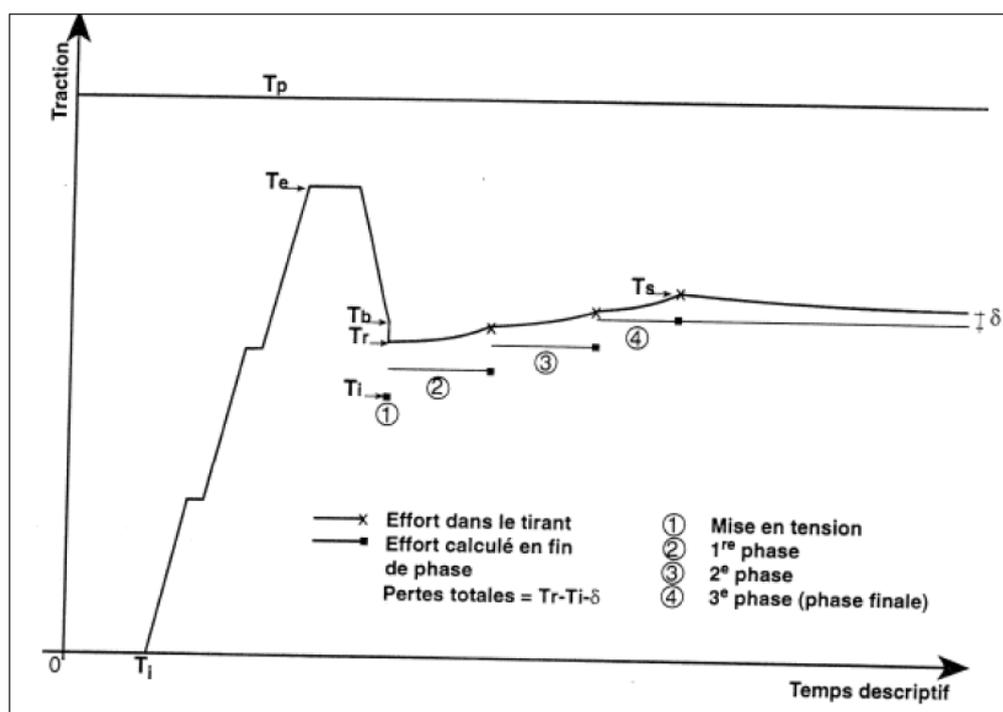


Figure C.1 : Evolution de la tension au niveau du tirant d'ancrage

L'intervalle 0- T_1 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 :

$T_s < 0.75 T_p$ pour les tirants provisoires

$T_s < 0.6 T_p$ 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 $0.2 H$ considéré comme un facteur de sécurité.

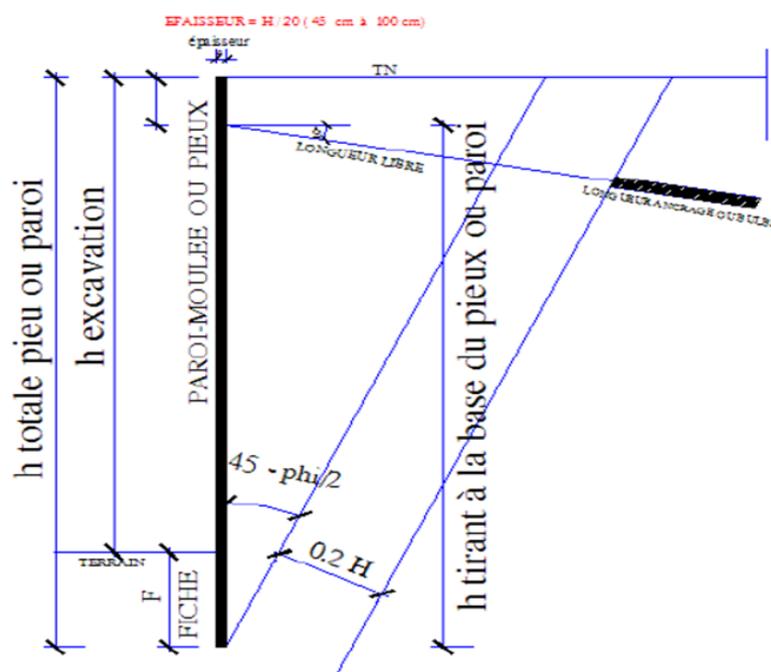


Figure C.2 : Calcul de la longueur libre

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 15 m.

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 C.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 la méthode de Bustamante : $5 m < L_S < 18 m$

La longueur scellée est déduite de la loi suivante :

$$T_L = \pi \times D_S \times L_S \times q_S$$

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 .

$$D_S = \alpha \times D_d$$

q_s et α sont déterminés par la figure :

Tableau C.2 : Valeur du coefficient α pour le calcul du diamètre du scellement

Sols	Coefficient α_s		Conditions indicatives d'application
	IRS (1)	IGU (1)	Quantité usuelle de coulis (2) à injecter V_i (3)
Graves	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s
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			1,5 V_s
Sables fins			1,5 V_s
Sables limoneux			1,5 à 2 V_s pour IRS - 1,5 V_s pour IGU
Limons	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	2 V_s pour IRS - 1,5 V_s pour IGU
Argiles	1,8 à 2,0	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
Marnocalcaires			2 à 6 V_s ou plus si couche fracturée
Craie altérée ou fragmentée			1,1 à 1,5 V_s si couche finement fracturée
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	2 V_s ou plus si couche fracturée

(1) selon les définitions précisées ci-avant.
(2) le dosage du coulis correspond à un E/C compris entre 0.4 et 0.6.
(3) V_s est le volume du tube de scellement associé à α_s , Φ , où Φ est le diamètre de forage.
 V_i comprend le volume du coulis de gaine additionné de celui post-injecté.

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

Tableau C.3 : Valeurs de la pression limite selon les essais pressiométriques

Essais pressiométriques	
Couche du sol	P_l (bar)
A_1	8.51
Q_m	16.88
T_a	27.85
T_s	30.77

Calcul des allongements :

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

Pour calculer les allongements des tirants on se réfère au tableau suivant :

Tableau C.4 : Dimensions et propriétés du toron [1]

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 [11] :

$$\Delta l = \frac{F \times L \times l}{E \times A \times n}$$

Avec :

Δl : L'allongement du tirant ;

F : Traction limite = 1860 MPa ;

L : Longueur totale de tirant = $L_L + L_S$;

E : Module d'élasticité = 195000 MPa ;

A : Section nominale = 140 mm² ;

n : Nombre de torons

ANNEXE D : 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 représente la force horizontale F à appliquer à cet écran pour le déplacer.

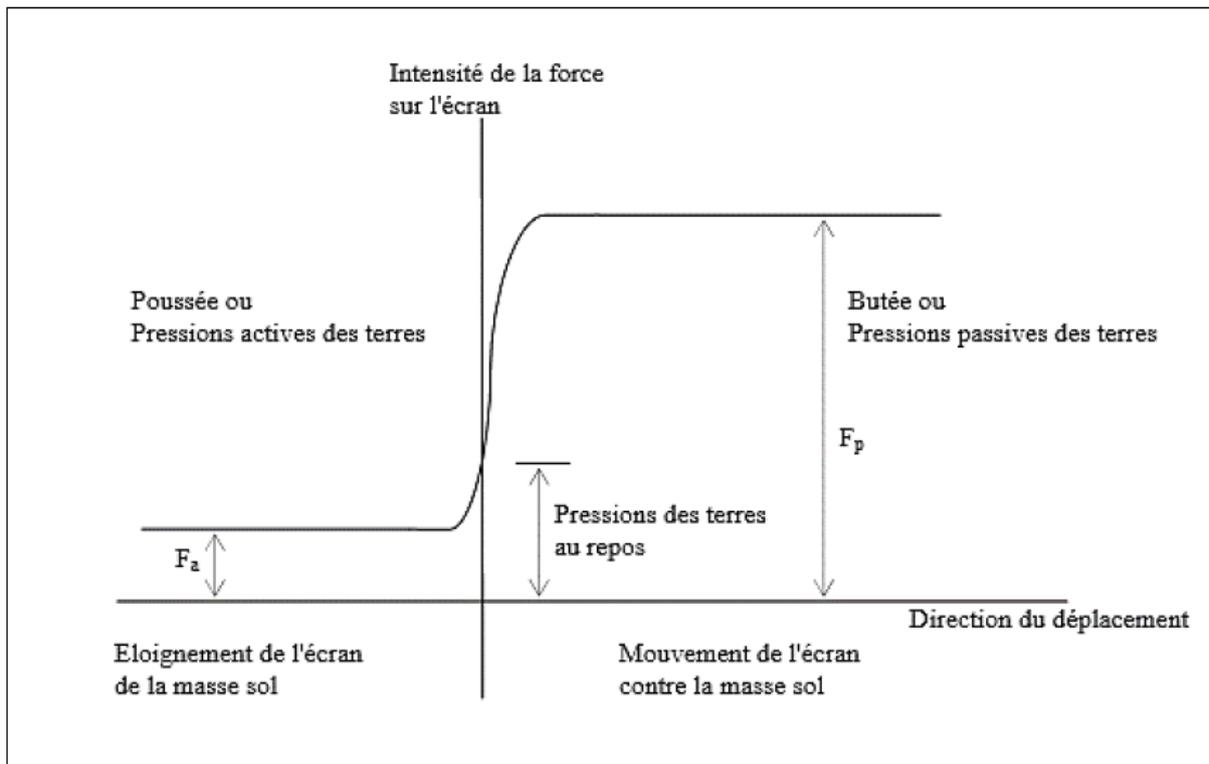


Figure D.1 : Principe de la poussée et de la butée

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 :

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

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

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

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

Tableau D.1 : Coefficients de poussée et de butée

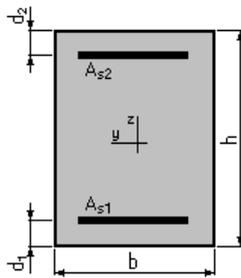
POUSSÉE ET BUTÉE DES TERRES											
• Coefficients de poussée et de butée											
Valeurs de K_{ax} (sur la première ligne) et de K_{ay} (sur la deuxième ligne) (surface libre horizontale, écran vertical) pour diverses valeurs de δ (d'après Caquot-Kérisel).											
		valeurs de ϕ									
		5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
$\frac{\delta}{\phi} = 1 \dots$	K_{ax}	0,81	0,65	0,53	0,44	0,37	0,31	0,26	0,22	0,185	0,155
	K_{ay}	0,99	0,98	0,97	0,95	0,93	0,90	0,86	0,80	0,73	0,64
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{2}{3} \dots$	K_{ax}	0,81	0,66	0,54	0,44	0,36	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	K_{ay}	1,08	1,16	1,24	1,33	1,44	1,56	1,68	1,8	1,7	1,6
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{1}{3} \dots$	K_{ax}	0,82	0,67	0,56	0,45	0,37	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	K_{ay}	1,15	1,30	1,49	1,70	1,93	2,20	2,5	2,8	3,2	3,6
$\frac{\delta}{\phi} = 0 \dots$	K_{ax}	0,84	0,70	0,59	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17	0,13
	K_{ay}	1,19	1,42	1,70	2,04	2,46	3	3,7	4,6	5,8	7,5
$\frac{\delta}{\phi} = -\frac{1}{3} \dots$	K_{ax}	0,88	0,75	0,64	0,52	0,46	0,39	0,32	0,26	0,20	0,16
	K_{ay}	1,22	1,52	1,89	2,38	3,03	4,02	5,55	8,1	12	19
$\frac{\delta}{\phi} = -\frac{2}{3} \dots$	K_{ax}	0,94	0,81	0,72	0,64	0,56	0,48	0,40	0,34	0,27	0,22
	K_{ay}	1,24	1,59	2,06	2,72	3,61	5,25	8,0	12,8	21	41
$\frac{\delta}{\phi} = -1 \dots$	K_{ax}	1,04	1,06	1,05	1,04	1,02	0,98	0,94	0,88	0,82	0,75
	K_{ay}	1,26	1,66	2,20	3,04	4,26	6,56	10,7	18,2	35	75

Annexe E : Calcul des sections en béton armé

Dalle de couverture :

Calcul de Section en Flexion Simple**1. Hypothèses:****Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

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

2. Section:

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

$$h = 260,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 20,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	8870,56	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 89,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 25,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,37$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 8870,56$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 28,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 228,6$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,35$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Dalle de couverture :

Calcul de Section en Flexion Simple

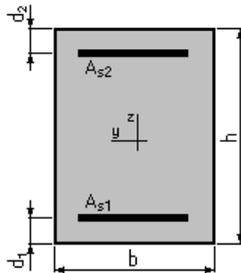
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



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

$$h = 260,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 20,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-3061,24	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 29,8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,12$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -3061,24$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 9,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 236,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,41$ (‰)

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

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Salle des billets :

Calcul de Section en Flexion Simple

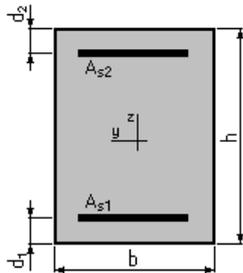
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



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

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	7105,52	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 191,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 11,6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,74$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 7105,52$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 61,1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 85,6$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 2,80$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Salle des billets :

Calcul de Section en Flexion Simple

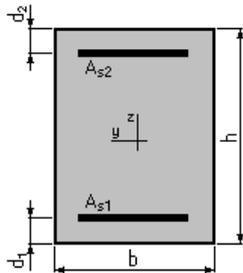
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



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

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-2393,36	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 53,4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,49$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -2393,36$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 17,1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 103,2$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,84$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Mezzanine :

Calcul de Section en Flexion Simple

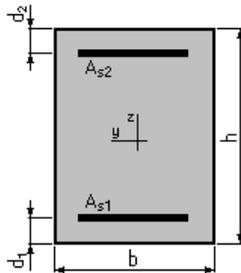
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



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

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

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4946,17	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 165,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 9,9$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,84$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 4946,17$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 52,8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 68,9$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 2,47$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Mezzanine :

Calcul de Section en Flexion Simple

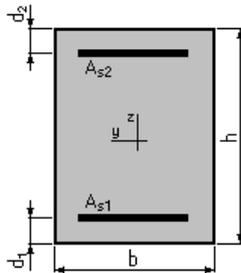
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



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

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

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-4826,50	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 159,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,77$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -4826,50$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 51,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 69,6$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 2,68$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Quais :

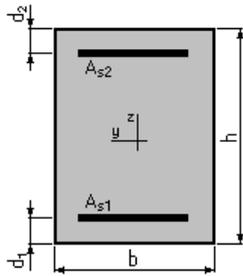
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



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

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	41,91	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 2,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,35$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 41,91$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 1,9$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 16,2$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,26$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Quais :

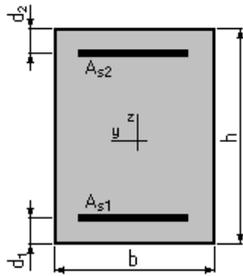
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



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

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-85,52	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 12,8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,75$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -85,52$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 15,4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,17$ (‰)

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

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Sous quais :

Calcul de Section en Flexion Simple

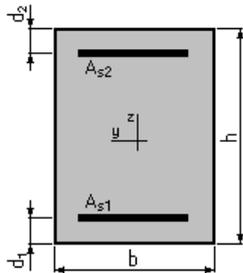
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



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

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

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2470,16	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 70,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 9,9$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,78$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 2470,16$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 22,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 81,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,32$ (‰)

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

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Sous quais :

Calcul de Section en Flexion Simple

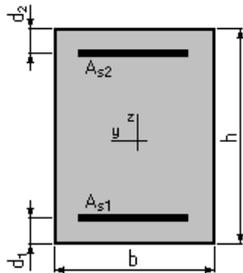
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



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

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

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-824,77	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 21,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,24$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -824,77$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 87,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,84$ (‰)

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

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Voile :

Calcul de Section en Flexion Composée

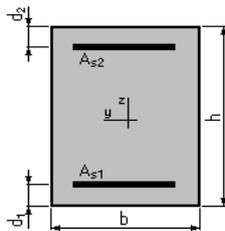
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



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

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

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

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

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	5540,89	1458,23
2.	ELU	5540,89	-1895,07

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 62,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 42,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\text{min}} = 11,6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,91$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 5540,89 (kN) M = 1458,23 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,09	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 41,3$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 38,5$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 1,16$ (‰)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Pilier :

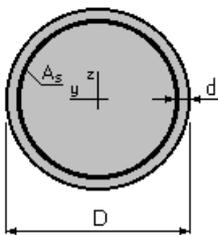
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

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

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

2. Section:



$D = 135,0$ (cm)
 $d = 10,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	25841,69	0,00	3044,65

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 134,7$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 715,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 28,6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,94$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 25841,69 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = 3044,65 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 130,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 67,3$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 434,8$ (MPa)	