République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de bases

Thème

Etude du phasage d'excavation et de réalisation de la station Hacen Badi de l'extension du métro d'Alger El-Harrach – Aéroport.

Présenté par :

LABRAOUI Mehdi Abdelhamid

Encadré par :

M. Cherchali Mohamed Abderraouf

Dr Larbi H Selma

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

L’élaboration de ce mémoire n’aurait pas été possible sans le soutien et les contributions précieuses de plusieurs personnes, auxquelles j’adresse toute ma gratitude.

En premier lieu, je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance à mon directeur de mémoire Monsieur Cherchali Mohamed Abderraouf, son encadrement et sa confiance tout au long de ce travail ont été inestimable.

A mon encadrante Dr Larbi Selma pour avoir cru en mes capacités, m’avoir encouragé, et nourri mon esprit par sa passion pour l’ingénierie. Plus qu’une enseignante, une grande sœur et un repère tout au long de mon parcours. A jamais reconnaissant pour le rôle précieux qu’elle a joué dans ma formation et dans mon évolution.

Je tiens également à exprimer ma grande gratitude au Dr Mimoun Abdelghani de la société SYSTRA, pour son aide précieuse pendant ma période de stage.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à l’équipe Direction des systèmes Métro D’Alger, Monsieur Kateb Adel et Madame Ammouche Amina pour le temps précieux qu’ils m’ont consacré et pour m’avoir formé avec bienveillance dans un domaine émergent.

Mes remerciements vont également aux enseignant compétent de l’Ecole Nationale Supérieur des travaux publics pour leurs enseignement de qualité et leurs contributions à mon parcours académique.

Enfin, je tiens à exprimer ma reconnaissance envers toutes les personnes qui ont contribué à mon développement tout au long de ces années d’études.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents, pour leur amour inconditionnel, leur soutien constant et leurs encouragements à chaque étape de mon parcours. Leur confiance, leurs sacrifices et leur présence ont été une source de motivation inestimable.

Ce travail est pour vous et grâce à vous.

À mes frères et sœurs ma source de bonheur de soutient et de motivation.

À toute ma famille qui constitue un véritable socle de soutien. Leur présence bienveillante, leur amour constant et leurs encouragements ont été pour moi une source précieuse de motivation. C'est grâce à cet environnement familial solide et encourageant que j'ai pu grandir, me dépasser et mener ce travail à bien.

À mes chers amis, des personnes d'une valeur humaine exceptionnelle, toujours présentes dans les moments de doute comme dans ceux de joie. Leur écoute, leur soutien et leur loyauté m'ont été d'un grand réconfort tout au long de ce parcours. Savoir que je peux compter sur eux, en toutes circonstances, est un privilège inestimable que je chéris profondément.

Merci infiniment.

ملخص:

يعَدّ إنشاء بنى تحتية للنقل فعّالة ومستدامة أحد أبرز التحديات في مجال التنمية الحضرية المعاصرة. وفي ظلّ الازدحام المتزايد في شبكات الطرق، تبرز خطوط المترو كحلّ فعّال وضروري لتحسين التنقل داخل المدن. يندرج هذا العمل في هذا السياق، حيث يتناول دراسة الحسابات الإنشائية ومراحل تنفيذ محطة مترو مكوّنة من جزئين مختلفين. الجزء الأول يتم حفره باستخدام طريقة Bottom-Up (من الأسفل إلى الأعلى)، ويتم دعمه بواسطة حوائط الحفر (parois moulées) والدعامات المؤقتة (butons). أما الجزء الثاني، فهو نفق تحت الأرض يتم تنفيذه باستخدام الطريقة النمساوية الجديدة (NATM)، مع دعم مؤقت يتكوّن من أقواس معدنية (cintres métalliques) وخرسانة مرشوشة (béton projeté).

تتناول الدراسة مختلف مراحل الحفر، والتدعيم، وتنفيذ العناصر الإنشائية النهائية للمحطة. وقد تمّ نمذجة مراحل الحفر والتدعيم وتكسية المحطة باستخدام برامج متخصصة، من بينها: PLAXIS 2D، GEO5، ROBOT، SAP2000 وROBOT Expert.

يهدف هذا البحث إلى ضمان استقرار المحطة خلال جميع مراحل التنفيذ، مع الحدّ من التشوّهات في التربة، وتقليل التأثيرات المحتملة على البيئة الحضرية المحيطة.

كلمات مفتاحية: محطة مترو، نظام التثبيت، بنية تحتية.

.

Abstract:

One of the major challenges of contemporary urban development is the implementation of efficient and sustainable transport infrastructure. In response to the growing congestion of road networks, the development of metro lines has proven to be a relevant solution. This study fits within that framework and focuses on the structural analysis and construction phases of a metro station. The station consists of two distinct parts: the first is excavated using the Bottom-Up method, supported by diaphragm walls and struts; the second is a subterranean tunnel excavated according to the New Austrian Tunneling Method (NATM), with temporary support provided by steel ribs and shotcrete.

The research examines the various stages of excavation, temporary support, and provides the structural analysis of the metro station internal structure. The phased excavation, support systems, and station linings were modeled using several specialized software tools, including PLAXIS 2D, GEO5, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, SAP2000, and ROBOT Expert. The objective is to ensure the overall stability of the structure throughout all construction phases, while minimizing ground deformations and reducing the impact on the surrounding urban environment.

Key words: Metro station, Support system, Infrastructure.

Résumé :

L'un des grands défis du développement urbain contemporain est la mise en place d'infrastructures de transport à la fois efficaces et durables. Face à la congestion croissante des réseaux routiers, le développement des lignes de métro s'est révélé être une solution pertinente. Cette étude s'inscrit dans ce contexte et porte sur l'analyse structurelle ainsi que les phases de construction d'une station de métro.

La station étudiée se compose de deux parties distinctes : la première est excavée selon la méthode descendante (Bottom-Up), avec un soutènement assuré par des parois moulées et des butons métalliques ; la seconde est un tunnel souterrain réalisé selon la méthode nouvelle autrichienne (NATM), avec un soutènement provisoire constitué de cintres métalliques et de béton projeté.

La recherche examine les différentes étapes d'excavation, de mise en œuvre des soutènements provisoires, et d'installation des éléments structurels définitifs. L'excavation en phases, les systèmes de soutènement et les revêtements de la station ont été modélisés à l'aide de plusieurs logiciels spécialisés, notamment PLAXIS 2D, GEO5, ROBOT, SAP2000 et ROBOT Expert.

L'objectif est d'assurer la stabilité globale de l'ouvrage durant toutes les phases de construction, tout en minimisant les déformations du sol et en réduisant l'impact sur l'environnement urbain avoisinant.

Mots clés : Station de Metro, Soutènement, Infrastructure.

Sommaire

I Généralités 13
I.1 Introduction 13
I.2 Définitions 13
I.2.1 Types de soutènements 13
I.3 Méthodes de réalisation utilisées dans les travaux souterrains 19
I.3.1 Réalisation à ciel ouvert (open cut) 19
I.3.2 Méthode Top-Down 20
I.3.3 Méthode Bottom-Up 21
I.4 Méthodes de réalisation des tunnels 21
I.4.1 Méthode NATM (Nouvelle Méthode Autrichienne) 21
I.4.2 Méthode TBM (Tunnelier) 22
I.5 Ventilation des tunnels 25
II Présentation du projet 27
II.1 Introduction 27
II.2 Le métro d'Alger 27
II.3 Présentation de l'entreprise Metro d'Alger 27
II.4 Lignes et extensions du métro d'Alger 28
II.5 Géologie de la région d'Alger 30
II.5.1 Profil géologique du projet 32
II.6 Climat 33
II.7 Hydrogéologie 34
II.8 Contexte sismique 34
II.9 Reconnaissance géotechnique 35
II.10 Conception des stations de métro 39
II.10.1 Cas de la station Hacen Badi 40
II.11 Conclusion 43
III Calcul manuel des soutènements 45
III.1 Introduction 45
III.2 Excavation des puits d'extrémité 45
III.2.1 Phasage de construction 45
III.2.2 Le principe de la méthode de Blum pour le calcul des rideaux ancrés 49
III.2.3 Vérification 53
III.2.4 Vérification du soulèvement du radier 59
III.3 Excavation de la galerie souterraine 61

III.3.1 Description du phasage de creusement 61
III.3.2 Choix du type de soutènement 64
III.3.3 Méthode convergence confinement 67
III.4 Conclusion 73
IV Calcul automatique des soutènements 75
IV.1 Introduction 75
IV.2 Présentation des logiciels de calcul 75
IV.2.1 GEO5 75
IV.2.2 PLAXIS2D 75
IV.3 Modélisation de la paroi moulée 75
IV.3.1 Ferraillage de la paroi moulée 79
IV.3.2 Vérification des Butons 81
IV.4 Modélisation du soutènement de la galerie souterraine 84
IV.5 Conclusion 89
V Modélisation du revêtement de la station 91
V.1 Introduction 91
V.2 Présentation du logiciel SAP2000 91
V.3 Détermination des charges et surcharges 91
V.4 Etapes de modélisation 92
V.5 Calcul des sections d'armature 95
V.6 Conclusion 100
VI Etanchéité 102
VI.1 Introduction 102
VI.2 Définitions 102
VI.3 Critère de choix de l'étanchement 104
VI.4 Etanchéité de la station 106
VI.4.1 Etanchéité des parties cadres 106
VI.4.2 Etanchéité de la galerie souterraine 106
VI.4.3 Points singuliers 108
VI.5 Mise en œuvre 109
VI.6 Conclusion 111
VII Gestion numérique du projet (processus BIM) 113
VII.1 Introduction : 113
VII.1.1 Dimensions du BIM 113
VII.2 Etapes du processus 114

VII.2.1 Composants du BEP 114
VII.3 Pertinence du building information model dans le projet métro 115
VII.3.1 En phase conception 115
VII.3.2 En phase réalisation 116
VII.3.3 En Phase d'exploitation et de maintenance 116
VII.4 Conclusion 117
VIII Annexe 1 Résultats d'essais géotechnique 123
IX Annexe 2 Résultats de calcul des soutènements 139
X Annexe 3 ferraillage des éléments du revêtement 190

Liste des figures

Figure I.1 Paroi Berlinoise. 14
Figure I.2 Paroi parisienne. 15
Figure I.3 Paroi lutécienne. 15
Figure I.4 Pieux contigus. 16
Figure I.5 Coupe d'une paroi de pieux sécants. 16
Figure I.6 Schéma de construction de paroi moulée. 17
Figure I.7 Paroi en palplanches métalliques. 18
Figure I.8 Excavation à ciel ouvert. 19
Figure I.9 Schéma décrivant la méthode de réalisation TOP-Down. 20
Figure I.10 Schéma du phasage de réalisation par la méthode Bottom-Up. 21
Figure I.11 Excavation par phase d'une galerie souterraine. 22
Figure I.12 Tunnelier pour terrain rocheux. 23
Figure I.13 Tunnelier à pression de boue. 24
Figure I.14 Effet piston dans un tunnel. 25
Figure II.1Extension du Métro d'ALGER 28
Figure II.2Extension El-Harrach centre - Bab-Ezzouar. 29
Figure II.3 Tunnelier utilisé pour le creusement du Tunnel de voie. 30
Figure II.4 Carte morphogéologique du bassin de la Mitidja et ses environs. 31
Figure II.5 Coupe géologique du PK 0.00 jusqu'au PK 0.300. 32
Figure II.6 Coupe géologique du PK 0.300 jusqu'au PK 0.700. 32
Figure II.7 Profil géologique de l'ouvrage. 33
Figure II.8 Carte de zonage sismique de l'Algérie. 34
Figure II.9 Image montrant le fonctionnement du "Standard Penetration Test". 36
Figure II.10Pressiomètre. 37
Figure II.11 Fonctionnement du Cross-Hole test. 38
Figure II.12 Emplacements des sondages réalisés pour l'inspection géotechnique. 38
Figure II.13 Image satellitaire montrant l'état des lieux. 41
Figure II.14 Plan de situation de la station. 41
Figure II.15 Coupe Transversale de la station. 42
Figure II.16 Vue en élévation de la moitié ouest. 42

Figure II.17 Vue 3D de la station Hacen Badi. 43
Figure III.1 Schéma de la phase vii (à 20m de profondeur). 46
Figure III.2 Phasage de creusement des puits d'extrémité. 47
Figure III.3 Description des phases de construction des puits d'extrémité. 48
Figure III.4Section considérée pour le calcul de la paroi moulée 52
Figure III.5Coupe transversale de l'excavation du puits ouest. 53
Figure III.6 Diagramme des poussées – partie AB. 56
Figure III.7 Diagramme des poussées et butées - partie BO. 58
Figure III.8 Phasage de creusement de la galerie souterraine (coupe transversale). 61
Figure III.9 Vue en élévation de l'excavation et du soutènement de l'étage 1 et 2. 62
Figure III.10 Coupe longitudinale de la galerie après soutènement de l'étage 3a. 63
Figure III.11 Coupe longitudinale de la galerie après excavation de l'étage 4 64
Figure III.12 Légende du tableau III.11 [12] 66
Figure III.13 Schéma des pressions considéré par la méthode convergence confinement. [7] 67
Figure III.14 Courbes convergence-confinement. 67
Figure III.15 Courbe caractéristique du terrain. [35] 68
Figure III.16 Schéma de la galerie pilote. 70
Figure III.17 Courbe de convergence du terrain pour la première phase d'excavation (galerie pilote). 71
Figure III.18 Courbe caractéristique du soutènement. 72
Figure III.19 Courbe convergence-confinement de la galerie pilote (phase1). 72
Figure IV.1 Paramètres liés à la surcharge. 76
Figure IV.2Paramètres lié aux couches et la paroi 76
Figure IV.3Paramètres relatifs aux sols 77
Figure IV.4Paramètres des buttons 77
Figure IV.5Paramètres sismiques. 77
Figure IV.6Résultats du module sheeting check. 78
Figure IV.7Résultats du module slope stability. 79
Figure IV.8Feraillage de la paroi moulée 79
Figure IV.9 Résultats de stabilité Interne de la paroi moulée donné par GEO5. 80
Figure IV.10 Coupe transversale de la cage d'armatures (2.8m x 1.2m). 80
Figure IV.11 Section transversale du buton 81
Figure IV.12 Vue 3D du buton 82
Figure IV.13 Charge et condition d'appui du buton 82
Figure IV.14 Résultats obtenue via Robot Structural Analysis. 83
Figure IV.15 Sols introduits 85
Figure IV.16Elements structuraux introduit dans le modèle PLAXIS 86
Figure IV.17Modèle entier 86
Figure IV.18Mailliage en éléments finies 87
Figure IV.19Phasage de creusement introduit dans PLAXIS 2D. 87
Figure IV.20 Résultats d'analyse : champ de déformations après soutènement de la galerie pilote. 88
Figure IV.21 Champs de déformations après excavation et soutènement de toute la section de la galerie. 88
Figure V.1 Matériaux et Sections définies sur SAP2000. 92
Figure V.2 Combinaisons d'action. 93
Figure V.3 Modèle 3D sur SAP2000. 93

Figure V.4 Charges appliqué sur la structure. 94
Figure V.5 Maillage de la structure. 94
Figure V.6 Enveloppe des moments fléchissant à l'ELU (KN.m/m). 95
Figure V.7 Moments fléchissant à l'état limite ultime (KN.m/m). 96
Figure V.8Moments fléchissant à l'état limite ultime (KN.m/m). 96
Figure V.9 Moment fléchissant à l'état limite de service (KN.m/m). 97
Figure V.10 Enveloppe des Moments fléchissant à l'état limite des service (KN.m/m). 98
Figure V.11 Enveloppe des moments fléchissant à l'état limite ultime (KN.m/m). 99
Figure V.12 Enveloppe des moments fléchissant à l'ELU (KN.m/m). 100
Figure VI.1 Mode de fonctionnement du système d'étanchéité. [28] 107
Figure VI.2 Disposition des différentes couches du système d'étanchement. [28] 107
Figure VI.3 Photo prise sur chantier. 107
Figure VI.4 Photo prise sur site de la jonction entre les deux structures. 108
Figure VI.5 croquis montrant le point de jonction qui représente une singularité. 108
Figure VI.6 Supports permettant la fixation de la géomembrane. 109
Figure VI.7 Image montrant le géotextile de fixation et les supports de fixation, après mise en place. 109
Figure VI.8 Images montrant la soudure de la géomembrane. 110
Figure VI.9 Membrane d'étanchéité compartimentée. 111

Liste des tableaux

Tableau I.1Critère de choix de la paroi de soutènement. 18
Tableau II.1. Coefficient d'accélération selon la classe de l'ouvrage et la zone de sismicité. [13] 35
Tableau II.2 Profil géologique et paramètres géotechniques des sols rencontrés. 39
Tableau III.1Valeurs Ka et Kp [30]. 50
Tableau III.2Angle de frottement sol/écran de soutènement 51
Tableau III.3Récapitulatif des caractéristiques de sol et des différents coefficients de poussée et Butée 51
Tableau III.4Charge des bâtiments en fonction de leurs usages selon le DTR BC 2.2. [14] 53
Tableau III.5Valeurs des poussées et butées calculées. 55
Tableau III.6 Pressions agissantes sur le soutènement pour la partie AB. 56
Tableau III.7 Valeurs des poussées et butés- partie BO. 57
Tableau III.8 Pressions agissant sur le soutènement- partie BO. 58
Tableau III.9 Résultats de la vérification du non soulèvement du radier. 60
Tableau III.10 Classification des roches selon l'Aftes GT7R1F2. [12] 65
Tableau III.11Soutènement en fonction de la classe de sol. [12] 66
Tableau III.12 Données régissant la courbe de soutènement. 69
Tableau III.13 Paramètres de la courbe de convergence. 70
Tableau III.14 Paramètres de la courbe du soutènement pour la phase d'excavation de la galerie pilote. 71
Tableau VI.1Recommandations sur les Geosynthétiques en fonction du pré soutènement. [26] 103
Tableau VI.2 Tableau comparative entre géomembrane PVC et PEHD. 104
Tableau VI.3 Récapitulatif sur les critères de choix du système d'étanchement [27]. 105

Tableau VI.4 Recommandations sur la rugosité du support d'étanchéité en béton projeté. [25] 109
Tableau VII.1Exemple d'une matrice de communication. 115

Introduction générale

Face à l'engorgement des systèmes de transport de surface existants, le développement des infrastructures de transport en commun souterrain prend tout son sens. Le métro, en particulier, représente une réponse efficace et durable aux enjeux de mobilité urbaine, en contribuant à désengorger le trafic, réduire les émissions de gaz à effet de serre et améliorer la qualité de vie en ville.

Le Métro est un moyen de transport moderne qui équipe les villes les plus développées du monde. Il a connu plusieurs changements au cours du temps passant de la locomotive à vapeur au train sur pneumatique pour finir dans la version qu'on connait du train sur chemin de fer électrifié, les dernières versions les plus sophistiquées de nos jours sont quasi autonomes.

Il existe plusieurs définitions pour le Métro par exemple ; Pour l'union internationale des transports publics, le métro est « Un chemin de fer conçu pour constituer un réseau permettant le transport d'un grand nombre de voyageurs à l'intérieur d'une zone urbaine au moyen de véhicules sur rails avec contrôle externe, dans un espace totalement ou partiellement en tunnel et entièrement réservé à cet usage ».

Aujourd'hui les plus importants métros du monde sont ceux de Shanghai avec 639 km et de Pékin avec 590 km. Le plus grand réseau de métro par le nombre de stations est celui de New York et les métros les plus fréquentés sont ceux de Tokyo (3,46 milliards de voyages en 2017), Moscou, Shanghaï, Séoul et Pékin.

Parmi les éléments clés de ces infrastructures, les stations de métro jouent un rôle capital. Elles constituent des nœuds techniques complexes, où plusieurs corps de métiers se rencontrent. Leur conception et leur réalisation exigent ainsi une approche pluridisciplinaire, mobilisant des compétences en génie civil, géotechnique, électronique, signalisation et automatisme.

Ce mémoire s'inscrit dans ce cadre et porte sur l'étude d'une station de métro, depuis les premières considérations techniques jusqu'aux défis spécifiques posés par son implantation souterraine. Il met en lumière les contraintes urbanistiques, géotechniques, et structurelles rencontrées, ainsi que les solutions techniques envisagées pour y répondre, notamment en matière d'étanchéité, de soutènement et de phasage.

L'objectif principal de ce travail est de proposer une technique rigoureuse de conception et une méthodologie de réalisation d'une station de métro dans un contexte urbain dense, en identifiant les enjeux majeurs, les méthodes de réalisation et les choix d'ingénierie qui garantissent la réussite d'un tel projet.

Chapitre I : Généralités.

I Généralités

I.1 Introduction

Le développement urbain intense et la saturation des espaces ont rendu l'exploitation du sous-sol indispensable pour accompagner l'expansion des grandes métropoles. Dans ce contexte, le choix du soutènement revêt une importance stratégique, car il conditionne non seulement la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des interventions, mais aussi l'optimisation du phasage et des méthodes d'exécution.

La complexité des environnements urbains, la variabilité des conditions géotechniques et les exigences accrues en matière de performance et de maîtrise des nuisances ont favorisé l'émergence et la diversification des techniques de soutènement. Cette évolution offre aujourd'hui une large gamme de solutions, permettant une adaptation fine aux spécificités de chaque projet.

I.2 Définitions

Un soutènement est un ouvrage provisoire ou définitif destiné à retenir des terres, des roches ou tout autre matériau, dans le but d'éviter leur effondrement ou leur glissement, notamment lors de travaux d'excavation, de terrassement ou de construction en dénivelé.

Fonctions du soutènement :

- Stabiliser les parois d'une fouille ou tranchée.
- Empêcher les éboulements ou affaissements du sol.
- Protéger les ouvriers, les équipements et les infrastructures voisines.
- Préserver les voies de circulation ou bâtiments adjacents.

I.2.1 Types de soutènements

Les types de soutènements sont très variés et le choix du type de soutènement adéquat va dépendre de plusieurs facteurs principalement : des contraintes sur site, du type de sol, des pressions hydrostatiques in-situ, des exigences liées à l'étanchéité de l'ouvrage…etc.

1. Paroi berlinoise

La berlinoise est une Paroi de soutènement constituée de pieux espacés (profilés métalliques ou pieux béton) avec remplissage entre les pieux (planches bois ou parois préfabriquées).



Figure I.1 Paroi Berlinoise.

Mode d'exécution :

- Forage ou battage de pieux à intervalles réguliers (environ 2 à 3 m).
- Pose de remplissage entre les pieux au fur et à mesure du terrassement.
- Mise en place de tirants d'ancrage pour les excavations dans un terrain poussant.

Cette méthode est employée généralement pour des zones où la poussée hydrostatique est Faible, avec de moyennes profondeurs. Elle est couramment utilisée en milieu urbain étroit en raison de la rapidité de son exécution et l'espace réduit qu'elle exige.

2. Paroi parisienne

Variante de la berlinoise utilisant un remplissage en béton projeté, son utilisation est devenue très répandue avec le développement des techniques de réalisation du béton projeté,



Figure I.2 Paroi parisienne.

3. Paroi lutécienne

La paroi lutécienne est une Évolution plus moderne de la paroi parisienne, elle se distingue par un espacement plus grand entre les pieux et un remplissage plus rigide avec un béton projeté épais armée de deux nappes de treillis soudée.



Figure I.3 Paroi lutécienne.

4. Paroi en pieux contigus

Paroi formée de pieux en béton armée alignés côte à côte, légèrement espacés (~15 cm), ce type de soutènement n'exige aucun remplissage, il est souvent utilisé pour des sites ou le terrain cohérant avec des poussées hydrostatiques faible.



Figure I.4 Pieux contigus.

5. Paroi en pieux sécants

Paroi formée de pieux qui se chevauchent, un pieu en béton armé est pris entre deux pieux en béton non armé, après la réalisation des pieux en béton non armé, ils seront fraisés partiellement pour que les pieux en béton armé puissent être mis en place.

Les rideaux de pieux sécants sont très rigides et ils assurent l'étanchéité de la fouille, ces caractéristiques les rendent adapté aux fouilles profondes et aux cas de contraintes hydrostatiques élevées.

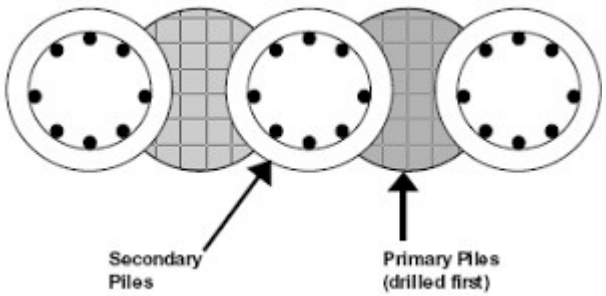


Figure I.5 Coupe d'une paroi de pieux sécants.

6. Paroi moulée

Appelée aussi mur emboué est un écran formé dans le sol, il est réalisé de la même façon qu'un rideau en pieux sécants, un panneau primaire est pris entre deux panneaux secondaires, les panneaux secondaires sont réalisés en premier, pour être ensuite fraisée et permettre la mise en place des panneaux primaires.

Le creusement et le fraisage est fait par une machine hydro-fraise, les panneaux primaires et secondaire ont des formes différentes qui leurs permettent de s'emboiter.

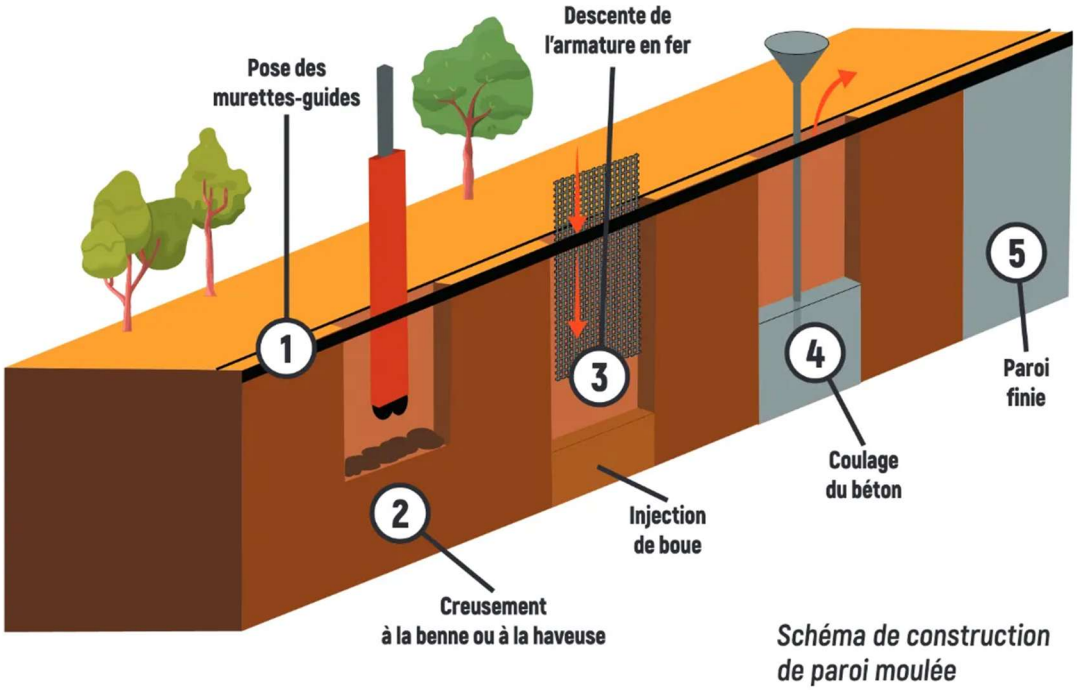


Figure I.6 Schéma de construction de paroi moulée.

Les parois moulées sont les plus rigides, elles offrent la meilleure étanchéité et sont généralement employées pour des fouilles très profondes où il y a de fortes exigences sur l'étanchéité.

7. Paroi en palplanches métalliques

Paroi constituée de palplanches en acier enfoncées dans le sol, les palplanches ont une forme qui permet leurs emboitements ce qui permet d'assurer une bonne étanchéité.

L'Enfoncement se fait par battage, vibrofonçage, ou pressage statique, au fur et à mesure des excavations un systèmes d'étaiement est mis en place selon le besoin (profondeur, poussée des terres, exigences sur les déplacements de la paroi).

Cette solution est rapide et optimale pour les milieux marins, elle est souvent utilisée pour la réalisation des ponts franchissant des cours d'eaux.



Figure I.7 Paroi en palplanches métalliques.

Le tableau I.1 donne un résumé sur les critères de choix entre les types de parois.

Tableau I.1Critère de choix de la paroi de soutènement.

Type de paroi	Préconisée pour Profondeur (m)	Étanchéité	Durée d'emploi	Coût	Remarques
Paroi berlinoise	5–10	/	Provisoire	Faible	Pose rapide, faible emprise, idéale en ville.
Paroi parisienne	5–10	/	Provisoire	Faible	Variante plus robuste que la berlinoise.
Paroi lutécienne	5–10	/	Provisoire	Moyen	Bonne rigidité, utilisée pour petits bâtiments souterrains.

Pieux contigus	10–20	/	Provisoire	Moyen	Facile à réaliser, perméable entre les pieux.
Pieux sécants	20–40	Bonne	Provisoire ou définitif	Élevé	Très utilisée quand étanchéité + rigidité sont requises.
Paroi moulée	30–60	Excellente	Provisoire ou définitif	Très élevé	Très résistante, idéale pour grands ouvrages (métros, parkings…).
Palplanches métalliques	20-40	Excellente	Provisoire ou définitif	Très élevé	Rapide à poser, réutilisables, courantes en hydraulique ou digues.

I.3 Méthodes de réalisation utilisées dans les travaux souterrains

De nos jours les méthodes de réalisation des ouvrages souterrains sont multiples, le choix entre différentes méthodes va dépendre des délais imposés, des contraintes sur site, et des coûts du projet.

I.3.1 Réalisation à ciel ouvert (open cut)

Cette méthode consiste en l'excavation du sol en place jusqu'au fond de fouille après soutènement des parois par l'une des méthodes de soutènements (généralement les soutènements les plus utilisés sont les berlinoises ou les parois en pieux sécants), une fois arrivé au fond, la réalisation de la structure sera entamée en allant du radier jusqu'à la surface.

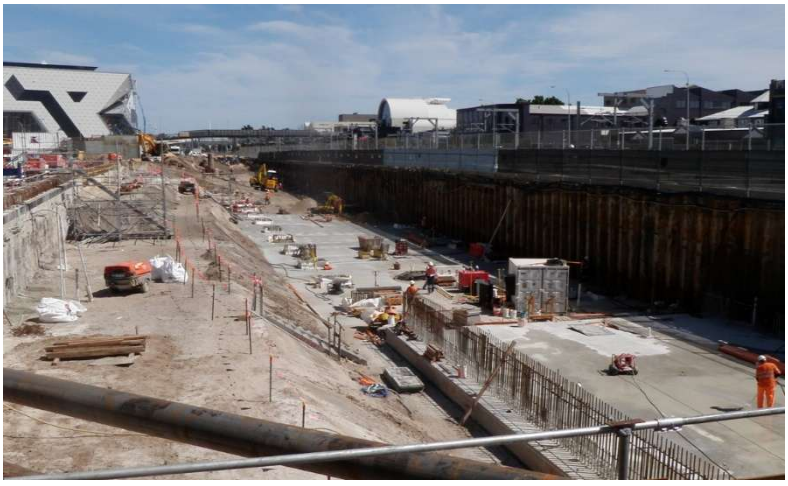


Figure I.8 Excavation à ciel ouvert.

Cette méthode est généralement employée pour des fouilles de moyenne profondeur, c'est l'une des méthodes les plus simples et économiques, cependant elle demande un espace de travail important : elle n'est donc pas adaptée aux zones fortement urbanisées.

I.3.2 Méthode Top-Down

La méthode top down est une méthode moderne où l'on construit la structure de haut en bas, tout en excavant le sol. C'est la méthode la plus coûteuses mais ses avantages sont dans la rapidité de réalisation et son emprise réduite. Ces facteurs la rendent parfaitement adaptée aux espaces urbains, cela dit elle demande aussi une étude rigoureuse de logistique et d'organisation du chantier.
Le soutènement employé pour cette méthode est la paroi moulée à cause de sa forme régulière la paroi moulée servira d'étanchement pour la structure définitive mais aussi de coffrage pour les voiles périphériques qui seront réalisé au fur et à mesure des excavations.

Cette méthode se fait par les étapes suivantes :

- Réalisation de la paroi moulée
- Excavation d'une partie du sol
- Soutènement horizontale provisoire par des buttons à l'atteinte d'un palier de profondeur.

Lorsqu'on atteint le niveau de la dalle, celle-ci sera réalisé en laissant une ouverture pour pouvoir réaliser le restant des excavations.

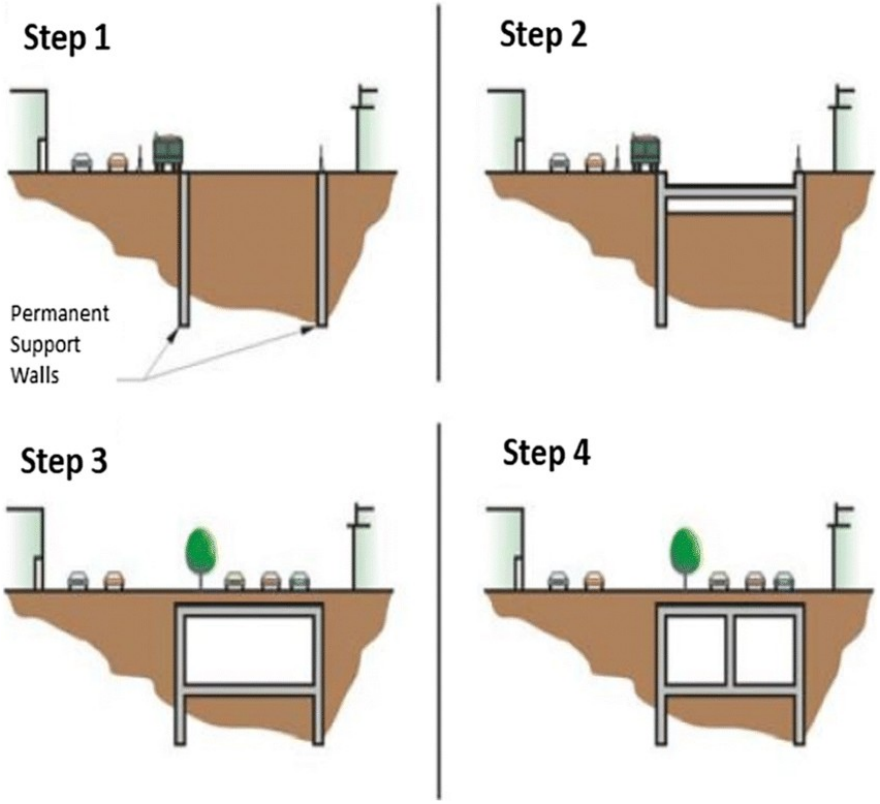


Figure I.9 Schéma décrivant la méthode de réalisation TOP-Down.

I.3.3 Méthode Bottom-Up

Cette Méthode permet de réaliser seulement les voiles périphériques pendant l'excavation, c'est à l'atteinte du fond de fouille qu'on procèdera à la réalisation du radier puis des dalles jusqu'à atteindre la surface.

L'avantage de la méthode Bottom-up c'est qu'elle permet de gagner en délai tout en restant moins complexe que le top-down sur le plan organisationnel, cependant elle est plus encombrante et nécessite un grand espace autour de la fouille.

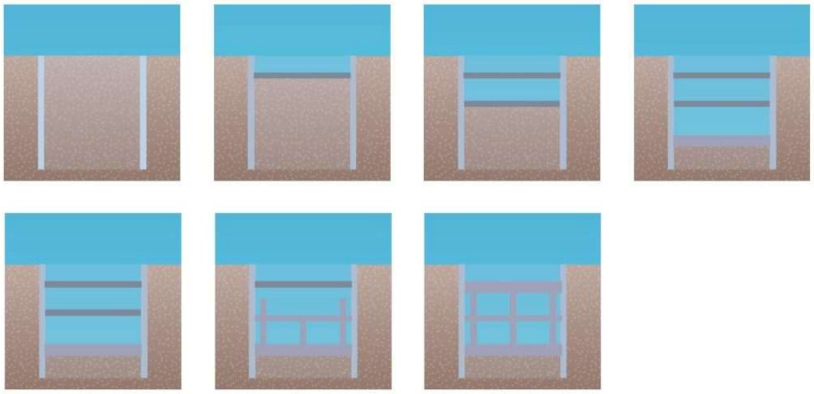


Figure I.10 Schéma du phasage de réalisation par la méthode Bottom-Up.

I.4 Méthodes de réalisation des tunnels

I.4.1 Méthode NATM (Nouvelle Méthode Autrichienne)

La méthode NATM (New Austrian Tunneling Method) est une technique d'excavation souterraine, utilisé lorsqu'on ne peut pas toucher au tissue urbain en surface, elle repose sur le principe d'auto-stabilisation du terrain. Elle consiste à exploiter la résistance naturelle du sol ou de la roche, tout en l'accompagnant d'un soutènement léger et progressif (béton projeté, cintres métalliques, ancrages).

Voici les principaux types de soutènements :

- Boulons en fibres de verre pour la stabilisation du front de taille.
- Béton projeté armée de treillis soudée
- Tirants et boulons d'ancrage
- Cintres métallique léger
- Cintres métallique lourd
- Voute parapluie

Il existe également des méthodes de soutènements spéciaux adapté aux terrains particulièrement faibles comme la congélation du sol ou l'injection de résines.

Le creusement, en fonction de la nature du sol se fait en pleine section ou phase par phase,

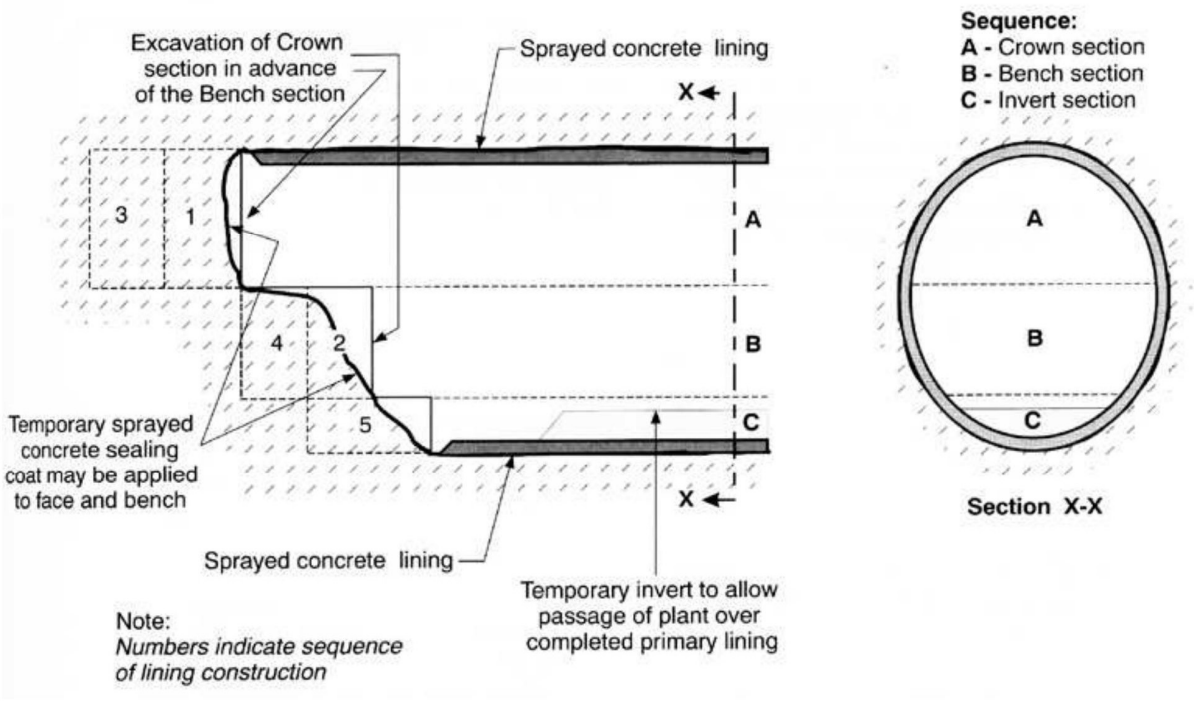


Figure I.11 Excavation par phase d'une galerie souterraine.

Plusieurs méthodes ont été développées afin de dimensionner les pré-soutènements du tunnel, comme les abaques empiriques de Q-système, la méthode analytique convergence confinement, ou la méthode des éléments finies qui est maintenant la méthode la plus exacte et la plus répondue.

I.4.2 Méthode TBM (Tunnelier)

Utilisée dans le creusement des galeries souterraines, la méthode mécanisée exploite le tunnelier (TBM : Tunnel Boring Machine) pour simultanément creuser et mettre en place le revêtement définitif du tunnel, elle est particulièrement employé dans les zones urbanisées ou pour des tunnels creusés dans des terrain meuble, car sa conception permet de limiter le déconfinement du sol, cette méthode est également plus sûre et plus rapide que la méthode NATM, mais elle est très coûteuse et nécessite des entreprises très expérimentés dans l'exploitation des tunneliers.

Il existe plusieurs types de tunneliers adaptés à différents types de terrain (roche, sol meuble, terrains mixtes, zones urbaines, etc.). Voici les principaux :

- 1. Tunnelier destiné pour des terrains rocheux



Figure I.12 Tunnelier pour terrain rocheux.

Utilisé typiquement pour des sols stables ou roches cohérentes. il est caractérisé par son front visible et accessible. Il peut être avec ou sans revêtement automatisé, car il est destiné a des roches auto stables où leur déconfinement n'est pas craint.

- 2. Tunnelier à Bouclier Fermé

Conçu pour les terrains instables, saturés d'eau ou meubles. Deux sous-types principaux :

a) Tunnelier à pression de terre (EPB – Earth Pressure Balance)

Utilisé lorsque les sols sont meubles, argileux et dans les zones urbaines.

Ces tunneliers disposent d'une chambre d'abattage fermée qui conserve les déblais pour exercer une pression contre le front d'excavation. Le système permet de maintenir la stabilité nécessaire en milieu urbain et dans des sols meubles. [33]

b) Tunnelier à pression de boue (Slurry TBM)

Utilisée pour des sols frottant ou instables comme les sables, Ils utilisent une boue bentonitique pour équilibrer la pression externe du sol et créer un environnement stable au niveau du front. Les systèmes de traitement de boue (centrifugeuse, filtre-presse) assurent le recyclage de la bentonite, afin de la réemployée [33].

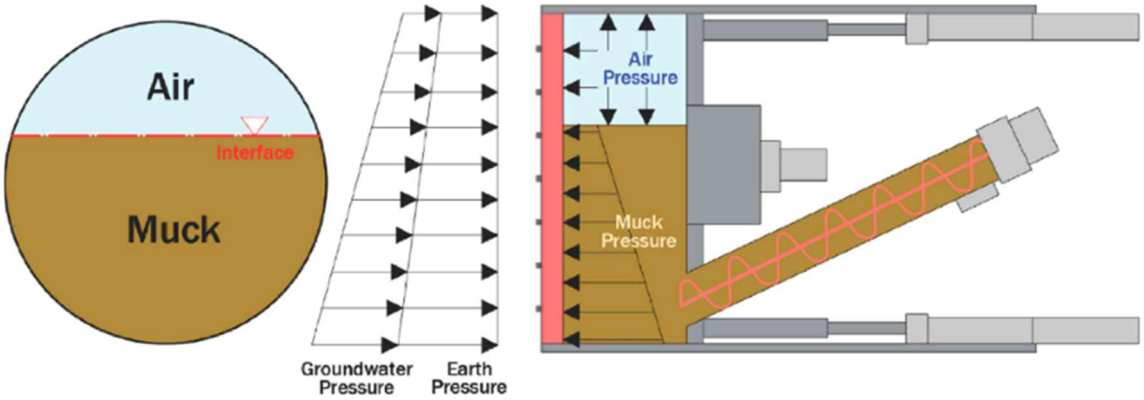


Figure I.13 Tunnelier à pression de boue.

I.5 Ventilation des tunnels

L'une des principales problématiques des ouvrages souterrains est d'assurer une qualité d'air respirable, et de garantir l'évacuation des fumées en cas d'incendie,

Les tunnels les plus anciens comptaient sur les différences de pression et de température couplées à « l'effet piston » créé par les véhicules, pour réalimenter le tunnel en air frais.

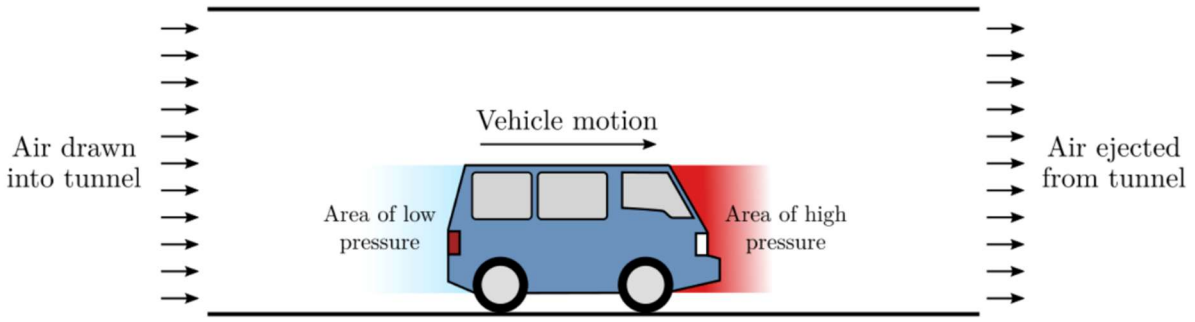


Figure I.14 Effet piston dans un tunnel.

Mais ces phénomènes dépendent fortement des dimensions du tunnel, la ventilation naturelle étais dans la plupart des cas insuffisante, et donc compter sur une ventilation forcée est devenue nécessaire.

De nos jours des normes ont été établie pour assurer la sécurité et le confort dans les tunnels, la norme française du 22 novembre 2005 exige la ventilation mécanisée pour tous les tunnels ayant une longueur de 300 m ou plus. [18]

Les tunnels de métro sont enfouis en dessous des métropoles denses, leur ventilation sera donc assurée par les interfaces qui les connectent à la surface : les stations, et les puits de ventilation.

Dans le cas du métro d'Alger le tunnel possède généralement une interface de ventilation tous les 500 mètres, les stations contiennent 4 à 7 réacteurs de ventilation tandis que les puits de ventilation sont équipés de 2 à 4 réacteurs, les études de modélisation de sécurité incendie, sont généralement utilisent fréquemment une durée de 6 minutes comme critère de performance du désenfumage. [19]

Chapitre II : Présentation du projet.

II Présentation du projet

II.1 Introduction

Avec l'essor démographique et l'urbanisation rapide qu'a connus la ville d'Alger, la circulation est devenue un véritable défi, tant pour les habitants que pour les visiteurs. Face à cette problématique, les autorités ont pris la décision de mettre en place un réseau de transport de grande capacité, capable de répondre efficacement à la demande croissante en mobilité. Le métro s'est ainsi imposé comme une solution structurante pour fluidifier les déplacements au sein de la capitale, en s'adaptant à la densité du tissu urbain. Cependant, la réalisation de ces infrastructures souterraines présente des défis techniques et économique majeurs, nécessitant l'expertise des ingénieurs en génie civil.

II.2 Le métro d'Alger

Le métro d'Alger a d'abord fait partie de l'initiative coloniale du nouveau réseau de transports en commun d'Alger établie en 1928, après l'échouement de cette initiative à cause du manque de financement la RATP retente de lancer un projet similaire en 1959 et préconise à nouveau la création d'une ligne du même type que le métro sur pneus exploité à Paris.

À l'indépendance de l'Algérie, de nouveaux plans d'urbanismes sont proposés, et la RSTA confie à la SOFRETU (l'actuel Systra) de réaliser pour une première « l'étude de réactualisation du projet de métro d'Alger ».

En 1981, des évaluations préliminaires pour une première ligne sont présentées au gouvernement, puis en 1982, la SOFRETU est chargée d'étudier un réseau de trois lignes pour un total de 64 km, avec une priorité pour une première ligne de 12,5 km.

En 1984 le ministère des travaux publics et des transports crée l'Entreprise Métro d'Alger, afin de lui déléguer la réalisation du projet. Après l'échouement de la première attribution du projet en raison de la complication de la situation financière Algérienne vers la fin des années 80, ça sera à Cosider et Genisider que la réalisation du projet sera; les travaux tardent à commencer à cause de la situation politique du pays mais une première tranche de 450m fut réalisé en 1994, celle-ci reliait la place émir Abdelkader a la grande poste.

Le 31 octobre 2011 fut le jour de l'inauguration de la première line du métro d'Alger avec 9.5Km de longueur et 10 stations. [1]

II.3 Présentation de l'entreprise Metro d'Alger

L'entreprise métro d'Alger fut créé en 1984 afin d'assurer le suivi et la réalisation du métro d'Alger en qualité de maitre d'ouvrage délégué du ministère des travaux publics et des transports.

l'EMA passera à partir de 1989 au statut d'entreprise publique sous forme de société par action et elle commencera à partir de 2005 à étendre ses missions vers d'autres projets de transport urbain dans tout le pays notamment pour la réalisation de sept réseaux de tramways et neuf réseaux de transport par câble (télécabines et téléphériques), elle procèdera ensuite à la création de plusieurs filiales qui assurerons l'exploitations et la maintenance des réseau qu'elle a réalisé, nous citerons parmi ces entreprises : la setram chargé de l'exploitation des tramways à travers le pays, Cital entreprise chargé de la maintenance et de la production des rames de tramways et

Métro El Djazaïr pour remplacer RATP El Djazaïr en tant qu'exploitant du métro d'Alger à l'issue du contrat de huit ans qui la liait à la RATP. [4]

II.4 Lignes et extensions du métro d'Alger

En exploitation :

· L'extension « Hai El Badr - El Harrach Centre »: celle-ci dessert les communes de Bachdjarah, Bourouba et El Harrach à travers 4 stations, elle fait 4Km au totale et elle été mise en exploitation en 2015.

· L'extension « Grande Poste - Place des Martyrs »: mis en exploitation en 2018, ce tronçon ne contient que deux stations, il rallonge la ligne 1 à partie de la station Grande Poste Tafoura jusqu'à la place des martyrs avec un linéaire de 1.7Km.

L'extension « Hai El Badr - Ain Naadja » : celui-ci est également devenu opérationnel en 2018, il fait 3.6 Km et contient 4 stations. [1]

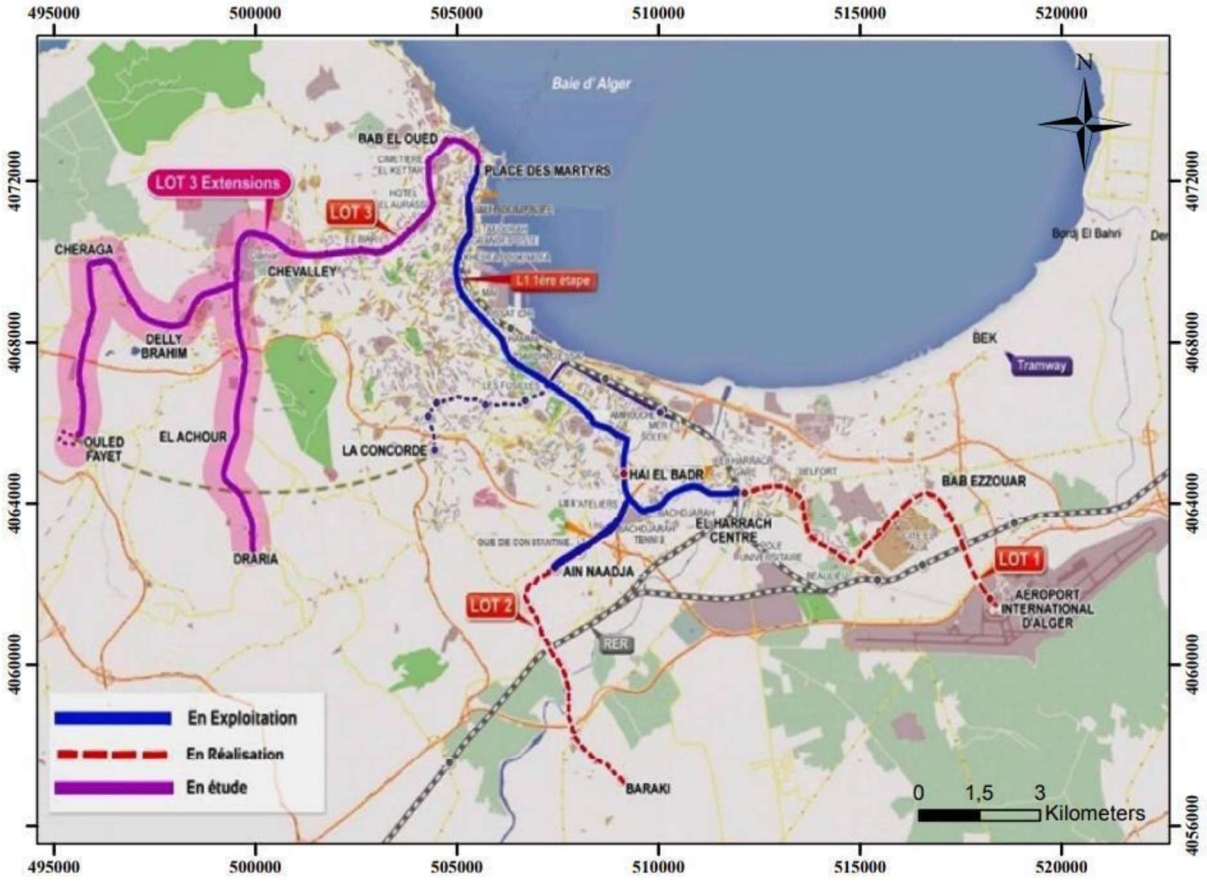


Figure II.1Extension du Métro d'ALGER

En réalisation :

Extension de la première ligne : Les travaux de réalisation sont entamés depuis Juin 2015 sur deux extensions.

· L'extension « El Harrach - Bab Ezzouar – Aéroport d'Alger »: Ce tronçon de 9.5 km s'étend de El Harrach Centre vers l'Aéroport d'Alger à travers 9 stations.

· L’extension « Ain Naadja - Baraki »: Ce tronçon fait 6 kilomètres il s’étend de Ain Naadja vers Baraki à travers 6 stations.

L’extension « El Harrach - Bab Ezzouar - Aéroport d'Alger »

Cette extension est une ligne prolongée de l’extension B1 « Hai El Badr-El Harrach Centre » de la ligne 1 du métro d’Alger. Elle relie le Centre-ville d’El Harrach à l’Aéroport International Houari Boumediene.

Cette extension, sur un linéaire de 9.5 km composé de 9 stations et 10 puits de ventilations, dessert des quartiers denses en population tel que : Beaulieu, Oued Smar, Cite 5 juillet, Bab-Ezzouar, le Pôle Universitaire d'El Harrach, le Centre des Affaires de Bab-Ezzouar et l'Université Houari Boumediene. [1]

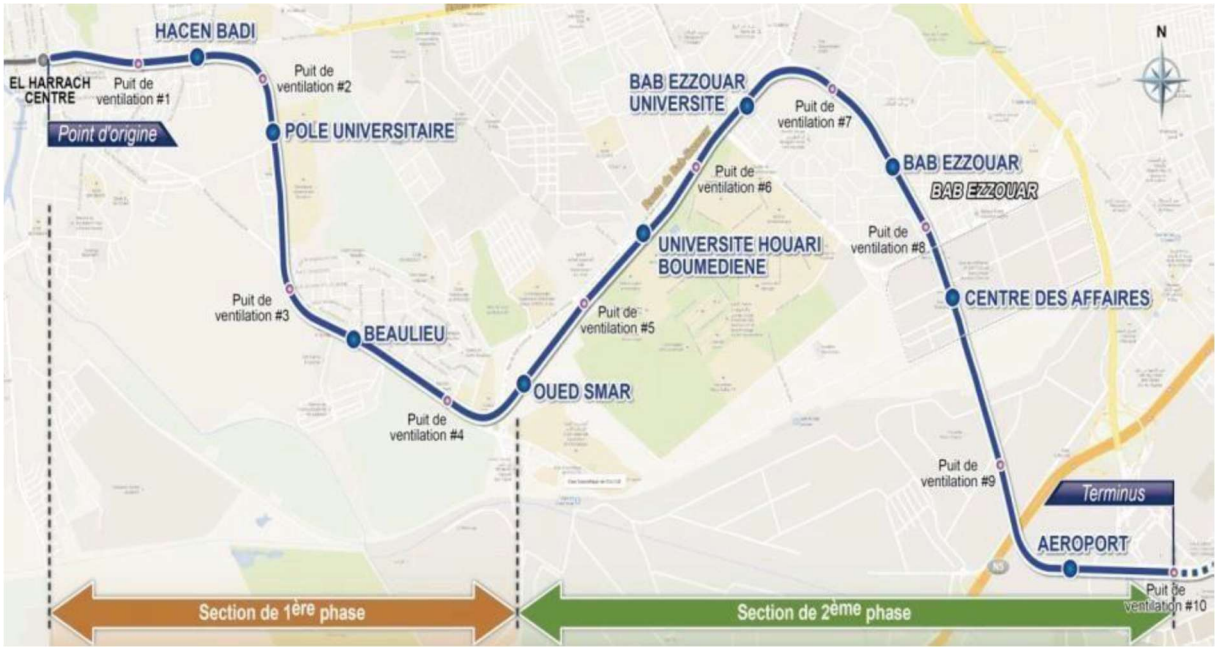


Figure II.2Extension El-Harrach centre - Bab-Ezzouar.

Le creusement du tunnel de voie se fera à l’aide d’un tunnelier (Tunnel Boring Machine) à pression de terre construit spécialement par CREG-WIRTH (Chine) pour creuser le tunnel de cette extension,

Cette machine permet une excavation mécanique à pleine section et il est adopté aux caractéristiques géologiques du terrain à creuser.

La réalisation du tunnel de voie est prévue en deux étapes :

◆ Tronçon d’Oued Smar -Aéroport de longueur de 5680m (y compris le franchissement des stations)

◆ Tronçon d’Oued Smar jusqu’à El Harrach Centre de longueur du tunnel de 3743m (y compris le franchissement des stations)



Figure II.3 Tunnelier utilisé pour le creusement du Tunnel de voie.

II.5 Géologie de la région d'Alger

Le sous-sol de la ville d'Alger est constitué de deux unités géologiques de nature et d'âge très différents. Au nord, le massif cristallophyllien de la Bouzaréah, d'âge primaire, forme un chaînon allongé d'est en ouest sur 20 km et dont la largeur est d'environ 6 km. Au sud, le Sahel d'Alger dessine un anticlinal orienté nord-est/sud-ouest. Oblique par rapport au chaînon cristallophyllien, il est formé de séries sédimentaires d'âge tertiaire et se prolonge vers le sud-est dans le bassin de la Mitidja. [5]

Localement ces deux grands ensembles sont recouverts par les formations plus récentes du quaternaire.

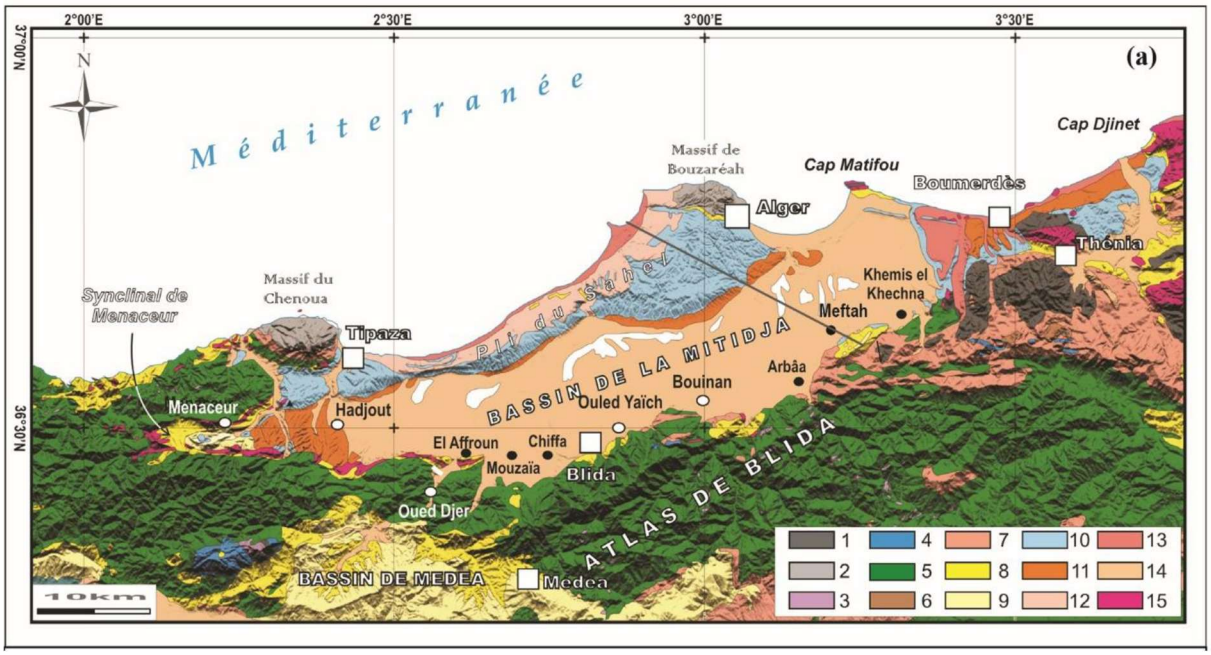


Figure II.4 Carte morphogéologique du bassin de la Mitidja et ses environs.

(Données topographiques SRTM-3 et carte géologique d'Algérie au 1/500'000). 1 : Terrains métamorphiques ; 2 : Socle primaire ; 3 : Trias ; 4 : Jurassique ; 5 : Crétacé ; 6 : Éocène ; 7 : Oligocène ; 8 : Miocène anté-nappes ; 9 : Miocène post-nappes ; 10 : Pliocène ; 11 : Villafranchien ; 12 : Calabrien ; 13 : Quaternaire marin ; 14 : Quaternaire continental ; 15 : Magmatisme indifférencié (d'après Guemache 2010).

Les principales formations affleurant la région d'ALGER sont les suivantes : (Aymé 1964).

- **Le socle métamorphique :** constitué de roches cristallophylliennes d'origine alpine.
- **Le tertiaire qui contient principalement**

– le Miocène inférieur qui est formé de grès et de poudingues.

– le Pliocène inférieur formé principalement d'argiles marneuses recouvertes par des sédiments astiens ou par des formations plus récentes.

- **Le Quaternaire :**

Il est constitué d'un ensemble de lithologies, principalement :

Les formations de marnes d'El Harrach (ou les marnes de maison carrée) qui sont une séquence relativement uniforme d'argiles plastiques jaunes ou grises localement, contenant des lentilles de gravier.

Des Formations alluvionnaires grossières et des galets, de limons gris et d'argiles limoneuses forment les dépressions de la plaine, sur une épaisseur de 10 mètres en moyenne. Des dépôts récents d'âge Holocène, qui sont une fraction relativement peu importante du remplissage du bassin orientale de Mitidja. Ils englobent les dépôts du sable dunaires, dépôts de lits d'oueds actuels et dépôts des piémonts de l'atlas. [9]

II.5.1 Profil géologique du projet

L'image qui suit décrit le profil géologique rencontré lors de la réalisation de l'extension, on peut remarquer dans ce profil que ces formations sont de nature sédimentaire.

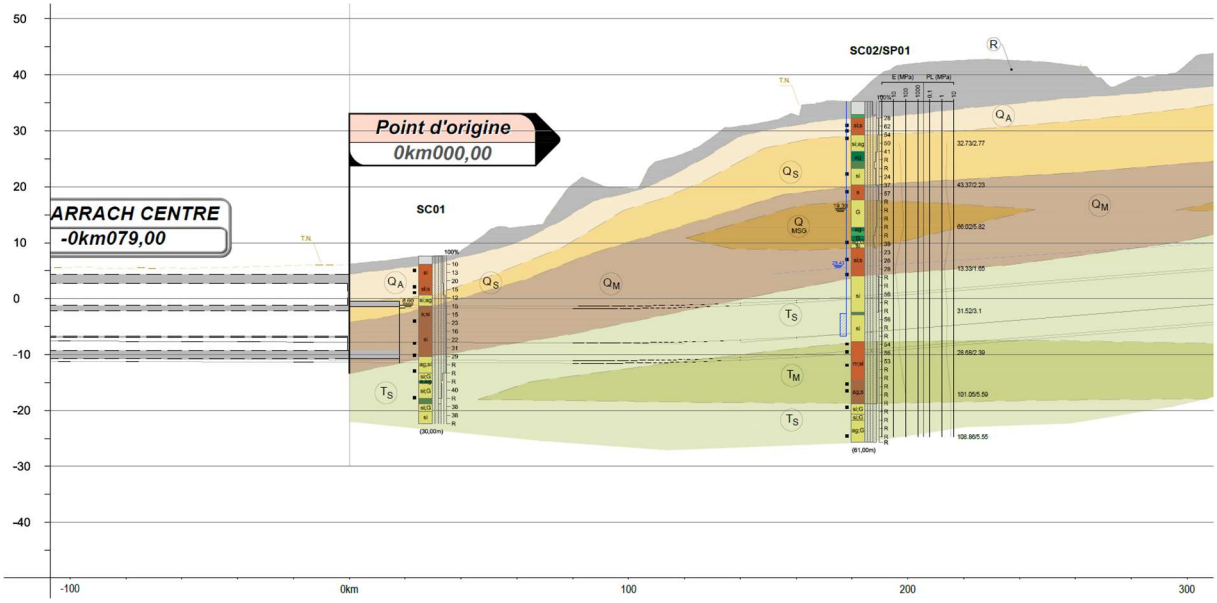


Figure II.5 Coupe géologique du PK 0.00 jusqu'au PK 0.300.

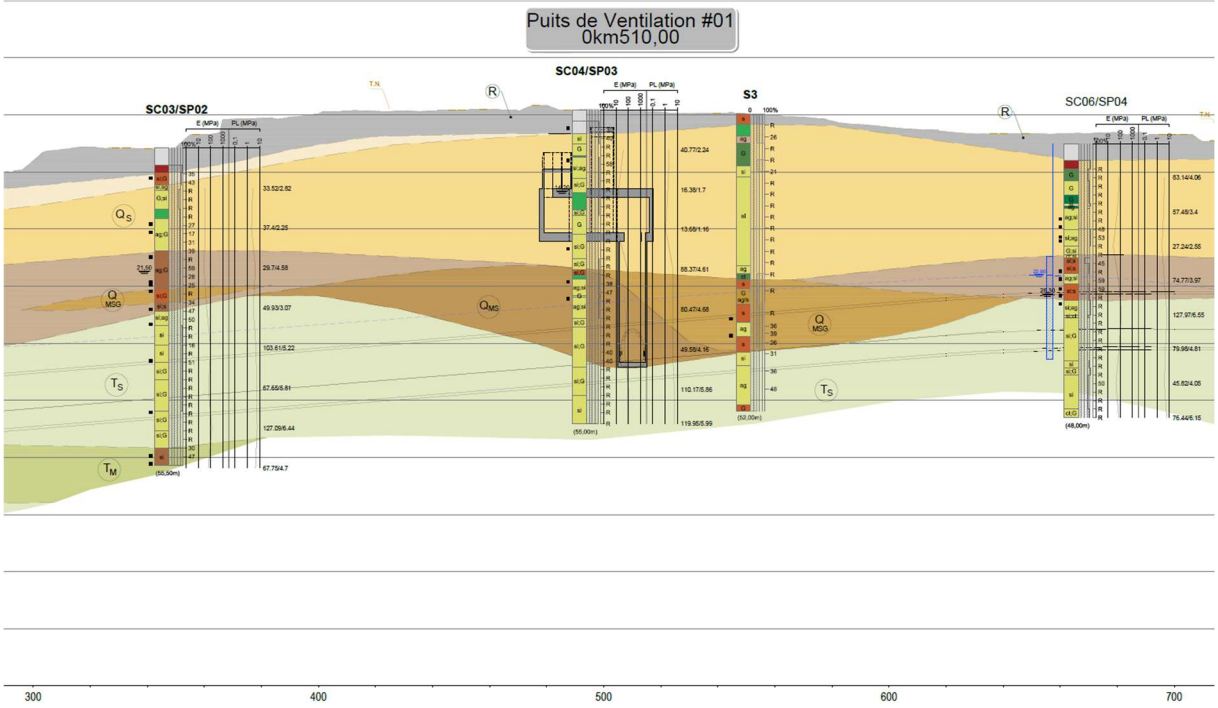


Figure II.6 Coupe géologique du PK 0.300 jusqu'au PK 0.700.

La figure II.7 décrit le profil géologique autour de l'ouvrage.

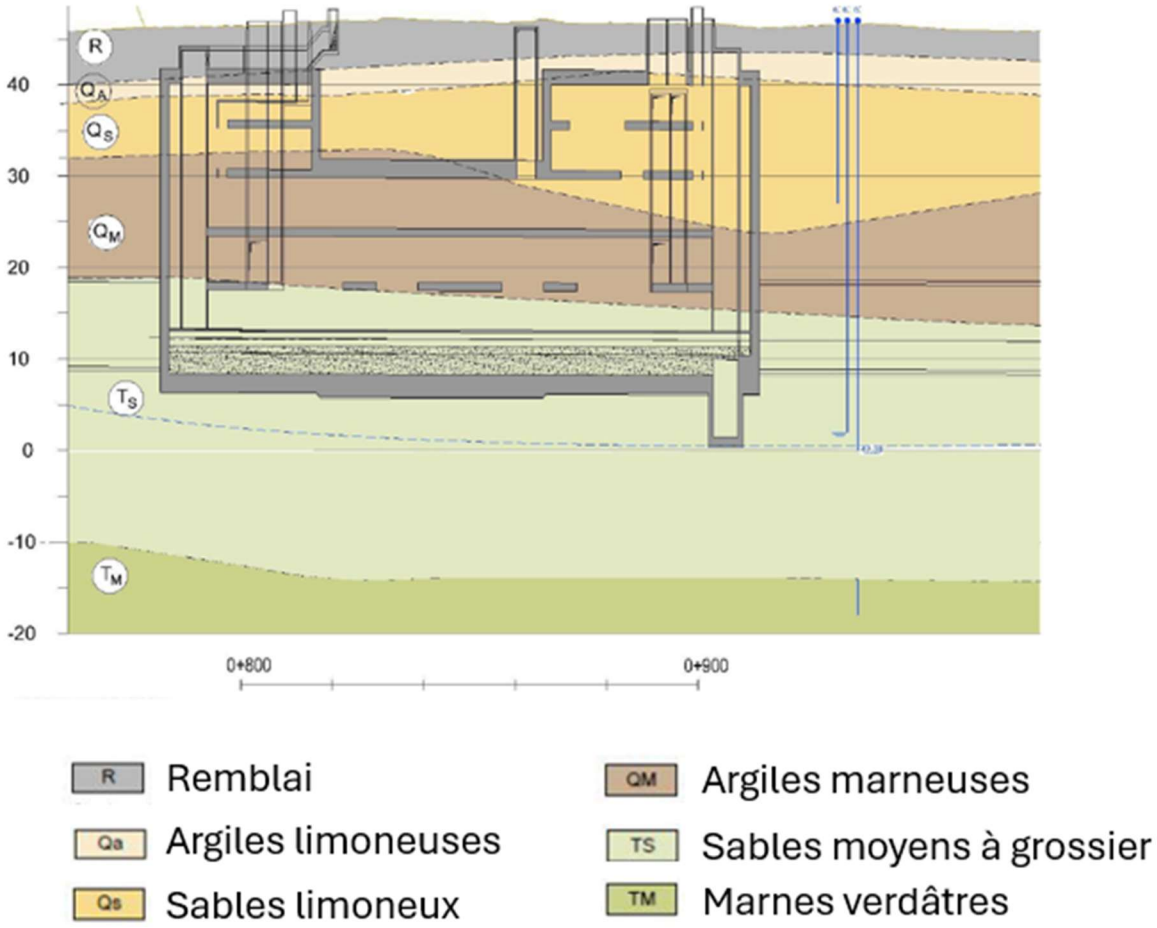


Figure II.7 Profil géologique de l'ouvrage.

II.6 Climat

Alger possède un climat méditerranéen tempéré, elle dispose d'une période sèche assez longue s'étendant de mai jusqu'à septembre et une période pluvieuses le reste de l'année. Les températures hivernales varient entre 8 °C et 15 °C. Elles grimpent à 25 °C au mois de mai pour atteindre une moyenne de 28 °C à 38 °C en juillet et août, L'humidité relative varie d'une moyenne de 75% en hiver à 60% en été.

La pluviométrie est relativement élevé comparée au reste du pays. Les précipitations ont une valeur annuelle de l'ordre de 600 à 800mm. A Alger les pluies sont très souvent accompagnées d'orages violents de très courte durée. [20]

II.7 Hydrogéologie

L'hydrogéologique est fortement influencé par la nature du sous-sol, qui détermine les conditions de circulation et de stockage des eaux souterraines. Comme il a été mentionné précédemment, la ville d'Alger repose sur deux grandes unités géologiques :

Le massif cristallophyllien de la Bouzaréah, composé de formations métamorphiques anciennes et qui est à la base imperméable mais la fissuration du massif a permis à l'eau s'infiltrer et circuler au travers des fractures et discontinuités rocheuses pour former des aquifères discontinues de petite capacité.

Au sud le Sahel d'Alger et la plaine de la Mitidja, constitués de dépôts quaternaires et néogènes, des formations poreuses qui favorisent l'apparition de grand aquifères peu profond. [20]

II.8 Contexte sismique

Comme tous les pays du bassin méditerranéen l'Algérie est un pays fortement sismique, le nord du pays est situé au croisement des deux plaques tectoniques africaines et eurasienne, il a été frappé par plusieurs séismes important dans son histoire comme le séisme de Chlef (1980), le séisme de Boumerdes (2003). Ces séismes ont été la motivation pour le développement de centres de recherches Algérien comme le CGS qui ont développé différents règlements comme le RPA et le RPOA, des règlements essentiels pour guider l'ingénieur lors de la conception d'ouvrages, parmi eux les ouvrages souterrains.

Le RPOA 2008 divise le territoire Algérien en 4 zones sismique ; de la zone 0 le Sahara Algérien où la sismicité est très faible, jusqu'à la zone III ou la sismicité est très élevé, la figure II.5 représente la carte de zonage sismique. [13]

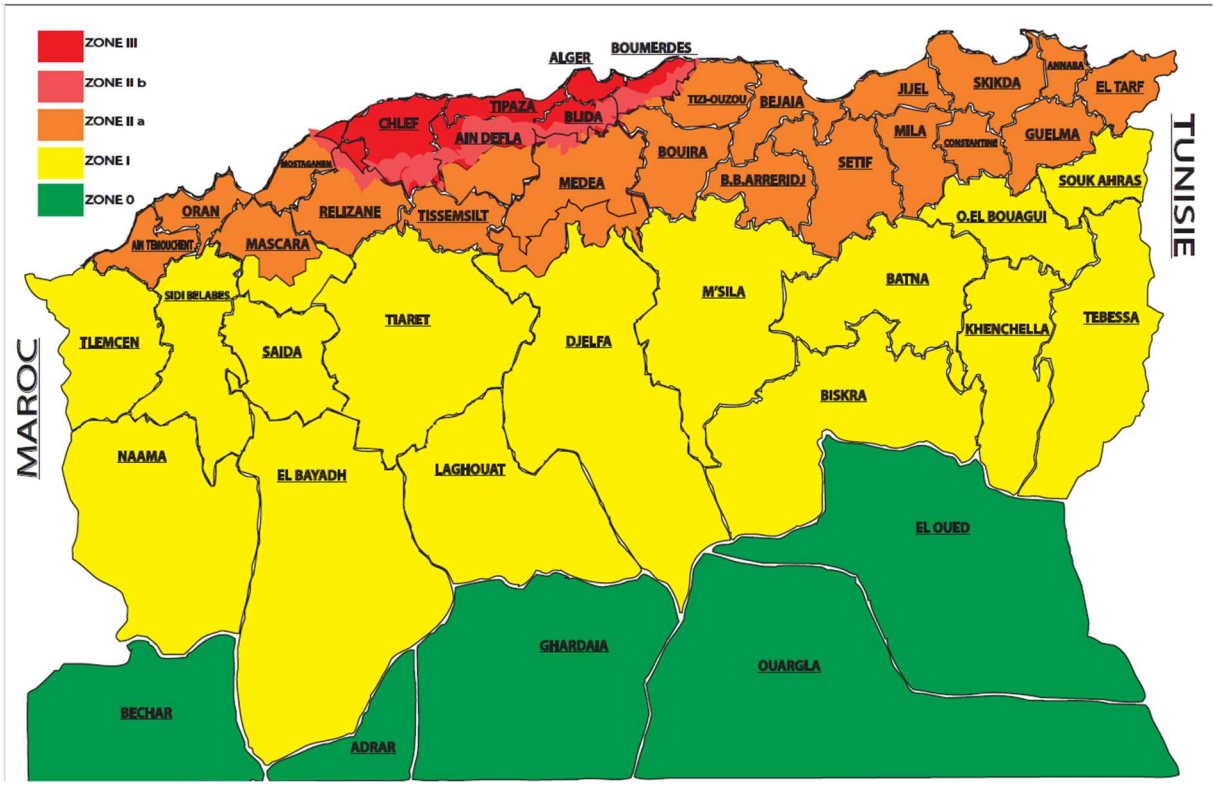


Figure II.8 Carte de zonage sismique de l'Algérie.

Selon le RPOA 2008 les ouvrages souterrains (tunnels, puits de ventilation…) sont classés en deux groupes : [13]

◆ **Groupe 1 : Tunnels stratégiques**

Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime règlementaire, soit :

- Les tunnels autoroutiers ;

- Les tunnels sur routes nationales ;

- Les tunnels ferroviaires et de métro.

Groupe 2 : Tunnels importants

Dans ce groupe sont classes les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

Les tunnels classes dans le groupe 2 pourraient être surclasses d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages a un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne a vitale.

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maitre d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage.

Tableau II.1. Coefficient d'accélération selon la classe de l'ouvrage et la zone de sismicité. [13]

Groupe	Zone Sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Conformément à ce zonage, la région en étude EL HARACHE, où est implantée la station Hacen-Badi, est classée en tant que Zone sismique III (Sismicité très élevée), et selon **Le RPOA 2008,** l'ouvrage est considéré comme ouvrage d'importance stratégique qui correspond au groupe 1. Sur la base de ces informations, le coefficient d'accélération sismique est égal à A=0,40 g. [13]

II.9 Reconnaissance géotechnique

Lors des études dans le domaine du BTPH la reconnaissance géotechnique est très importante, pour un ouvrage enterré tel que cette station cette reconnaissance permettra de déterminer des facteurs importants à partir desquels nous pourrons prévoir le degré de difficulté ainsi que la complexité de réalisation de l'ouvrage, le type de sol rencontré aura une grande influence sur

la méthode de réalisation (creusement, soutènement), et donc toutes les estimations budgétaires et les délais à imposer.

Types d'essai employé :

Plusieurs essais ont été développé afin de connaitre la lithologie et les caractéristiques des sols en profondeurs, trois grandes familles d'essais sont utilisées : essais in-situ, essais au laboratoire et essais géophysique.

Lors des prospections qui ont été faites les essais suivants ont été réalisé :

- Carottages et Essais au laboratoire

Les essais au laboratoire qui ont été fait sont les suivants :

Essai de compression simple, essai de cisaillement à la boite, essai de gonflement, perméabilité et analyses chimiques.

- Essais in-situ

Essai SPT (Standard Penetration Test) est un essai de pénétration dynamique, qui permet de déterminer la résistance du sol.

Le résultat est le nombre de coups N (résistance à la pénétration), nécessaire pour faire pénétrer le dispositif d'échantillonnage dans le sol pour un intervalle de profondeur de 0,3 m, à partir de ce nombre de coups « N » nous pourrons déterminer la résistance du sol.

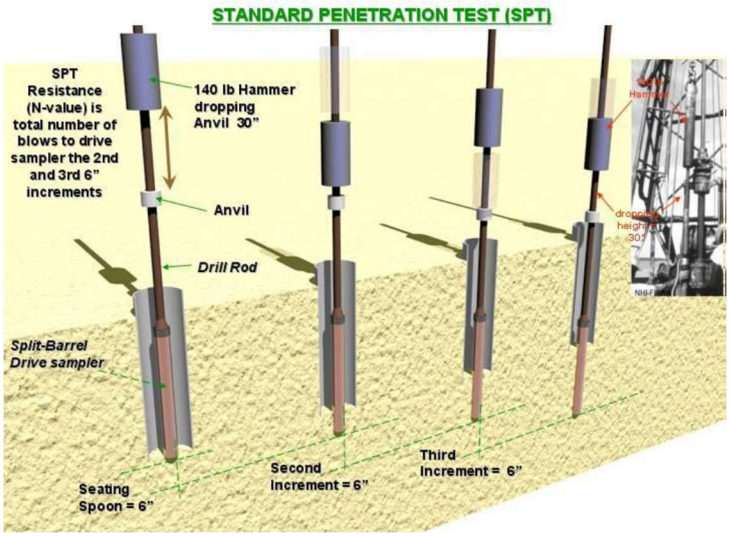


Figure II.9 Image montrant le fonctionnement du "Standard Penetration Test".

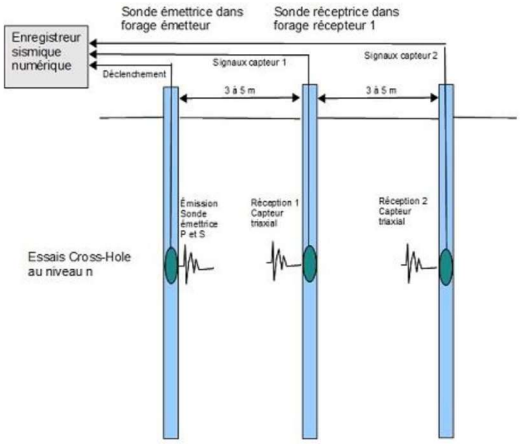
Essai pressiométrique : Lors de cet essai, on introduit le pressiomètre dans un trou préalablement foré à la profondeur souhaitée. Le pressiomètre est un appareil cylindrique muni d'une ou plusieurs cellules gonflables, capables de s'expanser radialement. Ces cellules sont reliées à une unité de commande en surface, qui permet d'injecter un fluide sous pression dans la sonde. En se gonflant, la cellule exerce une pression uniforme sur les parois du forage, simulant une charge horizontale. La déformation du sol est alors mesurée en fonction de la pression appliquée, ce qui permet de caractériser son comportement mécanique.



Figure II.10Pressiomètre.

- Essais géophysique :

Un seul type d'essai géophysique a été réalisé, **l'essai Cross-Hole**, lors de cet essai on insère après forage deux sondes de manière à ce qu'elles soient parallèles l'une à l'autre, l'une des sondes va ensuite emmètre des ondes sismiques qui seront reçue par la seconde sonde, il suffit ensuite de calculer la vitesse de propagation de l'onde pour pouvoir déterminer plusieurs paramètres, tel que la porosité du sol, son module de Young et son module de cisaillement dynamique.



$$\nu = \frac{1 - 0{,}5 \times (\frac{V_P}{V_S})^2}{1 - (\frac{V_P}{V_S})^2}$$

$$G_{dyn} = \rho \times {V_S}^2$$

$$E_{dyn} = 2G_{dyn} \times (1 + \nu)$$

$$K_{dyn} = \frac{E}{3 \times (1 - 2\nu)}$$

Figure II.11 Fonctionnement du Cross-Hole test.

La figure II.9 donne l'emplacement des sondages effectué pour la station Hacen-Badi.

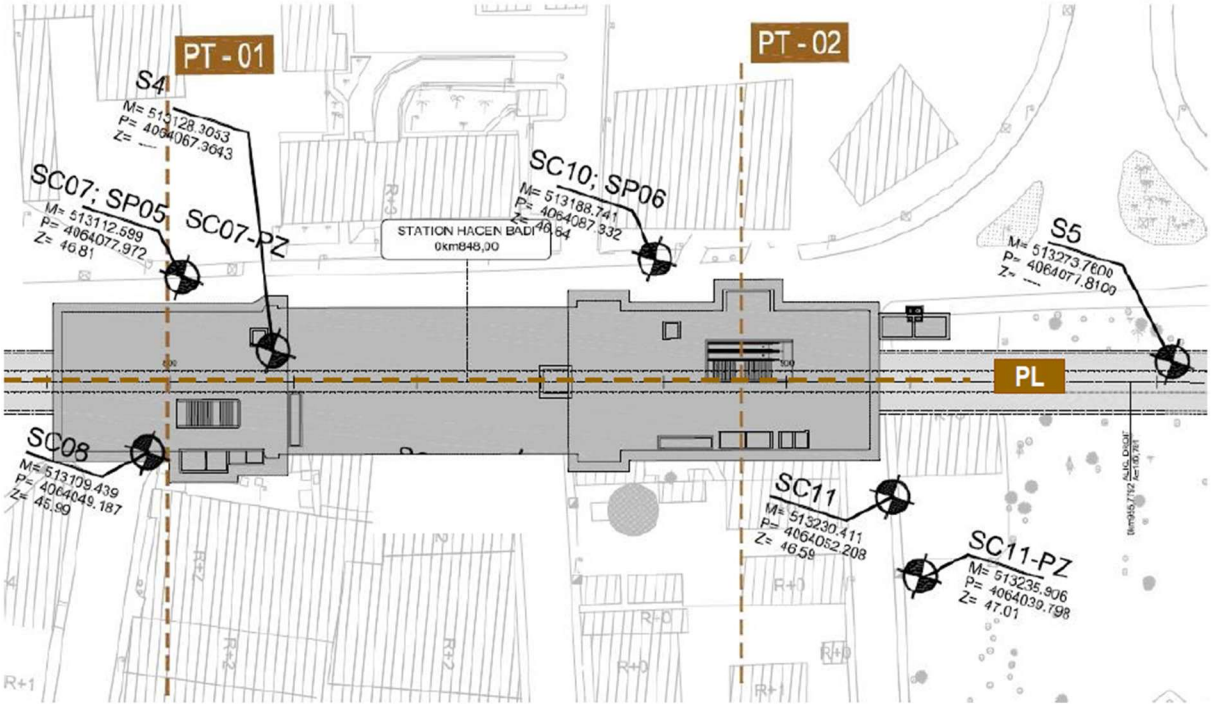


Figure II.12 Emplacements des sondages réalisés pour l'inspection géotechnique.

- Cinq (05) Sondages carottées, (SC-05, SC-07, SC-8, SC-10, SC-11) atteignant des profondeurs allant jusqu'à 61,00 m,
- Trois (03) sondages pressiométriques, dont deux (SP-05 et SP-06) atteignent 61,00 m, et un (S5) réalisé lors de l'APD de 41,00 m de profondeur, ces essais étaient effectués chaque 2m.

En complément des essais géotechniques, trois (03) piézomètres à cordes vibrantes ont été installés. La nappe phréatique a été interceptée à une profondeur de 47,3 m. Les résultats

enregistrés montrent que les niveaux d'eau ont présenté des fluctuations négligeables tout au long de l'année.

Les résultats des essais ainsi que les résultats piézométriques seront présentés dans l'annexe 1.

Après l'obtention des résultats des différents essais un paramétrage a été fait par la méthode de Bond et Harris (2008).

Le Tableau II.2 donne le profil géologique obtenu :

Tableau II.2 Profil géologique et paramètres géotechniques des sols rencontrés.

Horizon géotechnique	Remblais (R)	Argiles limoneuses (Qa)	Sables limoneux-argileux (Qs)	Argiles marneuses (QM)	Sables moyens à grossier, jaunâtre avec fragments de grès (Ts)	Marnes verdâtres à grisâtres (TM)
Profondeurs moyennes (m)	0– 4	4 – 9	9 – 16	16 – 34	34,0 – 60	60 – 70
Poids vol. humide γh (kN/m³)	20,0	20,0	20,0	21,0	21,0	20,0
Poids vol. sec γd (kN/m³)	17,0	17,0	17,0	17,5	18,0	17,0
Angle de frottement effectif ϕ'	20	21	32	22	34	22
Cohésion effective c'(kPa)	5	25	10	35	10	35
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10	32	35	90	100	104
Coefficient K0	0,65	0,65	0,5	0,65	0,5	0.6

II.10 Conception des stations de métro

Le tracé d'une ligne de métro se fait en fonction des besoins en transport de la population, les stations sont donc situées et orientée en fonction des centres d'intérêts et des zones à haute densité de population.

Une station de métro comporte généralement des locaux techniques, des bureaux, des magasins, des guichets de vente…, sa conception repose donc sur une approche multidisciplinaire qui prend en compte plusieurs aspects comme la sécurité, la fonctionnalité, l'accessibilité et l'intégration urbaine.

La station doit être conçue pour que les passagers entrant de la rue se trouvent naturellement guidé vers la salle des billets ensuite vers les escaliers ou les escalators qui mènent directement

vers les quais, elle doit aussi être facilement navigable afin de permettre l'évacuation rapide en cas d'accident ou d'incendie.

En plus de son rôle essentiel dans la gestion des flux d'usagers, la station joue un rôle tout aussi crucial dans le fonctionnement global du métro. Car elle contribue à la préservation de la qualité de l'air en servant d'interface de ventilation pour le tunnel. Tout comme les puits de ventilation, la station participe activement à l'évacuation de l'air pollué généré par le passage des trains, les particules fines produites lors du freinage, la chaleur dégagée par la climatisation des trains ... etc.

Les prévisions du débit maximal des passagers sera le critère le plus influent dans le dimensionnement des quais et donc la largeur et la longueur de la station ainsi que les dimensions des couloirs de circulation, du nombre des escalators ou d'ascenseurs, la largeur des escaliers de passages et des accès menant aux plateformes.

La résistance au feu est aussi un facteur de grande importance dans la conception globale et dans le choix de matériaux de revêtement de la station. Il est judicieux aussi d'éviter les coins et les cavités qui peuvent aisément accumuler des déchets et causer un risque d'incendie.

La fonction et les aspects esthétiques et architecturaux sont aussi très important, vue que la majeure partie des stations de métro sont sous terre les usagers seront plus susceptible de se sentir rapidement coincé, et c'est pour cela qu'on doit soigneusement choisir les hauteurs de plafonds, les zones dégagées ainsi que les matériaux et les couleurs à employer.

II.10.1 Cas de la station Hacen Badi

La station « Hacen Badi » se situe dans la commune d'El Harrach. Elle est implantée dans une zone à forte densité urbaine, entourée de plusieurs établissements d'enseignement supérieur (ENP, ENSA, EPAU), ainsi que de pôles commerciaux dynamiques tels que Belfort.

En raison de cette forte occupation du sol, la construction de la station a nécessité des opérations d'expropriation. Toutefois, une partie de la station a dû être réalisée en souterrain, les contraintes d'occupation de surface rendant impossible une implantation entièrement en surface.

La figure qui suit est une image satellitaire montrant l'état des lieux, avant l'implantation de la station, les zones encadré en rouge montrent l'emplacement des puits d'extrémité, nous remarquons par l'encadrement en vert, que le passage en galerie souterraine éviterait plusieurs expropriations.

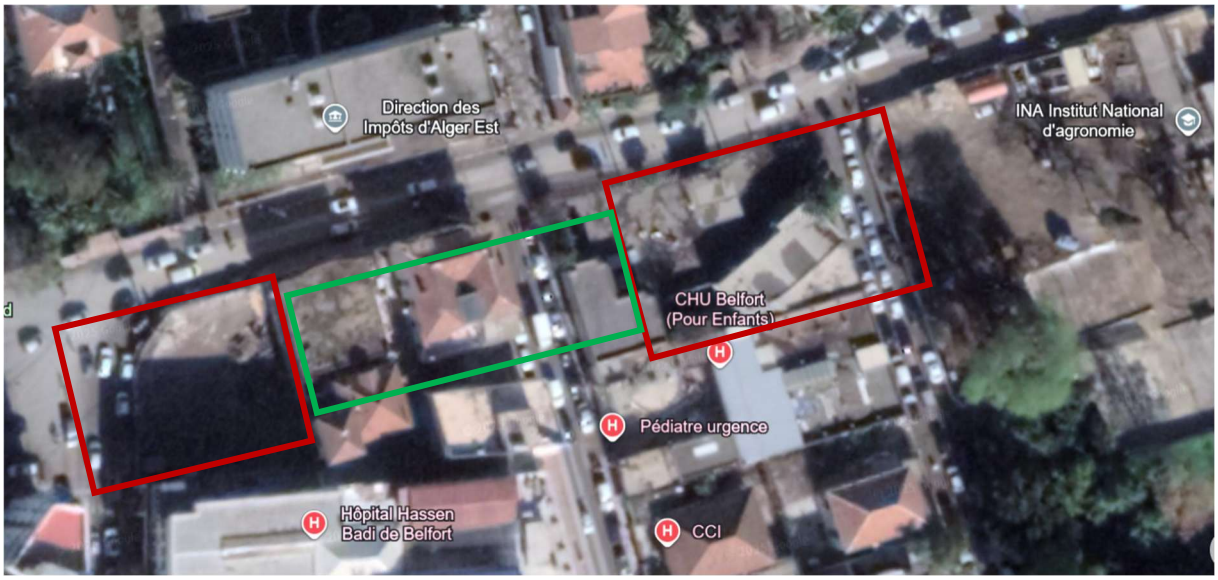


Figure II.13 Image satellitaire montrant l'état des lieux.

Voici le plan de situation de la station :

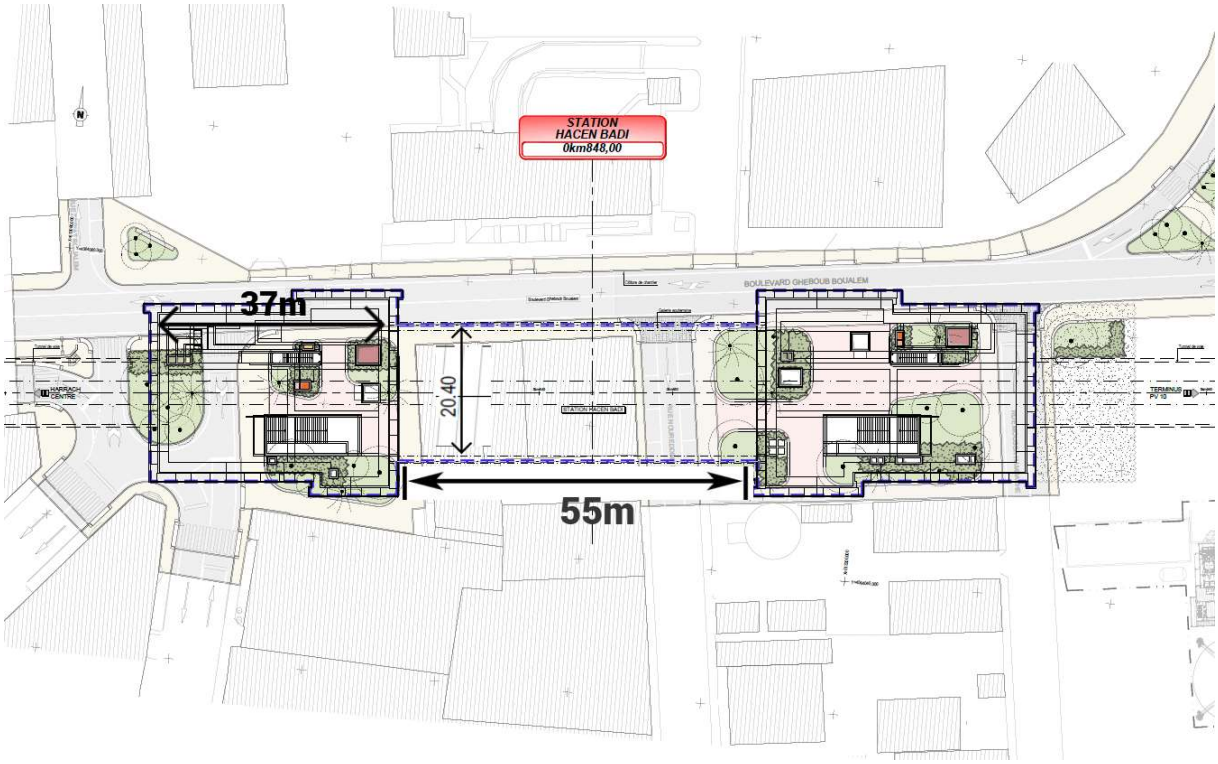


Figure II.14 Plan de situation de la station.

La station Hacen Badi mesure 130 mètres de long, 25 mètres de large et atteint une profondeur de 38 mètres. Elle se développe sur six niveaux, depuis le quai jusqu'à la dalle de couverture, en passant par la salle des billets et trois niveaux intermédiaires (mezzanines). Elle est composée de deux puits d'extrémité (des parties cadres) séparées par une galerie souterraine (une partie voutée).

Les figures qui suivent sont des coupes longitudinales et transversales de la station :

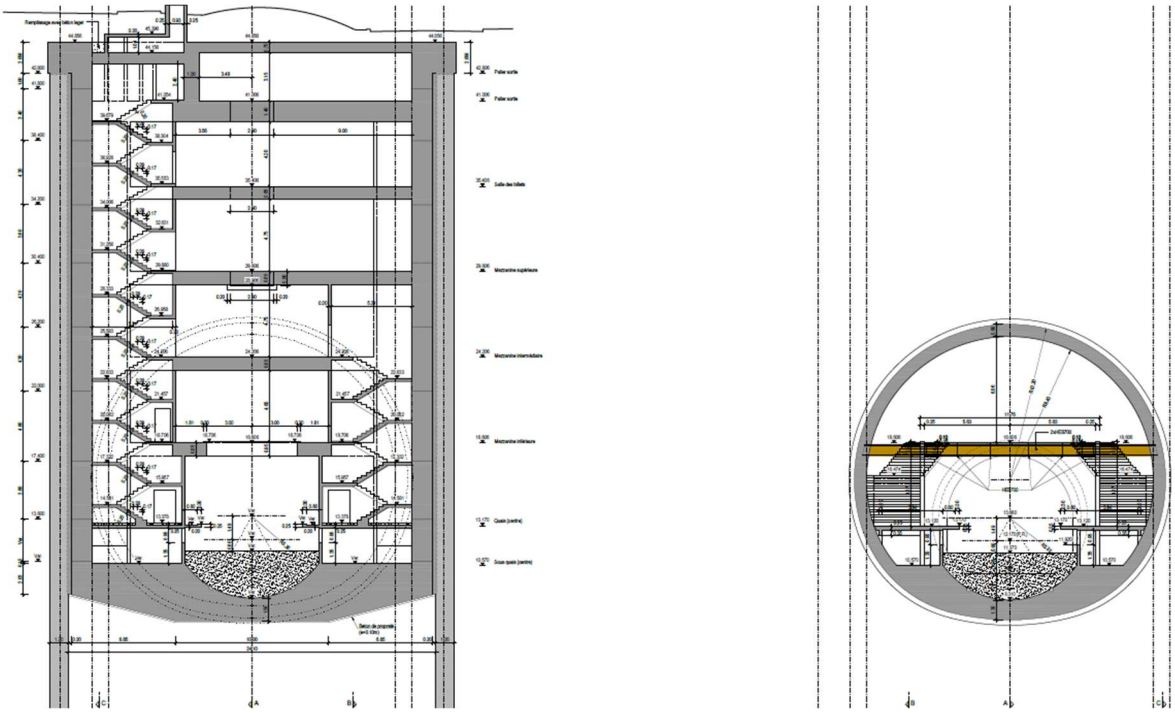


Figure II.15 Coupe Transversale de la station.

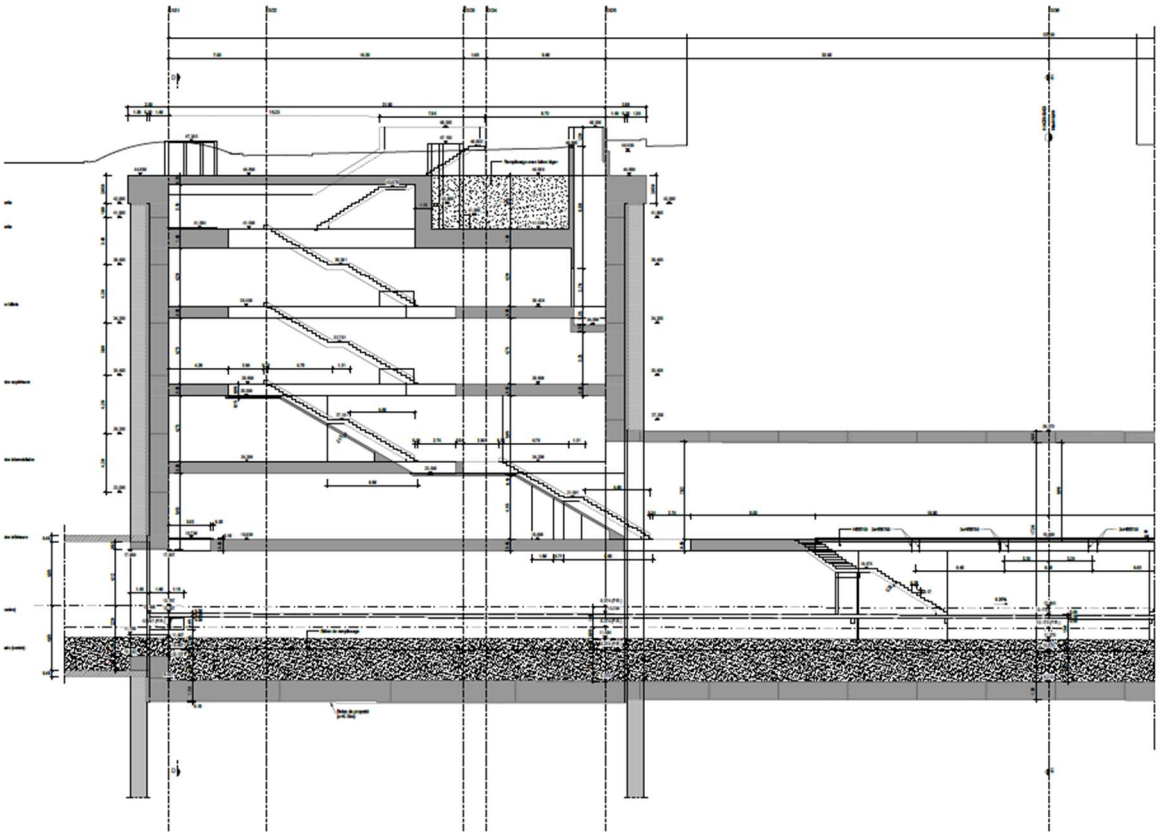


Figure II.16 Vue en élévation de la moitié ouest.

La figure II.10 présente une vue 3D de la station Hacen Badi.

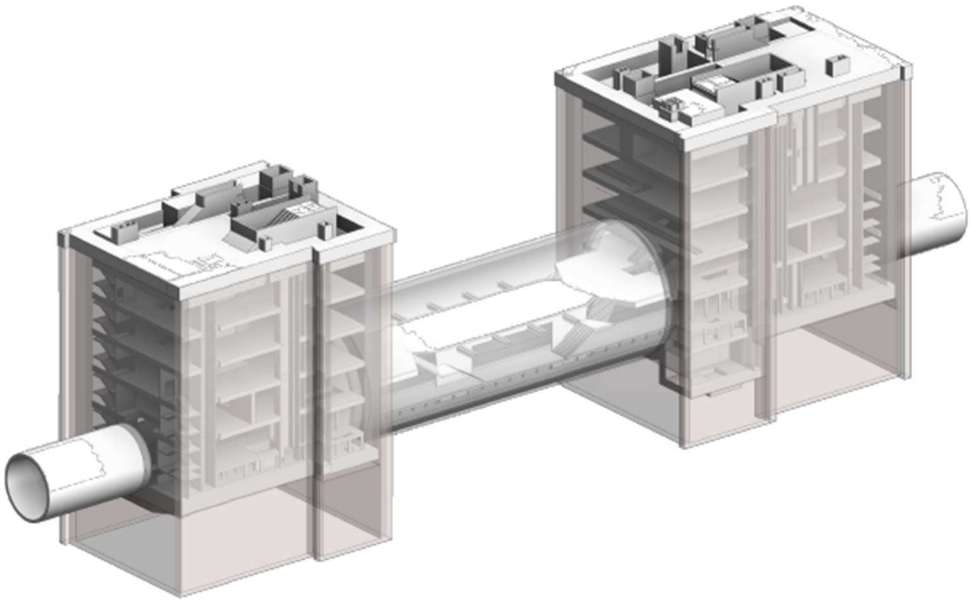


Figure II.17 Vue 3D de la station Hacen Badi.

II.11 Conclusion

La station Hacen Badi présente une géométrie particulière, s'inscrit dans un contexte urbain encombré, et des terrains meubles. Le choix des méthodes d'excavation en plus des facteurs déjà cités, doit donc tenir compte de la sécurité, du délai et des coûts liés à au chantier,

La méthode la plus adaptée aux milieux urbains denses serait normalement la méthode « Top-Down », qui permet de refermer la fouille avant même la fin de l'excavation. Toutefois, en raison de la présence d'une galerie souterraine devant être creusée simultanément aux puits d'extrémité et nécessitant une aération importante ainsi qu'un éclairage maximal, nous avons opté pour la méthode « Bottom-up ». Celle-ci offre un rythme d'avancement satisfaisant tout en assurant un bon niveau de sécurité sur le chantier.

Chapitre III : Calcul manuel des soutènements.

III Calcul manuel des soutènements

III.1 Introduction

L'étude du comportement des ouvrages souterrains peut s'avérer très complexes, puisqu'il découle de l'interaction entre plusieurs milieux différent, d'un côté le soutènement en béton armée, ou en charpente métallique, d'un autre le sol qui est intrinsèquement complexe avec ses différentes couches, et il y'a aussi l'impact des bâtiments avoisinants ainsi que la présence des nappes phréatiques à prendre en compte.

L'objet de ce chapitre est de pré-dimensionner par un calcul manuel, la fiche des écrans de soutènement par la méthode de Blum, ainsi que le soutènement provisoire du tunnel par la méthode convergence-confinement.

III.2 Excavation des puits d'extrémité

III.2.1 Phasage de construction

i. Exécution des parois moulées sur tout le périmètre des puits d'extrémité de la station.
ii. Exécution des pieux Ø1000 servant d'appui aux buttons à l'intérieur des deux fouilles.
iii. Excavation générale à l'intérieur de l'aire d'implantation des puits sur une profondeur de 1.5m. et recépage des parois moulées sur 1,20 m.
iv. Excavation sur 4m de profondeur.
v. Bétonnage de la poutre de couronnement et des parois de revêtement sur une profondeur de 3m.
vi. Mise en place des buttons à une profondeur de 1.5m (donc la moitié de la profondeur bétonnée).
vii. Répétition des phases iii, iv, v et vi jusqu'à l'atteinte de la profondeur de la voute de la galerie souterraine (20m de profondeur).

Après avoir atteint cette profondeur le bétonnage des parois de revêtement pour la partie lié à la galerie souterraine sera suspendu.

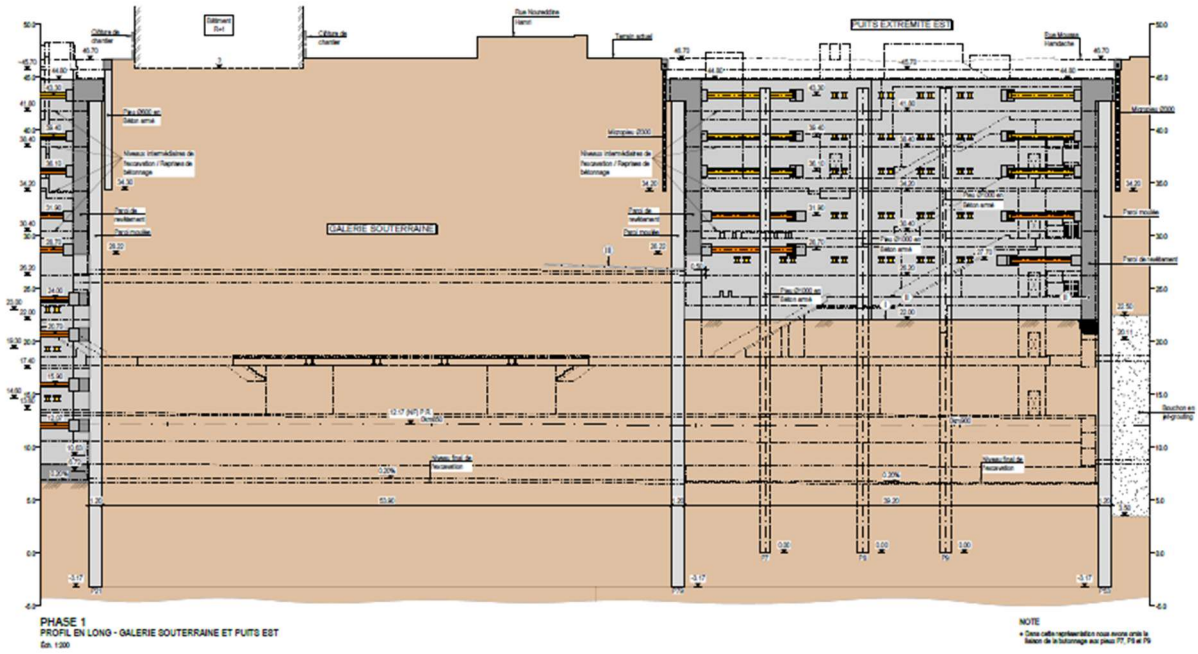


Figure III.1 Schéma de la phase vii (à 20m de profondeur).

viii. Répétition des phases iii, iv, v et vi jusqu'à l'atteinte du fond de fouille.
ix. Réalisation du radier du puit.
x. Désactivation des buttons progressivement suivi de la réalisation des dalles de la station jusqu'à l'atteinte de la surface.

Les figures III.2 et III.3 illustrent le phasage décrit ci-dessus.

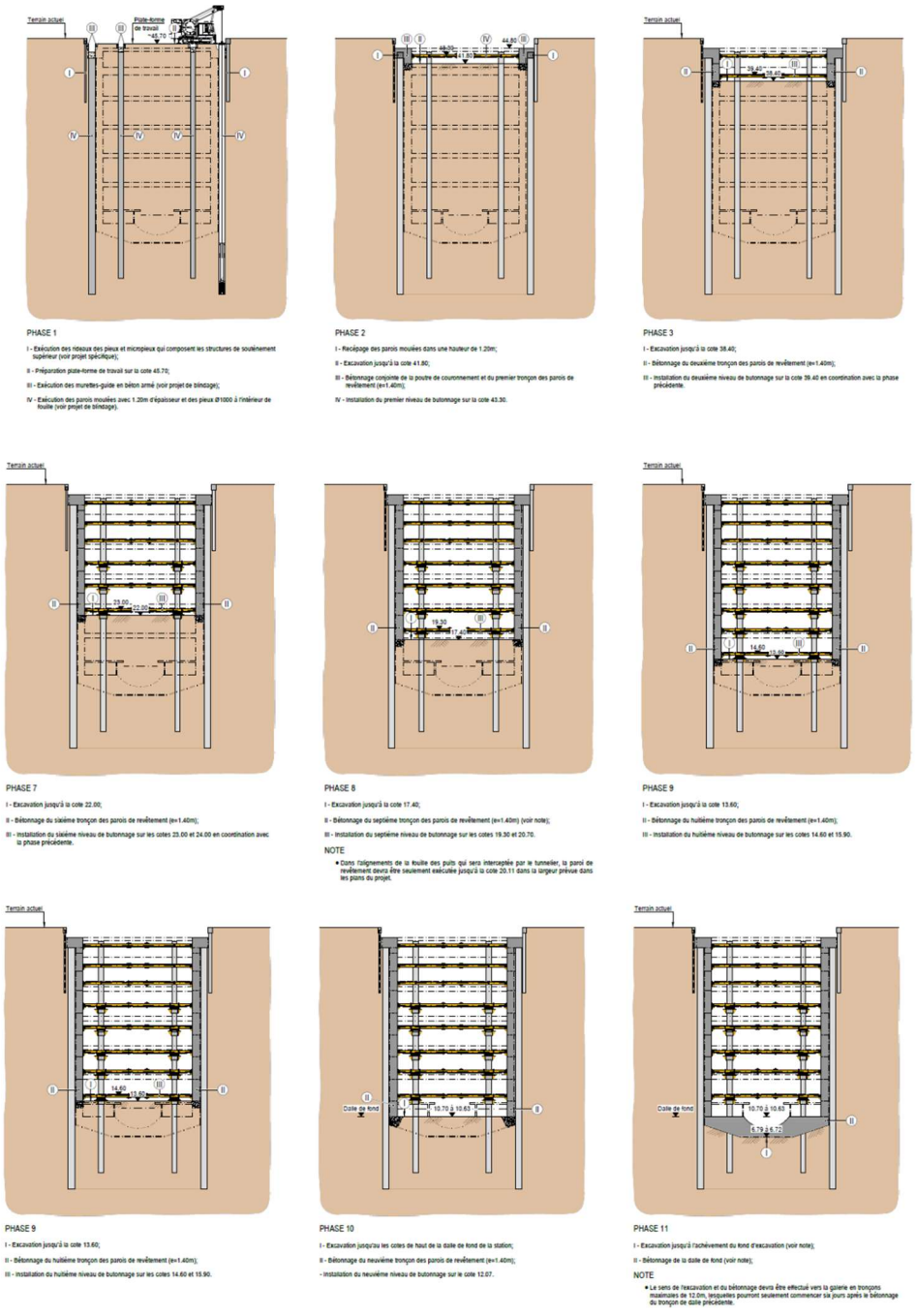


Figure III.2 Phasage de creusement des puits d'extrémité.

La figure III.2 décrit les étapes de creusement de la phase « i » jusqu'à la phase « ix ».

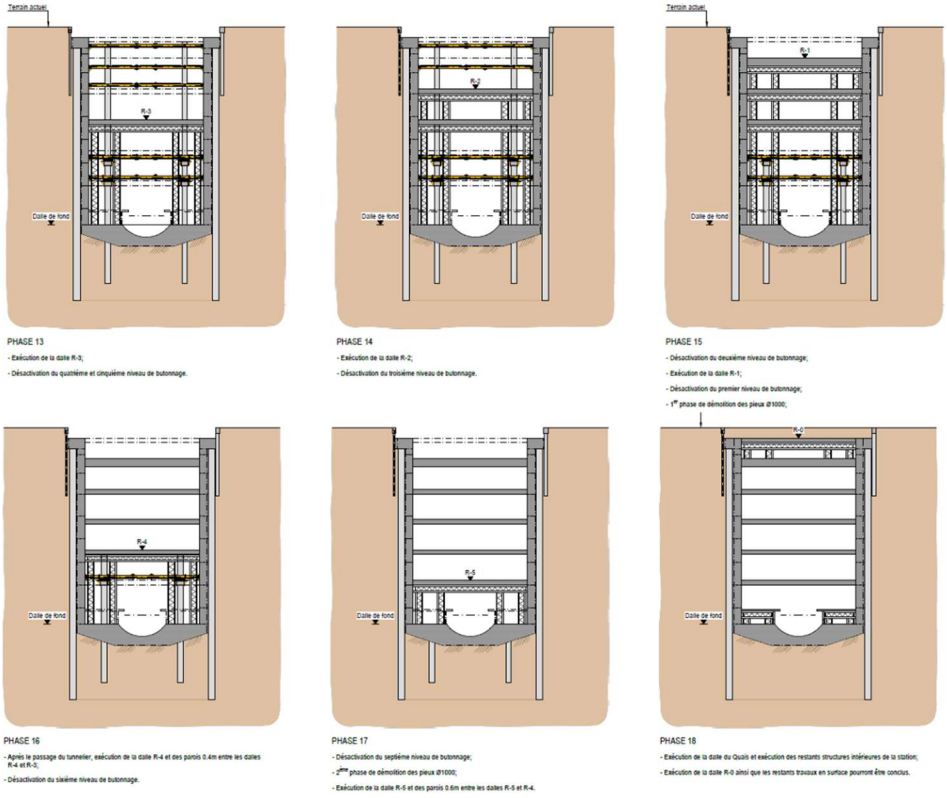


Figure III.3 Description des phases de construction des puits d'extrémité.

La figure III.3 décrit les étapes de constructions des éléments de structure allant du bas vers le haut (Bottom Up) après l'atteinte du fond de fouille.

III.2.2 Le principe de la méthode de Blum pour le calcul des rideaux ancrés

Pour un écran de soutènement appuyé sur sa longueur par une nappe de tirants (ou des buttons), la méthode Blum analyse, pour différentes longueurs de fiche, les distributions des pressions sur l'ouvrage, les moments fléchissant ainsi que les déplacements horizontaux de l'ouvrage.

Parmi toutes les configurations possibles, la méthode de Blum estime que l'on converge vers une bonne longueur de fiche lorsque la tangente de la déformée en pied de l'écran passe par le point d'ancrage. Ce point représente alors la longueur de fiche optimale car les fiches plus grandes ne conduiront pas à une augmentation significative du moment d'encastrement tandis que, pour des fiches plus courtes, ce dernier diminue significativement. La méthode de Blum utilise le « chargement approché » ou « poutre équivalente ». En premier lieu, ce chargement approché repose sur l'estimation que le moment fléchissant est nul quand les pressions résultantes (poussées et butées) sont elles aussi nul. Ensuite pour simplifier le calcul de la fiche de l'écran, la méthode Blum passe une idéalisation il propose de modéliser la distribution des pressions résultantes appliquées à l'écran dans la zone en contrebutée par une force concentrée, appliquée au centre de rotation de l'écran [30].

Les résultats de cette idéalisation comparé aux calculs approché seront ensuite corrigé par un coefficient n de mobilisation de la contrebutée et conduit Blum à proposer, comme valeur de dimensionnement de la fiche f0, la solution du cas de charge « idéalisé » majorée de 20 %, sera donc la fiche totale notée « F » : $F = f0 \times 1.2$

Le problème ainsi posé possède 3 inconnues :

➢ La force d'ancrage notée « T ».

➢ La longueur de la fiche « f0 ».

➢ La résultante de contre butée « R ».

Pour le calcul des poussées et des butées les formules issues des théories de Rankine et Coulomb seront employé :

Calcul de Poussée : $\sigma a(Z) = (Ka\gamma \times \gamma \times Z + Kaq \times Q - Kac \times C) \times \cos\delta + U$

Calcul de Butée : $\sigma p\,(Z) = (Kp\gamma \times \gamma \times Z + Kpq \times Q + Kpc \times C) \times \cos\delta s + U$

Où :

U = 0 pour un état non saturé

U = $\gamma w \times z$: poussée hydrostatique et γw=$10kN/m3$: Poids volumique de l'eau.

S : coefficient de sécurité de la butée.

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

S= 1 pour le cas d'un écran encastré et a un ou plusieurs ancrages.

Q est la surcharge appliquée au sol

➢ Les coefficients de poussées et butées :

- $Ka\gamma$: Coefficients de poussées des terres normales à l'écran.

- $Kp\gamma$: Coefficient de butées des terres normales à l'écran.

- Kaq : Coefficients de poussées dues à la surcharge normale à l'écran.

- Kpq : Coefficients de butées dues à la surcharge normale à l'écran.

- Kac : Coefficients de poussées normales à l'écran pour un massif cohérent.

- Kpc : Coefficients de butées normales à l'écran pour un massif cohérent.

➢ Les coefficients de poussée et de butée dépendent de :

- L'angle de friction du sol-écran « δ »

- L'angle que fait la surcharge Q avec la surface libre « α »

- L'inclinaison de la surface libre avec l'horizontale « β »

- L'inclinaison de l'écran par rapport à la verticale « λ »

-L'angle du frottement interne du sol « φ »

➢ Les coefficients de poussés (Ka) et de butée (Kp) du sol sont déterminés en utilisant les tables de J. Kérisel et E. Absi.

Tableau III.1Valeurs Ka et Kp [30].

δ/φ	−1		−2/3		−1/3		0		1/3		2/3		1	
φ degrés	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
10	1,06	1,66	0,81	1,59	0,75	1,51	0,70	1,42	0,68	1,31	0,66	1,17	0,65	—
15	1,06	2,2	0,72	2,05	0,64	1,88	0,59	1,70	0,56	1,50	0,54	1,26	0,53	—
20	1,04	3,1	0,64	2,75	0,54	2,40	0,49	2,04	0,46	1,69	0,44	1,33	0,44	—
25	1,02	4,4	0,55	3,70	0,47	3,10	0,41	2,45	0,38	1,92	0,36	1,40	0,37	—
30	0,98	6,5	0,49	5,30	0,38	4,0	0,33	3,00	0,30	2,15	0,30	1,46	0,30	—
35	0,94	10,5	0,40	8,0	0,32	5,4	0,27	3,70	0,25	2,40	0,25	1,51	0,26	—
40	0,88	18	0,34	12	0,26	7,6	0,22	4,60	0,20	2,75	0,20	1,54	0,20	—
45	0,82	35	0,27	20	0,19	11	0,17	5,80	0,16	3,0	0,16	1,58	0,16	—
50	0,75	70	0,22	35	0,15	15	0,14	7,20	0,13	3,5	0,13	1,61	0,13	—

➢ Kac et Kpc sont obtenus par les formules de J. KERISEL et E. ABSI suivantes :

$$Kac = 1 - Kaq/tan\varphi$$

$$Kpc = Kp\gamma \times cos\delta/tan\varphi$$

L'angle de frottement sol-écran δ est déterminée à partir du tableau suivant :

Tableau III.2Angle de frottement sol/écran de soutènement

Rugosité de l'écran	δ
Écran parfaitement lisse	0
Écran moyennement rugueux	$\pm 2/3\varphi$
Écran parfaitement rugueux	$\pm\varphi$

On obtient les valeurs suivantes :

Tableau III.3Récapitulatif des caractéristiques de sol et des différents coefficients de poussée et Butée

	Profondeur	Kaq	Kaɣ	Kpq	Kpɣ	Kac	Kpc
R ɣ =20 C'=5 Ø'=20 δ=13.33	0-4	0.44	0.44	2.75	2.75	1.54	7.35
Qa ɣ =20 C'=25 Ø'=21 δ=14	4-9	0.42	0.42	3.29	3.29	1.51	8.32
Qs ɣ =17 C'=10 Ø'=32 δ=21.33	9-16	0.31	0.31	6	6	1.10	8.94
Qm ɣ =21 C'=35 Ø'=22 δ=14.66	16-34	0.39	0.39	3	3	1.51	7.18
Ts ɣ =18 C'=10 Ø'=34 δ=22.66	34-60	0.26	0.26	7.3	7.3	1.10	9.98
Tm ɣ =20 C'=35 Ø'=22	60-70	0.39	0.39	3	3	1.51	7.18

La première étape du dimensionnement est l'établissement du diagramme des poussées des terres, Le sol est supposé en équilibre limite de poussée côté amont et de butée côté aval.

- La poussée due au massif pesant pulvérulent
- La poussée due aux surcharges (tels que les bâtiments avoisinants et les charges de circulation routière) ainsi que la poussée hydrostatique due aux nappes phréatiques (inexistante pour notre cas, la nappe est bien en dessous du niveau final d'excavation)

Coté aval (au niveau du fond de fouille) :

- La butée due au massif pesant pulvérulent
- La pression est le résultat de la somme algébrique des poussées en amont considérées comme positives, et des butées en aval (au niveau de la fouille) comptée négativement. Ce calcul doit être réalisé pour chaque point présentant une discontinuité.

Vue que les couches de sols restent les mêmes sur tout le périmètre de la station, un calcul axisymétrique pour la section avec la plus grande surcharge sera réalisé.

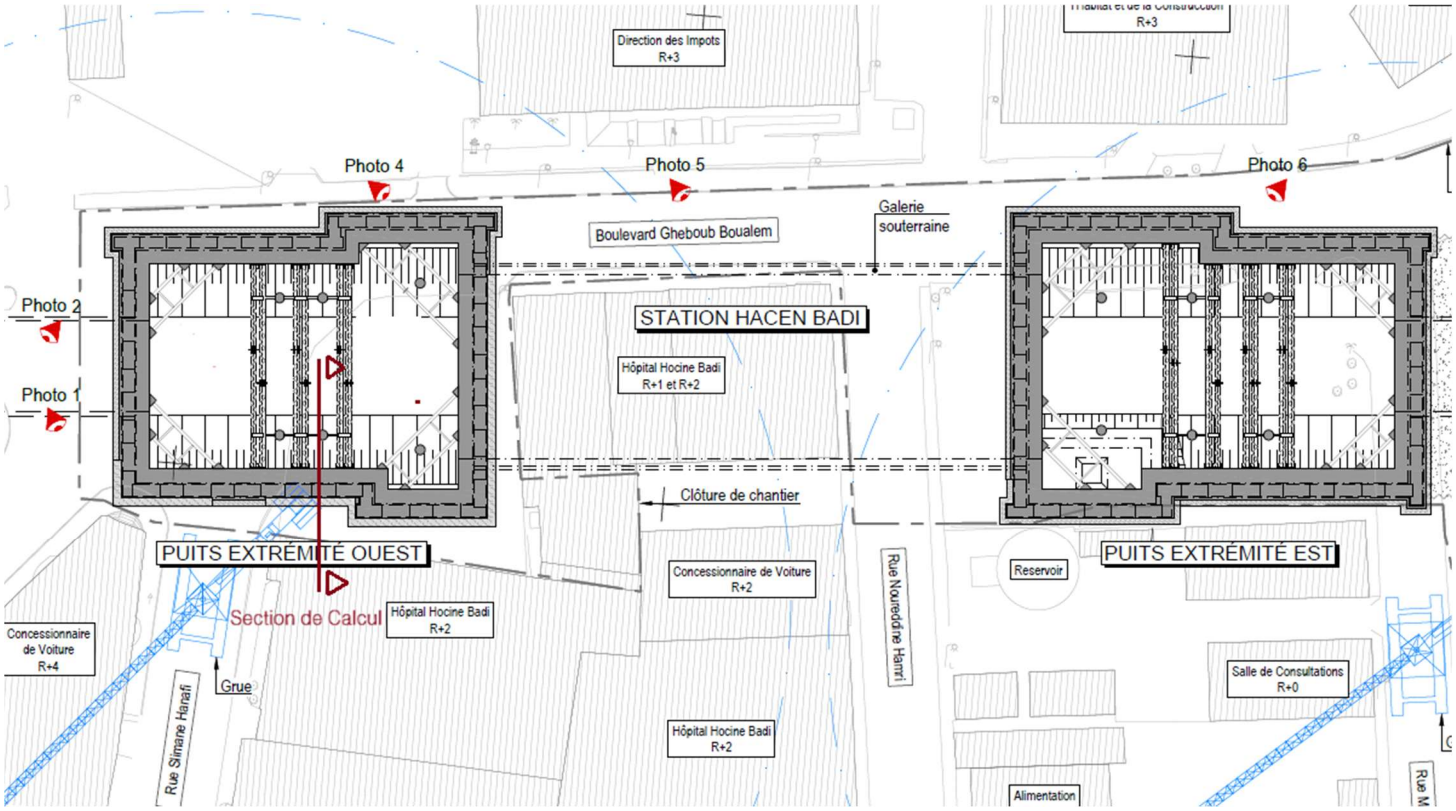


Figure III.4Section considérée pour le calcul de la paroi moulée

Le Tableau suivant représente les valeurs préconisées par le DTR BC 2.2 pour l'estimation des charges des bâtiments avoisinants. [14]

Tableau III.4Charge des bâtiments en fonction de leurs usages selon le DTR BC 2.2. [14]

Usage prévu	Charges permanentes (G) [kN/m²]	Charges d'exploitation (Q) [kN/m²]	Totale par étage
Showroom / Exposition	6	5.0	11
Magasins et centres commerciaux	4	5	9
Hôpitaux	5	4	9
Bureaux / Accueil clients	4	3.5	7.5
Habitation	4	2.5 à 3.5	7.5

Une charge de 11 KN/m2 sera prise pour chaque niveau.

III.2.3 Vérification

Les vérifications seront faites pour la phase la plus contraignante, donc à l'atteinte du fond de fouille, cette phase est schématisée dans la figure III.3.

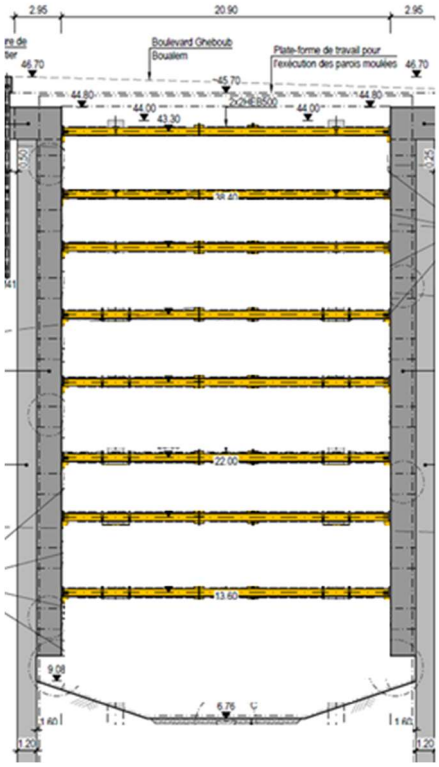


Figure III.5Coupe transversale de l'excavation du puits ouest.

47m de terrain excavé, avec huit niveaux de butonnage par intervalle de 4m.

Calcul de la poussée

$$\sigma a(Z) = (Ka\gamma \times \gamma \times Z + Kaq \times Q - Kac \times C) \times cos\delta + U$$

Calcul de la butée

$$\sigma p\,(Z) = (Kp\gamma \times \gamma \times Z + Kpq \times Q + Kpc \times C) \times cos/s + U$$

Après la pose de huit niveaux de butonnage chaque intervalle de ~4m allant de -1.5m jusqu'au dernier buton à -30.25 une excavation de 6.75m est réalisée : de -31.25 m à -38 m (le fond de la fouille).

On décompose la poutre AO en deux parties (AB et BO) avec :

• LAB = $h + a$; h : La hauteur excavée.

• h = 31.25 m ; $a = 0.1h = 0.1 \times 31.25 \Rightarrow a = 3.125\ m$

• LBO = b.

a) La partie AB

➢ Calcul des poussées :

• L'unité de Remblai R : 0 < Z < 4 m

Q = 33 KPa, U=0 ;

$$\sigma a = (0.44 \times 20 \times z + 0.44 \times 33.3 - 1.53 \times 5) \times cos\,13{,}33°$$
$$= 41.02266\ KN/m^2$$

• L'unité Qa : 0< Z < 5 m

Q = 133.3 KPa ; U = 0

$$\sigma a = (0.42 \times 20 \times Z + 0.42 \times 113.3 - 1.51 \times 25) \times cos\,14\,° + 0$$
$$= 54.34841\ KN/m^2$$

• Unité Qs : 0 <Z < 7 m

Q =213.3 KPa ; C'=10 KPa U = 0 ;

$$\sigma a = (0.31 \times 17 \times Z + 0.31 \times 213.3 - 1.1\,x\,10) \times cos21.33° + U$$
$$= 85.66883594\ KN/m^2$$

L'unité Qm : 0< Z < 18 m

Q = 332.3 KPa ; U = 0

$$\sigma a = (0.39 \times 21 \times Z + 0.39 \times 332.3 - 1.51\,x\,35) \times cos\,14.66° + 0$$
$$= 216.8692\ KN/m^2$$

• Unité Ts : 0 <Z < 14 m

Q =710.3 KPa ; C'=10 KPa U = 0 ;

$$\sigma a = (0.26 \times 18 \times Z + 0.26 \times 710.3 - 1.1\,x\,10) \times cos22.66° + U$$
$$= 220.7497363\,KN/m^2$$

Unité Ts : 0 <Z < 14+a = 17.125m

Q =710.3 KPa ; C'=10 KPa ; U = 0 ;

$$\sigma a = (0.26 \times 18 \times 17.125 + 0.26 \times 710.3 - 1.1\,x\,10) \times cos22.66° + U$$
$$= 234.3\,KN/m^2$$

Tableau III.5Valeurs des poussées et butées calculées.

Unité R	Unité Qa	Unité Qs	Unité Qm	Unité Ts	Unité Ts
0 < Z < 4 m	0 < Z < 5 m	0 < Z < 7 m	0< Z < 18	0 <Z < 14 m	14 <Z < 14+a = 17.125m
σa (0) = 7.9 KN/m²	σa (0) = 9.83 KN/m²	σa (0) = 55.123 KN/m²	σa (0) = 76.747 KN/m²	σa (0) = 173.678 KN/m²	σa (14) = 173.678 KN/m²
σa (4) = 41.02 KN/m²	σa (5) = 54.34 KN/m²	σa (7) = 85.67 KN/m²	σa (18) = 216.87 KN/m²	σa (14) = 220.75 KN/m²	σa (17.125) = 234.3 KN/m²

- **Calcul de la butée**

· L'unité Ts: 0< Z < a = 3.125m

Q = 0 ; S=1 ; U= 0 ; C'= 10KPa

$\sigma p = (7.3 \times 18 \times Z + 7.3 \times 710.3 - 10\,x\,10) \times \cos 22.66° + U \Rightarrow$

$\sigma p\,(0) = 4876.853 KN/m2$ $\sigma p\,(2) = 5255.762 KN/m^2$

A cela nous rajouterons la butée générée par les butons :

1000KN par buton → B(butons) = $1000 \times 8 = 8000$KN.

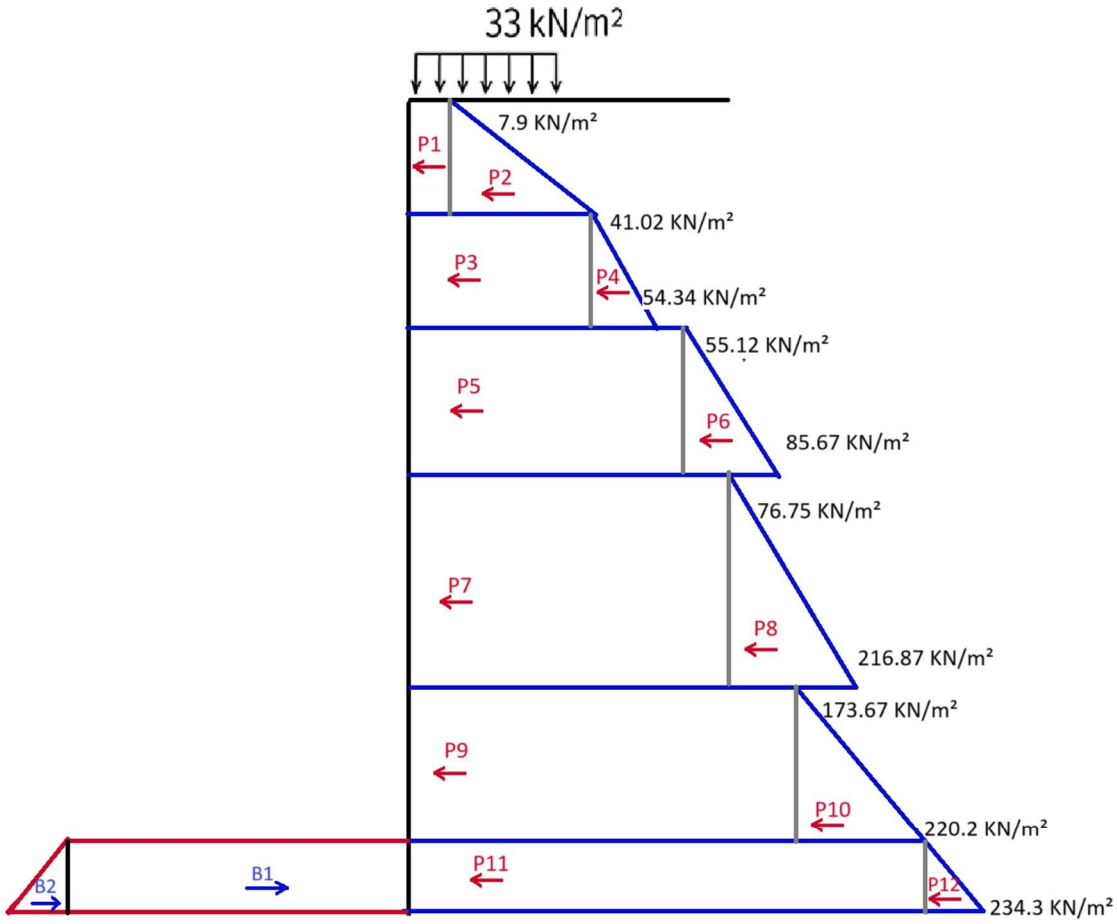


Figure III.6 Diagramme des poussées – partie AB.

- **Calcul des pressions :**

Tableau III.6 Pressions agissantes sur le soutènement pour la partie AB.

	Fi (KN/ml)	Bras de levier Yi (m)	Fi x Yi (KN.m/ml)
P1	27.086	46	1245.952463
P2	68.50235889	45.3	3105.44027
P3	47.6	41.5	1975.554387
P4	101.8810513	40.66	4143.162751
P5	359.15	35.5	12749.67727
P6	120.2680065	34.33	4129.201556
P7	1336.6	23	30740.69515
P8	1283.547165	20	25670.9433
P9	2244.1	7	15708.45342
P10	423.2157675	4.66	1975.006915

P11	2745.7	5.2	14277.64
P12	633.4009622	3.1	1963.542983
B1	288	5.2	1497.6
B2	394.7	3.1	1223.57

Calcul de la réaction « T » :

$$\Sigma F/x = 0 \Rightarrow T + \Sigma Pi - \Sigma Bi = 0 \Rightarrow T = -2670.81 KN/ml$$

b) Partie BO

➢ Calcul de la poussée

· Unité Ts: 17.125< Z < 17.125+b m

Q = 710KPa ; C' = 10 KPa

$$\sigma a = (0.26 \times 18 \times 17.125 + 0.26 \times 710.3 - 1.1\,x\,10) \times cos22.66° + U$$

➢ **Calcul de butée**

· L'unité Qm: 3.125< Z< 3.125+b

q = 0 KN/m² ; S = 1 ; U = 0

$$\sigma p = (7.3 \times 18\,x\,Z + 9.98\,x\,10) \times Cos\ 22.66°/1 + U\ ;$$

Tableau III.7 Valeurs des poussées et butés- partie BO.

Poussée	Butée
17.125< Z < 17.125+b	3.125< Z< 3.125+b
σa (17.125) = 234.3	σa (3.125) = 471.18
σa (17.125+b) = 234.3+4.32b	σa (3.125+b) = 471.18+121.28b

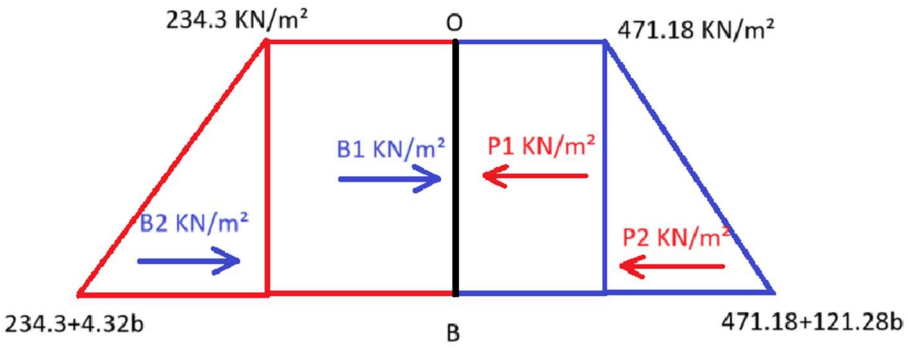


Figure III.7 Diagramme des poussées et butées - partie BO.

- **Calcul des pressions :**

Tableau III.8 Pressions agissant sur le soutènement- partie BO.

	Fi (KN/ml)	Bras de levier Yi (m)	Fi x Yi (KN.m/ml)
P1	234.3b	b/2	117.15b^2
P2	2.16b²	b/3	0.72b^3
B1	471.18b	b/2	235.6*b^2
B2	60.64b²	b/3	2.21*b^3

- **Calcul de la fiche de soutènement « F »** :

$\Sigma\ M/O = 0 \Rightarrow$ T × b+$\Sigma\ Bi \times Yi - \Sigma\ Pi \times Yi = 0$

$\Rightarrow$ b=11.2 m ainsi on obtient : f0 $=$ a $+$ b $= 2.65 + 11.2 = 13.85 \Rightarrow F = 1.2 * f0 = 16.62\ m$**.**

- **Calcul de la contrebutée « R »** :

$\Sigma F/x = 0 \Rightarrow R + \Sigma Pi - \Sigma Bi - T = 0 \Rightarrow R =$ 5MN/ml**.**

Conclusion :

On obtient donc une fiche de 21 m, Donc, la hauteur du rideau de paroi nécessaire pour soutenir les charges est : F $+$ h1 $= 35 + 17 = 52$m**.**

III.2.4 Vérification du soulèvement du radier

Apres l'atteinte du fond de fouille la réalisation du radier sera entamée. Ce dernier après avoir fait prise servira d'éléments raidisseur pour le soutènement en place, il subira donc indépendamment de sa déformation propre, des charges actives ascendantes dues à la poussée du terrain. Il existe plusieurs méthodes pour le calcul de ces charges, dans ce qui suit la méthode de TSIMBAREIVITCH est adoptée.

La méthode de TSIMBAREIVITCH a pu déterminer l'expression de cette charge, en se basant sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée, en supposant que les poussées verticales produites par les masses de terrain latérales engendrent des poussées horizontales qui peuvent provoquer un déplacement vers l'intérieur d'un coin du radier. Ces poussées motrices sont équilibrées par la butée en deçà du radier [31].

L'expression des poussées élémentaires actives (ea) et passives (ep) réparties sous forme de charge trapézoïdale à une profondeur Z depuis le radier, sont données respectivement par :

- $ea = (P + \gamma \times Z)\, Ka\gamma - 2 \times C \times \sqrt{Ka\gamma}$
- $ep = \gamma \times Z \times K_{p\gamma} + 2 \times C\sqrt{Kp\gamma}$

Avec :

$P = \Sigma\, \gamma ihi$ *: La contrainte verticale* $\Longrightarrow$ *P= 929 KPa*

$K_{a\gamma}$ *: Coefficient de poussée des terres normales à l'écran.*

$Kp\gamma$ *: Coefficient de butée des terres normales à l'écran.*

γ *: Poids volumique du terrain encaissant.*

C : Cohésion du terrain encaissant.

$Z = 2C\,(\sqrt{Ka} + \sqrt{Kp}) - P \times Ka \times \gamma \times (Ka - Kp)$ *: Profondeur pour ea = ep.*

La résultante des efforts (E = Ea − Ep) agissant à la direction de l'excavation est :

$E = \gamma \times Z2 \times (Z + 2H) \times Ka - 12 \times \gamma \times Z \times kp$

H : La hauteur du sol au-dessus du radier $\Longrightarrow$ *H= 7.36 m*

Cet effort résultant (E) peut se décomposer en deux composantes T et S, exprimées comme suit :

$T = E\, cos\,(\pi 4 - \varphi 2)\,;\; S = E\, sin\,(\pi 4 - \varphi 2)$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts agissant de part et d' autre du radier, on obtient une résultante $T0$:

$T0 = 2ECOS\,\varphi sin2\,(\pi 4 - \varphi 2)$

La résultante verticale $T0$ exerce son action suivant l'axe central dirigée vers le haut, elle est équilibrée par la contre-voûte du radier notée (q), la charge (q) est répartie sur une longueur (Y) exprimée comme suit :

$Y = Z\sqrt{Ka}$

Ainsi la contrainte agissante sous le radier est exprimée par :

$\sigma = T0 \times Y = T0 \times Z \times tan\ (\pi 4 - \varphi 2)$

Pour assurer la stabilité du radier, la contrainte agissante sous le radier ne doit pas dépasser une contrainte limite de rupture σlim :

$\sigma = T0/Y \leq \sigma_{lim} = (4C/(1 - sin\varphi)) \times (2 + sin\varphi) \times cos(\varphi).$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.9 qui suit :

Tableau III.9 Résultats de la vérification du non soulèvement du radier.

sol	$K a \gamma$	$K p \gamma$	Z (m)	E(KPa)	To	Y (m)	σ (KPa)	σ_{lim} (KPa)
Ts	0.26	7.3	1.65	71.25	13.4	3.24	4.13	192.53

σ est bien inférieur à σ_{lim} il n y a donc pas de risque de soulèvement du radier.

III.3 Excavation de la galerie souterraine

III.3.1 Description du phasage de creusement

Le phasage de creusement de la galerie souterraine est décrit dans les figures suivantes.

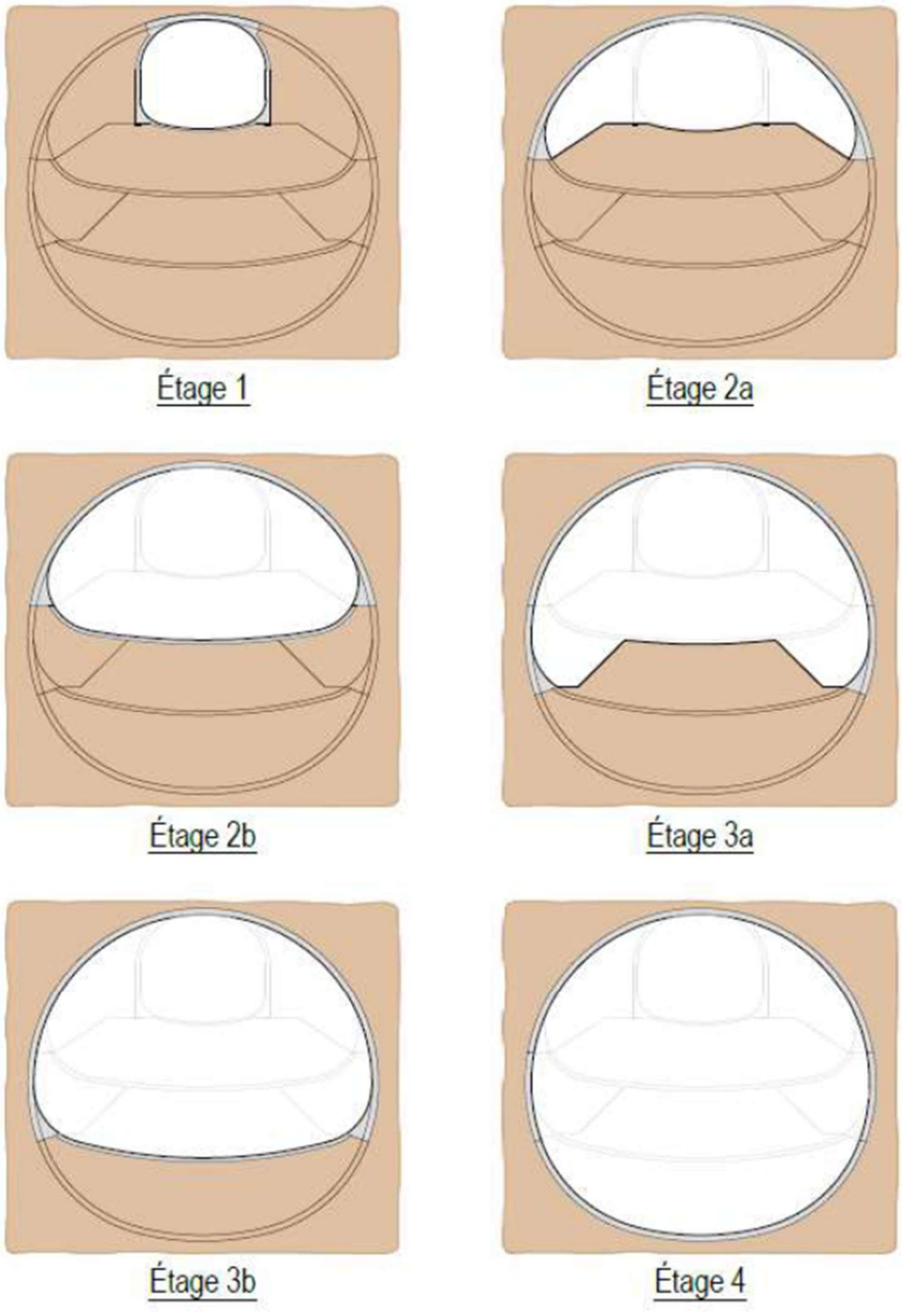


Figure III.8 Phasage de creusement de la galerie souterraine (coupe transversale).

- Étage 1 - Excavation de galerie pilote en avancées de 1.0m et en toute sa longueur, avec exécution du radier provisoire en avancées de 3.0m.
- Étage 2a - Élargissements latérales en avancées de 3 × 1m, en alternance entre la droite et la gauche et en assurant les adéquates conditions de fondation des cintres métalliques

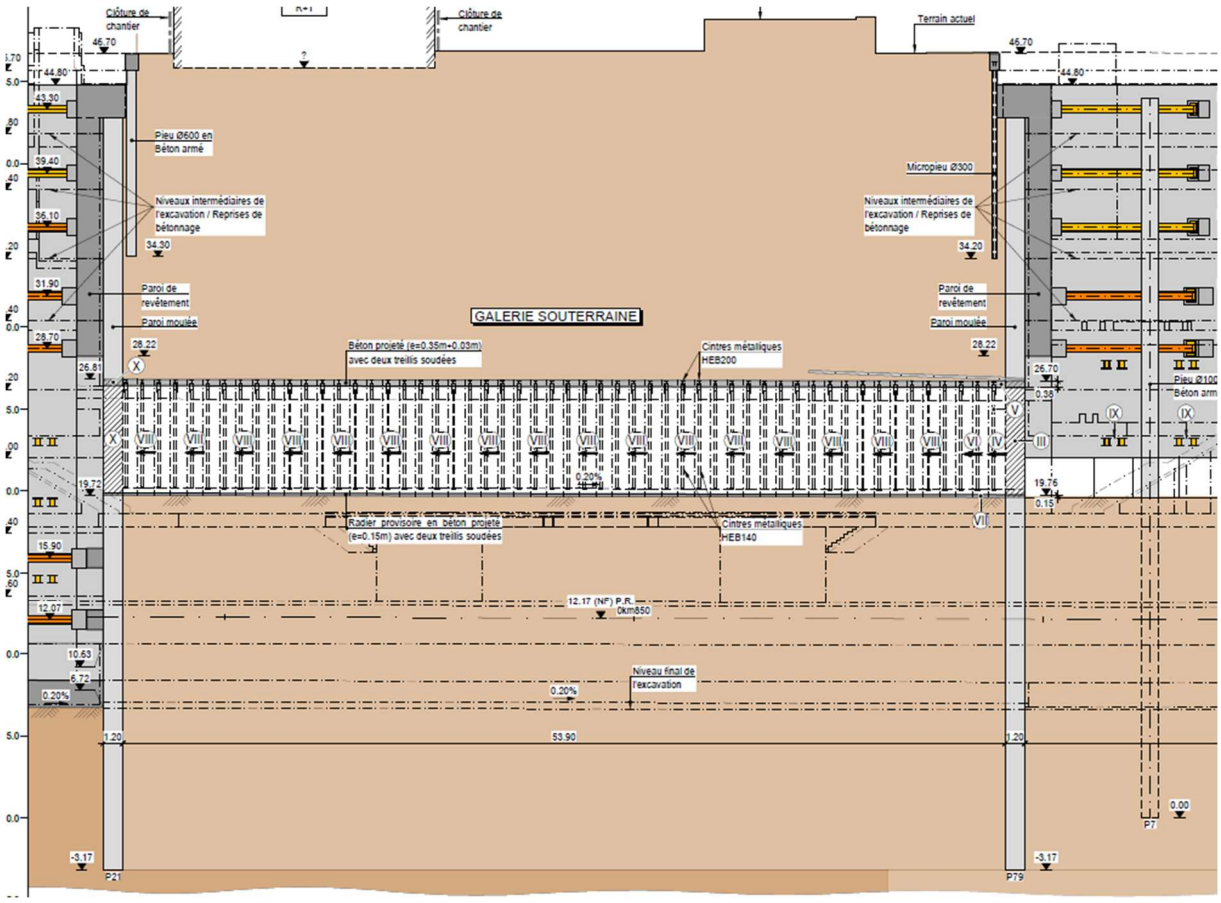


Figure III.9 Vue en élévation de l'excavation et du soutènement de l'étage 1 et 2.

- Étage 2b - excavation du premier stross et exécution du radier provisoire en avancées de 3.0m.

(Répétition des phases 2a et 2b jusqu'à l'achèvement du bout de chaque galerie).

- Étage 3a - Excavation des tranchés latérales en avancées de 3×1.0m, en alternance la droite et la gauche et en assurant les adéquates conditions de fondation des cintres métalliques ;

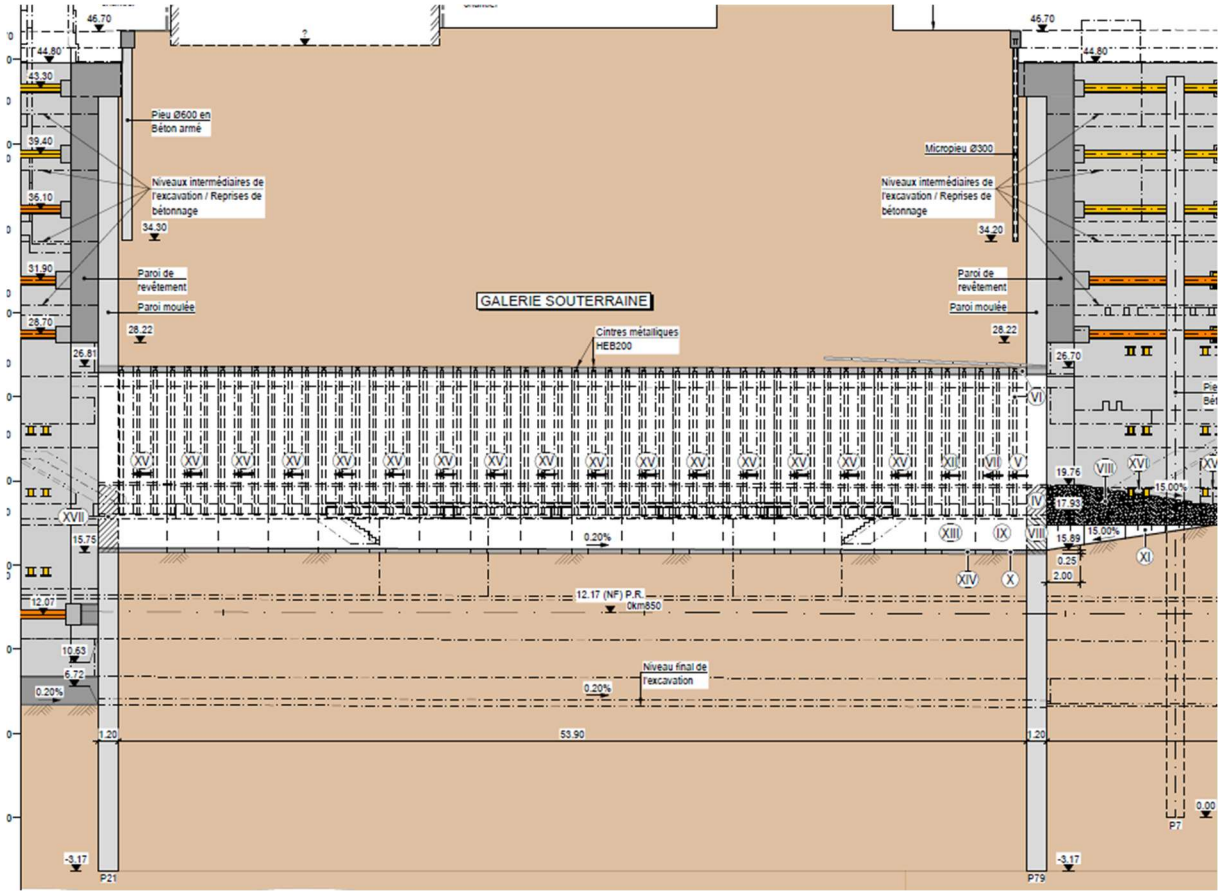


Figure III.10 Coupe longitudinale de la galerie après soutènement de l'étage 3a.

- Étage 3b - Excavation du deuxième stross et exécution du radier provisoire en avancées de 3.0m, en assurant les adéquates conditions de fondation des cintres métalliques.

(Répétition des phases 3a et 3b jusqu'à l'achèvement du bout de chaque galerie)

- Étage 4 - Excavation du troisième stross et exécution du radier provisoire en avancées de 3.0m.

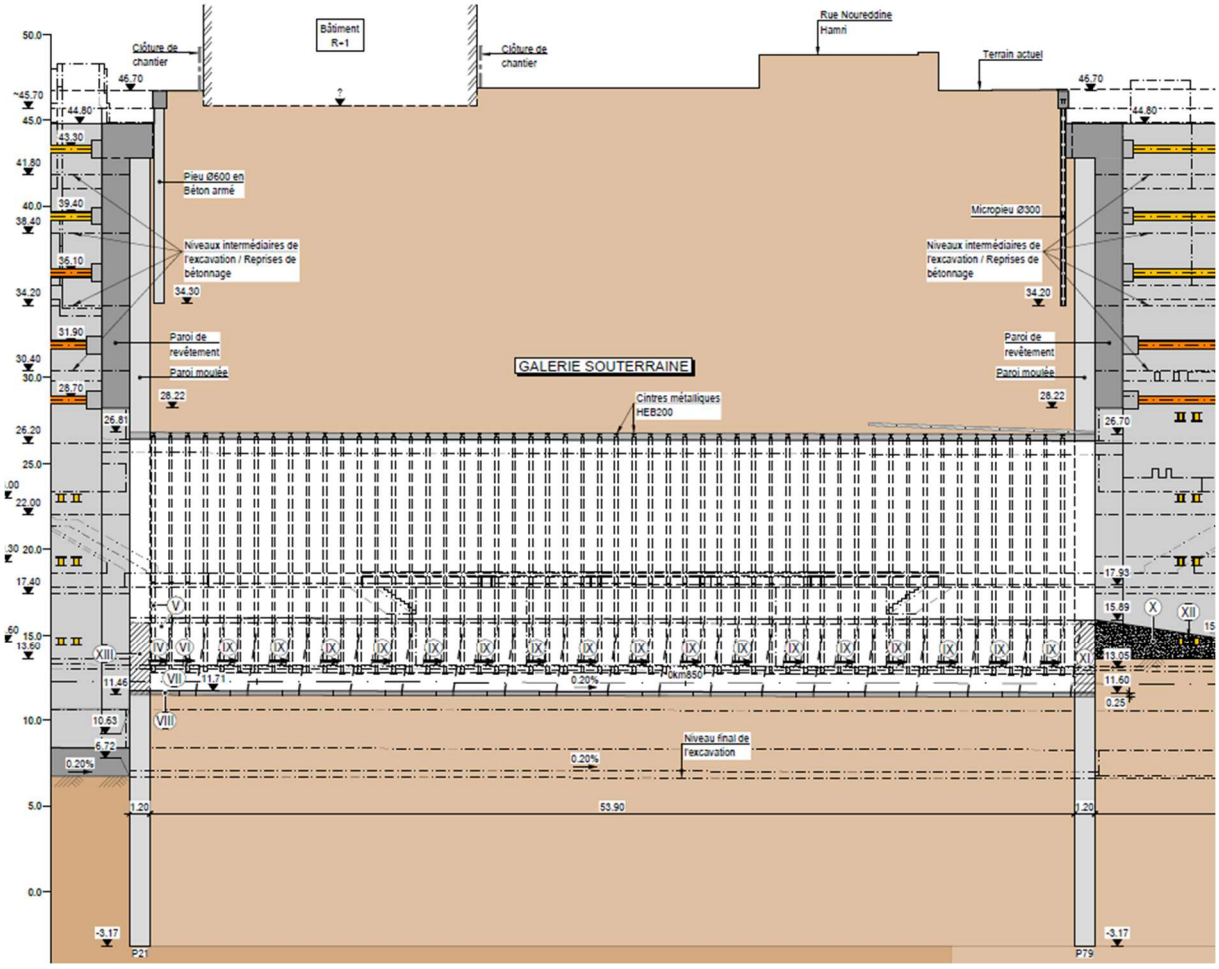


Figure III.11 Coupe longitudinale de la galerie après excavation de l'étage 4.

III.3.2 Choix du type de soutènement

La détermination du type de soutènement de la galerie, se fera conformément à la recommandation de l'Aftes GT7R1F2. Ce document classifie les sols en 10 catégories en fonction de leurs natures et leurs résistances. [12]

Selon les sondages qui ont été fait, deux types de sols seront rencontrés lors du creusement : des argiles marneuses « Qm » et des sables mêlés a des fragments de grès « Ts ». La classification sera donnée dans le tableauIII.10.

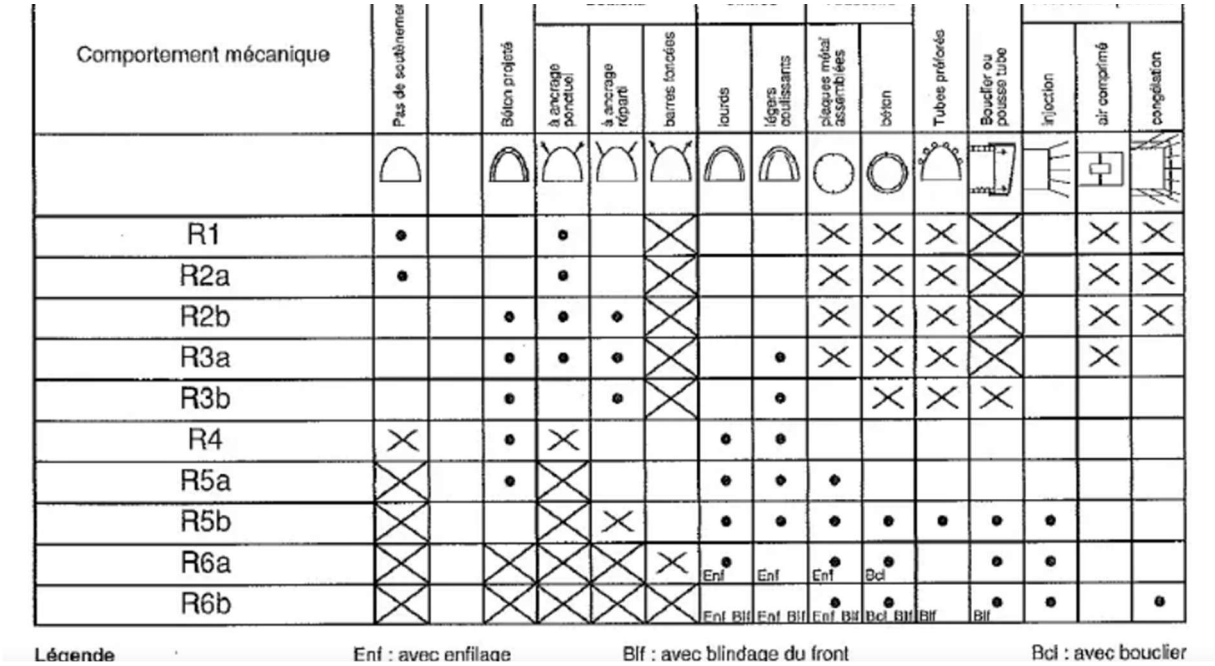
D'après cette classification, les deux types de sols rencontrés sont équivalents à un sol de catégorie R5b. [12]

Tableau III.10 Classification des roches selon l'Aftes GT7R1F2. [12]

Classe	Désignation	Exemple	δc
R1	Roche de résistance très élevé.	Quartzites et basaltes de résistance élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée.	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b	Roche de résistance élevée.	Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats compacts	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne.	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	89 60 40
R3b	Roche de résistance moyenne.	Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes com- pactes, conglomérats peu consistants	40 à 20
R4	Roche de faible résistance.	Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie.	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés.	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0.5
R5b		Alluvions graveleuses, sables argileux	<0.5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	

Le tableau III.11 donne le type de soutènements à adopter en fonction de cette classification,

Tableau III.11Soutènement en fonction de la classe de sol. [12]



- soit particulièrement recommandé (nettement favorable),
- soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable),
- soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable),
- soit en principe impossible (nettement défavorable).

Figure III.12 Légende du tableau III.11 [12]

Les types de soutènements qui sont donc recommandés sont : barres foncées, cintres métalliques lourds ou légers, voussoirs, bouclier, congélation, barres perforées…

Le choix entre ces recommandations va dépendre des capacités de l'entreprise, de la facilité de mise en œuvre du soutènement ainsi que le facteur du coût.

Le soutènement adopté est donc un soutènement par cintres métallique HE200B espacée de 1m, barre foncée HA25 en maille de 0.5 x 1m et un béton projeté de 0.35m d'épaisseur. Ce type de soutènement est l'un des plus courants, sa mise en œuvre est simple et rapide, et il est moins coûteux que d'autres soutènements.

III.3.3 Méthode convergence confinement

La méthode convergence confinement est une méthode analytique utilisé pour le prédimensionnement des soutènements et des revêtements définitifs des tunnels. Elle permet de s'orienter sur le type de soutènement à choisir et donne l'ordre de grandeur des déformations, cette méthode conduit à des résultats satisfaisant au stade d'avant-projet.

Hypothèses :

- Le tunnel est de section circulaire.
- Le matériau est composé d'un matériau homogène et isotrope.
- Le champ de contraintes initiales est hydrostatique. C'est-à-dire que les contraintes naturelles verticale et horizontale sont égales.
- Le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la contrainte initiale hydrostatique à sa proximité.
- Le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation.

D'autre part, pour que l'on puisse étudier le problème en état plan de déformation, la longueur du tunnel sera suffisamment importante. La déformation longitudinale sera alors considérée comme nulle.

Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur le principe de l'auto stabilisation du terrain. Elle considère qu'après le creusement du tunnel, le sol se déconfine progressivement. Ce déconfinement progressif est dû à une pression fictive qui maintient le sol en place et qui diminue graduellement après la création du vide (excavation du terrain). Le soutènement choisi devra donc résister à la pression résiduelle exercée par le terrain après le déconfinement permis. [7]

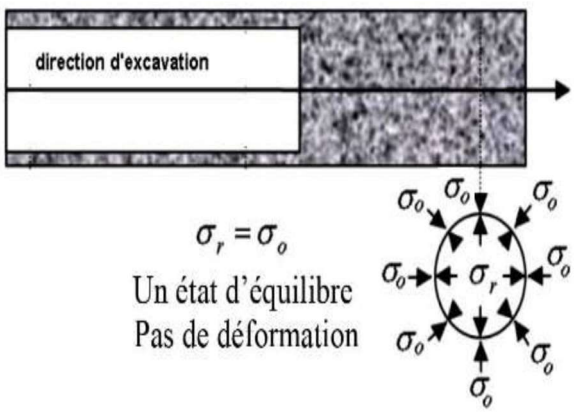


Figure III.13 Schéma des pressions considéré par la méthode convergence confinement. [7]

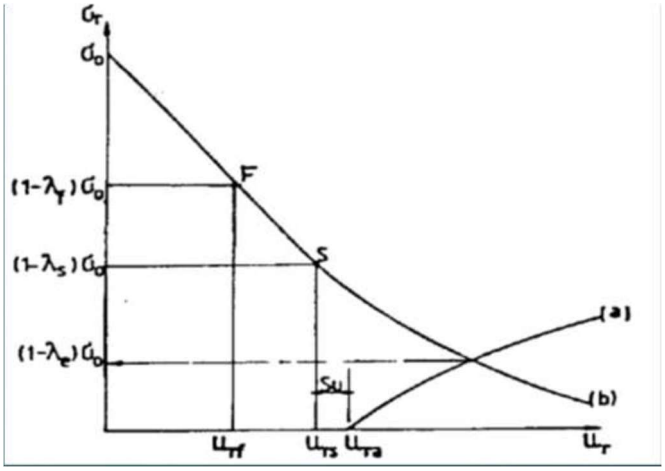


Figure III.14 Courbes convergence-confinement.

La résolution du problème se fait par le tracé de deux courbes δ= F(u), une courbe caractérise le terrain, l'autre caractérise le soutènement, l'intersection entre les deux courbes représente alors le point d'équilibre.

Courbe caractéristique du terrain :

Celle-ci est définie par la résistance à la compression du sol δc, le coefficient de poussée passive des terres Kp ainsi que la contrainte imposée par le massif δo, ces paramètres permettent de déterminer le coefficient de déconfinement du sol, le déplacement qui sera induit par ce déconfinement λ, ainsi que la pression résiduelle Pi. [7]

$\sigma c = 2\ x\ c\ x\ cos\varphi / 1 - sin\varphi$ .....[35]

$Kp = 1 + sin\varphi / 1 - sin\varphi$.....[35]

La courbe caractéristique du terrain est fonction du comportement du massif, le milieu est considéré élastique si δo< δc/2, dans le cas inverse c'est un milieu élasto-plastique sa courbe caractéristique prend donc la forme suivante :

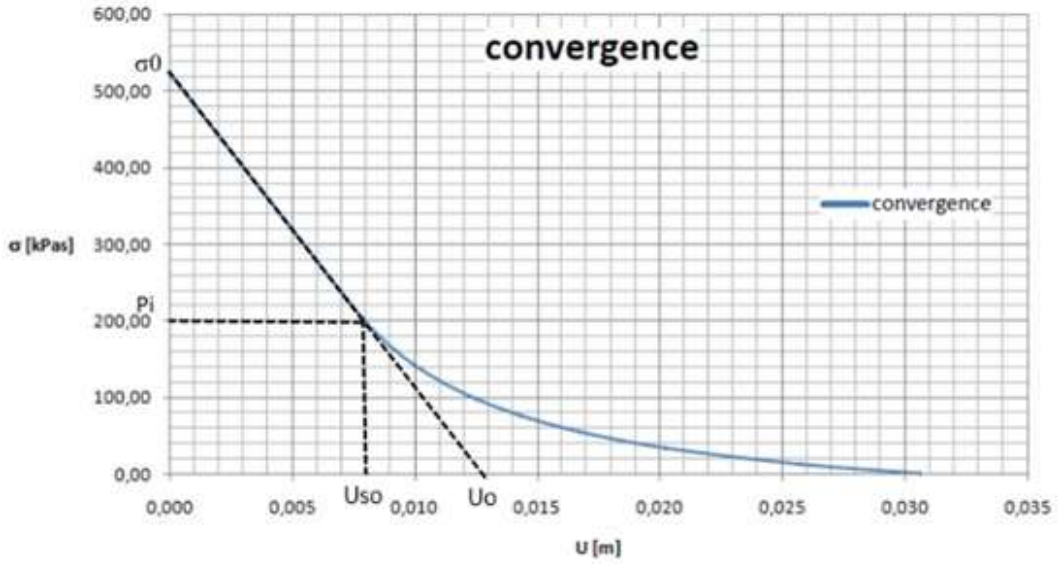


Figure III.15 Courbe caractéristique du terrain. [35]

Figure III.10 illustre l'évolution de la contrainte dans le massif en fonction du déplacement radial pour un massif au comportement élasto-plastique. Le point (Pi;Uso) marque la transition entre un comportement purement élastique et un comportement élasto-plastique du sol. Le point (0;U0) correspond quant à lui au déplacement final que connaîtrait le massif si celui-ci se comportait de manière strictement élastique.

La démarche de dimensionnement consiste à faire en sorte que la courbe de soutènement (ou de confinement) intercepte la courbe de convergence du terrain dans la phase élastique du sol, c'est-à-dire avant le point (Pi;Uso).En effet, au-delà de ce point, toute réduction supplémentaire de la pression de confinement entraîne des déplacements importants, traduisant une instabilité croissante du massif.

Le coefficient de déconfinement et la pression fictive peuvent être calculé par les formule suivante :

$\lambda_e = \frac{1}{Kp+1} \times \left(Kp - 1 + \frac{\sigma c}{\sigma 0}\right)$..... [34]

$Pi = (1 - \lambda_e) \times \sigma o$..... [34]

Les déplacements Uo et Ur référent respectivement au déplacement final si le sol avait un comportement élastique, et à la valeur de la déformée radiale à la mise en place du soutènement.

$$Uo = (1 + \upsilon/E) \times \sigma o \times R$$

$$Uso = ur \cdot 2\left[\left(\frac{Rd}{R}\right)^{\alpha+1} + \alpha - 1\right] \cdot \frac{1}{\alpha + 1}$$

Avec α= coefficient de dilatance, Ur= Uo, R le rayon du tunnel et Rd le rayon plastique du tunnel.

1. On peut cependant prendre : Uso > 0.265 Uo… [35]

Courbe caractéristique du soutènement :

Cette courbe définit le comportement du système de soutènement, les soutènements sont à leurs tour définie par 3 paramètres, la raideur du soutènement K, sa pression maximale Pmax, et son déplacement U,

Tableau III.12 Données régissant la courbe de soutènement.

Béton projeté	**Cintres métallique**
$\mathbf{Kb = Eb\ x\ \frac{e}{R}}$	$Kc = \frac{Es\ As}{a\ x\ R}$
$\mathbf{Pmax = \frac{fbu\ x\ e}{R}}$	$Pmax = \frac{\delta s\ x\ As}{a\ x\ R}$
$\mathbf{U = \frac{Pbmax\ x\ R}{Kb}}$	$U = \frac{Pcmax\ x\ R}{Kc}$

Vue que les soutènements des tunnels sont composites (exemple : béton projeté plus cintres métalliques plus boulons d'ancrage), la courbe qui sera tracé devra représenter un soutènement dont les paramètres sont équivalents aux paramètres de tous les soutènements qui composent le système adopté.

$$Ks = \Sigma KSi$$

$$Ps = Ks \times (1 - \lambda) \times \sigma 0 \,/\, (Ks + 2G)$$

$$Uc + b = (\sigma cmax + \sigma bmax) \times R \,/\, (Kb + Kc) \ldots\ldots [35]$$

Application de la méthode sur la galerie souterraine de la station Hassen-Badi :

L'application sera faite sur la première phase, l'excavation de la galerie pilote, cette phase présente des caractéristiques proches des hypothèses mentionné ci-dessus

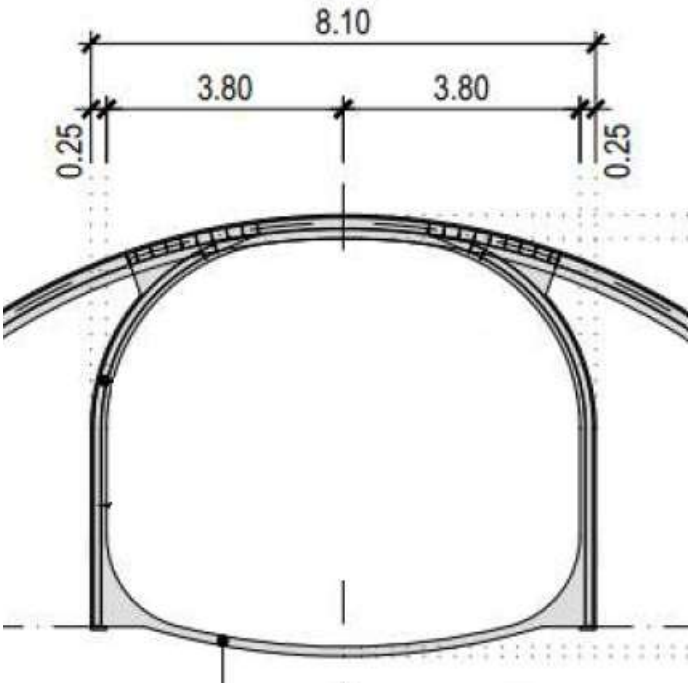


Figure III.16 Schéma de la galerie pilote.

- Courbe de convergence :

Avec un rayon de 4m les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau III.13 Paramètres de la courbe de convergence.

$\delta o=430\ Kpa$	$G=28.12Mpa$	$Kp=2.3$	$\delta c=110\ Kpa$
$\lambda=0.5$	$Uo=22.93mm$	$Pi=215\ Kpa$	$Uso = 0.45\ x\ Uo =$ 10.32mm

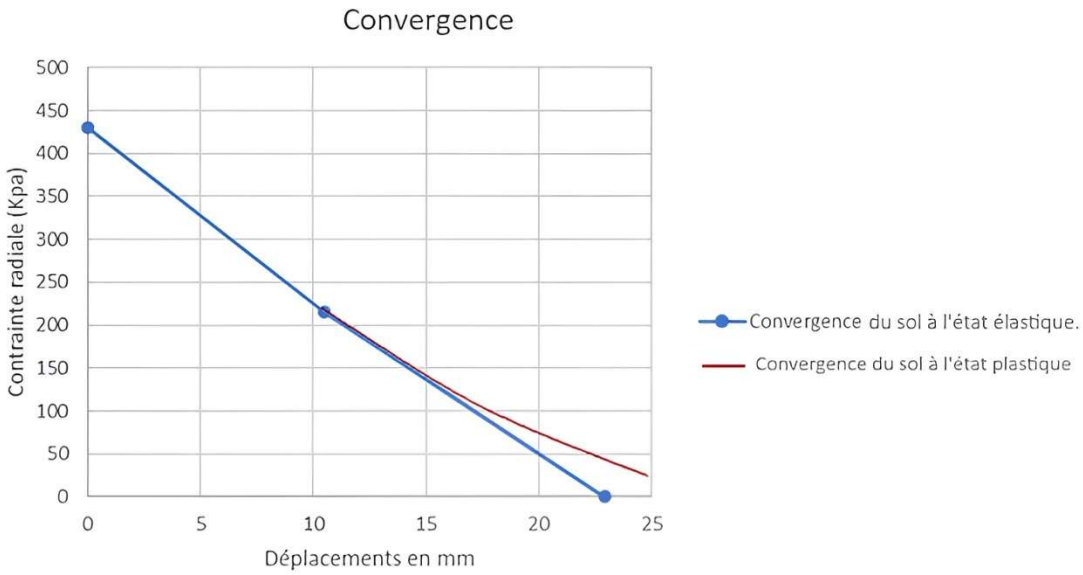


Figure III.17 Courbe de convergence du terrain pour la première phase d'excavation (galerie pilote).

- Courbe de confinement :

Tableau III.14 Paramètres de la courbe du soutènement pour la phase d'excavation de la galerie pilote.

Béton projeté Avec : **Fbu = 18Mpa** **e = 0,35m**	**Cintres métalliques** HE200B Espacement de 1m Acier S275
Kb = 175^4 Kpa	$Kc = 45{,}5^4\ Kpa$
Pmax = 1575 Kpa	$Pmax = 626\ Kpa$
U = 0.0036m	$U = 0.0055m$

$K(equiv) = 2.21^6 Kpa, P(equiv) = 233Kpa, U(equiv) = 0.64mm,$

$$Utotal = U(equiv) + Uso = 11mm$$



Figure III.18 Courbe caractéristique du soutènement.

- Courbe convergence confinement :

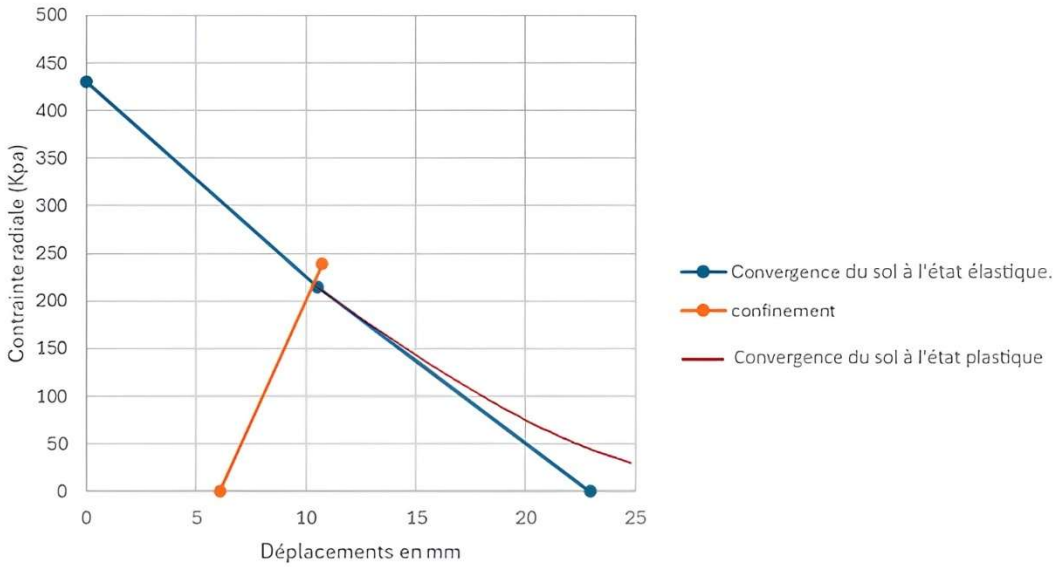


Figure III.19 Courbe convergence-confinement de la galerie pilote (phase1).

La Figure III.14 illustre l'évolution de la contrainte dans le sol en fonction du déplacement radial. Le point d'intersection entre la courbe de confinement (orange) et celle de la

convergence du sol à l'état élastique (bleue) correspond au point d'équilibre entre la poussée du terrain et la réaction du soutènement. Ce point a servi de base au dimensionnement du soutènement provisoire du tunnel.

III.4 Conclusion

La méthode de convergence-confinement permet d'optimiser le soutènement en tenant compte de la décompression du sol autour de l'excavation. En laissant le sol se déconfiner partiellement avant la mise en place du soutènement, cette approche permet de réduire les efforts internes dans la structure tout en assurant la stabilité. Elle permet de déterminer précisément la pression de confinement et le déplacement admissible au moment optimal de pose du soutènement, garantissant ainsi une conception à la fois économique et sécuritaire.

Chapitre IV : Calcul automatique des soutènements.

IV Calcul automatique des soutènements

IV.1 Introduction

Le présent chapitre concernes le calcul des soutènements provisoires de la station, il se décompose donc en deux grandes parties, la première concerne le calcul numérique du blindage, la deuxième est lié au calcul du soutènement provisoire du tunnel, le blindage sera calculé à l'aide du logiciel GEO5, tandis que le soutènement provisoire sera modélisé par le logiciel PLAXIS2D.

IV.2 Présentation des logiciels de calcul

IV.2.1 GEO5

GEO5 est un logiciel géotechnique intuitif qui présente une panoplie de modules adapté à chaque type d'ouvrage, plusieurs normes internationales y sont intégrées, en l'occurrence la norme française EN 1997 selon laquelle notre calcul sera fait.

Les modules nécessaires à l'analyse de la stabilité interne et externe d'une paroi moulée sont Sheeting Check et Slope Stability. Ces modules reposent sur une approche semi-empirique, combinant des lois issues de l'expérience (empiriques) à des méthodes de calculs analytiques, afin de fournir une évaluation fiable du comportement de l'ouvrage.

IV.2.2 PLAXIS2D

Ce logiciel repose sur la méthode des éléments finis pour la modélisation du comportement du sol ainsi que des éléments structuraux. Il intègre plusieurs types de comportent des sols selon différentes théories, telles que Mohr-Coulomb et Hardening Soil, entre autres. Le logiciel offre la possibilité de modéliser une grande variété de structures, mais il présente une courbe d'apprentissage plus complexe.

IV.3 Modélisation de la paroi moulée

Cette étape vise à vérifier la stabilité de la structure vis-à-vis de tous les mécanismes de rupture potentiel, selon la norme NF P94-282, plusieurs mécanismes sont possibles [11] :

· Une rupture rotationnelle par insuffisance de fiche et/ou de butée.

· Une ruine de la structure de l'écran à cause d'un manque de résistance.

· La rupture d'un buton.

· Un soulèvement général du fond de fouille ou des structures sous l'effet des sous-pressions (Poussé d'Archimède).

· Un effondrement de la structure du sol (érosion interne et régressive).

La modélisation de la paroi se fait d'abord par le module **Sheeting check** ce dernier est basé sur les principes d'analyses de Schmidt, celle-ci est une méthode d'équilibre limite. Elle consiste à modéliser les poussées de terres exercées sur l'écran, en supposant une poussée active d'un côté et une poussée passive de l'autre. On calcule ensuite les sollicitations sur l'ouvrage et on vérifie son équilibre en translation et en rotation, afin de déterminer les efforts internes.

La modélisation est faite selon les étapes suivantes :

- **Introduction des paramètres de la paroi moulée et des profondeurs de chaque couche de sol, ainsi que la surcharge avoisinante**.

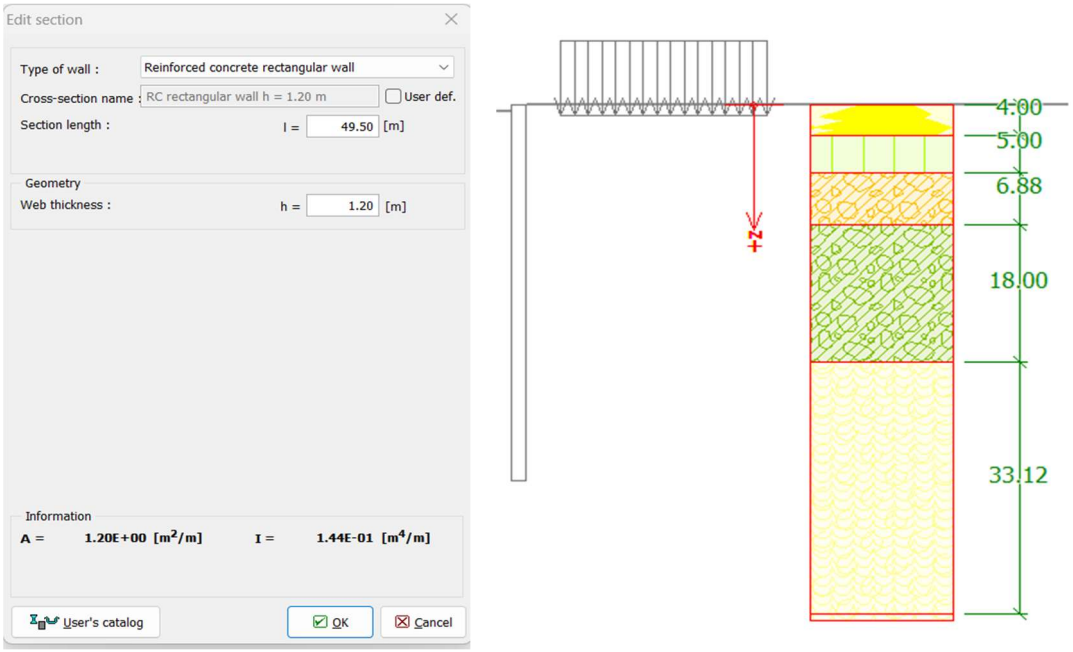


Figure IV.2Paramètres lié aux couches et la paroi

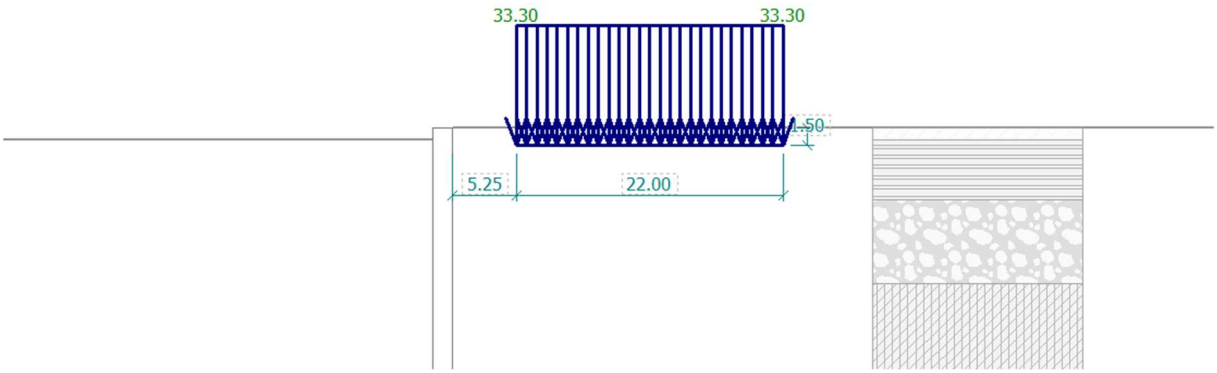


Figure IV.1 Paramètres liés à la surcharge.

- **Introduction des paramètres de chaque sol**

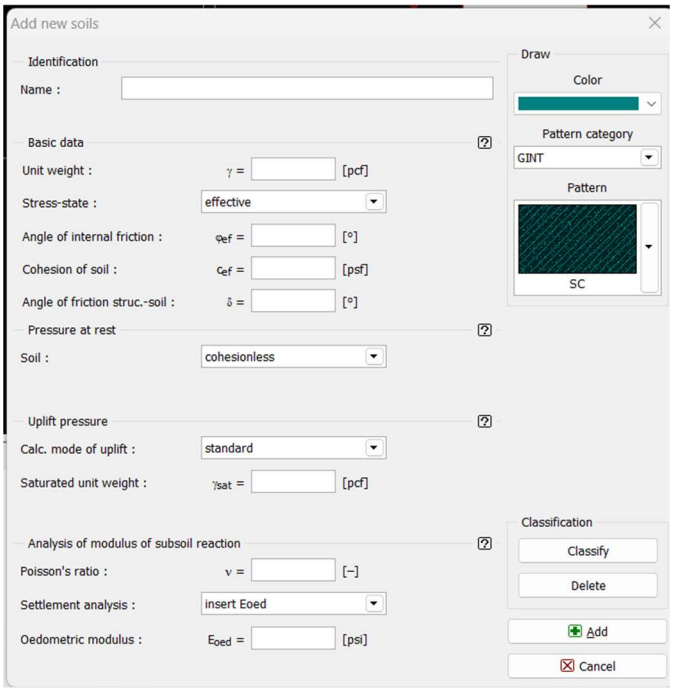


Figure IV.3Paramètres relatifs aux sols

- **Introduction des paramètres des buttons**

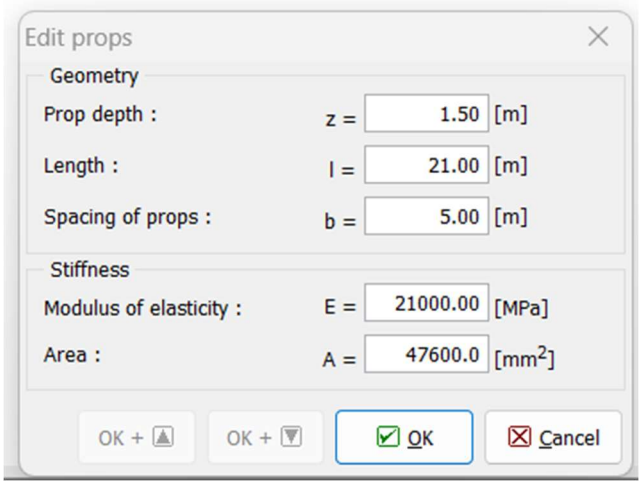
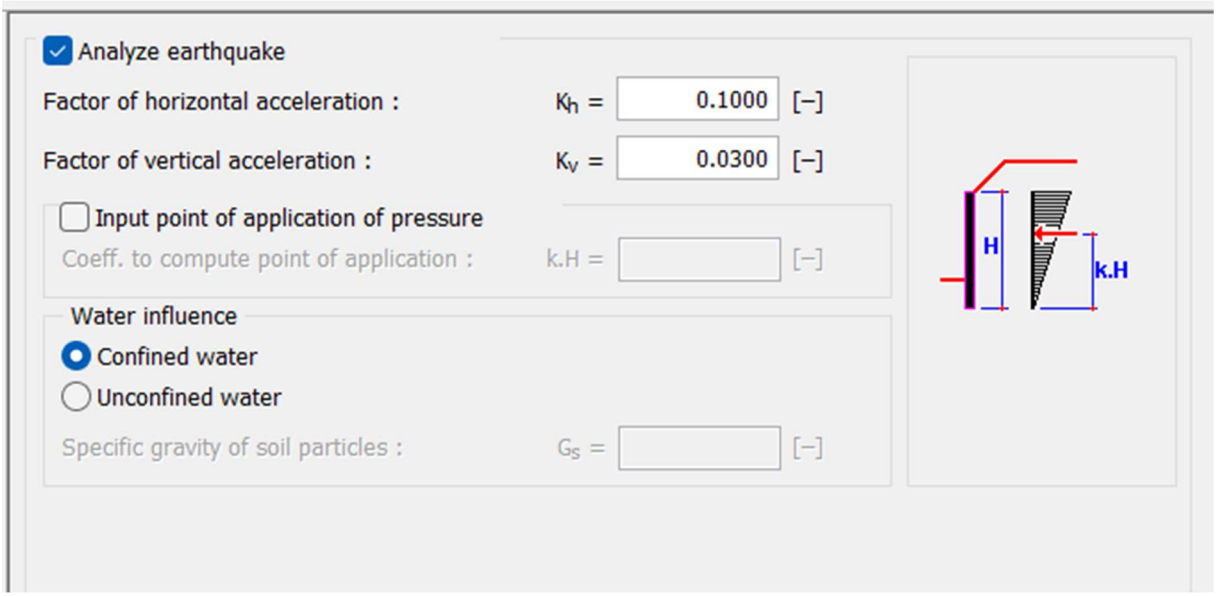


Figure IV.4Paramètres des buttons

- **Introduction des phases de construction en alternant excavation et butonnage.**
- **Introduction de la charge sismique en dernière phase.**

Figure IV.5Paramètres sismiques.

Une accélération de 0.1g a été prise pour la paroi de soutènement (structure provisoire) [36].



Cette première étape nous permet d'avoir les déplacements, les poussées que le sol exerce sur le mur, ainsi que les efforts interne de la paroi.

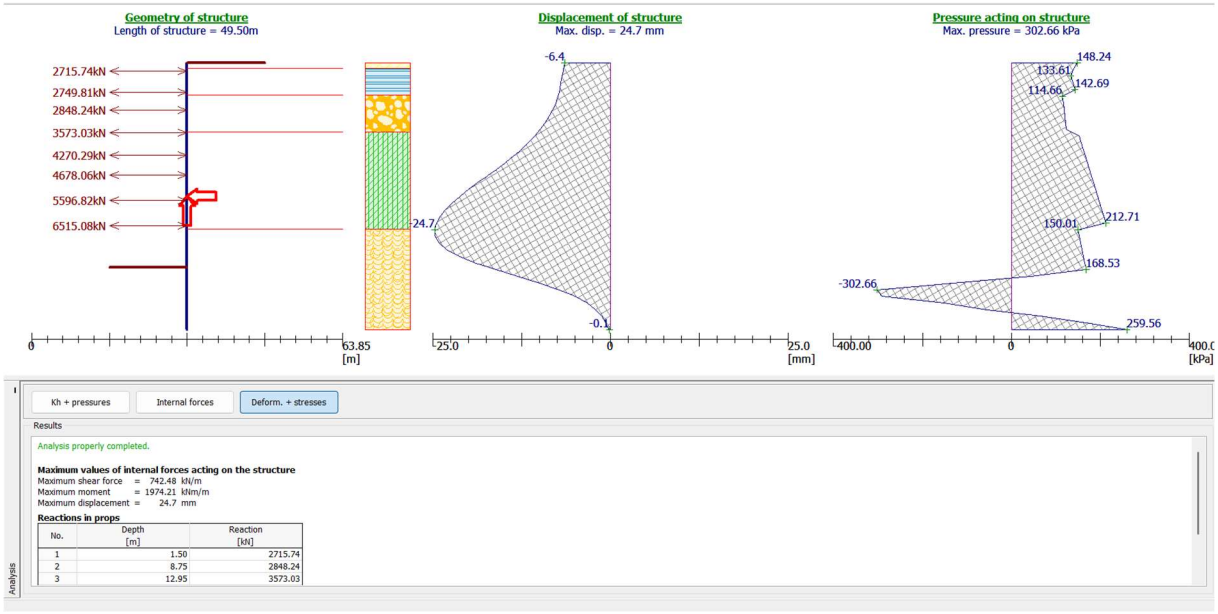


Figure IV.6Résultats du module sheeting check.

On peut voir dans la figure IV.5 que les déplacements en tête de la paroi moulée sont limités à 6.4mm, vue les dimensions de la fouille, la qualité du sol et la distance qui sépare la paroi moulée des bâtiments ce résultat a été jugé acceptable.

La seconde étape sera faite par le programme « Slope Stability » destiné à la vérification de la stabilité externe des écrans avec la méthode de BISHOP. La méthode de Bishop est une méthode d'équilibre limite utilisée pour analyser la stabilité des pentes ou des ouvrages de soutènement, notamment en cas de glissement de terrain ou de rupture circulaire. Elle repose

sur une approche semi-analytique dans laquelle le massif instable est découpé en tranches verticales. Pour chaque tranche, on établit les équilibres de forces normales et tangentielles, en tenant compte du poids, de la cohésion, de l'angle de frottement et de la pression interstitielle.

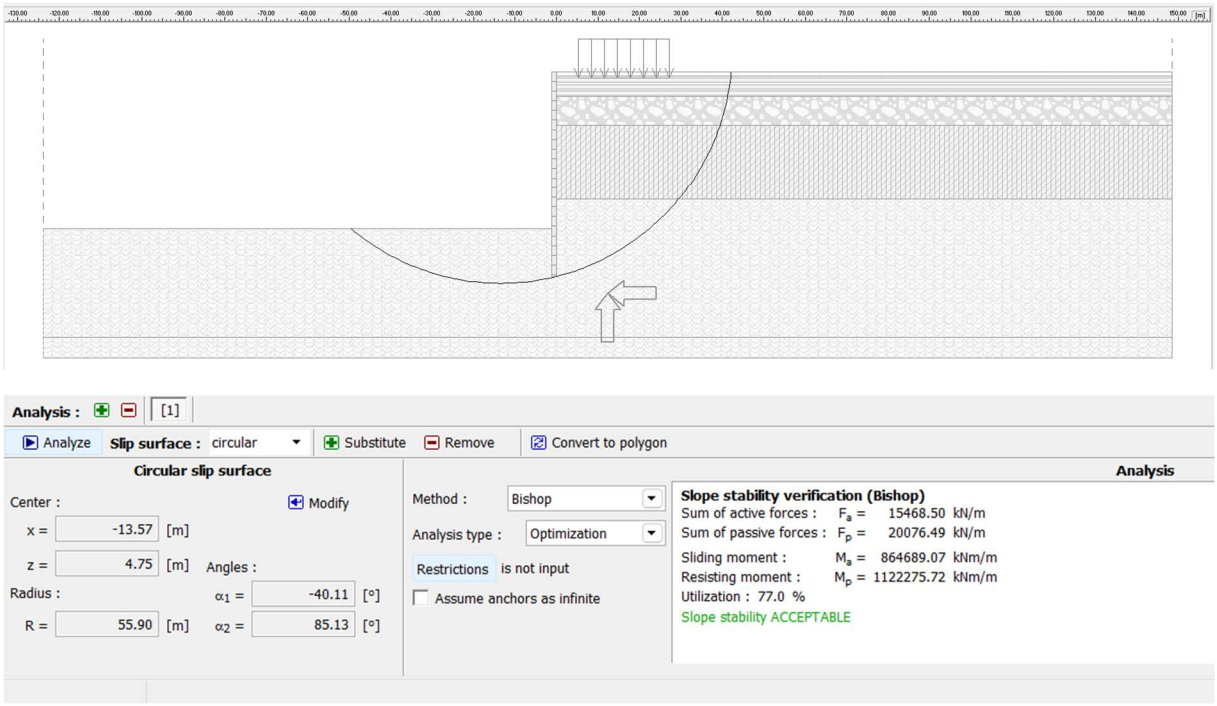


Figure IV.7Résultats du module slope stability.

Interprétation des résultats :

Fs =Moment Résistant/Moment de glissement=$\boldsymbol{M}/\boldsymbol{Ma}$⇒ Fs=1122276/864689= 1.29 > 1

⇒ écran de soutènement stable.

IV.3.1 Ferraillage de la paroi moulée

A l'aide de la commande « dimensionning » du module Sheeting check, nous obtenons le ferraillage longitudinale, basé sur l'enveloppe des moments fléchissant maximaux, le logiciel permet d'avoir le nombre de barres en fonction d'un diamètre et enrobage donné.



Figure IV.8Feraillage de la paroi moulée

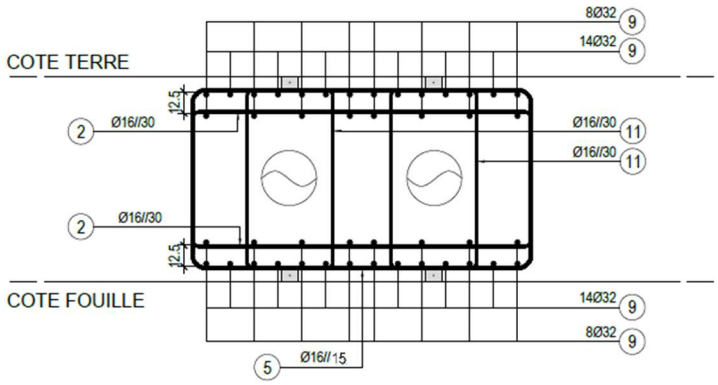


Figure IV.10 Coupe transversale de la cage d'armatures (2.8m x 1.2m).

Vérification de la section en béton (Mur en béton armé h = 1,20 m)

Toutes les phases de construction sont considérées dans le calcul.

Coefficient partiel de charge = 1,00

Armature - 8 pce profil 32,0 mm; enrobage 40,0 mm

Armature de cisaillement - 2 pce profil 16,0 mm; espacement 300,0 mm

Pourcentage d'armature	ρ	=	0,56	%	>	0,15	%	= ρ_{min}
Situation de l'axe neutre	x	=	0,17	m	<	0,71	m	= x_{max}
Force de cisaillement limite ultime	V_{Rd}	=	1500,10	kN/m	>	774,47	kN/m	= V_{Ed}
Moment limite ultime	M_{Rd}	=	3004,57	kNm/m	>	2329,39	kNm/m	= M_{Ed}

Section ADMISSIBLE.

Figure IV.9 Résultats de stabilité Interne de la paroi moulée donné par GEO5.

Les résultats détaillés donné par le logiciel GEO5 seront présenté dans l'annexe 2.

Conclusion :

Le calcul effectué par le module sheeting check, a permis de faire une optimisation, la profondeur de la paroi nécessaire pour assurer la stabilité est de 49.5m au lieu des 52m obtenu par le calcul manuel.

Cela montre l'efficacité des logiciels de calcul automatiques qui permettent de faire plusieurs itérations et raffiner ainsi les résultats.

Une fois la stabilité externe et interne de la paroi moulée vérifiée à chaque phase de construction, et après avoir déterminé les efforts transmis par la paroi aux butons en charpente métallique, nous procédons à la vérification structurelle de ces derniers.

IV.3.2 Vérification des Butons

Les butons ont été vérifié par le logiciel Robot Structural Analysis, ce dernier est un logiciel de calcul de structures, basé sur la méthode d'éléments finies, le logiciel robot est particulièrement intéressant pour le calcul des structures/éléments en charpente métallique.

La vérification sera faite pour le buton le plus sollicité, donc le dernier buton.

Les butons sont composés de deux HE500B soudée, ils sont principalement sollicités par la compression dû à la poussée des terres.

Etapes de vérification :

- Introduction de la section et de la longueur du buton :

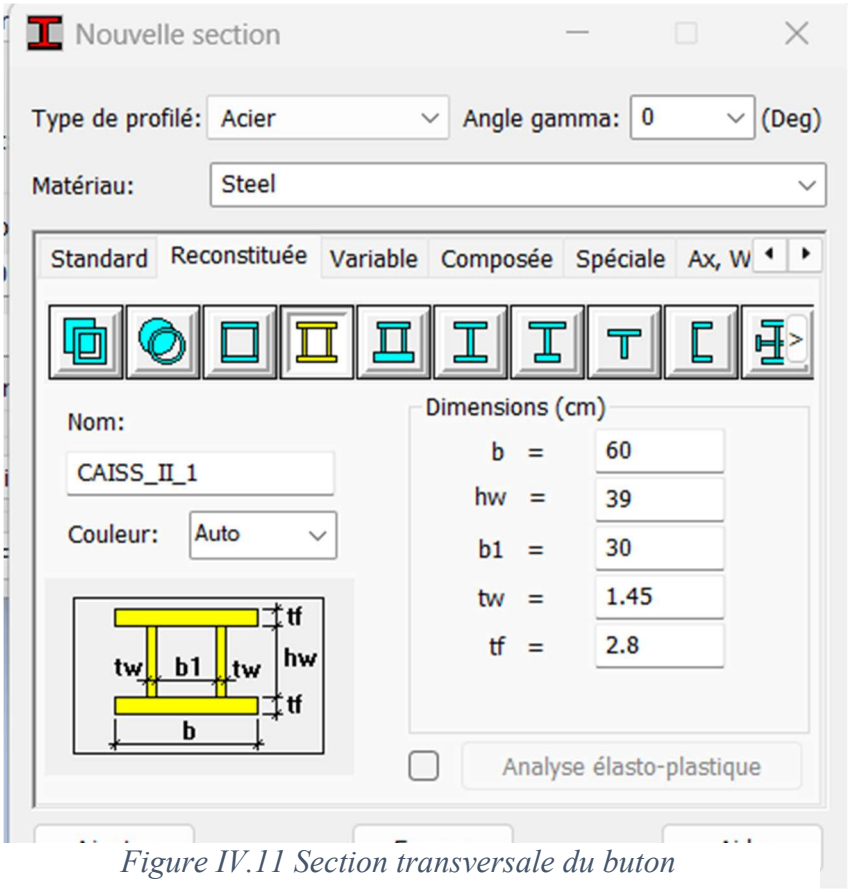


Figure IV.11 Section transversale du buton

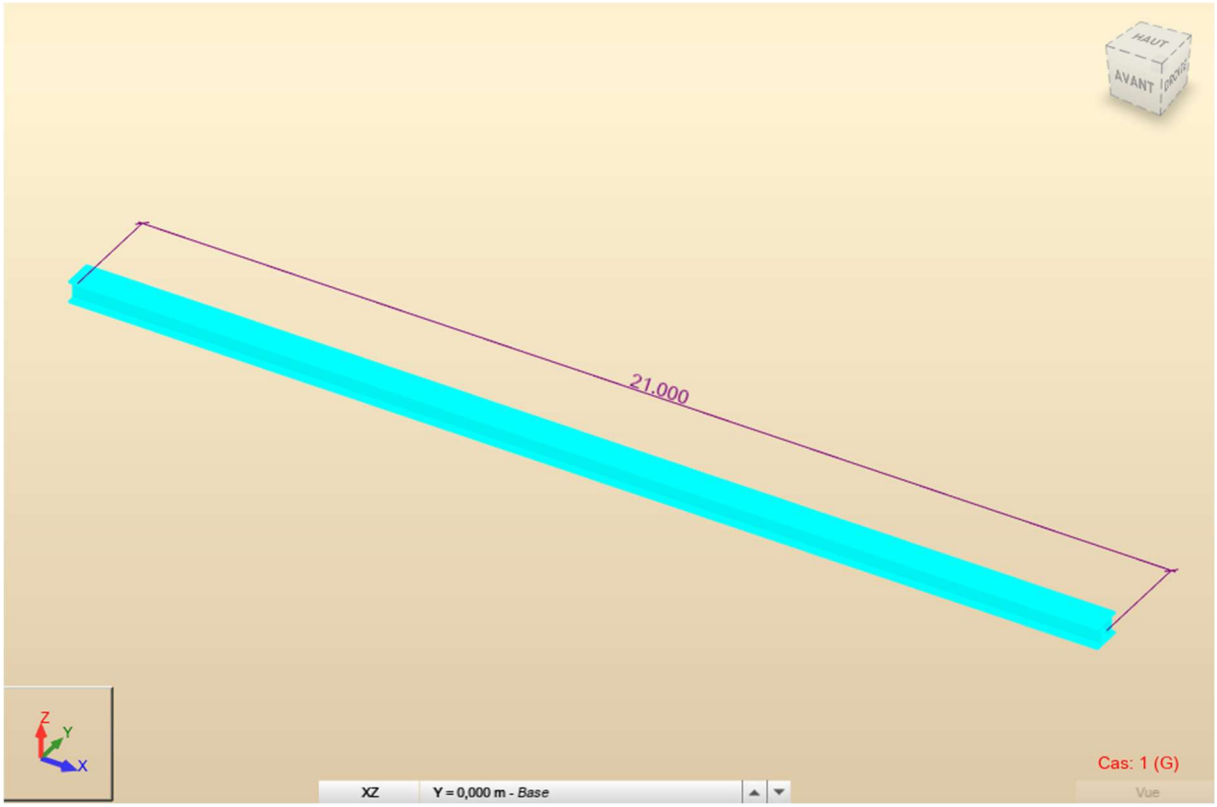


Figure IV.12 Vue 3D du buton.

- Introduction des charges et des conditions d'appui :

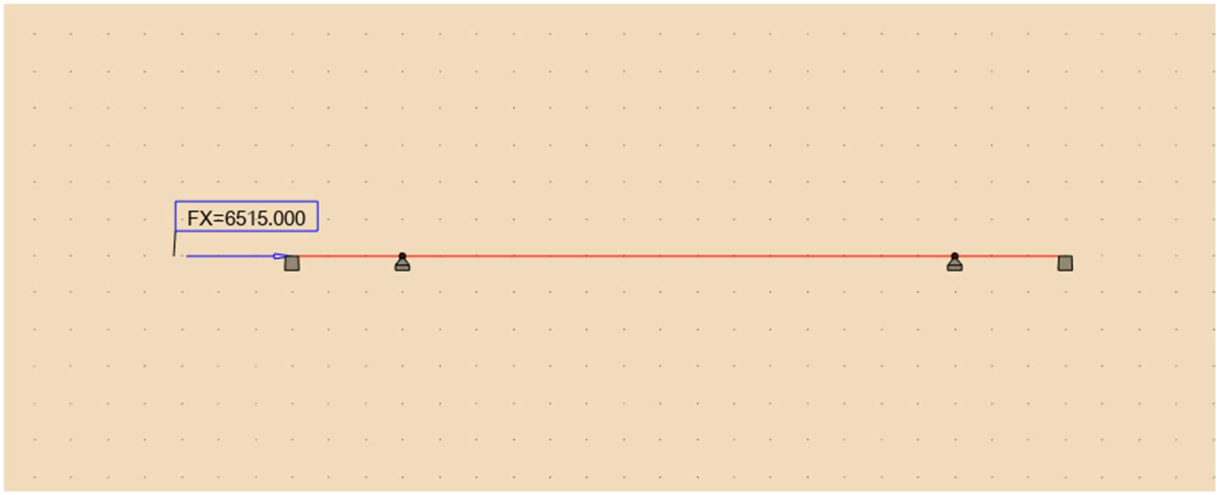
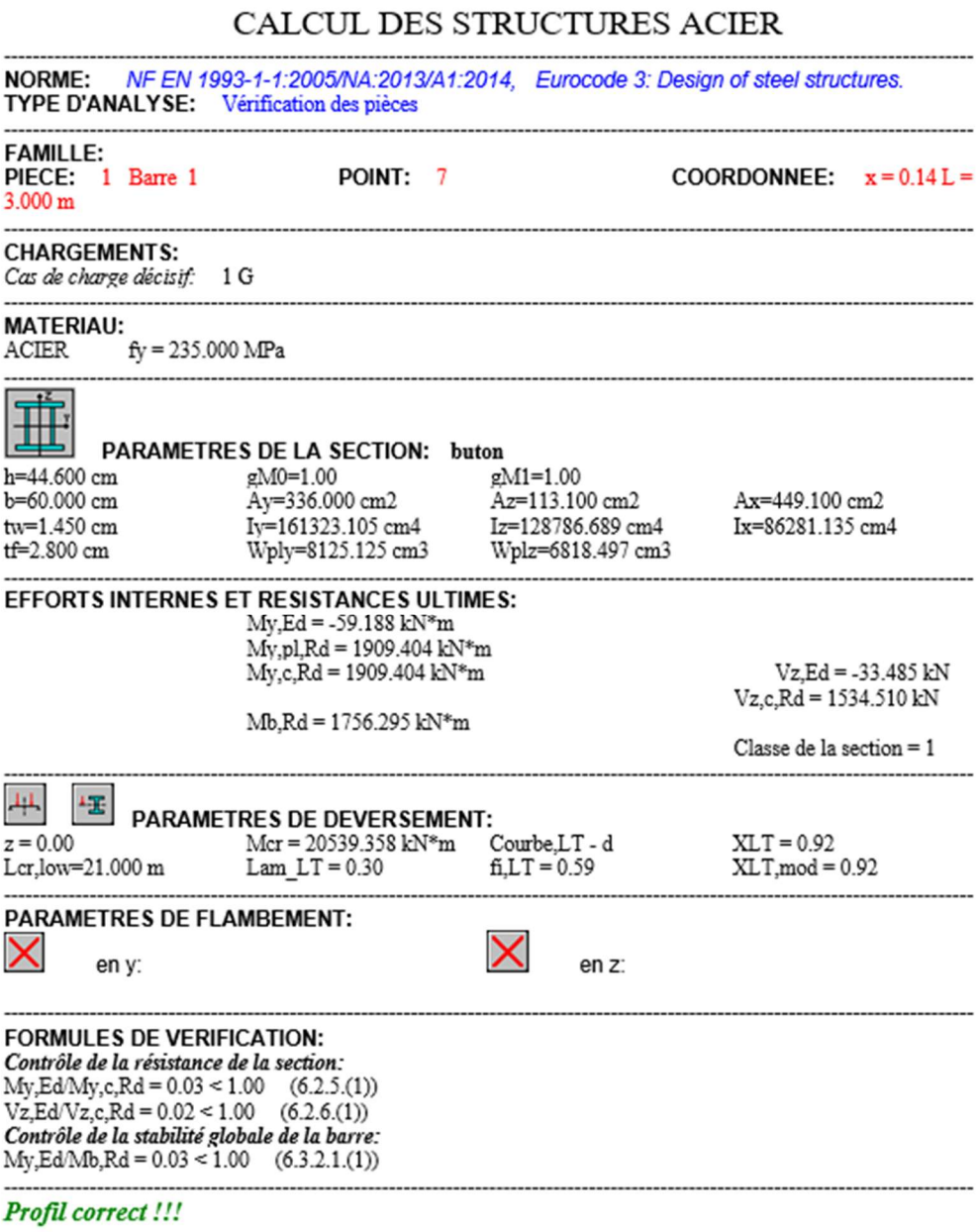


Figure IV.13 Charge et condition d'appui du buton

- Analyse et résultats :



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 1 Barre 1 POINT: 7 COORDONNEE: x = 0.14 L = 3.000 m

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 1 G

MATERIAU:
ACIER fy = 235.000 MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: buton

h=44.600 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=60.000 cm	Ay=336.000 cm2	Az=113.100 cm2	Ax=449.100 cm2
tw=1.450 cm	Iy=161323.105 cm4	Iz=128786.689 cm4	Ix=86281.135 cm4
tf=2.800 cm	Wply=8125.125 cm3	Wplz=6818.497 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:
My,Ed = -59.188 kN*m
My,pl,Rd = 1909.404 kN*m
My,c,Rd = 1909.404 kN*m
Vz,Ed = -33.485 kN
Vz,c,Rd = 1534.510 kN
Mb,Rd = 1756.295 kN*m
Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 20539.358 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.92
Lcr,low=21.000 m	Lam_LT = 0.30	fi,LT = 0.59	XLT,mod = 0.92

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:
en y: en z:

FORMULES DE VERIFICATION:
Contrôle de la résistance de la section:
My,Ed/My,c,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6.(1))
Contrôle de la stabilité globale de la barre:
My,Ed/Mb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

Figure IV.14 Résultats obtenue via Robot Structural Analysis.

Conclusion :

L'excavation d'une station de métro en plusieurs phases est une opération complexe, notamment en raison des interactions entre le sol et les soutènements à chaque phase. Cette complexité rend l'analyse difficile par des méthodes classiques. L'utilisation de logiciels de modélisation numérique permet de simuler avec précision chaque phase, d'évaluer les déformations et les efforts dans les structures, et ainsi optimiser la conception et la sécurité du projet.

IV.4 Modélisation du soutènement de la galerie souterraine

La modélisation sera réalisée en deux dimensions à l'aide du logiciel PLAXIS. Pour que ce modèle soit représentatif, le domaine de sol autour du tunnel doit être suffisamment large pour éviter les effets de bord (interactions non réalistes avec les frontières du modèle), il est généralement recommandé de prendre un modèle dont la largeur est égale à 6 fois le diamètre du tunnel (3xD de chaque côté), et dont la hauteur fait 3 fois la hauteur du tunnel.

Le diamètre de la galerie étant de 20m, on a donc fait un modèle qui fait 140x60m.

Compte tenu des caractéristiques géométriques du soutènement composé de béton projeté associé à des cintres métalliques, cet ensemble sera représenté par un élément de type « plate ». Ce type d'élément nécessite comme données d'entrée le module de Young (E) et la rigidité en flexion (EI) entre autres paramètres.

Afin de représenter correctement le comportement combiné du béton projeté et des cintres métalliques espacés, l'élément « plate » devra présenter une rigidité équivalente à celle du système réel. Pour ce faire, un module d'élasticité équivalent sera calculé à l'aide de la formule suivante :

$E' = E_0 + (Sg / Sc) * Eg$ [17]

où E' est le module équivalent, E_0 celui du béton projeté, Eg celui des cintres, Sg la section des cintres, et Sc celle du béton projeté, rapportées à une longueur de 1 mètre. [17]

(HE200B/1m + Béton projeté e=0.35m) => E'=26461Mpa

En plus du soutènement cité, des barres foncé HA25 seront implanté en maille rectangulaire (0.5m x 1m), afin d'armé le sol et créer une contrainte radiale.

Etapes de modélisation :

1. **Introduction des données sur les matériaux**

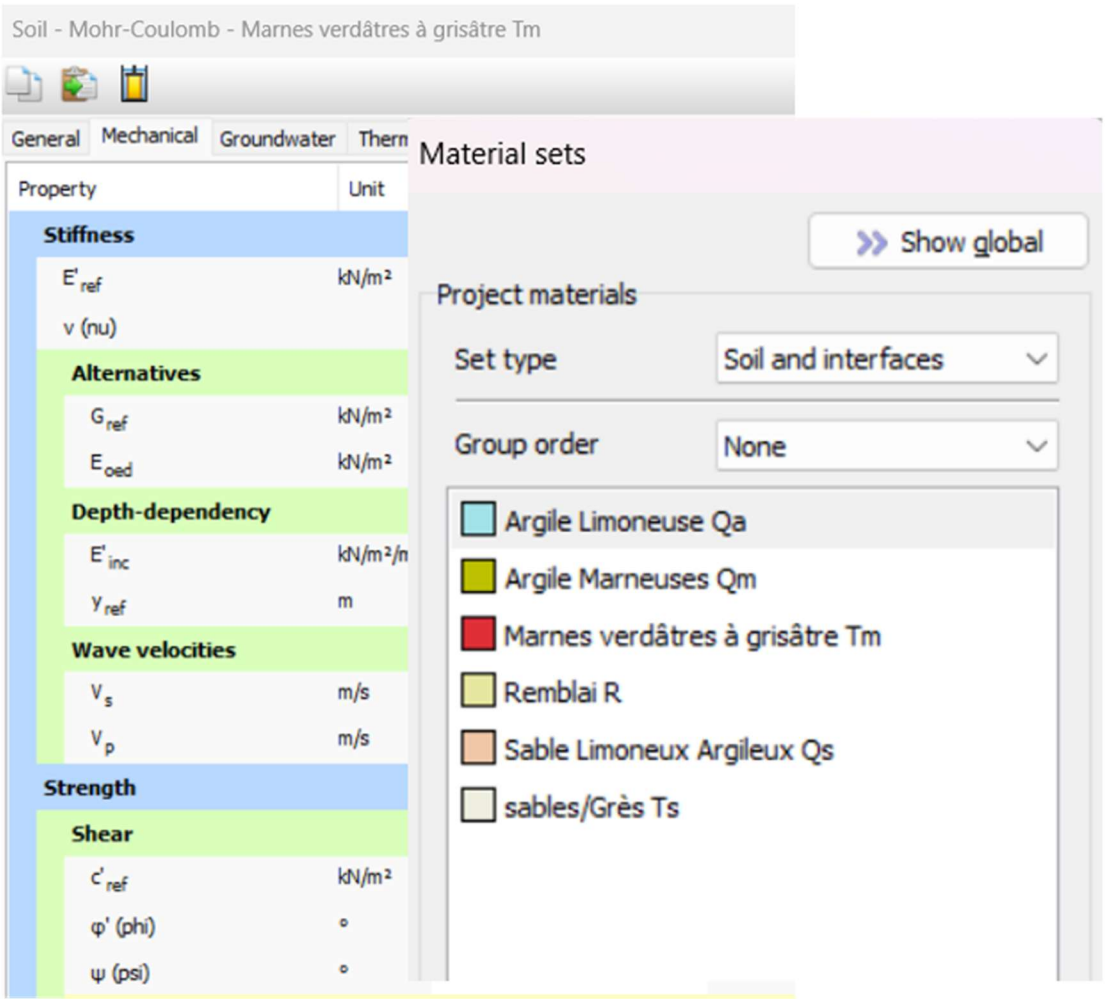


Figure IV.15 Sols introduits

Dans cette étape nous introduisons les données relatives aux sols en fonction du modèle de comportement choisie, pour notre cas, le modèle de Mohr-Coulomb.

Nous introduirons également les données relatives au soutènements employé, deux types d'éléments : l'élément « plate » pour les cintres métalliques + béton projeté, élément « Embedded beams » pour les barres foncé HA 25.

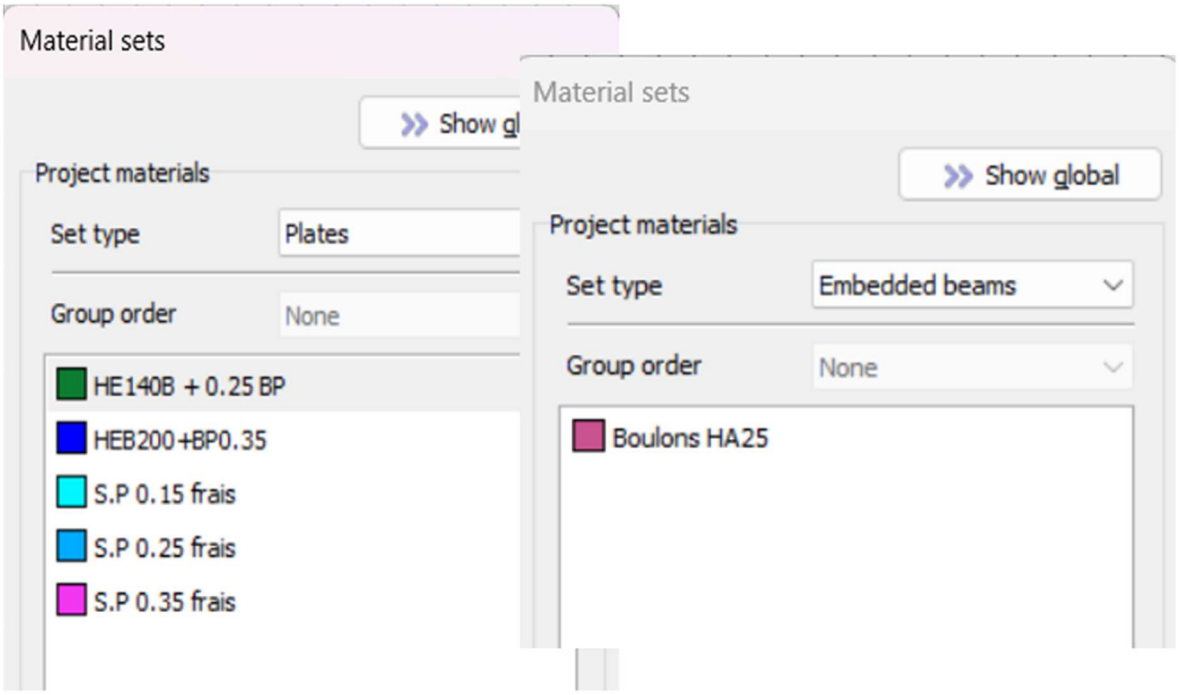


Figure IV.16Elements structuraux introduit dans le modèle PLAXIS

2. Définition de la lithologie, des charges en surface, et de la géométrie de la galerie souterraine

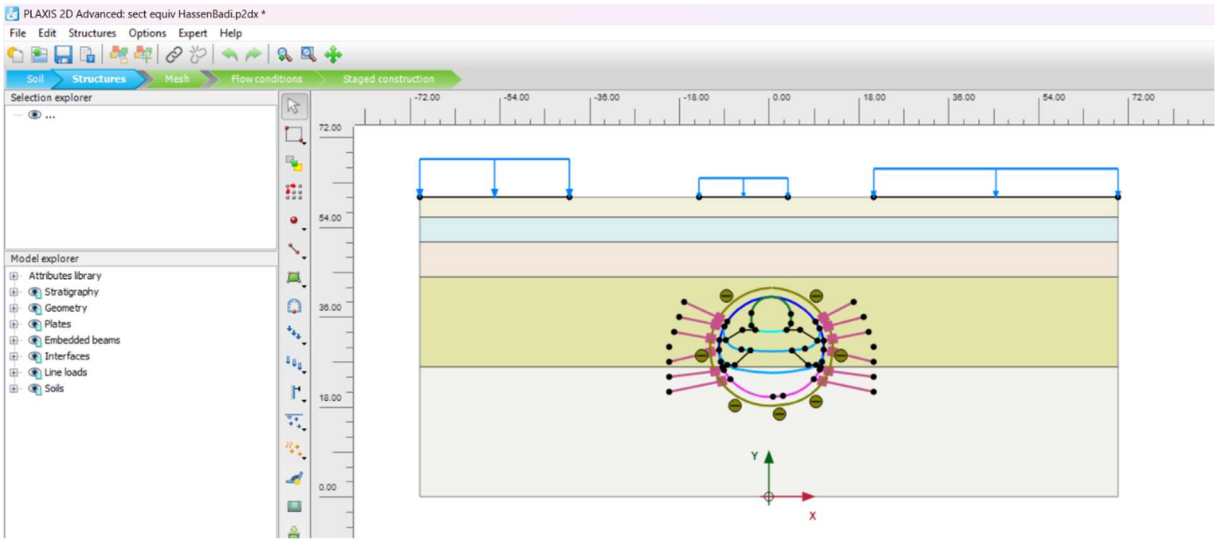


Figure IV.17Modèle entier

3. Maillage

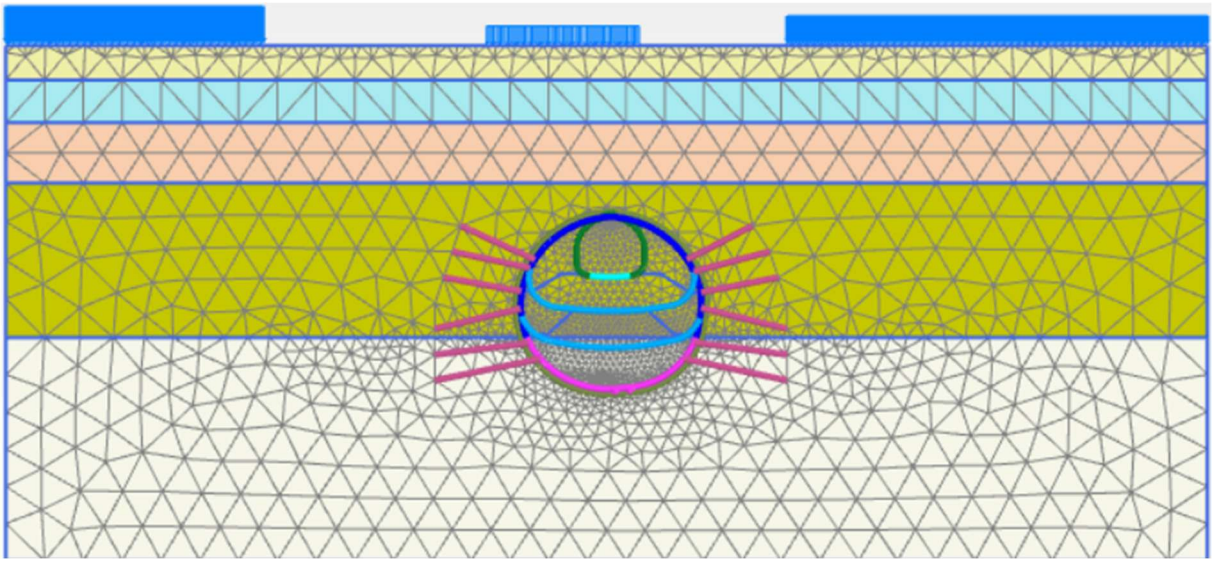


Figure IV.18Mailliage en éléments finies

4. Introduction du phasage :

Dans cette étape, à chaque phase, un élément (soit une partie du sol ou une partie du soutènements) sera activé par une phase, ou désactivé.

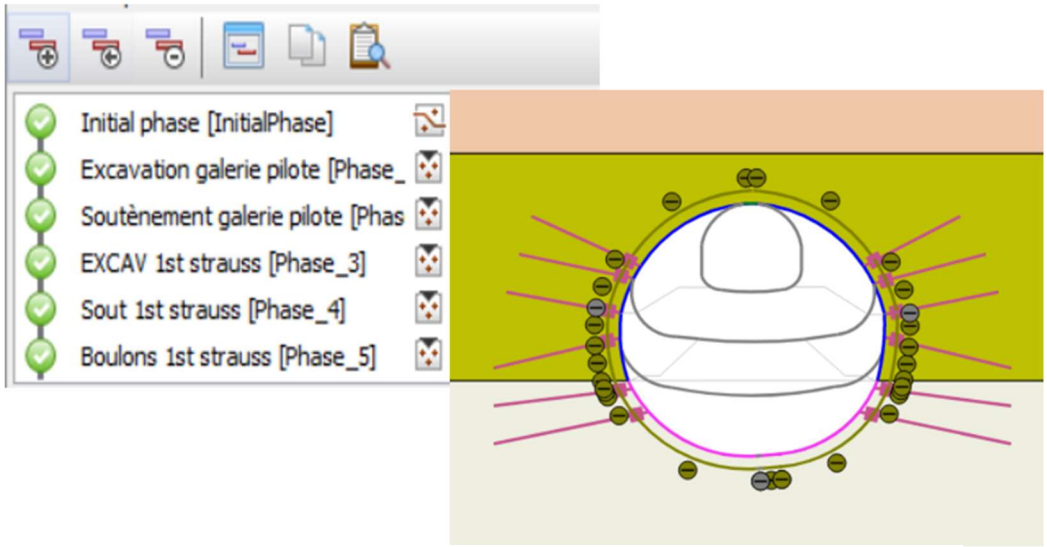


Figure IV.19Phasage de creusement introduit dans PLAXIS 2D.

Dans cette étape, après la désactivation d'une partie du sol, un taux de déconfinement relatif à chaque phase est alors attribué, ces derniers seront mentionnés dans le tableau qui suit :

Phases	***Coefficient de déconfinement***
Excavation de la galerie pilote	0.45
Elargissement latéraux (étage 2a)	0.4
Strauss	0.35
Etages 3b et 4	0.35

5. **Résultats d'analyse :**

Les résultats en déplacements cumulés sont donnés dans les figure IV.20 et IV.21. (Résultats en détail dans l'annexe 2).

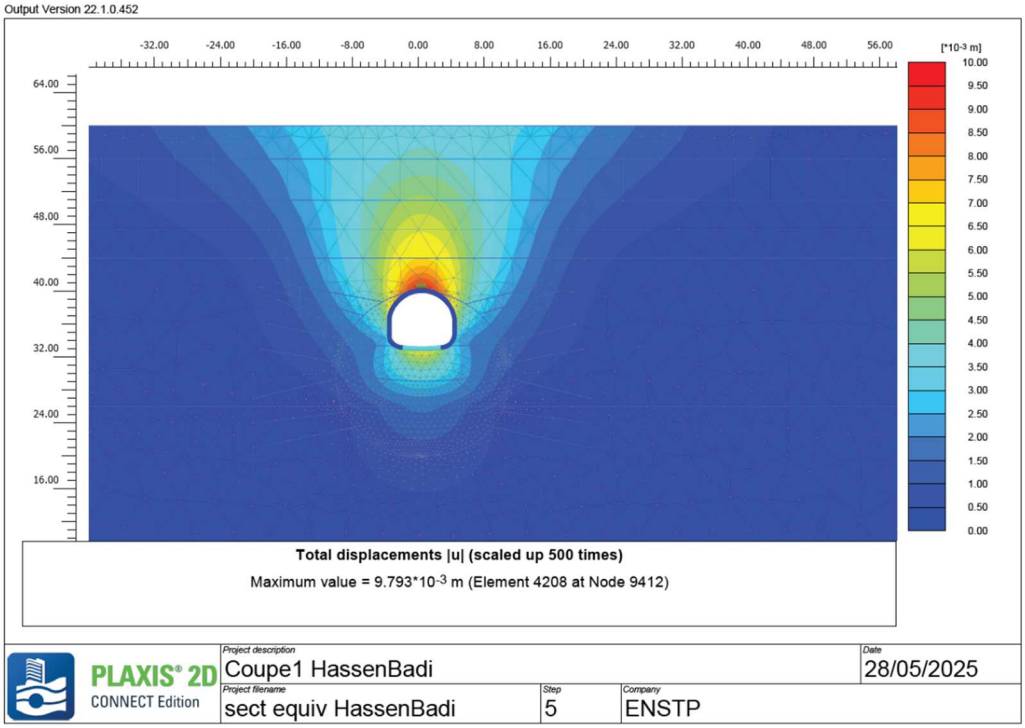


Figure IV.20 Résultats d'analyse : champ de déformations après soutènement de la galerie pilote.

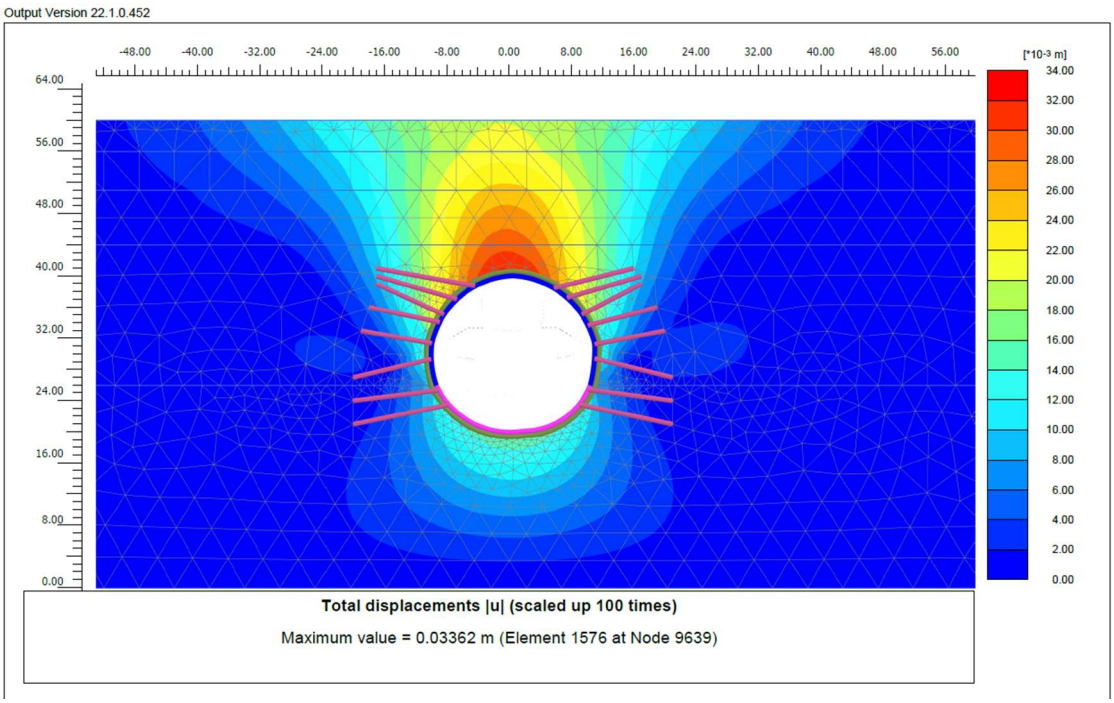


Figure IV.21 Champs de déformations après excavation et soutènement de toute la section de la galerie.

On peut remarquer sur les images pseudo couleur qu'en raison de la faible couverture du tunnel ainsi que la qualité des sols rencontrés, les déplacements dues au creusement atteignent la surface, la valeur des tassements maximum après excavation de toute la section du tunnel est donc de 2cm.

IV.5 Conclusion

Nous pouvons remarquer d'une part que les déplacements affichés dans la figure IV.20 sont assez proche des résultats obtenus par la méthode convergence-confinement. D'autre part les déplacements finaux après l'excavation de la totalité de la section de la galerie sont assez importants, ceci est dû à la qualité médiocre du sol. La limitation des déplacements nécessiterait l'emploi de technique complexe, difficile à mettre en œuvre et coûteuses.

Chapitre V : Modélisation du revêtement de la station.

V Modélisation du revêtement de la station

V.1 Introduction

Ce chapitre, concerne la modélisation numérique de la structure intérieure (le revêtement) de la station Hacen-Badi en utilisant le logiciel SAP2000, Afin de déterminer le ferraillage nécessaire relatif aux différents éléments structuraux en béton armé constituants le corps principal de notre station donc les Dalles, les voiles, les radiers, les quais, ainsi que le revêtement du tunnel. Compte tenu des dimensions et de la géométrie de la station, la modélisation de l'ensemble de la structure impliquerait des temps de calcul très élevés. En tirant parti de la symétrie de la station, seule la moitié de celle-ci sera modélisée.

V.2 Présentation du logiciel SAP2000

SAP2000 est un logiciel de génie civil à usage général, qui permet l'analyse et la conception de tout type de système structurel en 2D ou en 3D, ses résultats sont obtenus par un calcul d'éléments finies.

V.3 Détermination des charges et surcharges

Il est à noter que :

Le poids propre de chaque élément de la structure intérieure est calculé automatiquement par le logiciel SAP2000 après introduction les caractéristiques du béton (C30/37) suivantes :

- Poids volumique du béton : γb = 25 $KN/m3$.

- Module d'élasticité : E = 33 GPa.

- Résistance à la compression : $fc28$ = 30Mpa.

- Poids volumiques des terres : γ_h= 20 KN/m3

  - Les autres chargements appliqués sur chaque élément de la structure intérieure sont extraits de l'EN 1991-1-1. [14]

- **Chargement des parois de revêtement :**

Afin de simplifier la modélisation sur SAP2000, nous allons considérer les poussées des terres comme une charge triangulaire repartie sur le long des parois de revêtement du puit d'extrémité, pour le tunnel la distribution sera faite automatiquement par le logiciel.

Poussées des terres horizontales : Q=ɣ*K*H= 20*40*0.65=546KPa

Charges verticales sur le tunnel : Q= ɣ*H+(bâtiment R+1) = 20*20+22=422KPa

- **Dalle de couverture :**

  - La charge du remblai sur la dalle de couverture :

Q1= γremblai * h remblai → Q1= 20*2.5 = 50 KPa

  - Une charge relative aux revêtements (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) :

$Q2$= 5 KPa.

- Charge d'exploitation due au trafic :

Q3= 10 KPa… [14]

- **Radier** :
- Charge dû aux équipements techniques : Q=15KPa

- **Dalles**
- Charge permanente relative au revêtement (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : $Q = 5\ KN/m2$
- Charge permanente due aux locaux techniques : Q = 15 KPa
- Charge d'exploitation : $Q = 5\ KN/m2$

- **Mezzanine :**
- Charge permanente relative au revêtement (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : $Q = 5\ KN/m2$
- Charge d'exploitation : $Q = 5\ KN/m2$

- Combinaisons de charges :

  - ELS (combinaison fondamentale) : $G+Q$
  - ELU (Situation durable) : $1.35G + 1.5Q$
  - ELU (combinaison accidentelle) : G+0.3Q+E

V.4 Etapes de modélisation

La modélisation sur sap2000 ce fait par les étapes suivantes :

1. Définition des matériaux : béton 30/37, acier S275 et des sections : Dalles, voiles,

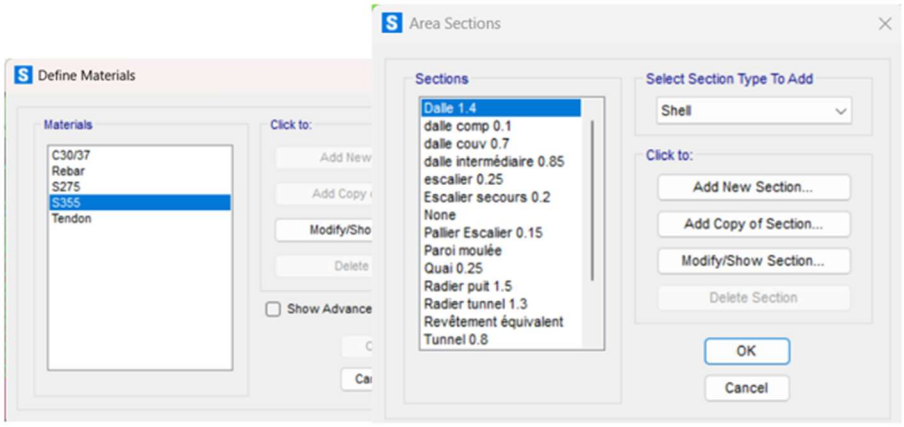


Figure V.1 Matériaux et Sections définies sur SAP2000.

2. Définitions des charges : poids propre, spectre de réponse, charge d'exploitation et des combinaisons de charge.

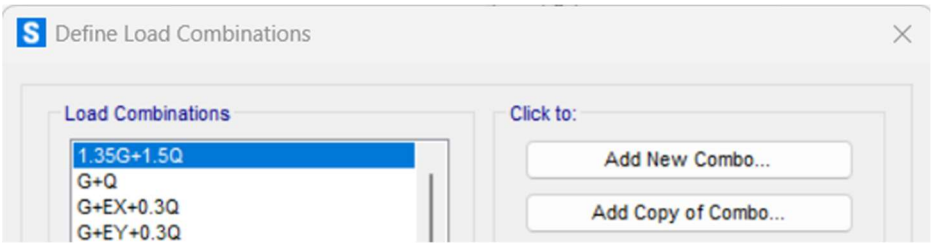


Figure V.2 Combinaisons d'action.

3. Modélisation : dans cette étape nous assemblons la station selon les plans

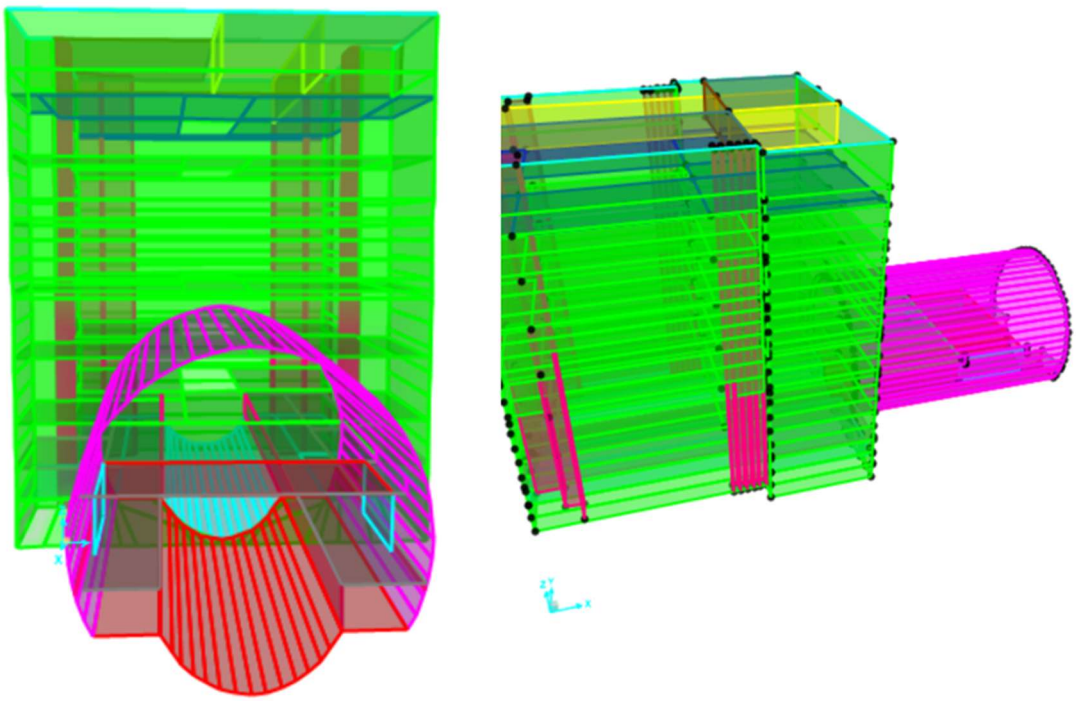


Figure V.3 Modèle 3D sur SAP2000.

4. Application des charges : en fonction de l'élément nous appliquerons les charges dues au poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation

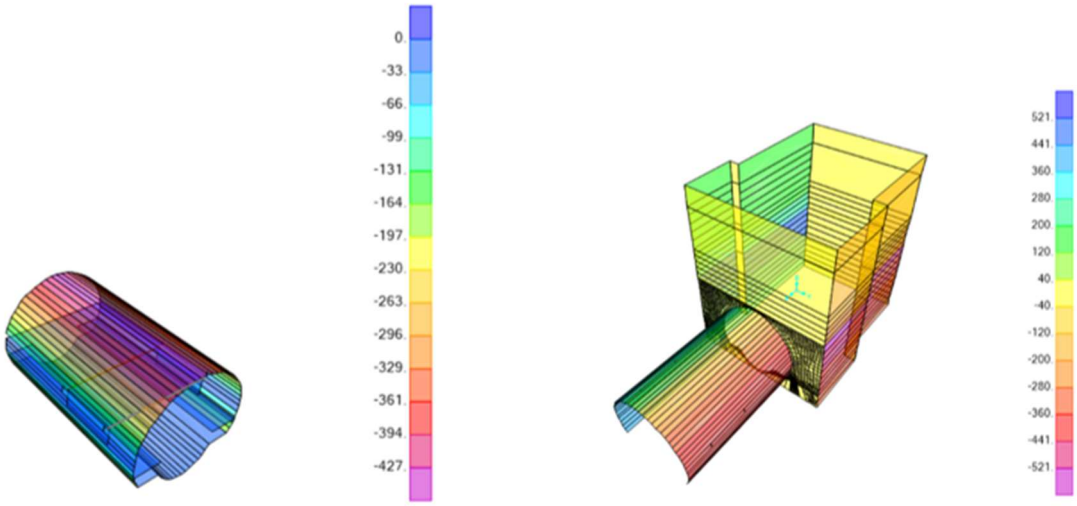


Figure V.4 Charges appliqué sur la structure.

5. Maillage des éléments, Analyse du modèle, et vérification.

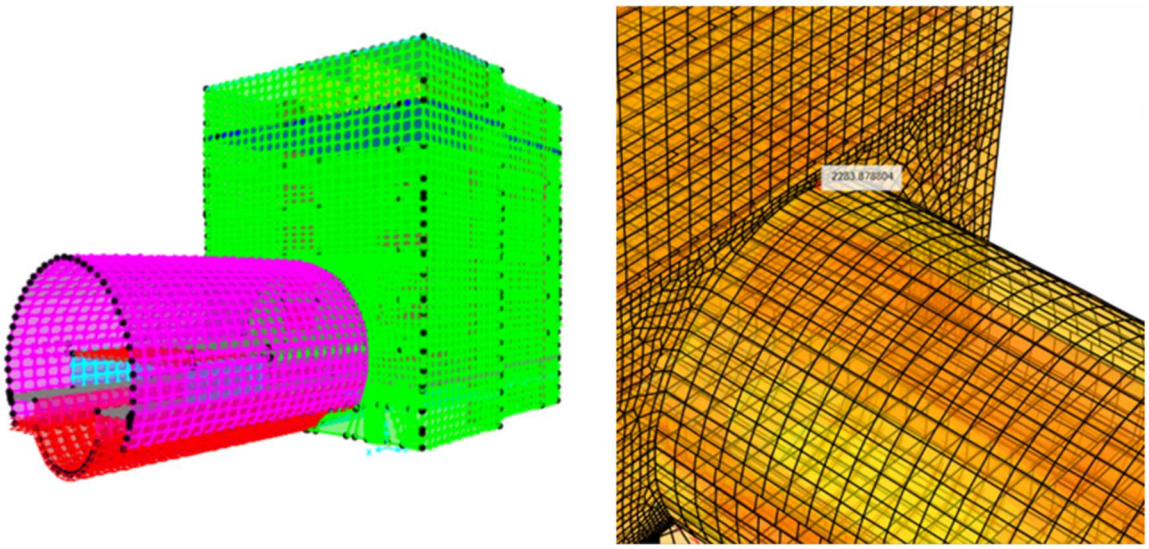


Figure V.5 Maillage de la structure.

V.5 Calcul des sections d'armature

Après avoir déterminer les efforts internes de chaque élément de la structure, le ferraillage longitudinal et transversal a été calculé par mètre linéaire grâce au logiciel ROBOT EXPERT (détails dans l'annexe 3), selon le règlement BAEL 91 [22] voici les quantités d'armatures obtenue :

- Ferraillage de la dalle de couverture :

Section : 100 x 140 cm

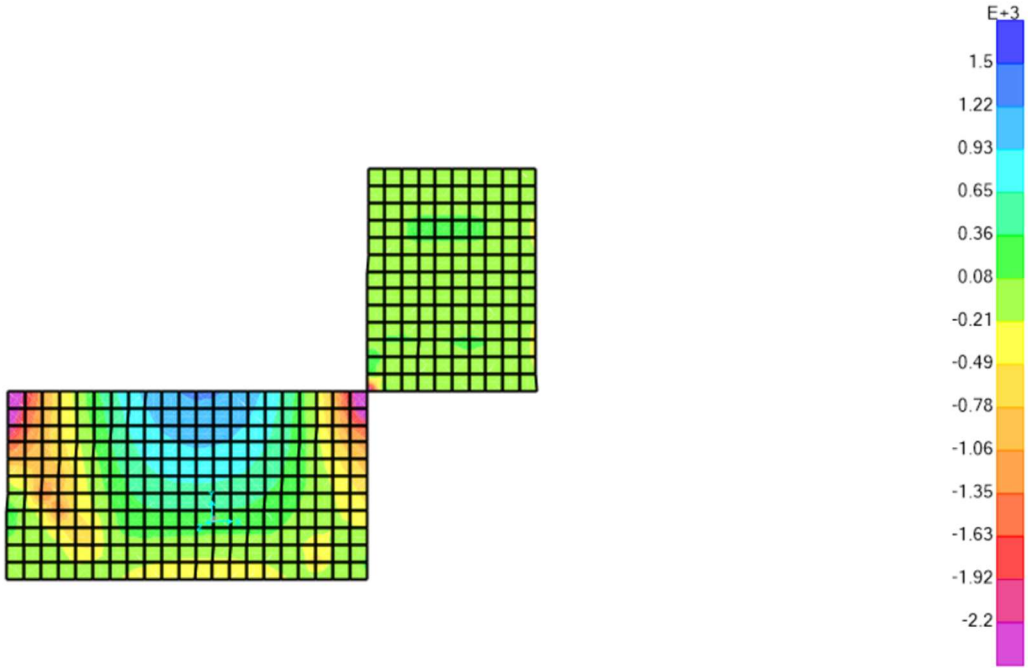


Figure V.6 Enveloppe des moments fléchissant à l'ELU (KN.m/m).

Position d'Armature	Diamètre et Espacement	Quantité Totale
Longitudinal – Nappe supérieure	Ø25//15 + Ø16//15	44.73 cm²/m
Transversal – Nappe supérieure	Ø25//15 + Ø16//15	44.73 cm²/m
Longitudinal – Nappe inférieure	Ø25//15 + Ø16//15	44.73 cm²/m
Transversal – Nappe inférieure	Ø25//15 + Ø16//15	44.73 cm²/m
Armature d'Effort tranchant	Ø10//15//30	17.56 cm²/m²

- Ferraillage des Dalles :

Section : 100 x 85 cm

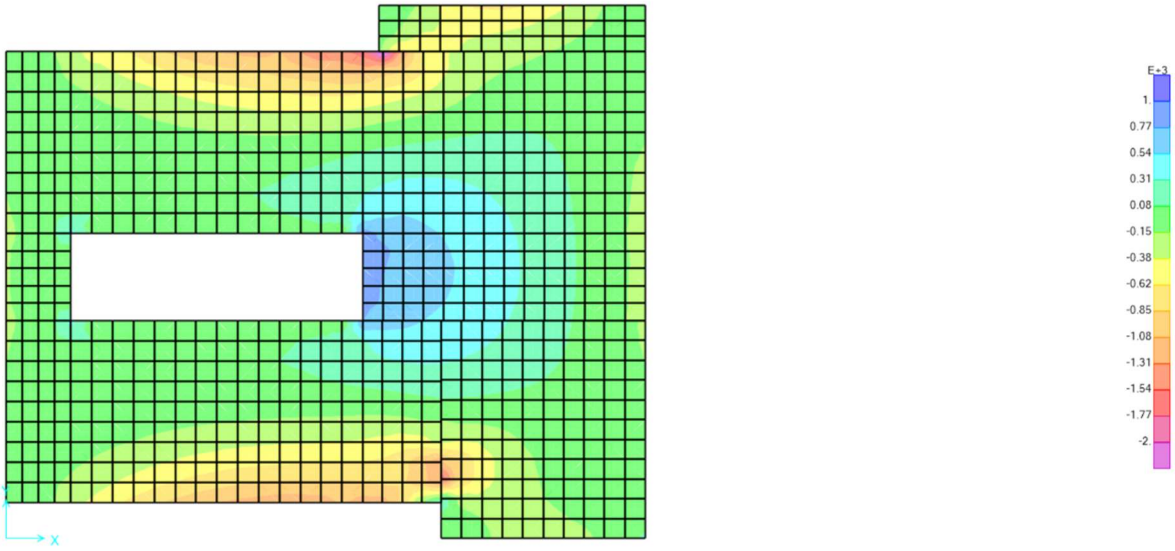


Figure V.7 Moments fléchissant à l'état limite ultime (KN.m/m).

Position d'Armature	**Diamètre et Espacement**	**Quantité Totale**
Longitudinal – Nappe supérieure	Ø25//15 + Ø20//15	53.67 cm2/m
Transversal – Nappe supérieure	Ø25//15 + Ø20//15	53.67 cm2/m
Longitudinal – Nappe inférieure	Ø25//15 + Ø20//15	53.67 cm2/m
Transversal – Nappe inférieure	Ø25//15 + Ø20//15	53.67 cm2/m
Armature d'Effort tranchant	Ø12//15//30	25.11 cm2/m2

- Ferraillage du quai :

Section : 100 x 25 cm

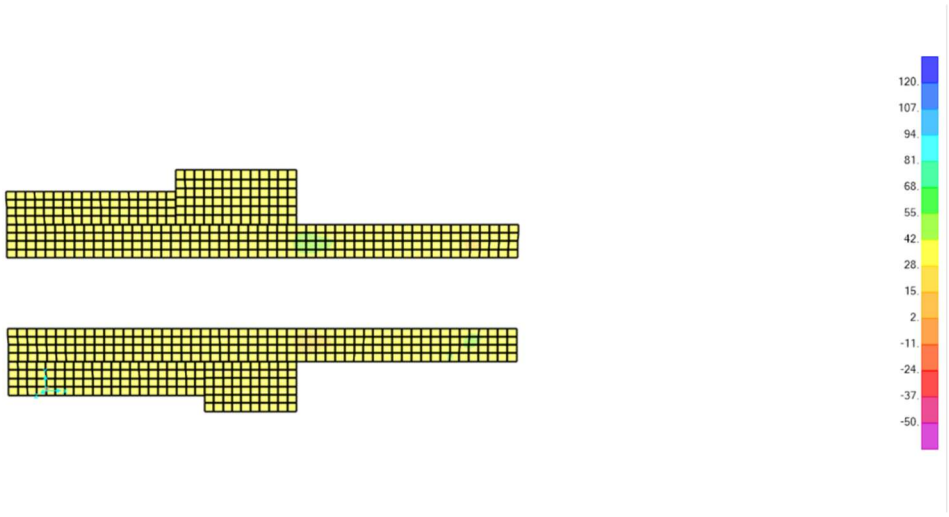


Figure V.8Moments fléchissant à l'état limite ultime (KN.m/m).

Position d'Armature	Diamètre et Espacement	Quantité Totale
Longitudinal – Nappe supérieure	Ø12//10 + Ø10//10	19.20 cm2/m
Transversal – Nappe supérieure	Ø12//10	11.30 cm2/m
Longitudinal – Nappe inférieure	Ø12//10 + Ø10//10	19.20 cm2/m
Transversal – Nappe inférieure	Ø12//10	11.30 cm2/m
Armature d'Effort tranchant	Ø10//20//20	19.50 cm2/m2

- Ferraillage du radier :

Section : 100 x 150 cm

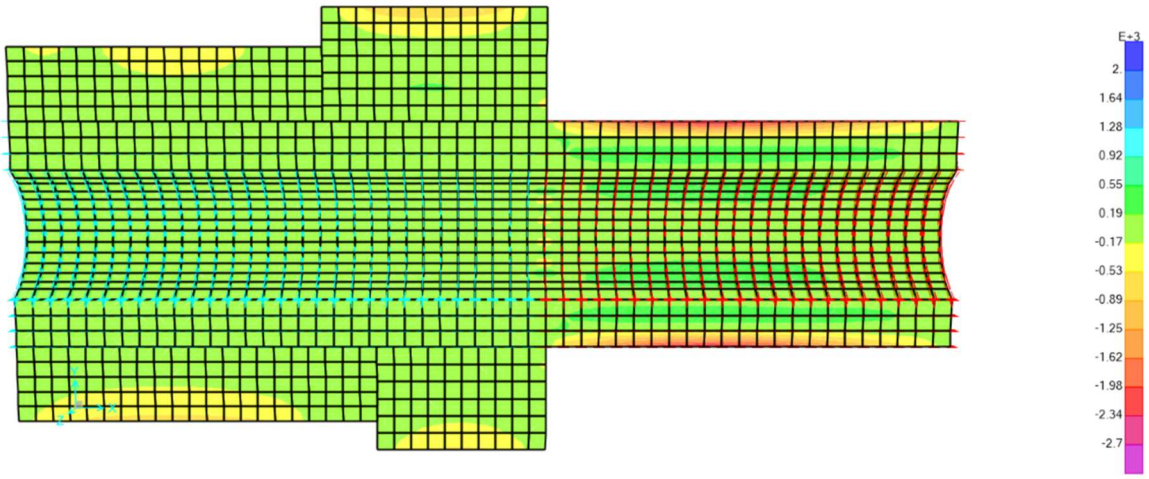


Figure V.9 Moment fléchissant à l'état limite de service (KN.m/m).

Position d'Armature	Diamètre et Espacement	Quantité Totale
Longitudinal – Nappe supérieure	Ø32//15 + Ø32//7.5	160.86 cm²/m
Transversal – Nappe supérieure	Ø32//15 + Ø25//15	86.33 cm²/m
Longitudinal – Nappe inférieure	Ø32//15 + Ø32//15	107 cm²/m
Transversal – Nappe inférieure	Ø32//15 + Ø20//15	74.53 cm²/m
Armature d'Effort tranchant	Ø16//15//30	44.67cm²/m²

- Ferraillage des voiles périphérique des puits :

Section (100 x 160cm)

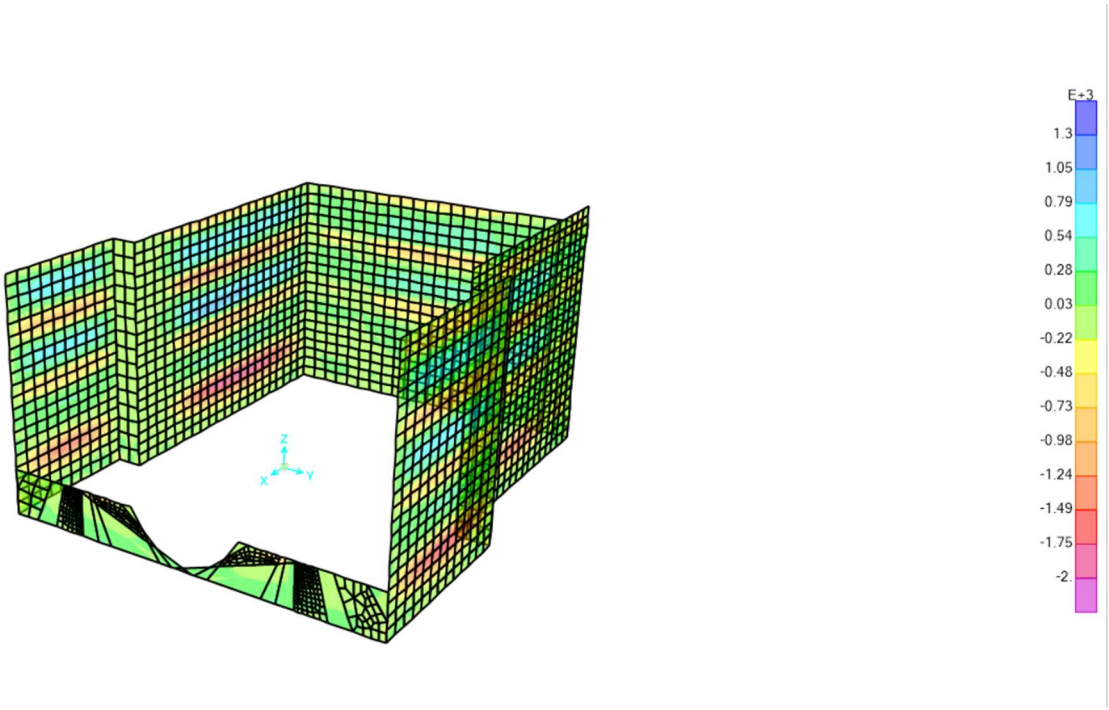


Figure V.10 Enveloppe des Moments fléchissant à l'état limite des service (KN.m/m).

Position d'Armature	**Diamètre et Espacement**	**Quantité Totale**
Longitudinal – Face intérieure	Ø32//15 + Ø25//15	86.33cm²/m
Transversal – Face intérieure	Ø32//15	53.60cm²/m
Longitudinal – Face extérieure	Ø32//15 + Ø20//15	74.53cm²/m
Transversal – Face extérieure	Ø32//15	53.60cm²/m
Armature d'Effort tranchant	Ø16//15//30	44.67cm²/m²

- Paroi liée au tunnel

Section (100 x 160cm)

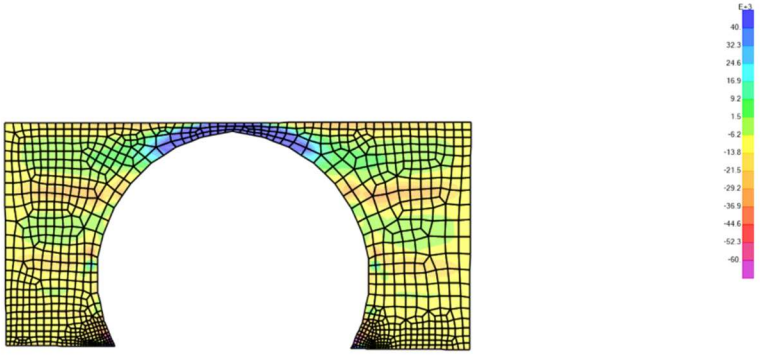


Figure V.11 Enveloppe des moments fléchissant à l'état limite ultime (KN.m/m).

Position d'Armature	**Diamètre et Espacement**	**Quantité Totale**
Longitudinal – Nappe supérieure	Ø32//6 + Ø32//6	255 cm²/m
Transversal – Nappe supérieure	Ø32//15 + Ø25//15	86.33 cm²/m
Longitudinal – Nappe inférieure	Ø32//6 + Ø25//6	206 cm²/m
Transversal – Nappe inférieure	Ø32//15 + Ø20//15	74.53 cm²/m
Armature d'Effort tranchant	Ø16//15//30	44.67cm²/m²

- Ferraillage du revêtement de la galerie :

Section : 100 x 80 cm

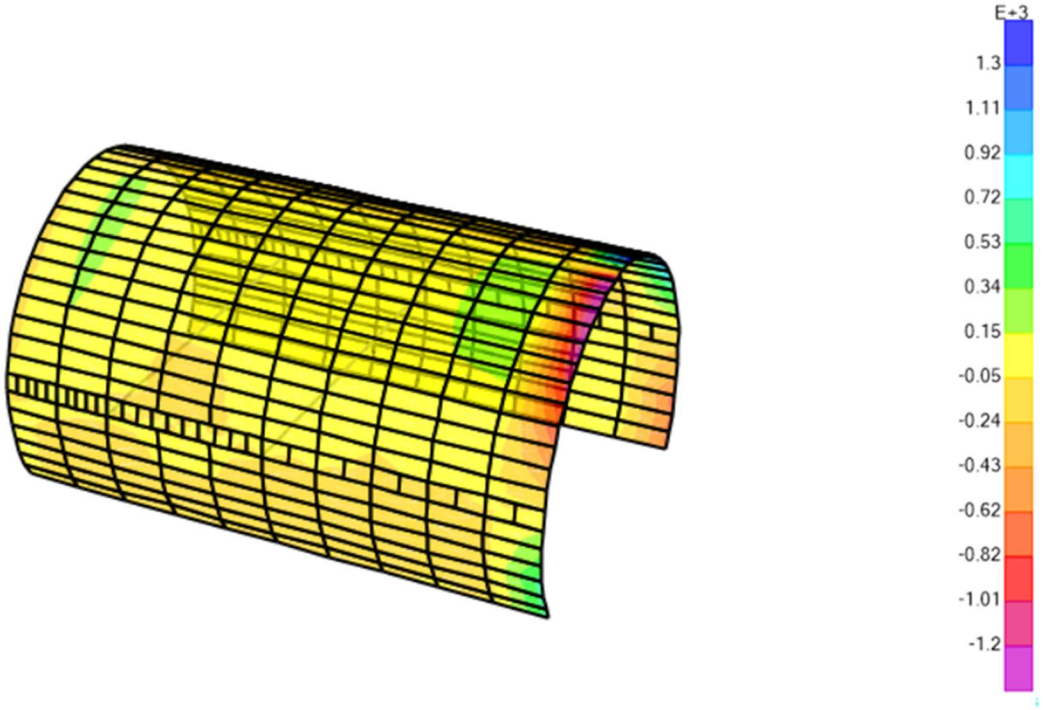


Figure V.12 Enveloppe des moments fléchissant à l'ELU (KN.m/m).

Position d'Armature	**Diamètre et Espacement**	**Quantité Totale**
Longitudinal – face extérieure	Ø25//15 + Ø32//15	86.33 cm²/m
Transversal – face extérieure	Ø25//15	29.45 cm²/m
Longitudinal – face intérieure	Ø25//15 + Ø32//15	86.33 cm²/m
Transversal – face intérieure	Ø25//15 + Ø20//15	53.66 cm²/m
Armature d'Effort tranchant	Ø10//15//30	17.56 cm²/m²

V.6 Conclusion

La modélisation en 3D de cet ouvrage complexe, a offert une base fiable pour les vérifications structurelles, en permettant de visualiser avec précision l'envergure des charges et des sollicitations qui s'exercent sur chaque élément. Un ferraillage adapté à chacun de ces derniers a pu ensuite être déterminée suivant les recommandations du règlement BAEL99.

Chapitre VI : Étanchéité.

VI Etanchéité

VI.1 Introduction

Les stations de métro exhibent l'importance et la nécessité d'être protégées contre les infiltrations d'eau d'abord parce que celles-ci se trouvent sous terre et dans un environnement très nuisible au béton mais aussi car elles abritent des infrastructures et équipements sensibles, ne pouvant être endommagées par l'eau infiltrée (comme le rail électrifié).

Une mauvaise étanchéité peut compromettre le bon fonctionnement des équipements électriques, engendrer des courts-circuits et entraîner des interruptions de service. C'est pour cela qu'une étanchéité efficace est indispensable pour assurer la durabilité des infrastructures, garantir la sécurité et l'état de service de l'ouvrage.

VI.2 Définitions

L'ETANCHEITE : Elle représente la fonction d'un produit ou d'un procédé empêchant le passage de l'eau à l'intérieur de l'ouvrage.

Théoriquement aucun débit de fuite n'est admis, cependant le Fascicule 67.Titre III (Association Française des travaux souterrains), conseille de prendre en compte un léger débit d'infiltration pour le dimensionnement du réseau d'assainissement du tunnel, à condition que la naissance de l'infiltration ne se situe pas entre dix (10) heure et quatorze (14) heure par rapport à l'axe de la voute (l'infiltration entre 10h et 14H est prohibé dans les tunnels métro à cause du 3ème rail sous haute tension (750 volte pour le métro d'Alger). [25]

Le procédé d'étanchéité est toujours à l'extrados, cela permet la protection du béton contre les venues d'eau prolongeant ainsi la durée de vie de l'ouvrage.

L'étanchéité fonctionne sous pression hydrostatique, elle doit donc être conçue pour résister à cette pression sans se déchirer.

Etanchéité Totale : signifiant une étanchéité complète qui prend l'ouvrage en chaussette (Périmétrique : radier et voûte). Généralement la meilleure solution pour la fiabilité et la protection de la structure ; elle constitue la solution de base pour les tunnels sous la nappe (charge hydrostatique permanente). Pour les tunnels inscrit dans la roche, cette solution est également recommandée en général avec drainage en base de piédroits [38].

Etanchéité partielle : Seul une partie de l'ouvrage (la demi section supérieure du tunnel) fait objet de travaux d'étanchéité, les pieds droits du tunnel sont dotés généralement d'un drainage vertical (couche entre l'étanchéité et le support descendant vers une conduite longitudinal en base d'étanchéité (celle-ci renvois les eaux vers le puit de pompage) pour éviter toute mise en charge [38].

On n'aura en général, dans ce cas-là, aucune venue d'eau après mise en œuvre du revêtement car l'eau s'écoulera plus facilement derrière l'ouvrage à travers le système de drainage.

Le procédé d'imperméabilisation : procédé qui est mis en œuvre à l'intrados de l'ouvrage. Il doit rester adhérent au support tout en résistant contre la pression hydrostatique [38].

Ces solutions sont généralement composées de résines, d'enduits spécifiques ou de mortiers hydrofuges, adhérent au béton. Toutefois, en raison de leur sensibilité aux fissurations du support, un certain niveau d'infiltration résiduelle est toléré.

Structures étanches : ouvrages ne recevant pas un procédé d'étanchéité ou d'imperméabilisation. Ces ouvrages sont généralement conçus avec un débit de fuite admissible. Un bon exemple des structures étanches est le cas des parois moullées, bien entendu ces dernières doivent obéir à des conditions spécifiques de conception et de mise en œuvre, et sont suivies minutieusement lors de la réalisation [38].

Drainage : processus courant qui signifie le captage et l'évacuation de l'eau d'infiltration vers le réseau d'assainissement de l'ouvrage (ou puit de pompage) [38].

Indépendance : étanchéité ou drainage réalisé en indépendance du support (non adhérents au support)

Semi indépendance : étanchéité (asphalte ou bitume) partiellement adhérente au support [38].

Adhérence : étanchéité ou imperméabilisation totalement adhérente au support [38].

DEG : Dispositif d'Etanchéité par Géomembrane celui-ci est composé de :

Un Support de protection

Un Géotextile non tissé avec une haute densité, celui-ci sera posé sur la surface du pré soutènement qui doit obéir à certaines règles de planéité et de rugosité cité dans la fiche AFTES GT16R2. [25]

Le fait qu'il ne soit pas tissé vas permettre un bon drainage des eaux et éviter les stagnations en amont de la géomembrane.

Sa haute densité va lui procurer une résistance au poinçonnement élevé pour qu'il puisse jouer son rôle de protection pour la géomembrane d'étanchéité.

Voici ce que recommande la norme NF EN 13252 quant aux caractéristiques du géo synthétique. [26]

Tableau VI.1Recommandations sur les Geosynthétiques en fonction du pré soutènement. [26]

Protection Géo-synthétique	Nature du béton projeté		Cintres et Tôles
	Fibré	Non fibré	
Masse surfacique (g/m^2)	800	600	1000
Poinçonnement (KN)	0.8	0.6	1
Allongement (%)	70	70	70

Une Géomembrane d'étanchéité principale

Les plus souvent utilisé sont fabriquée en PVC (polychlorure de vinyle) ou PEHD (polyéthylène haute densité), elle constitue la barrière imperméable principale.

Critère de choix entre les matériaux constitutif de la géomembrane :

Tableau VI.2 Tableau comparative entre géomembrane PVC et PEHD.

Critère	PVC-P (Polyvinyle Chlorure Plastifié)	PEHD (Polyéthylène Haute Densité)
Flexibilité	Très souple, s'adapte bien aux surfaces irrégulières	Rigide, difficile à poser sur des structures complexes
Soudabilité	Facile à souder à l'air chaud	Nécessite des soudures par extrusion ou fusion thermique
Résistance chimique	Bonne, mais limitée face aux hydrocarbures et solvants	Excellente, résiste aux acides, hydrocarbures et solvants
Résistance mécanique	Moyenne, peut être perforé plus facilement	Très élevée, adapté aux environnements agressifs
Utilisation sous pression d'eau	Adaptée aux systèmes nécessitant souplesse et étanchéité flexible	Très résistant, utilisé pour des ouvrages soumis à forte pression hydrostatique
Facilité d'installation	Facile à manipuler et à poser	Plus difficile à manipuler en raison de sa rigidité
Coût	Moins cher	Coûteux

VI.3 Critère de choix de l'étanchement

Afin de parvenir au choix le plus adéquat du type d'étanchement, plusieurs facteurs doivent être pris en compte, principalement :

➢Les contraintes liées à l'exploitation des ouvrages :

Pour une station de métro, contrairement au tunnel routier, cette contrainte est la plus pesante pour la détermination du système d'étanchéité qui sera adopté, les exigences quant au débit admissible sont très strictes et parfois nul.

➢Contraintes de conception de l'ouvrage : forme du tunnel ou de la structure souterraine, méthode de réalisation...etc.

➢ Contraintes liées aux caractéristiques physico-chimiques de l'eau du terrain encaissant : celle-ci va surtout affecter le choix du matériau qui compose la membrane d'étanchéité.

➢ Contraintes liées à la pression hydrostatique maximale (E.E)

➢ Contraintes liées au coût des travaux et à la maintenance :

Selon une étude mené par le centre d'étude des tunnels en France (Le CETU) l'étanchement des ouvrages souterrains va être le facteur déterminant sur les coûts de maintenance du tunnel, les montants ci-après ont été estimés : [24]

- 5 000 à 10 000 €/Km/AN pour des ouvrages récents (moins de 30ans) étanchés par un DEG synthétique.
- 12 à 125000€/Km/AN pour les ouvrages plus anciens (50 à plus de 100 ans).

➢ Contraintes liées à la durabilité de l'ouvrage : environnement agressif, sols acides, sulfatés où contenant des matières organiques agressives.

Tableau récapitulatif :

Tableau VI.3 Récapitulatif sur les critères de choix du système d'étanchement [27].

Type d'étanchéité (Article 2 – version 2.1 juillet 2014) [27].	Eau agressive	Eau incrustante	Pression hydrostatique	Phasage du gros œuvre	Optimisation coût de maintenance
Étanchéité par écran d'étanchéité extrados et intrados S.E.L.-A	XXX	XXX	XXX	XXX	XXX
Étanchéité par imperméabilisation en intrados	XX	XX	X	XXX	XX
Étanchéité par structure relativement étanche (paroi-moulée – tunnel foré avec voussoirs)	X	X	X	Sans objet	X

XXX : Fortement recommandé

XX : recommandé

X : non recommandé

VI.4 Etanchéité de la station

La station Hacen-Badi contient trois parties : deux structures cadres séparées par une galerie souterraine au milieu. Cette disposition structurelle de la station en plus de la méthode de réalisations des différentes parties ont influé sur le choix des systèmes d'étanchéité adopté.

VI.4.1 Etanchéité des parties cadres

Les parties excavées par la méthode Bottom-up font l'objet de structures étanches où la paroi moulée vas assurer l'imperméabilité de la structure.

Afin que celle-ci remplisse pleinement leurs rôles d'étanchement, elles doivent répondre à plusieurs exigences techniques et constructives :

1. Qualité du béton utilisé

Béton à faible perméabilité :

Le béton à faible perméabilité doit avoir un rapport eau/ciment faible pour limiter la porosité.

L'utilisation d'adjuvants hydrofuges est nettement favorable à l'amélioration de l'imperméabilité.

L'utilisation de béton autoplaçant et convenablement vibré peut être utilisé pour éviter les poches d'air et assurer une compacité maximale.

Joints entre panneaux de paroi moulée :

Les joints entre panneaux de la paroi moulée sont étanches en raison de la technique de réalisation de la paroi : chaque panneau mâle est fraisé avant le coulage des panneaux intercalaires et cela garantit l'étanchéité de la structure.

2. Maîtrise du creusement et du soutènement

Le Forage à l'hydrofraise colmate automatiquement les parois par une boue bentonitique, ce qui assure la non contamination du béton par de la terre, la paroi moulée sera ensuite sujette à un recépage afin d'éliminer toute impureté.

VI.4.2 Etanchéité de la galerie souterraine

Même si la nappe phréatique est située en dessous de notre structure, une étanchéité partielle par DEG en extrados a été jugée comme étant la meilleure solution pour éviter les infiltrations d'eau, les problèmes d'agressivité mais aussi pour optimiser les coûts de réalisation et de maintenance., Cette solution est pertinente dans notre cas surtout car la station est située en plein centre urbain et les conduites des réseaux d'assainissement sont sujettes à des fuites qui pourraient porter atteinte à notre structure.

Les figures VI.2, VI.3 schématisent le système d'étanchéité de la galerie souterraine de la station Hassen Badi :

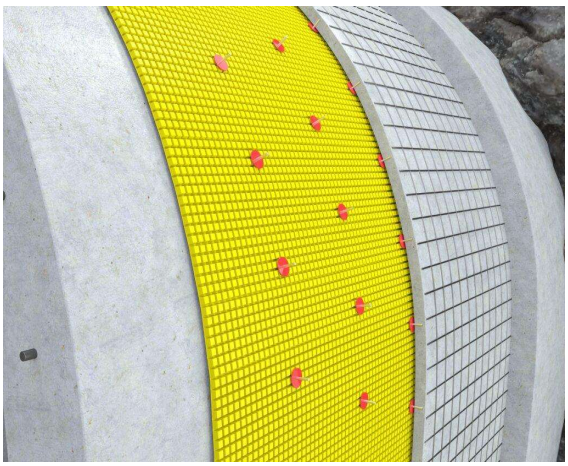


Figure VI.2 Disposition des différentes couches du système d'étanchement. [28]

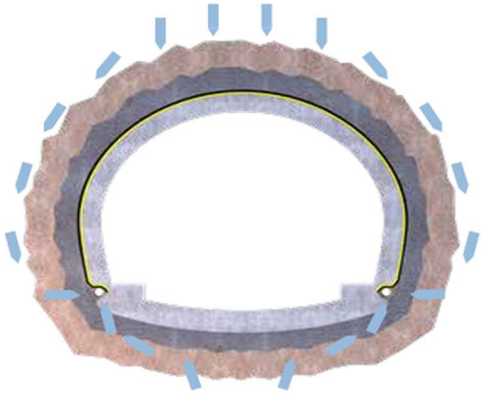


Figure VI.1 Mode de fonctionnement du système d'étanchéité. [28]



Figure VI.3 Photo prise sur chantier.

VI.4.3 Points singuliers

Comme la structure est composée de deux systèmes d'étanchéité différents, les points de jonctions entre ces derniers représentent des zones singulières qui nécessitent une attention particulière :

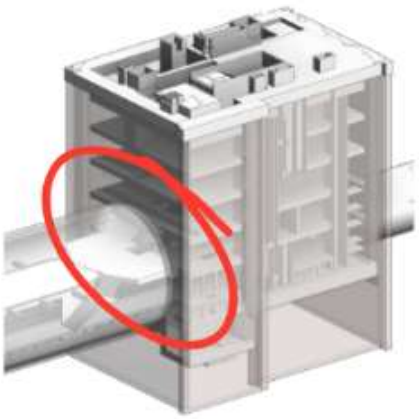


Figure VI.5 croquis montrant le point de jonction qui représente une singularité.

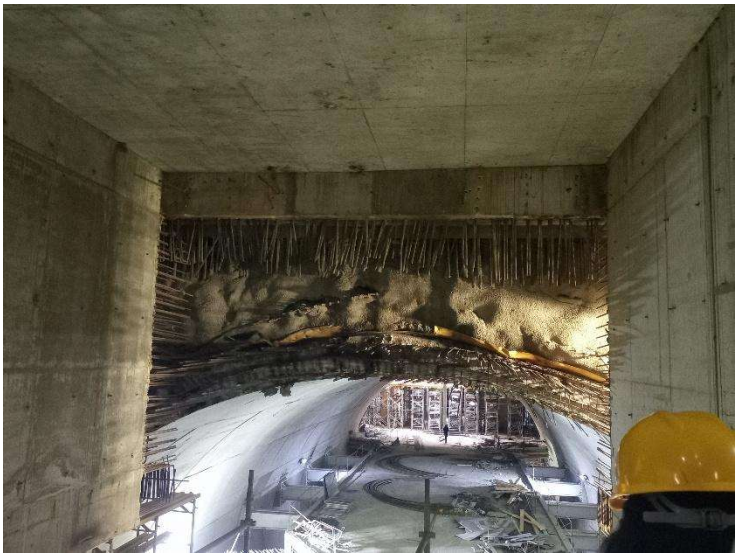


Figure VI.4 Photo prise sur site de la jonction entre les deux structures.

Ce point de jonction entre la galerie souterraine et la partie cadre va être muni d'un joint appelé "water stop" superposé avec la géomembrane et coulé à l'intérieur du voile de la station.

Joints d'arrêts de bétonnage :

La galerie souterraine sera réalisée en plusieurs phases, chaque joint d'arrêt de bétonnage devra donc être muni d'un joint water stop.

VI.5 Mise en œuvre

La mise en place du DEG se fait en quatre grandes étapes :

1. Vérification de l'état du support et reprise des défauts :

La fiche AFTES GT16R2 [25] recommande que le support en béton projeté soit conforme aux normes suivantes :

Tableau VI.4 Recommandations sur la rugosité du support d'étanchéité en béton projeté. [25]

Profondeur Maximale Moyenne sur 40 mesures/25m^2	Condition	Protection / Action
Pieds droits ≤ 15 mm (+3) Voûte ≤ 20 mm (+5)	✅ Conforme	Protection Type
Pieds droits > 18 mm Voûte > 25 mm	⚠️ À renforcer	Protection Type + 200 g/m²
Pieds droits > 25 mm Voûte > 30 mm	❌ Non conforme	Reprise du béton projeté

2. Mise en place du Géotextile de protection avec des supports de fixation :



Figure VI.7 Image montrant le géotextile de fixation et les supports de fixation, après mise en place.

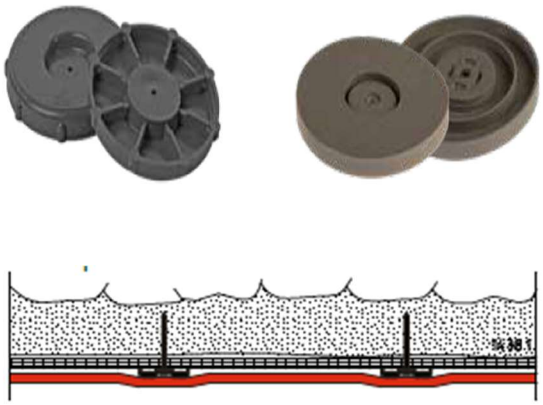


Figure VI.6 Supports permettant la fixation de la géomembrane.

Les rondelles de fixation sont fabriquées de la même matière première que les membranes d'étanchéité synthétiques. Cette propriété permet la soudure de la membrane sur les fixations qui sont ancrées dans le pré-soutènement.

3. Mise en place de la géomembrane :

La Géomembrane est ensuite soudée à l'aire chaud sur les rondelles de fixation et entre morceaux.



Figure VI.8 Images montrant la soudure de la géomembrane.

4. Mise en place des joints de compartimentage :

De la même manière des joints compartimentage sont soudés sur la géomembrane, il est conseillé de compartimenter l'étanchéité par des bandes de joints munie de canaux d'injection afin de faciliter les interventions en cas de défaillance.

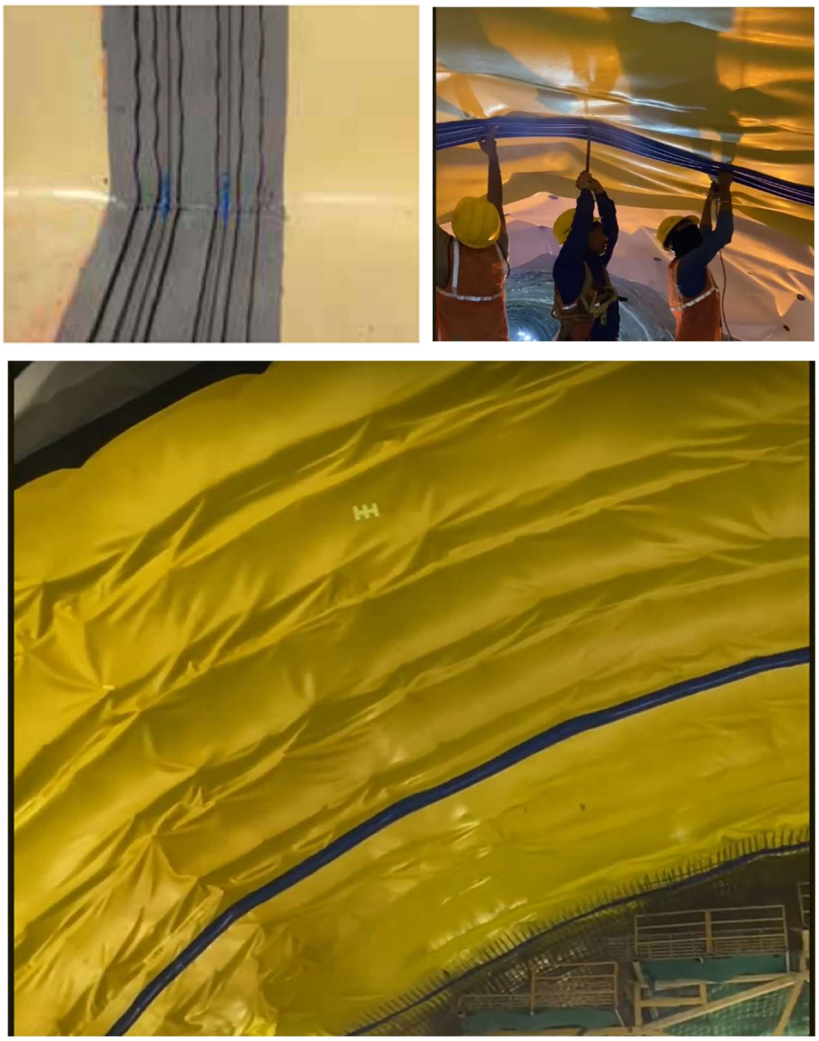


Figure VI.9 Membrane d'étanchéité compartimentée.

VI.6 Conclusion

L'étanchéité d'une station de métro est essentielle pour garantir la durabilité des structures et la sécurité des usagers. En environnement souterrain, les contraintes liées à l'eau, aux sols et aux pressions rendent cette problématique incontournable.

Si l'étude des cas d'étanchéité peut s'avérer complexe, leur mise en œuvre l'est encore davantage. C'est cette étape, souvent délicate, qui conditionne véritablement la durabilité et la fiabilité de l'ouvrage dans le temps.

Chapitre VII : Gestion numérique du projet (Processus BIM).

VII Gestion numérique du projet (processus BIM)

VII.1 Introduction :

Les projets du métro font partie des infrastructures les plus complexe à réaliser, exploiter et maintenir, et c'est particulièrement pour un projet aussi complexe que des outils de gestion numériques peuvent se montrer efficace.

Le Building information mangement modeling model est un processus qui permet de gérer une infrastructure depuis sa conception, jusqu'à son décommissionnement, en passant par sa réalisation, son exploitation et sa maintenance. Le BIM est donc pluridisciplinaire, compatible avec une panoplie de logiciels et d'outils de gestions de données.

VII.1.1Dimensions du BIM

Dans la pratique, quand on parle des "dimensions du BIM", on fait référence à des niveaux d'information ou d'usage du modèle.

- 3D

Le BIM 3D permet de concevoir et de voir à quoi ressemblera le bâtiment : murs, poutres, planchers, équipements techniques, mais aussi les matériaux et les finitions utilisés. L'un des grands avantages du 3D est la détection automatique des conflits entre les éléments (par exemple, une conduite qui traverse une poutre), ce qui évite les erreurs en phase chantier, fait gagner du temps et réduit les coûts.

- 4D

Le BIM 4D va plus loin en ajoutant la notion de temps. Il intègre les étapes de construction dans le modèle, ce qui permet de visualiser l'avancement du chantier au fil des jours ou des semaines. On peut ainsi voir, dans l'ordre, quand et comment chaque partie du bâtiment sera réalisée. C'est un outil très utile pour les chefs de projet, car il facilite la planification et la coordination des différentes interventions tout en repérant les éventuels retards ou conflits de planning.

- 5D

Le BIM 5D, quant à lui, ajoute les données liées aux coûts. Cela permet de connaître, à chaque étape du projet, le budget nécessaire selon les matériaux, la main-d'œuvre ou les équipements. Il devient alors possible d'estimer le coût d'un bâtiment en fonction de ce qui est réellement modélisé, et de suivre l'impact des choix techniques sur les dépenses. C'est une vraie aide pour gérer les budgets, limiter les dépassements et mieux anticiper les besoins financiers.

- 6D

Le BIM 6D introduit une vision à long terme. Il ne se contente pas d'estimer les coûts initiaux, mais prend en compte l'ensemble du cycle de vie du bâtiment : entretien, consommation d'énergie, remplacement de certains éléments, etc. Il contient des informations très détaillées, comme les références des équipements, leur date d'installation, leur durée de vie, les besoins en maintenance ou encore les conditions optimales de fonctionnement. C'est un atout majeur pour assurer une gestion durable et efficace du bâtiment dans le temps

- 7D

Enfin, le BIM 7D est dédié à la gestion et à l'exploitation du bâtiment. Il permet de centraliser toutes les données nécessaires à l'entretien et au suivi des équipements : manuels d'utilisation, garanties, fiches techniques, état de fonctionnement… Cela permet aux propriétaires ou gestionnaires de mieux suivre leur patrimoine, d'anticiper les besoins d'entretien, et d'assurer un bon fonctionnement de l'ouvrage pendant toute sa durée de vie, jusqu'à sa démolition éventuelle

- Tableau récapitulatif :

Dimension BIM	Signification	Objectif
3D	Modélisation spatiale (géométrie)	Représentation visuelle et physique du bâtiment
4D	Temps / Planning	Ajout de l'axe temps (phases de chantier, séquences de construction)
5D	Coût	Estimation budgétaire en lien avec les quantités modélisées
6D	Durabilité / Environnement	Analyse énergétique, performance environnementale
7D	Exploitation / Maintenance	Gestion du cycle de vie, maintenance technique

VII.2 Etapes du processus

Ce processus débute par un cahier des charges BIM muni d'une charte et d'une convention technique dans lesquels le maitre de l'ouvrage exprime ces attentes et son besoin à l'entreprise de réalisation, ce besoin est fonction du projet, son enjeu ainsi que sa complexité.

L'entreprise fournira par la suite une liste d'objectifs BIM, qui traduira le besoin du maitre de l'ouvrage, au langage du BIM comme les dimensions de la maquette et les niveaux de détails ainsi que toutes les livrables à fournir afin de satisfaire ce besoin.

Cette étape est concrétisée lors de l'élaboration d'un « PEB » où plan d'exécution BIM, Ce PEB décrit l'approche générale proposée par l'entreprise de réalisation pour l'exécution, le suivi et le contrôle des activités BIM dans le cadre du projet, en réponse aux exigences définies par le maître d'ouvrage. *[29]*

VII.2.1 Composants du BEP

- Références normatives et contractuelles : par exemple la norme ISO 19650-1 & 2 sur la gestion de l'information.
- Objectifs BIM du projet.
- Usages BIM définis dans le cadre du projet (dimensions de la maquette, niveau de détails…).
- Cartographies du processus : représentations visuelles des enchaînements d'activités, les rôles impliqués, les points de validation, et les échanges d'information tout au long du cycle de vie du projet et selon les usages BIM arrêté dans le PEB.

- Processus de gestion de l'information : Plan de livraison de l'information, Niveaux des informations attendus, Sécurité des données, Assurance qualité et contrôle qualité des modèles. [29]
- Processus de collaboration BIM.
- Production et gestion des modèles numériques : Formats de fichiers à livrer, Conventions de nommage,
- Configuration de l'Environnement de Données Commun (EDC) : flux d'échange dans l'environnement de données communs qui est concrétisé à l'aide d'une Matrice des responsabilités RACI. [29]

  R : est Responsable

  A : Approuve

  C : Contribue

  I : est Informé

Exemple :

Tableau VII.1Exemple d'une matrice de communication.

						Entreprise			
ACTIONS	MOA	COP	AMO BIM	Chef de projet MOE	BIM Manager	BIM Coordinateur Entreprise	Producteur BIM Entreprise	Cellule de Synthèse BIM Entreprise	Géomètre Entreprise
Documents contractuels									
Rédaction et mise à jour du cahier des charges BIM	A	C	R	I	I	I	I	I	I
Rédaction et mise à jour de la convention BIM d'exécution	I	I	A	A	R	C	C	C	I
Support technique BIM pour le process de visa	I	I	I	C	R	I	I	I	I

VII.3 Pertinence du building information model dans le projet métro

VII.3.1 En phase conception

Il s'agit de produire des maquettes numériques qui permettent des échanges rapides entre les différents partenaires et la collecte de toutes les informations qui sont susceptibles d'avoir des impacts sur la conception de l'ouvrage. Grâce à cela et à la possibilité d'extraire une synthèse exhaustive de ces données, on peut également avoir des livrables (graphiques, textuels et financiers) à jour à chaque phase de l'avancement des études.

VII.3.2 En phase réalisation

Après la réalisation de l'infrastructure, les équipes chargées de l'installation des systèmes se trouvent souvent retardé par des problèmes d'encombrement des gaines et des espaces destinés aux câblages et aux conduites, une maquette numérique en 3D permettrait d'éviter des solutions correctives coûteuses et dommageables, comme le carottage d'éléments porteurs, qui affaiblit la structure et entraîne des retards importants et des coûts supplémentaires. En réduisant ces imprévus, la modélisation 3D contribue ainsi à améliorer la qualité d'exécution, à réduire les coûts et à sécuriser les délais de livraison.

En outre les lignes de métro sont implantées dans métropoles denses, des environnement contraignant et complexe pour un projet de BTP, la logistique des différents chantiers, le choix des méthodes de réalisation et de creusement sont déterminant pour le projet en matière de coût, délai et de qualité, des maquettes numérique en 5D seraient un outil d'optimisation crucial permettant de simuler plusieurs scénarios et méthodes de réalisation en ayant simultanément le coût associé à chaque scénario.

VII.3.3 En Phase d'exploitation et de maintenance

Le processus BIM s'avère particulièrement utile pour l'exploitation et la maintenance d'un réseau de métro, qui intègre une multitude de systèmes techniques interdépendants. En effet, un métro moderne repose sur un ensemble de sous-systèmes sophistiqués, tels que le SCADA (Supervisory Control and Data Acquisition), les courants forts et faibles, la billettique, la vidéosurveillance (CCTV), la signalisation, la télécommunication, la ventilation, et bien d'autres encore.

Dans ce contexte, le BIM offre une plateforme centralisée et structurée pour la modélisation, la coordination et la gestion de toutes ces composantes. Grâce à une maquette numérique riche en données, il devient possible d'assurer une traçabilité complète des équipements et des installations. Cela facilite l'identification rapide des éléments concernés en cas de défaillance ou de besoin de mise à jour par des alertes liées à l'obsolescence des systèmes, aux besoins de maintenance prédictive, ou à des incidents techniques. L'accès à l'information en temps réel permet une intervention rapide et ciblée, réduisant ainsi les temps d'arrêt et améliorant la continuité du service.

Il est aujourd'hui possible de créer des jumeaux numériques d'infrastructures anciennes afin de les intégrer aux maquettes numériques des extensions. Cette approche s'avère particulièrement pertinente dans le cadre du remplacement des systèmes d'exploitation sur une ligne de métro en activité, et sans interruption du service.

Les fournisseurs de systèmes de transport guidé, souvent en situation de monopole, exigent généralement que l'ensemble des extensions soit équipé de leurs propres systèmes.

La création d'une maquette numérique complète de l'existant devient alors un outil précieux, permettant de :

- Identifier les contraintes techniques liées au remplacement du système,
- Planifier les interventions durant les fenêtres d'interruption de service,

- Évaluer la réutilisation possible des réservations existantes pour le passage de câblerie.

VII.4 Conclusion

Le BIM représente une avancée majeure par rapport aux méthodes traditionnelles de gestion des infrastructures de transport. Là où les approches classiques reposent sur des plans 2D dispersés et des échanges souvent fragmentés, le BIM propose une maquette numérique centralisée, collaborative et évolutive. Il permet ainsi une meilleure coordination des acteurs, une gestion plus efficace des interventions, et une optimisation durable des coûts et des ressources.

Conclusion Générale :

Construire une station de métro est, par nature, un projet ambitieux qui fait appel à de nombreuses expertises, notamment en génie civil, en géotechnique et en aménagement urbain. Ce mémoire a porté sur le calcul et l'analyse des différentes phases de construction d'une station comportant deux parties distinctes : une section excavée par la méthode « Bottom-Up », et une autre réalisée en galerie souterraine. Cette configuration, fréquente dans les environnements urbains contraints, soulève des problématiques techniques complexes, tant au niveau de la conception que de l'exécution.

L'étude a été conduite de manière méthodique, en tenant compte du phasage de creusement et de réalisation, du comportement du sol et des sollicitations induites tout au long du cycle de vie de l'ouvrage. Une attention particulière a été portée à la modélisation des soutènement provisoires et des revêtements définitifs de la station, en s'appuyant sur des logiciels de modélisation par éléments finies. À travers cette approche, il a été possible d'identifier les principaux risques structurels et géotechniques associés à chaque phase : stabilité des parois, contrôle des déformations, ainsi que les interactions avec l'environnement bâti existant.

La partie excavée à ciel ouvert a été analysée par un logiciel semi empirique, en tenant compte des conditions de sol, des niveaux d'eau et des contraintes urbaines. La phase de terrassement progressif, accompagnée du soutènement provisoire, a été considérée comme une étape critique en raison des risques de déformations latérales et de désordres aux structures adjacentes.

Quant à la partie en galerie souterraine, elle a nécessité une modélisation en éléments finies, qui tiens compte du déconfinement du sol après creusement, ainsi que sa stabilisation progressive après la pose des soutènements.

Prospectives et recommandations :

- Amélioration des modèles numériques à travers une modélisation des soutènements et des creusements en 3D et en un seul modèle.
- Utilisation des techniques de soutènements plus avancée tel que la voute parapluie ou les injections de fibres de verre ou de résines.
- Utilisation d'armatures en fibres de verre lors du ferraillage de la paroi moulée afin de faciliter son creusement lors du passage du TBM.
- Favoriser une coordination interdisciplinaire lors de la phase conception à travers le processus BIM, entre ingénieurs, architectes, géotechniciens, urbanistes et exploitants, afin d'assurer la cohérence globale de la conception et l'adéquation avec les exigences de maintenance, de sécurité et d'accessibilité.

Bibliographie

1. [1] Wikipédia, *Métro d'Alger*, URL : https://fr.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9tro_d%27Alger, [en ligne], consulté le 3 juin 2025.
2. [2] Wikipédia, *Histoire du métro*, URL : https://fr.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9tro#Histoire, [en ligne], consulté le 3 juin 2025.
3. [3] Wikipédia, *Géologie de l'Algérie*, URL : https://fr.wikipedia.org/wiki/G%C3%A9ologie_de_l%27Alg%C3%A9rie, [en ligne], consulté le 3 juin 2025.
4. [4] Wikipédia, *Entreprise Métro d'Alger*, URL : https://fr.wikipedia.org/wiki/Entreprise_M%C3%A9tro_d%27Alger, [en ligne], consulté le 3 juin 2025.
5. [5] ANRH, *Géologie du Sahel d'Alger*, URL : https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/a/a4/G%C3%A9ologie_du_Sahel_d%27Alger.pdf, [en ligne], consulté le 3 juin 2025.
6. [6] A. Touat, *Choix d'un type de soutènement en galerie*, Scribd, URL : https://fr.scribd.com/document/550975717/07-Choix-d-Un-Type-de-Soutenement-en-Galerie, [en ligne], consulté le 3 juin 2025.
7. [7] Barton N., Lien R., Lunde J., *Design of rock support for underground excavations*, Rockmass.net, URL : https://rockmass.net/ap/45_Barton-et-al_on_Design_tunnel_support.pdf, [en ligne], consulté le 3 juin 2025.
8. [8] RENOLIT, *Étanchéité des tunnels sous pression d'eau*, URL : https://www.renolit.com/fileadmin/renolit/waterproofing_civil_engineering/underground_works/excavated/etanch-it-de-tunnels-sous-pression-d-eau-fr.pdf, [en ligne], consulté le 3 juin 2025.
9. [9] BSGA, *Article géotechnique volume 20 n°2, pp. 109–126*, URL : https://bsga.dz/wp-content/uploads/2024/02/vol-20-2-109-126.pdf, [en ligne], consulté le 3 juin 2025.
10. [10] Bowles J.E., *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill, 5e édition, 1996, ISBN : 0-07-118844-4.
11. [11] AFNOR, *NF P 94-282 – Ouvrages de soutènement – Règles de conception, de calcul et de justification*, 1995. URL : https://fr.scribd.com/document/165210291/NF-P-94-282-Ouvrages-de-Soutenement, [en ligne], consulté le 3 juin 2025.
12. [12] AFTES, *Recommandations pour la conception des soutènements en tunnel*, URL : https://de.cdn-website.com/.../recommandation1.pdf, [en ligne], consulté le 3 juin 2025.
13. [13] CGS, *Règlement parasismique applicable aux ouvrages d'art – RPOA 2008*, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2008.
14. [14] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Règles parasismiques applicables aux bâtiments – DTR BC 2.2 – Charges permanentes et surcharges d'exploitation, Alger : CNERIB (Centre National d'Études et de Recherches Intégrées du Bâtiment), 1988.
15. [15] AFNOR, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton* (EN 1992), France, 2005.
16. [16] AFNOR, *Eurocode 7 : Calcul géotechnique* (EN 1997), France, 2005.
17. [17] Li Zijian, *Performance of Single-Layer Lining Using Shotcrete and Reinforcement Ribs Employed for Supporting Large-Span Tunnel*, *Materials*, n° 24, vol. 16, pp. 1–13, décembre 2023.

18. [18] Ministère de l'Équipement, *Arrêté du 22 novembre 2005 relatif à la sécurité dans les tunnels des systèmes de transport public guidés urbains de personnes*, Journal Officiel de la République Française, n° 286, 9 décembre 2005.
19. [19] Guéroui Islem, *Étude numérique du désenfumage d'une station de métro*, Mémoire ENP, 2015.
20. [20] ZAIR Kamel, *La problématique des nitrates dans les eaux souterraines de la région d'Alger Est (Bordj el Kiffan–Réghaia)*, mémoire de master sous la direction de A. BOUDJADJA, Université Saad Dahlab – Blida, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Département des Sciences de l'Eau et de l'Environnement, 2011.
21. [21] DAHMANE Amal, Etude de blindage et structure intérieure du puit de ventilation N°06 de l'extension du Métro d'Alger El-Harrach – Aéroport, mémoire d'ingéniorat sous la direction de A. CHERCHALI, Ecole Nationale Supérieur des Travaux Pubics, Département des matériaux et structures,2023.
22. [22] Règles BAEL 91 révisées 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Février 2000.
23. [23] BOUAFIA ALI. *CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES GEOTECHNOIQUES, FONDATION, SOUTENEMENT ET TALUS, CHAPITRE 9: PAROIS MOULEES- Université Saâd Dahleb- 2009.*
24. [24] *CETU (Centre d'Études des Tunnels), Fascicule n° 67 – Titre III : Étanchéité des ouvrages souterrains, Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG Travaux), approuvé par arrêté interministériel du 28 mai 2018 (Journal officiel du 14 juin 2018), version commentée publiée en mars 2019.*
25. [25] *AFTES – Association Française des Travaux Souterrains, GT 16 R2 : Guide technique relatif à la ventilation et au désenfumage des travaux souterrains, Groupe de travail 16, 2e édition, mars 2021, 85 p.*
26. [26] *AFNOR, NF EN 13252 : Géotextiles et produits apparentés – Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les systèmes de drainage, version nationale de la norme européenne EN 13252:2016, publiée en février 2017 (48 p.)*
27. *[27] AFTES – Association Française des Travaux Souterrains, Article 2 – version 2.1 : Étanchéité des ouvrages souterrains – niveaux d'infiltration et dispositifs de collecte pour tunnels, juillet 2014, 1 p*
28. *[28] Sika France, Tunnels et travaux souterrains, site Sika France, consulté le 11 juin 2025.*
29. *[29] ISO – Organisation internationale de normalisation, ISO 19650-1 : Organisation et numérisation des informations relatives aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, y compris le BIM – Gestion de l'information – Partie 1 : Concepts et principes, 1re édition, décembre 2018, 36 p*
30. *[30] ISO – Organisation internationale de normalisation, ISO 19650-2 : Organisation et numérisation des informations relatives aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, y compris le BIM – Gestion de l'information – Partie 2 : Phase de livraison des actifs, 1re édition, janvier 2019, 48 p.*
31. *[31] Kerisel Jean, Absi Pierre, Murs de soutènement, Paris : Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, (collection « Sciences et Techniques de la Construction »), 1 vol., 1990.*
32. *[32] Salençon Jean, Calcul à l'état limite des structures, Paris : Éditions Eyrolles, (collection « Mécanique et Structures »), 1 vol., 2002.*
33. *[33] Bouvard-Lecoanet Anne, Colombet Guy, Esteulle François, Ouvrages souterrains : conception, réalisation, entretien, Paris : Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées, 1 vol., 1988.*
34. *[34] Cours ouvrages souterrains – La méthode convergence-confinement. R. HEBIB.*

35. *[35] Cours ouvrages souterrains – La méthode convergence-confinement. DR. Mimoun.*
36. *[36] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES. s.l. : MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE, 1999 Version 2003.*
37. *[37] Rostami Jamal, Tunnel Boring Machine – an overview, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 21, n°1–2, pp. 1–3, 2006.*
38. *[38] Jean-Louis Mahuet, « Étanchément des ouvrages souterrains », cours CHEBAP – ENPC, 16 décembre 2022.*

ANNEXES.

VIII Annexe 1 Résultats d’essais géotechnique

Cette annexe contient tous les résultats des essais géotechniques réalisées lors de l’APD ainsi que ceux réalisé lors de la prospection complémentaire en phase d’études d’exécution.

Essai SPT :

Phase	ESSAIS SPT						
	Unité	Sondage			N_{SPT}	N_{60}	$(N_1)_{60}$
		Code	Profondeur (m)				
			Debout	Fin			
CPC	R	SC07	2,50	2,95	42	29	-
	QS	SC07	4,00	4,45	23	18	18
	QS	SC07	5,50	-	refus	-	-
	QS	SC07	7,00	-	refus	-	-
	QS	SC07	8,50	8,95	50	44	32-
	QS	SC07	10,00	10,45	28	26	17
	QS	SC07	11,50	-	refus	-	-
	QS	SC07	13,00	-	refus	-	-
	QS	SC07	14,50	14,95	31	28	16
	QS	SC07	16,00	16,45	31	28	15
	QS	SC07	17,50	17,95	27	25	13
	QS	SC07	19,00	19,45	35	32	16
	QS	SC07	20,50	-	refus	-	-
	QS	SC07	22,00	-	refus	-	-
	QS	SC07	23,50	-	refus	-	-
	QM	SC07	25,00	25,45	30	28	
	QM	SC07	26,50	26,95	25	23	-
	QM	SC07	28,00	28,45	27	25	-
	TS	SC07	29,50	-	refus	-	-
	TS	SC07	31,00	-	refus	-	-
	TS	SC07	32,50	-	refus	-	-
	TS	SC07	34,00	-	refus	-	-

Phase	ESSAIS SPT						
	Unité	Sondage			N_{SPT}	N_{60}	$(N_1)_{60}$
		Code	Profondeur (m)				
			Debout	Fin			
CPC	TS	SC07	35,50	-	refus	-	-
	TS	SC07	37,00	-	refus	-	-
	TS	SC07	38,50	-	refus	-	-
	TS	SC07	40,00	-	refus	-	-
	TS	SC07	41,50	41,95	38	35	18
	TS	SC07	43,00	-	refus	-	-
	TS	SC07	44,50	-	refus	-	-
	TS	SC07	46,00	-	refus	-	-
	TS	SC07	47,50	-	refus	-	-
	TS	SC07	49,00	-	refus	-	-
	TS	SC07	50,50	-	refus	-	-
	TS	SC07	52,00	-	refus	-	-
	TS	SC07	53,50	-	refus	-	-
	TS	SC07	55,00	-	refus	-	-
	TS	SC07	56,50	-	refus	-	-
	TM	SC07	58,00	58,45	43	39	16
	TM	SC07	59,50	-	refus	-	-
	TM	SC07	61,00	-	refus	-	-
	R	SC08-i	3,50	3,95	21	14	-
	QA	SC08-i	5,00	5,45	23	18	-
	QA	SC08-i	6,50	6,95	41	36	-
	QA	SC08-i	8,00	8,45	19	17	-
	QS	SC08-i	9,00	-	refus	-	-
	QS	SC08-i	11,00	-	refus	-	-
	QM	SC08-i	12,50	12,95	33	30	-
	QM	SC08-i	14,00	14,45	31	28	-
	QM	SC08-i	15,50	15,95	27	25	-
	QM	SC08-i	17,00	17,45	35	32	-
	QM	SC08-i	18,50	18,95	33	30	-
	QM	SC08-i	20,00	-	refus	-	-
	QM	SC08-i	21,50	-	refus	-	-
	QM	SC08-i	22,00	-	refus	-	-

Phase	ESSAIS SPT						
	Unité	Sondage			N_{SPT}	N_{60}	$(N_1)_{60}$
		Code	Profondeur (m)				
			Debout	Fin			
CPC	QM	SC08-i	24,50	24,95	33	30	
	QM	SC08-i	26,00	20,45	38	35	
	QM	SC08-i	27,50	27,95	40	37	
	TS	SC08-i	29,00	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	30,50	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	32,00	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	33,50	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	35,00	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	36,50	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	38,00	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	39,50	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	41,00	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	42,50	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	44,00	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	45,50	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	47,00	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	48,50	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	50,00	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	51,50	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	53,00		refus	-	-
	TS	SC08-i	54,50	54,95	34	31	16
	TS	SC08-i	56,00	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	57,50	-	refus	-	-
	TS	SC08-i	59,00	-	refus	-	-
	TM	SC08-i	60,50	60,95	32	29	-
	TM	SC08-i	62,00	62,45	24	22	-
	TM	SC08-i	63,50	63,95	27	25	-
	QA	SC10	3,50	3,95	22	15	-
	QS	SC10	5,00	5,45	38	30	28
	QS	SC10	6,50	-	refus	52	43
	QS	SC10	8,00	8,45	37	32	24
	QS	SC10	9,50	9,95	27	24	16

Phase	ESSAIS SPT						
	Unité	Sondage			N_{SPT}	N_{60}	$(N_1)_{60}$
		Code	Profondeur (m)				
			Debout	Fin			
CPC	QS	SC10	11,00	-	refus	55	-
	QS	SC10	12,50	-	refus	55	-
	QS	SC10	14,00	-	refus	55	-
	QS	SC10	15,50	15,95	29	27	15
	QS	SC10	17,00	17,45	30	28	14
	QS	SC10	18,50	18,95	27	25	12
	QS	SC10	20,00	20,45	30	28	14
	QS	SC10	21,50	21,95	53	49	23
	QM	SC10	23,00	23,45	35	32	-
	QM	SC10	24,50	24,95	37	34	-
	QM	SC10	26,00	26,45	30	28	-
	QM	SC10	27,50	27,95	27	25	-
	QM	SC10	29,00	29,45	26	24	-
	TS	SC10	30,50	30,95	57	52	26
	TS	SC10	32,00	32,45	51	47	24
	TS	SC10	33,50	33,95	50	46	23
	TS	SC10	35,00	35,45	45	41	21
	TS	SC10	36,50	36,95	43	39	20
	TS	SC10	38,00	-	refus	-	-
	TS	SC10	39,50	-	refus	-	-
	TS	SC10	41,00	-	refus	-	-
	TS	SC10	42,50	-	refus	-	-
	TS	SC10	44,00	-	refus	-	-
	TS	SC10	45,50	-	refus	-	-
	TS	SC10	47,00	-	refus	-	-
	TS	SC10	48,50	-	refus	-	-
	TS	SC10	50,00	-	refus	-	-
	TS	SC10	51,50	-	refus	-	-
	TS	SC10	53,00	-	refus	-	-
	TS	SC10	54,50	-	refus	-	-
	TS	SC10	56,00	-	refus	-	-
	TS	SC10	57,50	-	refus	-	-

Phase	ESSAIS SPT						
	Unité	Sondage			N_{SPT}	N_{60}	$(N_1)_{60}$
		Code	Profondeur (m)				
			Debout	Fin			
CPC	TS	SC10	59,00	-	refus	-	-
	TS	SC10	61,00	-	refus	-	-
	TS	SC10	62,50	-	refus	-	-
	TM	SC10	64,00	64,45	59	54	
	QS	SC11	2,50	-	refus	-	-
	QS	SC11	4,00	-	refus	-	-
	QM	SC11	5,50	-	refus	-	-
	QM	SC11	7,00	-	refus	-	-
	QM	SC11	8,50	-	refus	-	-
	QM	SC11	10,00	-	refus	-	-
	QM	SC11	11,50	-	refus		
	QM	SC11	13,00	13,45	42	39	-
	QM	SC11	14,50	14,95	44	40	-
	QM	SC11	16,00	16,45	44	40	-
	QM	SC11	17,50	17,95	44	40	-
	QM	SC11	19,00	19,45	46	42	-
	QM	SC11	20,50	20,95	48	44	-
	QM	SC11	22,00	22,45	52	48	-
	QM	SC11	23,50	23,95	51	47	-
	QM	SC11	25,00	25,45	56	51	-
	QM	SC11	26,50	26,95	51	47	-
	QM	SC11	28,00	28,45	54	50	-
	TS	SC11	29,50	29,95	49	45	23
	TS	SC11	31,00	31,45	46	42	21
	TS	SC11	32,50	32,95	50	46	23
	TS	SC11	34,00	34,45	53	49	25
	TS	SC11	35,50	35,95	47	43	22
	TS	SC11	38,00	38,45	47	43	22
	TS	SC11	40,00	40,45	50	46	23
	TS	SC11	41,50	41,95	48	44	22
	TS	SC11	43,00	43,45	46	42	21

Phase	ESSAIS SPT						
	Unité	Sondage			N_{SPT}	N_{60}	$(N_1)_{60}$
		Code	Profondeur (m)				
			Debout	Fin			
CPC	TS	SC11	44,50	44,95	51	47	24
	TS	SC11	46,00	-	refus	-	-
	TS	SC11	47,50	-	refus	-	-
	TS	SC11	49,00	49,45	46	42	21
	TS	SC11	50,50	50,95	48	44	22
	TS	SC11	52,00	52,45	49	45	23
	TS	SC11	53,50	53,95	50	46	23
	TS	SC11	55,00	55,45	54	50	25
	TS	SC11	56,50	56,95	50	46	23
	TS	SC11	58,00	-	refus	-	-
	TM	SC11	59,50	59,95	51	47	-
	TM	SC11	61,00	61,45	42	39	-
APD	R	S5	2,00	2,45	22	15	-
	QA	S5	4,00	4,45	32	25	-
	QA	S5	6,00	6,45	35	30	-
	QA	S5	8,00	8,45	50	44	-
	QS	S5	10,00	10,45	30	28	19
	QS	S5	12,00	12,45	43	39	24
	QS	S5	14,00	-	refus	-	-
	QM	S5	16,00	16,45	22	20	-
	QM	S5	18,00	18,45	27	25	-
	QMsg	S5	20,00	-	refus	-	-
	QMsg	S5	22,00	22,45	36	33	-
	QM	S5	27,00	27,45	45	41	-
	TS	S5	30,00	30,45	45	41	21
	TS	S5	34,00	34,45	48	44	22
	TS	S5	36,00	36,45	26	24	12
	TS	S5	38,00	38,45	32	29	15
	TS	S5	40,00	40,45	23	21	11

ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

Phase	Unité	Essais Pressiométriques					
		Sondage		E_M	Pl	Pf	E_M/P_l
		Code	Profondeur (m)	MPa	MPa	MPa	--
CPC	QS	SP05	4,35	23,13	1,59	1,01	14,53
	QS	SP05	8,70	52,25	2,62	1,94	19,92
	QS	SP05	13,05	240,90	5,05	5,05	47,70
	QS	SP05	17,40	31,58	1,95	1,38	16,24
	QS	SP05	21,75	85,07	5,35	3,52	15,90
	QM	SP05	25,10	27,99	1,64	1,21	17,10
	TS	SP05	29,45	77,38	4,22	2,99	18,32
	TS	SP05	33,80	74,09	4,36	3,09	16,98
	TS	SP05	38,15	95,89	5,25	3,90	18,28
	TS	SP05	42,50	73,36	5,23	3,61	14,02
	TS	SP05	46,85	76,55	4,55	3,15	16,82
	TS	SP05	51,20	99,62	4,88	3,31	20,41
	TM	SP05	60,00	32,22	2,37	1,79	13,60
	QA	SP06	4,50	21,04	0,87	0,63	24,07
	QS	SP06	9,50	13,16	0,90	0,64	14,69
	QS	SP06	14,00	29,85	2,30	1,43	12,98
	QS	SP06	18,50	6,98	0,72	0,38	9,68
	QM	SP06	23,00	35,96	2,53	1,33	14,23
	QM	SP06	27,00	19,60	1,14	0,78	17,13
	TS	SP06	32,00	49,92	3,57	2,12	13,98
	TS	SP06	36,50	81,77	4,31	3,00	18,99
	TS	SP06	41,00	100,89	5,27	3,94	19,13
	TS	SP06	45,50	86,04	4,54	2,85	18,96

Phase	Unité	Essais Pressiométriques					
		Sondage		E_M	P_l	P_f	E_M/P_l
		Code	Profondeur (m)	MPa	MPa	MPa	--
CPC	TS	SP06	48,50	104,97	4,86	3,29	21,59
	TS	SP06	53,00	94,11	5,26	3,22	17,88
	TS	SP06	56,00	75,64	5,38	3,61	14,05
	TS	SP06	61,00	119,07	5,79	3,79	20,56
APD	R	S 5	2,00	1,55	0,45	0,45	3,43
	QS	S 5	4,00	5,12	0,59	0,59	8,64
	QS	S 5	6,00	3,18	0,53	0,34	6,04
	QS	S 5	8,00	1,98	0,53	0,39	3,73
	QS	S 5	10,00	9,56	1,89	1,08	5,07
	QS	S 5	12,00	10,25	2,34	1,39	4,37
	QS	S 5	14,00	68,16	3,07	1,59	22,18
	QM	S 5	16,00	39,67	3,33	2,46	11,93
	QM	S 5	18,00	95,00	3,44	1,78	27,59
	QM	S 5	20,00	45,25	3,29	1,86	13,77
	TS	S 5	22,00	65,81	2,56	1,80	25,76
	TS	S 5	24,00	20,21	2,54	1,40	7,94
	TS	S 5	26,00	40,34	2,59	1,09	15,58
	TS	S 5	28,00	37,28	3,84	2,20	9,72
	TS	S 5	30,00	36,17	3,07	1,82	11,77
	TS	S 5	32,00	19,03	2,85	1,04	6,67
	TS	S 5	34,00	52,03	2,92	1,91	17,80
	TS	S 5	36,00	30,10	2,98	1,51	10,09
	TS	S 5	38,00	28,91	3,85	2,81	7,51
	TS	S 5	40,00	49,96	2,75	1,78	18,14
	TS	S 5	42,00	119,42	3,65	2,23	32,69

Annexe 1 Résultats d'essais géotechnique

Essais CROSS HOLE :

Essai Cross-hole	Coordonnés		Z	Points de Mesures
	M	P		
SC08 EM	513109,439	4064049,187	45,993	59
SC08 RE	513108,356	4064045,595	45,872	
SC10 EM	513188,741	4064087,332	46,640	57
SC10 RE	513183,731	4064086,740	46,633	

Sondage N°	Unité	Profondeur (m)	V_P m.s^{-1}	V_S m.s^{-1}	ν -	G_{dyn} MPa	E_{dyn} MPa	K_{dyn} MPa
SC08	R	1	721	181	0.47	66	193	952
SC08	R	2	923	240	0.46	115	337	1549
SC08	R	3	1037	328	0.44	215	622	1865
SC08	R	4	1275	412	0.44	339	978	2801
SC08	R	5	1413	490	0.43	481	1378	3354
SC08	QA	6	1186	381	0.44	290	837	2428
SC08	QA	7	1275	371	0.45	275	799	2883
SC08	QA	8	1233	329	0.46	217	634	2753
SC08	QA	9	1411	466	0.44	434	1250	3401
SC08	QS	10	1773	620	0.43	769	2199	5261
SC08	QS	11	1689	531	0.45	564	1631	4956
SC08	QM	12	1766	457	0.46	418	1225	5683
SC08	QM	13	1506	374	0.47	280	822	4161
SC08	QM	14	1762	448	0.47	402	1178	5670
SC08	QM	15	1549	458	0.45	420	1219	4236
SC08	QM	16	1503	472	0.45	445	1286	3926
SC08	QM	17	1532	469	0.45	440	1275	4108

Sondage N°	Unité	Profondeur (m)	V_P m.s^{-1}	V_S m.s^{-1}	ν -	G_{dyn} MPa	E_{dyn} MPa	Kdyn MPa
SC08	QM	18	1315	396	0.45	314	909	3038
SC08	QM	19	1617	433	0.46	375	1097	4732
SC08	QM	20	1497	473	0.44	448	1295	3885
SC08	QM	21	1621	498	0.45	495	1434	4593
SC08	QM	22	1499	443	0.45	393	1142	3967
SC08	QM	23	1336	449	0.44	403	1158	3035
SC08	QM	24	1379	366	0.46	268	783	3444
SC08	QM	25	1667	411	0.47	338	991	5107
SC08	QM	26	1713	460	0.46	424	1238	5306
SC08	QM	27	1538	524	0.43	549	1575	3997
SC08	QM	28	1419	499	0.43	498	1424	3361
SC08	TS	29	1619	507	0.45	514	1487	4555
SC08	TS	30	1450	437	0.45	381	1106	3697
SC08	TS	31	957	359	0.42	257	730	1489
SC08	TS	32	1010	347	0.43	241	692	1721
SC08	TS	33	1213	370	0.45	273	792	2580
SC08	TS	34	1253	328	0.46	215	629	2851
SC08	TS	35	1386	341	0.47	233	684	3531
SC08	TS	36	1502	328	0.47	215	635	4228
SC08	TS	37	1756	402	0.47	324	954	5735
SC08	TS	38	1766	423	0.47	358	1051	5763
SC08	TS	39	1745	430	0.47	369	1084	5598
SC08	TS	40	1565	384	0.47	295	866	4505
SC08	TS	41	1675	465	0.46	432	1259	5035
SC08	TS	42	1377	396	0.45	314	913	3377
SC08	TS	43	1622	378	0.47	286	843	4883
SC08	TS	44	1615	376	0.47	283	833	4839

Sondage N°	Unité	Profondeur (m)	V_P m.s^{-1}	V_S m.s^{-1}	ν -	G_{dyn} MPa	E_{dyn} MPa	Kdyn MPa
SC08	TS	45	1591	371	0.47	275	809	4699
SC08	TS	46	1450	372	0.46	276	810	3837
SC08	TS	47	899	296	0.44	175	503	1382
SC08	TS	48	873	326	0.42	213	603	1240
SC08	TS	49	788	297	0.42	176	500	1006
SC08	TS	50	1184	330	0.46	218	635	2513
SC08	TS	51	1095	401	0.42	322	915	1970
SC08	TS	52	1033	385	0.42	296	841	1741
SC08	TS	53	951	336	0.43	226	645	1508
SC08	TS	54	1053	339	0.44	230	663	1910
SC08	TS	55	1191	329	0.46	217	633	2547
SC08	TS	56	889	239	0.46	114	333	1430
SC08	TS	57	1129	258	0.47	133	392	2374
SC08	TS	58	820	264	0.44	139	401	1158
SC08	TS	59	726	243	0.44	118	339	896
SC10	R	1	331	120	0.42	29	82	181
SC10	R	2	351	126	0.43	32	91	203
SC10	R	3	410	135	0.44	36	104	288
SC10	QA	4	513	142	0.46	40	117	473
SC10	QA	5	927	314	0.44	197	565	1455
SC10	QS	6	1194	367	0.45	269	779	2494
SC10	QS	7	1206	409	0.43	335	960	2461
SC10	QS	8	1092	394	0.43	310	884	1973
SC10	QS	9	1171	382	0.44	292	841	2351
SC10	QS	10	1143	406	0.43	329	941	2174
SC10	QS	11	1299	443	0.43	392	1124	2854
SC10	QS	12	1459	513	0.43	526	1504	3556

Sondage N°	Unité	Profondeur (m)	V_P m.s^{-1}	V_S m.s^{-1}	ν -	G_{dyn} MPa	E_{dyn} MPa	Kdyn MPa
SC10	QS	13	1538	531	0.43	563	1614	3977
SC10	QS	14	1239	465	0.42	433	1227	2491
SC10	QS	15	1496	483	0.44	467	1346	3853
SC10	QS	16	1357	487	0.43	474	1351	3050
SC10	QS	17	1235	432	0.43	374	1069	2554
SC10	QS	18	1386	424	0.45	359	1040	3363
SC10	QS	19	1130	392	0.43	307	879	2144
SC10	QS	20	1148	386	0.44	298	855	2238
SC10	QS	21	1137	379	0.44	287	825	2202
SC10	QS	22	1108	367	0.44	270	776	2098
SC10	QM	23	1121	361	0.44	260	750	2168
SC10	QM	24	978	340	0.43	232	663	1605
SC10	QM	25	942	321	0.43	207	593	1497
SC10	QM	26	949	368	0.41	270	763	1442
SC10	QM	27	1311	333	0.47	222	650	3143
SC10	QM	28	1263	379	0.45	287	834	2806
SC10	QM	29	1531	385	0.47	297	871	4291
SC10	QM	30	1037	363	0.43	264	754	1800
SC10	TS	31	1154	421	0.42	355	1011	2190
SC10	TS	32	1050	400	0.42	320	905	1777
SC10	TS	33	1039	360	0.43	259	742	1812
SC10	TS	34	1220	395	0.44	312	899	2562
SC10	TS	35	1363	474	0.43	450	1288	3118
SC10	TS	36	1899	556	0.45	618	1796	6385
SC10	TS	37	1905	528	0.46	557	1625	6514
SC10	TS	38	1625	648	0.41	840	2361	4164
SC10	TS	39	1345	563	0.39	635	1769	2773

Sondage N°	Unité	Profondeur (m)	V_P m.s^{-1}	V_S m.s^{-1}	ν -	G_{dyn} MPa	E_{dyn} MPa	Kdyn MPa
SC10	TS	40	1826	528	0.45	558	1624	5928
SC10	TS	41	1624	542	0.44	587	1687	4496
SC10	TS	42	1355	517	0.41	534	1511	2961
SC10	TS	43	1657	501	0.45	502	1455	4820
SC10	TS	44	1966	483	0.47	467	1371	7111
SC10	TS	45	1884	637	0.44	812	2331	6013
SC10	TS	46	1850	612	0.44	749	2154	5849
SC10	TS	47	1943	563	0.45	633	1842	6702
SC10	TS	48	1673	536	0.44	575	1658	4831
SC10	TS	49	1649	543	0.44	589	1696	4655
SC10	TS	50	1485	523	0.43	547	1565	3678
SC10	TS	51	1425	526	0.42	553	1573	3326
SC10	TS	52	1406	467	0.44	436	1254	3375
SC10	TS	53	1597	484	0.45	469	1360	4477
SC10	TS	54	1699	535	0.45	572	1652	5011
SC10	TS	55	1589	516	0.44	533	1536	4339
SC10	TS	56	1548	505	0.44	510	1469	4111
SC10	TS	57	1606	442	0.46	391	1142	4638

Annexe 1 Résultats d'essais géotechnique

ESSAIS AU LABORATOIRE :

Sondage	Profondeur	UNITÉ	A. Granulométrique		Limites d'Atterberg			VBS	γs	γh	γd	w (%)	Sr (%)	Classification	
			< 0,08 mm	<2 µm	WL (%)	WP (%)	IP (%)		(KN/m3)	(KN/m3)	(KN/m3)			USCS	NF11-300
SC07	24,50 - 25,00	QM	88,5	53	54	35	19	5,6	26,6	21	17,4	20,42		MH	A2
SC07	26,00 - 26,40	QM	64,63	41	48	31	17	4,6	27,2	21,9	18,9	15,59		ML	A2
SC07	35,00 - 35,30	TS	19,54	-	Imp.	Imp.	Imp.	0,4	25,4	Imp.	Imp.	16,22		-	B5
SC07	39,50 - 39,80	TS	2,89	-	Imp.	Imp.	Imp.	0,4	26,6	Imp.	Imp.	19,28		SP	B2
SC07	57,50 - 57,85	TM	96,49	57	56	37	19	3,3	27,4	20,3	16	26,74		MH	A2
SC08	3,00-3,28	R	45,52	28	38	21	17	3,3	26,1	21,5	19,5	10,06		CL	A2
SC08	5,50-5,77	QA	35,97	17	-	-		2,6	25,6	21,6	19,7	9,75		-	A2
SC08	7,50-7,85	QA	78,12	18	36	20	16	2,8	26,9	20,7	18,0	15,10		CL	A2
SC08	13,50-14,00	QM	68,68	22	36	18	18	2,5	26,6	21,1	18,3	15,25		CL	A2
SC08	16,50-17,00	QM	72,80	-	34	20	14	2,5	27,0	20,9	18,1	15,30		CL	A2
SC08	19,50-19,90	QM	76,80	29	36	18	18	3,0	25,3	20,5	17,6	16,98		CL	A2
SC08	24,25-24,50	QM	99,25	52	54	30	24	-	25,6	20,4	17,0	19,79		MH	A2
SC08	25,50-25,85	QM	90,60	48	60	22	38	-	24,4	20,6	17,4	18,13		CH	A3
SC08	40,70-40,97	TS	1,17	-	-	-	-	-	26,1	Imp.	Imp.	12,98		SP	-
SC08	42,20-42,50	TS	5,05	-	-	-	-	-	26,4	Imp.	Imp.	15,03		-	-
SC08	47,80-48,07	TS	6,47	-	-	-	-	-	26,5	Imp.	Imp.	20,07		-	-
SC08	53,30-53,60	-	71,68	50	61	25	36		25,2	20,3	16,3	24,09		CH	A3
SC08	60,0-60,50	TM	100	66	53	22	27	4,8	24,8	19,6	15,6	25,52		CH	A3
SC08	61,50-62,00	TM	99,36	48	56	24	32	4,1	22,8	19,6	15,7	24,76		CH	A3
SC08	63,00-63,50	TM	91,09	26	43	19	24	3,4	24,0	21,5	18,0	19,38		CL	A2
SC10	18,00 - 18,40	QS	83,32	22	38	17	21	2,5	26,6	-	-	20,1	-		A2
SC10	25,00 - 25,45	QM	97,92	53	65	16	49	4,9	25,7	21,16	17,82	18,41	-	CH	A3
SC10	30,00 - 30,35	QM	95,66	56	66	23	43	3,7	25,4	21,49	18,15	18,4	-	CH	A3
SC10	34,10 - 34,50	TS	9,52	-	-	-	-	0,7	26,26	-	-	17,82	-	-	B2
SC10	44,40 - 44,90	TS	6,11	-	-	-	-	0,6	26,53	21,8	18,78	16,11	-	-	B2
SC10	57,10 - 57,40	TS	4,99	-	-	-	-	0,5	26,7	-	-	15,05	-	-	B2
SC11	16,80 - 17,20	QS	25,89	5	Imp.	Imp.	Imp.	1,7	27,3	Imp.	Imp.	16,63	-		B6
SC11	39,25 - 39,75	TS	7,41	-	Imp.	Imp.	Imp.	0,8	27	Imp.	Imp.	19,46	-	-	B2
SC11	51,70 - 52,00	TS	13,48	-	Imp.	Imp.	Imp.	0,3	26,2	Imp.	Imp.	19,87	-	-	B5
S5	5,70 - 5,85	QA	60,97	-	58	28	30	-	-	20,7	17,55	18	93	CH	A3

Sondage	Profondeur	UNITÉ	A. Granulométrique		Limites d'Atterberg			VBS	γs	γh	γd	w (%)	Sr (%)	Classification	
			< 0,08 mm	<2 µm	WL (%)	WP (%)	IP (%)		(KN/m3)	(KN/m3)	(KN/m3)			USCS	NF11-300
S5	6,60 - 6,85	QA	72,32	-	41	13	28	-	-	22,38	19,01	18	100	CL	A3
S5	12,00 - 12,35	QS	47,75	-	43	18	25	-	-	21,03	17,62	19	100	SC	A2
S5	17,70 - 18,00	QM	82,2	-	48	23	25	-	-	22,67	19,22	18	100	CL	*A2

Sondage	Profondeur	UNITE	RC	Cisaillement à la boite (UU)		Cisaillement à la boite (CD)		Perméabilité
			sc (kPa)	Cu (kPa)	Øu (°)	C' (kPa)	Ø' (°)	K (m/s)
SC07	24,50 - 25,00	QM	Imp.					-
Sc07	26,00 - 26,40	QM	-			100	9	-
Sc07	35,00 - 35,30	TS	-					(*)
Sc07	57,50 - 57,85	TM	307,2					-
SC08	7,50-7,85	QA						4,3E-8
SC08	13,50-14,00	QM	967					-
SC08	16,50-17,00	QM				45	21	-
SC08	19,50-19,90	QM	26					1,2E-8
SC08	24,25-24,50	QM				5	7	1,5E-8
SC08	25,50-25,85	QM	337					7,6E-10
SC08	40,70-40,97	TS						Imp.
SC08	42,20-42,50	TS				Imp.	Imp.	Imp.
SC08	47,80-48,07	TS						Imp.
SC08	53,30-53,60	TS				80	10	2,5E-9
SC08	60,10-60,50	TM	192					-
SC08	61,50-62,00	TM	217					2.2E-9
SC08	63,00-63,50	TM				30	19	
SC10	25,00 - 25,45	QM	-			12	17,5	4,24E-10
SC10	30,00 - 30,35	QM	(*)					7,75 E-10
SC10	34,10 - 34,50	TS	(*)					-
SC10	44,40 - 44,90	TS	(*)					6,83 E-10
SC11	16,80 - 17,20	QS	-					(*)
SC11	39,25 - 39,75	TS	Imp.					(*)
SC5	5,70 - 5,85	QA	117	87	13,55			

IX Annexe 2 Résultats de calcul des soutènements

Cette annexe contient la note de calcul fournie par le logiciel GEO5, le phasage détaillé introduit dans le logiciel PLAXIS ainsi que des résultats plus détaillés fournies par ce dernier.

Task : Etude du soutènement de la Station Hacen Badi
Part : Etude paroi moulée
Description : profil section 1
Customer : Métro D'Alger
Author : Labraoui Mehdi
Date : 18/04/2025
Project ID : 01/2025/nc
Project number : 01

Settings

France - EN 1997, gamma water=1.0

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard
Steel structures : EN 1993-1-1 (EC3)
Partial factor on bearing capacity of steel cross section : $\gamma_{M0} = 1.00$

Excavations

Active earth pressure calculation : Coulomb
Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Consider reduction of the modulus of subsoil reaction for a braced sheeting
Verification methodology : according to EN 1997
Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Partial factors on actions (A)			
Transient design situation			
		Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	γ_G =	1.35 [–]	1.00 [–]
Variable actions :	γ_Q =	1.50 [–]	0.00 [–]
Water load :	γ_w =	1.00 [–]	

Partial factors for resistances (R)		
Transient design situation		
Reduction coeff. of internal stability of anchors :	γ_{Ris} =	1.10 [–]
Partial factor on earth resistance :	γ_{Re} =	1.40 [–]

Geometry of structure

Structure length = 49.50 m

Cross-section name : RC rectangular wall h = 1.20 m
Area of cross-section A = 1.20E+00 I m²/m
Moment of inertia = 1.44E-01 E m⁴/m
Elastic modulus = 33000.00 MPa
Shear modulus G = 13750.00 MPa

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 30/37			
Cylinder compressive strength	f_{ck} =	30.00	MPa
Tensile strength	f_{ctm} =	2.90	MPa
Elasticity modulus	E_{cm} =	33000.00	MPa

Shear modulus G = 13750.00 MPa

Longitudinal steel : B500

Yield strength f_{yk} = 500.00 MPa

Modulus of subsoil reaction determined according to the Schmitt theory.

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{su} [kN/m³]	δ [°]
1	Rx		20.00	5.00	17.00	10.00	13.30
2	Qa		21.00	25.00	17.00	10.00	14.00
3	Qs		32.00	10.00	17.00	10.00	21.30
4	Qm		22.00	35.00	17.50	11.00	14.60
5	Ts		34.00	10.00	18.00	11.00	22.60

Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	φ_{ef} [°]	ν [–]	OCR [–]	K_r [–]
1	Rx		cohesionless	20.00	-	-	-
2	Qa		cohesive	-	0.30	-	-
3	Qs		cohesive	-	0.30	-	-
4	Qm		cohesive	-	0.30	-	-
5	Ts		cohesive	-	0.30	-	-

Parameters of soils to compute modulus of subsoil reaction (Schmitt)

No.	Name	Pattern	ν [–]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Rx		0.30	-	10.00
2	Qa		0.30	-	32.00
3	Qs		0.30	-	35.00
4	Qm		0.30	-	90.00

5	Ts		0.30	-	100.00

Soil parameters Rx

Unit weight :	γ	=	17.00 kN/m3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	20.00 °
Cohesion of soil :			5.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	c_{ef}	=	13.30 °
	δ	=	
Soil :	cohesionless		
Deformation modulus :	E_{def}	=	10.00 MPa
Poisson's ratio :			0.30
Saturated unit weight :	ν	=	20.00 kN/m3
	γ_{sat}	=	

Qa

Unit weight :	γ	=	17.00 kN/m3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	21.00 °
Cohesion of soil :			25.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	c_{ef}	=	14.00 °
	δ	=	
Soil :	cohesive		
Poisson's ratio :	ν	=	0.30
Deformation modulus :	E_{def}	=	32.00 MPa
Poisson's ratio :			0.30
Saturated unit weight :	ν	=	20.00 kN/m3
	γ_{sat}	=	

Qs

Unit weight :	γ	=	17.00 kN/m3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	32.00 °
Cohesion of soil :			10.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	c_{ef}	=	21.30 °
	δ	=	
Soil :	cohesive		
Poisson's ratio :	ν	=	0.30
Deformation modulus :	E_{def}	=	γ_{sat} =
Poisson's ratio :			
Saturated unit weight :	ν	=	

35.00 MPa		0.30	20.00 kN/m3

Qm

Unit weight :	γ =	17.50 kN/m3
Stress-state :	effective	
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	22.00 °
Cohesion of soil :		35.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	c_{ef} =	14.60 °
	δ =	
Soil :	cohesive	
Poisson's ratio :	ν =	0.30
Deformation modulus :	E_{def} =	90.00 MPa
Poisson's ratio :		0.30
Saturated unit weight :	ν =	21.00 kN/m3
	γ_{sat} =	

Ts

Unit weight :	γ =	18.00 kN/m3
Stress-state :	effective	
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	34.00 °
Cohesion of soil :		10.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	c_{ef} =	22.60 °
	δ =	
Soil :	cohesive	
Poisson's ratio :	ν =	0.30
Deformation modulus :	E_{def} =	100.00 MPa

Poisson's ratio :	ν =	0.30
Saturated unit weight :	γ_{sat} =	21.00 kN/m^3

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	4.00	Rx	
2	5.00	Qa	
3	6.88	Qs	
4	18.00	Qm	
5	33.17	Ts	
6	-	Ts	

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 1.00 m.

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	Surcharge change	Action	Mag.1 [kN/m²]	Mag.2 [kN/m²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	YES		variable	33.30	33.30	5.25	22.00	1.50

No.	Name
1	R+3 (entre charge r+4 et r+2)

Global settings

Number of FEs to discretize wall = 40
Analysis of depending pressures : do not reduce

Settings of the stage of construction

Design situation : transient

Input data (Stage of construction 16)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 31.25 m.

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	Surcharge change	Action	Mag.1 [kN/m²]	Mag.2 [kN/m²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	NO	NO	variable	33.30	33.30	5.25	22.00	1.50

No.	Name
1	R+3 (entre charge r+4 et r+2)

Inserted props

No.	New prop	Depth z [m]	Length l [m]	Spacing b [m]	Modif. stiffnesses	Modulus E [MPa]	Area A [mm²]
1	NO	1.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
2	NO	8.75	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
3	NO	12.95	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000

No.	New prop	Depth z [m]	Length l [m]	Spacing b [m]	Modif. stiffnesses	Modulus E [MPa]	Area A [mm²]
4	NO	5.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
5	NO	17.15	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
6	NO	20.85	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
7	NO	25.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000

Settings of the stage of construction

Design situation : transient

Analysis results (Stage of construction 16)

Distribution of pressures acting on the structure (in front and behind the wall)

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	16.22
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	16.22
0.81	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	9.11	53.65
1.00	-0.00	-0.00	-0.00	1.34	11.19	62.17
1.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	7.29	133.36
1.50	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	11.71	158.05
2.15	0.00	0.00	0.00	0.00	17.48	190.27
3.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	25.46	232.15
3.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	25.46	232.15
3.52	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	30.31	257.60
3.52	0.00	0.00	0.00	9.34	30.31	257.60
4.14	-0.00	-0.00	-0.00	13.62	36.21	288.58
4.14	0.00	0.00	0.00	13.65	36.21	288.58
4.30	0.00	0.00	0.00	14.76	37.74	296.58
5.14	-0.00	0.00	0.00	20.48	44.63	337.98
5.63	-0.00	-0.00	-0.00	23.78	48.62	361.89
6.00	-0.00	-0.00	-0.00	26.33	51.69	380.34
6.00	0.00	0.00	0.00	25.84	51.69	676.38
6.46	0.00	0.00	0.00	27.80	55.22	724.20
6.50	-0.00	-0.00	-0.00	27.98	55.54	728.76
6.50	-0.00	-0.00	-0.00	27.98	55.54	728.77
8.51	-0.00	0.00	0.00	36.62	70.32	939.64
8.61	0.00	0.00	0.00	37.03	71.02	949.63
8.83	-0.00	-0.00	-0.00	37.97	72.56	972.69
10.25	-0.00	-0.00	-0.00	44.06	82.55	1121.55
10.25	-0.00	-0.00	-0.00	44.06	82.55	1121.56
10.76	0.00	0.00	0.00	46.25	86.14	1175.06
12.26	-0.00	0.00	0.00	52.70	96.54	1332.43
12.27	-0.00	0.00	0.00	52.71	96.56	1332.67
12.88	-0.00	-0.00	-0.00	55.34	100.82	1397.02
12.88	0.00	0.00	0.00	58.79	100.82	799.86
12.91	0.00	0.00	0.00	59.01	101.05	801.65
14.45	-0.00	-0.00	-0.00	69.36	112.00	885.01
14.45	-0.00	-0.00	-0.00	69.36	112.00	885.02
15.07	0.00	0.00	0.00	73.51	116.38	918.38
16.06	-0.00	0.00	0.00	80.19	123.47	972.19

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
17.22	0.00	0.00	0.00	88.01	131.76	1035.11
18.65	-0.00	-0.00	-0.00	97.66	142.04	1112.81
18.65	-0.00	-0.00	-0.00	97.66	142.04	1112.82
19.37	0.00	0.00	0.00	102.50	147.20	1151.84
20.18	-0.00	0.00	0.00	107.98	153.07	1195.91
21.52	0.00	0.00	0.00	117.00	162.73	1268.57
22.85	-0.00	-0.00	-0.00	125.95	172.36	1340.61
22.85	-0.00	-0.00	-0.00	125.95	172.36	1340.62
23.67	0.00	0.00	0.00	131.50	178.34	1385.30
24.38	-0.00	0.00	0.00	136.27	183.50	1423.71
25.83	0.00	0.00	0.00	145.99	194.01	1502.03
27.05	-0.00	-0.00	-0.00	154.24	202.97	1568.41
27.05	-0.00	-0.00	-0.00	154.24	202.97	1568.42
27.98	0.00	0.00	0.00	160.49	209.76	1618.76
28.58	-0.00	0.00	0.00	164.56	214.19	1651.51
30.13	0.00	0.00	0.00	174.99	225.56	1735.49
30.88	-0.00	-0.00	-0.00	180.04	231.07	1776.15
30.88	0.00	0.00	0.00	122.95	231.07	3842.64
31.25	-0.00	-0.00	-0.00	124.49	233.87	3889.93
31.25	-0.00	-0.00	-51.22	124.50	233.88	3889.94
32.28	0.00	-7.97	-183.19	128.80	241.71	4021.91
33.22	-0.00	-15.23	-303.56	132.72	248.86	4142.28
34.43	-5.11	-24.57	-458.26	137.76	258.06	4296.98
36.59	-14.21	-41.17	-733.33	146.72	274.44	4572.05
38.74	-23.30	-57.77	-1008.40	155.68	290.86	4847.12
40.36	-30.14	-70.26	-1215.24	162.42	303.23	5053.96
40.38	-30.22	-70.40	-1217.62	157.13	303.37	5056.34
40.40	-30.32	-70.58	-1220.64	157.23	303.55	5059.36
40.45	-30.52	-70.95	-1226.66	157.42	303.91	5065.38
40.47	-30.62	-71.14	-1229.86	157.53	304.10	5068.58
40.50	-30.74	-71.36	-1233.46	157.65	304.31	5072.18
40.60	-31.15	-72.09	-1245.68	158.05	305.04	5084.40
40.61	-31.19	-72.17	-1246.95	158.10	305.12	5085.67
40.89	-32.40	-74.38	-1283.47	159.30	307.30	5122.19
43.04	-41.49	-90.98	-1558.54	168.40	323.77	5397.26
45.20	-50.58	-107.58	-1833.61	177.49	340.25	5672.33
47.35	-59.68	-124.18	-2108.68	186.58	356.75	5947.40
49.50	-68.77	-140.79	-2383.75	195.68	373.26	6222.47

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	4.00	-0.48	3.95	-0.00	-0.00
1.24	0.00	18.86	-0.97	12.30	-12.29	3.59
1.50	0.00	18.86	-1.07	11.31	-15.39	7.23
1.50	0.00	18.86	-1.07	11.31	-5.81	7.23

2.48	0.00	18.86	-1.46	7.65	-15.06	17.55
3.71	0.00	18.86	-1.95	15.75	-29.56	43.01

Depth [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
4.95	0.00	18.86	-2.46	24.25	-54.35	92.69
5.50	0.00	19.93	-2.70	27.67	-68.79	126.25
5.50	0.00	19.93	-2.70	27.67	27.06	126.25
6.19	0.00	21.26	-3.01	31.94	6.34	114.19
7.42	0.00	21.26	-3.59	37.14	-36.50	131.07
8.66	0.00	21.26	-4.22	42.88	-86.13	204.99
8.75	0.00	21.26	-4.27	43.23	-89.90	212.69
8.75	0.00	21.26	-4.27	43.23	77.64	212.69
9.90	0.00	21.26	-4.92	47.85	25.13	152.08
11.14	0.00	21.26	-5.67	51.51	-36.47	157.37
12.38	0.00	0.00	-6.48	53.18	-95.98	263.17
12.95	0.00	34.79	-6.89	62.58	-136.23	319.12
12.95	0.00	34.79	-6.89	62.58	192.92	319.12
13.61	0.00	74.88	-7.38	73.42	138.85	193.39
14.85	0.00	74.88	-8.36	77.08	45.21	74.13
16.09	0.00	0.00	-9.39	80.39	-28.50	187.92
17.15	0.00	0.00	-10.33	87.55	-117.72	264.93
17.15	0.00	0.00	-10.33	87.55	344.71	264.93
17.32	0.00	0.00	-10.49	88.73	329.29	205.95
18.56	0.00	0.00	-11.64	97.07	214.33	-131.48
19.80	0.00	0.00	-12.75	105.40	89.05	-320.26
20.85	0.00	0.00	-13.62	112.48	-25.34	-354.36
20.85	0.00	0.00	-13.62	112.48	472.03	-354.36
21.04	0.00	0.00	-13.76	113.74	450.83	-440.88
22.27	0.00	0.00	-14.62	122.07	304.92	-909.56
23.51	0.00	0.00	-15.18	130.41	148.69	-1191.30
24.75	0.00	0.00	-15.37	138.75	-17.85	-1273.32
25.50	0.00	0.00	-15.28	143.80	-123.80	-1220.44
25.50	0.00	0.00	-15.28	143.80	287.80	-1220.44
25.99	0.00	0.00	-15.15	147.08	216.90	-1343.53
27.23	0.00	0.00	-14.50	155.42	29.73	-1497.19
28.46	0.00	0.00	-13.37	163.75	-167.76	-1412.85
29.70	0.00	0.00	-11.79	172.09	-375.56	-1077.73
30.94	0.00	0.00	-9.87	123.19	-558.27	-493.67
31.24	0.00	0.00	-9.37	124.46	-595.98	-317.95
31.26	0.00	0.00	-9.34	72.30	-597.55	-308.40
32.17	0.00	0.00	-7.80	-41.08	-611.86	254.06
33.41	0.00	0.00	-5.81	-194.10	-466.35	940.73
34.65	86.18	0.00	-4.11	-241.78	-152.90	1255.85
35.89	86.18	0.00	-2.81	-134.05	75.89	1290.03
37.13	86.18	0.00	-1.92	-62.04	193.70	1114.32
38.36	86.18	86.18	-1.40	-7.58	246.56	808.48
39.60	86.18	86.18	-1.14	36.49	224.73	511.29
40.84	86.18	86.18	-1.06	50.26	168.69	266.13
42.08	86.18	86.18	-1.08	47.26	107.17	95.85
43.31	86.18	86.18	-1.14	36.96	54.66	-2.95

44.55	86.18	86.18	-1.21	24.91	16.36	-45.34

Depth [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
45.79	86.18	86.18	-1.27	13.57	-7.33	-49.48
47.02	86.18	86.18	-1.33	3.23	-17.65	-32.69
48.26	86.18	86.18	-1.39	-6.96	-15.39	-10.95
49.50	86.18	86.18	-1.45	-18.14	0.00	-0.00

Maximum shear force = 611.86 kN/m
Maximum moment = 1497.19 kNm/m

Maximum displacement = 15.4 mm

Reactions in props

No.	Depth [m]	Reaction [kN]
1	1.50	57.48
2	8.75	1005.24
3	12.95	1974.86
4	5.50	575.05
5	17.15	2774.62
6	20.85	2984.22
7	25.50	2469.60

Input data (Stage of construction 17)

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	4.00	Rx	
2	5.00	Qa	
3	6.88	Qs	
4	18.00	Qm	
5	33.17	Ts	
6	-	Ts	

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 31.25 m.

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	Surcharge change	Action	Mag.1 [kN/m²]	Mag.2 [kN/m²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	NO	NO	variable	33.30	33.30	5.25	22.00	1.50

No.	Name
1	R+3 (entre charge r+4 et r+2)

Inserted props

No.	New prop	Depth z [m]	Length l [m]	Spacing b [m]	Modif. stiffnesses	Modulus E [MPa]	Area A [mm²]
1	NO	1.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
2	NO	8.75	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
3	NO	12.95	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
4	NO	5.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
5	NO	17.15	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
6	NO	20.85	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
7	NO	25.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
8	YES	30.25	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000

Settings of the stage of construction

Design situation : transient

Analysis results (Stage of construction 17)

Distribution of pressures acting on the structure (in front and behind the wall)

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	16.22
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	16.22
0.81	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	9.11	53.65
1.00	-0.00	-0.00	-0.00	1.34	11.19	62.17
1.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	7.29	133.36
1.50	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	11.71	158.05
2.15	0.00	0.00	0.00	0.00	17.48	190.27
3.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	25.46	232.15
3.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	25.46	232.15
3.52	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	30.31	257.60
3.52	0.00	0.00	0.00	9.34	30.31	257.60
4.14	-0.00	-0.00	-0.00	13.62	36.21	288.58
4.14	0.00	0.00	0.00	13.65	36.21	288.58
4.30	0.00	0.00	0.00	14.76	37.74	296.58
5.14	-0.00	0.00	0.00	20.48	44.63	337.98
5.63	-0.00	-0.00	-0.00	23.78	48.62	361.89
6.00	-0.00	-0.00	-0.00	26.33	51.69	380.34
6.00	0.00	0.00	0.00	25.84	51.69	676.38
6.46	0.00	0.00	0.00	27.80	55.22	724.20
6.50	-0.00	-0.00	-0.00	27.98	55.54	728.76

6.50	-0.00	-0.00	-0.00	27.98	55.54	728.77
8.51	-0.00	0.00	0.00	36.62	70.32	939.64
8.61	0.00	0.00	0.00	37.03	71.02	949.63
8.83	-0.00	-0.00	-0.00	37.97	72.56	972.69

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
10.25	-0.00	-0.00	-0.00	44.06	82.55	1121.55
10.25	-0.00	-0.00	-0.00	44.06	82.55	1121.56
10.76	0.00	0.00	0.00	46.25	86.14	1175.06
12.26	-0.00	0.00	0.00	52.70	96.54	1332.43
12.27	-0.00	0.00	0.00	52.71	96.56	1332.67
12.88	-0.00	-0.00	-0.00	55.34	100.82	1397.02
12.88	0.00	0.00	0.00	58.79	100.82	799.86
12.91	0.00	0.00	0.00	59.01	101.05	801.65
14.45	-0.00	-0.00	-0.00	69.36	112.00	885.01
14.45	-0.00	-0.00	-0.00	69.36	112.00	885.02
15.07	0.00	0.00	0.00	73.51	116.38	918.38
16.06	-0.00	0.00	0.00	80.19	123.47	972.19
17.22	0.00	0.00	0.00	88.01	131.76	1035.11
18.65	-0.00	-0.00	-0.00	97.66	142.04	1112.81
18.65	-0.00	-0.00	-0.00	97.66	142.04	1112.82
19.37	0.00	0.00	0.00	102.50	147.20	1151.84
20.18	-0.00	0.00	0.00	107.98	153.07	1195.91
21.52	0.00	0.00	0.00	117.00	162.73	1268.57
22.85	-0.00	-0.00	-0.00	125.95	172.36	1340.61
22.85	-0.00	-0.00	-0.00	125.95	172.36	1340.62
23.67	0.00	0.00	0.00	131.50	178.34	1385.30
24.38	-0.00	0.00	0.00	136.27	183.50	1423.71
25.83	0.00	0.00	0.00	145.99	194.01	1502.03
27.05	-0.00	-0.00	-0.00	154.24	202.97	1568.41
27.05	-0.00	-0.00	-0.00	154.24	202.97	1568.42
27.98	0.00	0.00	0.00	160.49	209.76	1618.76
28.58	-0.00	0.00	0.00	164.56	214.19	1651.51
30.13	0.00	0.00	0.00	174.99	225.56	1735.49
30.88	-0.00	-0.00	-0.00	180.04	231.07	1776.15
30.88	0.00	0.00	0.00	122.95	231.07	3842.64
31.25	-0.00	-0.00	-0.00	124.49	233.87	3889.93
31.25	-0.00	-0.00	-51.22	124.50	233.88	3889.94
32.28	0.00	-7.97	-183.19	128.80	241.71	4021.91
33.22	-0.00	-15.23	-303.56	132.72	248.86	4142.28
34.43	-5.11	-24.57	-458.26	137.76	258.06	4296.98
36.59	-14.21	-41.17	-733.33	146.72	274.44	4572.05
38.74	-23.30	-57.77	-1008.40	155.68	290.86	4847.12
40.36	-30.14	-70.26	-1215.24	162.42	303.23	5053.96
40.38	-30.22	-70.40	-1217.62	157.13	303.37	5056.34
40.40	-30.32	-70.58	-1220.64	157.23	303.55	5059.36
40.45	-30.52	-70.95	-1226.66	157.42	303.91	5065.38
40.47	-30.62	-71.14	-1229.86	157.53	304.10	5068.58
40.50	-30.74	-71.36	-1233.46	157.65	304.31	5072.18
40.60	-31.15	-72.09	-1245.68	158.05	305.04	5084.40
40.61	-31.19	-72.17	-1246.95	158.10	305.12	5085.67
40.89	-32.40	-74.38	-1283.47	159.30	307.30	5122.19

43.04	-41.49	-90.98	-1558.54	168.40	323.77	5397.26

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
45.20	-50.58	-107.58	-1833.61	177.49	340.25	5672.33
47.35	-59.68	-124.18	-2108.68	186.58	356.75	5947.40
49.50	-68.77	-140.79	-2383.75	195.68	373.26	6222.47

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	4.00	-0.48	3.96	-0.00	-0.00
1.24	0.00	18.86	-0.97	12.33	-12.32	3.61
1.50	0.00	18.86	-1.07	11.35	-15.43	7.25
1.50	0.00	18.86	-1.07	11.35	-6.00	7.25
2.48	0.00	18.86	-1.45	7.68	-15.28	17.78
3.71	0.00	18.86	-1.95	15.78	-29.82	43.54
4.95	0.00	18.86	-2.46	24.27	-54.65	93.56
5.50	0.00	19.93	-2.70	27.68	-69.09	127.28
5.50	0.00	19.93	-2.70	27.68	26.69	127.28
6.19	0.00	21.26	-3.01	31.95	5.96	115.48
7.42	0.00	21.26	-3.59	37.12	-36.87	132.83
8.66	0.00	21.26	-4.22	42.83	-86.47	207.20
8.75	0.00	21.26	-4.27	43.17	-90.24	214.93
8.75	0.00	21.26	-4.27	43.17	77.50	214.93
9.90	0.00	21.26	-4.92	47.75	25.08	154.43
11.14	0.00	21.26	-5.68	51.35	-36.35	159.68
12.38	0.00	21.26	-6.50	56.01	-102.93	243.87
12.95	0.00	46.17	-6.90	63.63	-142.42	306.49
12.95	0.00	46.17	-6.90	63.63	187.76	306.49
13.61	0.00	74.88	-7.39	72.42	136.12	187.60
14.85	0.00	74.88	-8.37	76.12	43.70	70.97
16.09	0.00	0.00	-9.40	80.39	-29.46	186.27
17.15	0.00	0.00	-10.34	87.55	-118.68	264.29
17.15	0.00	0.00	-10.34	87.55	344.49	264.29
17.32	0.00	0.00	-10.50	88.73	329.07	205.35
18.56	0.00	0.00	-11.65	97.07	214.11	-131.80
19.80	0.00	0.00	-12.75	105.40	88.83	-320.31
20.85	0.00	0.00	-13.62	112.48	-25.56	-354.18
20.85	0.00	0.00	-13.62	112.48	471.95	-354.18
21.04	0.00	0.00	-13.76	113.74	450.74	-440.68
22.27	0.00	0.00	-14.61	122.07	304.84	-909.26
23.51	0.00	0.00	-15.18	130.41	148.61	-1190.90
24.75	0.00	0.00	-15.36	138.75	-17.93	-1272.82
25.50	0.00	0.00	-15.28	143.80	-123.88	-1219.88
25.50	0.00	0.00	-15.28	143.80	287.15	-1219.88
25.99	0.00	0.00	-15.14	147.08	216.25	-1342.65
27.23	0.00	0.00	-14.49	155.42	29.08	-1495.51
28.46	0.00	0.00	-13.36	163.75	-168.41	-1410.36
29.70	0.00	0.00	-11.78	172.09	-376.21	-1074.43

30.25	0.00	0.00	-10.96	150.36	-464.89	-842.58
30.25	0.00	0.00	-10.96	150.36	-463.19	-842.58

Depth [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
30.94	0.00	0.00	-9.86	123.19	-557.23	-490.74
31.24	0.00	0.00	-9.36	124.46	-594.93	-315.34
31.26	0.00	0.00	-9.33	72.30	-596.51	-305.81
32.17	0.00	0.00	-7.79	-41.08	-610.82	255.70
33.41	0.00	0.00	-5.80	-194.10	-465.30	941.07
34.65	86.18	0.00	-4.11	-241.33	-152.19	1255.11
35.89	86.18	0.00	-2.81	-133.76	76.15	1288.71
37.13	86.18	0.00	-1.92	-61.88	193.69	1112.87
38.36	86.18	86.18	-1.40	-7.46	246.35	807.17
39.60	86.18	86.18	-1.14	36.51	224.45	510.29
40.84	86.18	86.18	-1.06	50.22	168.43	265.48
42.08	86.18	86.18	-1.08	47.21	106.98	95.49
43.31	86.18	86.18	-1.14	36.90	54.53	-3.11
44.55	86.18	86.18	-1.21	24.87	16.30	-45.39
45.79	86.18	86.18	-1.27	13.54	-7.36	-49.47
47.02	86.18	86.18	-1.33	3.21	-17.65	-32.68
48.26	86.18	86.18	-1.39	-6.96	-15.38	-10.94
49.50	86.18	86.18	-1.45	-18.13	0.00	0.00

Maximum shear force = 610.82 kN/m
Maximum moment = 1495.51 kNm/m

Maximum displacement = 15.4 mm

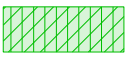
Reactions in props

No.	Depth [m]	Reaction [kN]
1	1.50	56.58
2	8.75	1006.43
3	12.95	1981.06
4	5.50	574.65
5	17.15	2779.02
6	20.85	2985.05
7	25.50	2466.20
8	30.25	10.17

Input data (Stage of construction 18)

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	4.00	Rx	
2	5.00	Qa	

3	6.88	Qs	
4	18.00	Qm	
5	33.17	Ts	

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
6	-	Ts	

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 38.00 m.

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	Surcharge change	Action	Mag.1 [kN/m²]	Mag.2 [kN/m²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	NO	NO	variable	33.30	33.30	5.25	22.00	1.50

No.	Name
1	R+3 (entre charge r+4 et r+2)

Inserted props

No.	New prop	Depth z [m]	Length l [m]	Spacing b [m]	Modif. stiffnesses	Modulus E [MPa]	Area A [mm²]
1	NO	1.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
2	NO	8.75	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
3	NO	12.95	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
4	NO	5.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
5	NO	17.15	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
6	NO	20.85	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
7	NO	25.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
8	NO	30.25	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000

Settings of the stage of construction

Design situation : transient

Analysis results (Stage of construction 18)

Distribution of pressures acting on the structure (in front and behind the wall)

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	16.22
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	16.22
0.81	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	9.11	53.65
1.00	-0.00	-0.00	-0.00	1.34	11.19	62.17
1.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	7.29	133.36

1.50	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	11.71	158.05
2.15	0.00	0.00	0.00	0.00	17.48	190.27
3.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	25.46	232.15
3.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	25.46	232.15
3.52	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	30.31	257.60
3.52	0.00	0.00	0.00	9.34	30.31	257.60

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
4.14	-0.00	-0.00	-0.00	13.62	36.21	288.58
4.14	0.00	0.00	0.00	13.65	36.21	288.58
4.30	0.00	0.00	0.00	14.76	37.74	296.58
5.14	-0.00	0.00	0.00	20.48	44.63	337.98
5.63	-0.00	-0.00	-0.00	23.78	48.62	361.89
6.00	-0.00	-0.00	-0.00	26.33	51.69	380.34
6.00	0.00	0.00	0.00	25.84	51.69	676.38
6.46	0.00	0.00	0.00	27.80	55.22	724.20
6.50	-0.00	-0.00	-0.00	27.98	55.54	728.76
6.50	-0.00	-0.00	-0.00	27.98	55.54	728.77
8.51	-0.00	0.00	0.00	36.62	70.32	939.64
8.61	0.00	0.00	0.00	37.03	71.02	949.63
8.83	-0.00	-0.00	-0.00	37.97	72.56	972.69
10.25	-0.00	-0.00	-0.00	44.06	82.55	1121.55
10.25	-0.00	-0.00	-0.00	44.06	82.55	1121.56
10.76	0.00	0.00	0.00	46.25	86.14	1175.06
12.26	-0.00	0.00	0.00	52.70	96.54	1332.43
12.27	-0.00	0.00	0.00	52.71	96.56	1332.67
12.88	-0.00	-0.00	-0.00	55.34	100.82	1397.02
12.88	0.00	0.00	0.00	58.79	100.82	799.86
12.91	0.00	0.00	0.00	59.01	101.05	801.65
14.45	-0.00	-0.00	-0.00	69.36	112.00	885.01
14.45	-0.00	-0.00	-0.00	69.36	112.00	885.02
15.07	0.00	0.00	0.00	73.51	116.38	918.38
16.06	-0.00	0.00	0.00	80.19	123.47	972.19
17.22	0.00	0.00	0.00	88.01	131.76	1035.11
18.65	-0.00	-0.00	-0.00	97.66	142.04	1112.81
18.65	-0.00	-0.00	-0.00	97.66	142.04	1112.82
19.37	0.00	0.00	0.00	102.50	147.20	1151.84
20.18	-0.00	0.00	0.00	107.98	153.07	1195.91
21.52	0.00	0.00	0.00	117.00	162.73	1268.57
22.85	-0.00	-0.00	-0.00	125.95	172.36	1340.61
22.85	-0.00	-0.00	-0.00	125.95	172.36	1340.62
23.67	0.00	0.00	0.00	131.50	178.34	1385.30
24.38	-0.00	0.00	0.00	136.27	183.50	1423.71
25.83	0.00	0.00	0.00	145.99	194.01	1502.03
27.05	-0.00	-0.00	-0.00	154.24	202.97	1568.41
27.05	-0.00	-0.00	-0.00	154.24	202.97	1568.42
27.98	0.00	0.00	0.00	160.49	209.76	1618.76
28.58	-0.00	0.00	0.00	164.56	214.19	1651.51
30.13	0.00	0.00	0.00	174.99	225.56	1735.49
30.88	-0.00	-0.00	-0.00	180.04	231.07	1776.15
30.88	0.00	0.00	0.00	122.95	231.07	3842.64
31.25	-0.00	-0.00	-0.00	124.49	233.88	3889.93
31.25	-0.00	-0.00	-0.00	124.50	233.88	3889.94
32.28	0.00	0.00	0.00	128.80	241.71	4021.91

33.22	-0.00	0.00	0.00	132.72	248.86	4142.28

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
34.43	0.00	0.00	0.00	137.76	258.06	4296.98
36.59	0.00	0.00	0.00	146.72	274.44	4572.05
38.00	-0.00	-0.00	-0.00	152.61	285.22	4752.65
38.00	-0.00	-0.00	-51.22	152.61	285.22	4752.66
38.74	0.00	-5.70	-145.68	155.69	290.86	4847.12
39.97	-0.00	-15.23	-303.56	160.83	300.30	5005.00
40.36	-1.62	-18.19	-352.52	162.43	303.23	5053.96
40.38	-1.71	-18.35	-355.23	162.51	303.39	5056.67
40.38	-1.71	-18.35	-355.23	157.14	303.39	5056.67
40.40	-1.80	-18.51	-357.92	157.23	303.55	5059.36
40.45	-2.00	-18.88	-363.94	157.42	303.91	5065.38
40.47	-2.10	-19.07	-367.14	157.53	304.10	5068.58
40.50	-2.22	-19.29	-370.74	157.65	304.31	5072.18
40.60	-2.62	-20.02	-382.96	158.05	305.04	5084.40
40.61	-2.67	-20.10	-384.23	158.10	305.12	5085.67
40.89	-3.87	-22.30	-420.75	159.30	307.30	5122.19
43.04	-12.97	-38.91	-695.82	168.40	323.77	5397.26
45.20	-22.06	-55.51	-970.89	177.49	340.25	5672.33
47.35	-31.16	-72.11	-1245.96	186.58	356.75	5947.40
49.50	-40.25	-88.71	-1521.03	195.68	373.26	6222.47

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	4.00	-0.50	3.89	-0.00	-0.00
1.24	0.00	18.86	-0.98	12.01	-12.07	3.45
1.50	0.00	18.86	-1.09	11.03	-15.09	7.02
1.50	0.00	18.86	-1.09	11.03	-4.33	7.02
2.48	0.00	18.86	-1.47	7.39	-13.31	15.76
3.71	0.00	18.86	-1.96	15.53	-27.52	38.88
4.95	0.00	18.86	-2.47	24.10	-52.08	85.88
5.50	0.00	19.93	-2.71	27.56	-66.44	118.17
5.50	0.00	19.93	-2.71	27.56	29.86	118.17
6.19	0.00	21.26	-3.01	31.89	9.20	104.16
7.42	0.00	21.26	-3.58	37.28	-33.69	117.50
8.66	0.00	21.26	-4.20	43.30	-83.66	188.12
8.75	0.00	21.26	-4.25	43.68	-87.47	195.60
8.75	0.00	21.26	-4.25	43.68	78.39	195.60
9.90	0.00	21.26	-4.88	48.67	25.17	134.50
11.14	0.00	21.26	-5.61	52.85	-37.76	140.50
12.38	0.00	21.26	-6.39	58.23	-106.62	227.74
12.95	0.00	46.17	-6.78	69.78	-148.30	293.10
12.95	0.00	46.17	-6.78	69.78	172.19	293.10
13.61	0.00	74.88	-7.25	83.10	115.25	186.24
14.85	0.00	74.88	-8.19	89.68	7.80	104.36
16.09	0.00	0.00	-9.20	80.39	-74.45	269.58

17.15	0.00	64.29	-10.13	100.90	-192.47	317.95
17.15	0.00	64.29	-10.13	100.90	253.99	317.95

Depth [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
17.32	0.00	74.88	-10.29	104.28	235.05	274.76
18.56	0.00	74.88	-11.49	108.74	102.57	59.28
19.80	0.00	74.88	-12.75	105.57	-30.41	9.21
20.85	0.00	11.35	-13.86	112.50	-120.03	203.27
20.85	0.00	11.35	-13.86	112.50	396.51	203.27
21.04	0.00	0.00	-14.06	113.74	376.58	131.42
22.27	0.00	0.00	-15.39	122.07	230.67	-245.38
23.51	0.00	0.00	-16.65	130.41	74.45	-435.23
24.75	0.00	0.00	-17.78	138.75	-92.09	-425.38
25.50	0.00	0.00	-18.39	143.80	-198.05	-316.81
25.50	0.00	0.00	-18.39	143.80	461.48	-316.81
25.99	0.00	0.00	-18.77	147.08	390.58	-524.57
27.23	0.00	0.00	-19.59	155.42	203.41	-893.16
28.46	0.00	0.00	-20.13	163.75	5.92	-1023.75
29.70	0.00	0.00	-20.34	172.09	-201.88	-903.57
30.25	0.00	0.00	-20.34	150.36	-290.55	-767.60
30.25	0.00	0.00	-20.34	150.36	458.70	-767.60
30.94	0.00	0.00	-20.26	123.19	364.67	-1049.57
32.17	0.00	0.00	-19.85	128.35	209.03	-1405.20
33.41	0.00	0.00	-18.98	133.50	47.01	-1564.28
34.65	0.00	0.00	-17.62	138.66	-121.39	-1518.91
35.89	0.00	0.00	-15.77	143.81	-296.16	-1261.21
37.13	0.00	0.00	-13.53	148.96	-477.32	-783.28
37.99	0.00	0.00	-11.79	152.57	-608.03	-313.01
38.01	0.00	0.00	-11.76	100.41	-610.06	-303.26
38.36	0.00	0.00	-11.03	56.58	-637.88	-81.61
39.60	0.00	0.00	-8.52	-96.43	-613.22	712.04
40.84	0.00	0.00	-6.23	-254.79	-395.90	1356.65
42.08	86.18	0.00	-4.36	-242.54	-40.43	1542.13
43.31	86.18	0.00	-2.98	-128.13	184.54	1438.64
44.55	86.18	0.00	-2.06	-53.67	293.27	1133.79
45.79	86.18	86.18	-1.52	22.99	322.72	712.96
47.02	86.18	86.18	-1.21	75.28	258.71	346.58
48.26	86.18	86.18	-1.04	105.79	145.27	92.76
49.50	86.18	86.18	-0.91	128.37	-0.00	0.00

Maximum shear force = 637.88 kN/m
Maximum moment = 1564.28 kNm/m

Maximum displacement = 20.3 mm

Reactions in props

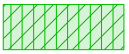
No.	Depth [m]	Reaction [kN]
1	1.50	64.58

2	8.75	995.15
3	12.95	1922.91
4	5.50	577.81
5	17.15	2678.77
6	20.85	3099.26

No.	Depth [m]	Reaction [kN]
7	25.50	3957.19
8	30.25	4495.53

Input data (Stage of construction 19)

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	4.00	Rx	
2	5.00	Qa	
3	6.88	Qs	
4	18.00	Qm	
5	33.17	Ts	
6	-	Ts	

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 38.00 m.

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	Surcharge change	Action	Mag.1 [kN/m²]	Mag.2 [kN/m²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	NO	NO	variable	33.30	33.30	5.25	22.00	1.50

No.	Name
1	R+3 (entre charge r+4 et r+2)

Inserted props

No.	New prop	Depth z [m]	Length l [m]	Spacing b [m]	Modif. stiffnesses	Modulus E [MPa]	Area A [mm²]
1	NO	1.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
2	NO	8.75	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
3	NO	12.95	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000

4	NO	5.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
5	NO	17.15	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
6	NO	20.85	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
7	NO	25.50	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000
8	NO	30.25	20.90	6.00	NO	210000.00	47600.000

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0.1000$
Factor of vertical acceleration $K_v = 0.0300$

Water below the GWT is restricted.

Settings of the stage of construction

Design situation : transient

Analysis results (Stage of construction 19)

Distribution of pressures acting on the structure (in front and behind the wall)

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	148.24	148.24	148.24
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	148.24	148.24	148.24
0.81	-0.00	-0.00	-0.00	144.68	144.68	144.68
1.00	-0.00	-0.00	-0.00	145.21	145.21	145.21
1.00	-0.00	-0.00	-0.00	139.69	139.69	139.69
1.50	-0.00	-0.00	-0.00	137.63	137.63	137.63
2.15	0.00	0.00	0.00	134.94	134.94	134.94
3.00	-0.00	-0.00	-0.00	131.45	131.45	131.45
3.00	-0.00	-0.00	-0.00	131.45	131.45	131.45
3.52	-0.00	-0.00	-0.00	129.32	129.32	129.32
3.52	0.00	0.00	0.00	138.67	138.67	138.67
4.14	-0.00	-0.00	-0.00	140.36	140.36	140.36
4.14	0.00	0.00	0.00	140.39	140.39	140.39
4.30	0.00	0.00	0.00	140.85	140.85	140.85
5.14	-0.00	0.00	0.00	143.24	143.24	143.24
5.63	-0.00	-0.00	-0.00	144.61	144.61	144.61
6.00	-0.00	-0.00	-0.00	145.67	145.67	145.67
6.00	0.00	0.00	0.00	114.38	114.38	211.74
6.46	0.00	0.00	0.00	115.07	115.07	264.26
6.50	-0.00	-0.00	-0.00	115.14	115.14	269.26
6.50	-0.00	-0.00	-0.00	115.14	115.14	269.27
8.51	-0.00	0.00	0.00	118.20	118.20	500.88
8.61	0.00	0.00	0.00	118.34	118.34	511.85
8.83	-0.00	-0.00	-0.00	118.68	118.68	537.17
10.25	-0.00	-0.00	-0.00	120.84	120.84	700.67
10.25	-0.00	-0.00	-0.00	120.84	120.84	700.68
10.76	0.00	0.00	0.00	121.61	121.61	759.44
12.26	-0.00	0.00	0.00	123.89	123.89	932.28
12.27	-0.00	0.00	0.00	123.90	123.90	932.55
12.88	-0.00	-0.00	-0.00	124.83	124.83	1003.22
12.88	0.00	0.00	0.00	149.76	149.76	590.43
12.91	0.00	0.00	0.00	149.88	149.88	592.41
14.45	-0.00	-0.00	-0.00	155.63	155.63	684.43

14.45	-0.00	-0.00	-0.00	155.63	155.63	684.44
15.07	0.00	0.00	0.00	157.94	157.94	721.27
16.06	-0.00	0.00	0.00	161.65	161.65	780.67
17.22	0.00	0.00	0.00	165.99	165.99	850.13

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
18.65	-0.00	-0.00	-0.00	171.35	171.35	935.91
18.65	-0.00	-0.00	-0.00	171.35	171.35	935.92
19.37	0.00	0.00	0.00	174.05	174.05	978.99
20.18	-0.00	0.00	0.00	177.09	177.09	1027.64
21.52	0.00	0.00	0.00	182.10	182.10	1107.86
22.85	-0.00	-0.00	-0.00	187.07	187.07	1187.39
22.85	-0.00	-0.00	-0.00	187.07	187.07	1187.39
23.67	0.00	0.00	0.00	190.16	190.16	1236.72
24.38	-0.00	0.00	0.00	192.81	192.81	1279.12
25.83	0.00	0.00	0.00	198.21	198.21	1365.58
27.05	-0.00	-0.00	-0.00	202.80	204.78	1438.86
27.05	-0.00	-0.00	-0.00	202.80	204.78	1438.87
27.98	0.00	0.00	0.00	206.27	209.76	1494.44
28.58	-0.00	0.00	0.00	208.53	214.19	1530.60
30.13	0.00	0.00	0.00	214.33	225.56	1623.30
30.88	-0.00	-0.00	-0.00	217.13	231.07	1668.18
30.88	0.00	0.00	0.00	149.86	231.07	3603.26
31.25	-0.00	-0.00	-0.00	150.78	233.88	3655.30
31.25	-0.00	-0.00	-0.00	150.78	233.88	3655.32
32.28	0.00	0.00	0.00	153.34	241.71	3800.56
33.22	-0.00	0.00	0.00	155.67	248.86	3933.04
34.43	0.00	0.00	0.00	158.66	258.06	4103.30
36.59	0.00	0.00	0.00	163.99	274.44	4406.04
38.00	-0.00	-0.00	-0.00	167.49	285.22	4604.80
38.00	-0.00	-0.00	-0.00	167.49	285.22	4604.82
38.69	-0.00	-0.00	-0.00	169.46	290.46	4701.44
38.74	-0.48	-0.57	-7.33	169.61	290.86	4708.77
39.97	-11.93	-14.02	-181.10	173.16	300.30	4882.54
40.36	-13.07	-18.19	-234.98	174.26	303.23	4936.42
40.38	-13.13	-18.35	-237.96	174.32	303.39	4939.41
40.38	-13.13	-18.35	-237.96	168.94	303.39	4939.41
40.40	-13.19	-18.51	-240.93	169.00	303.55	4942.37
40.45	-13.33	-18.88	-247.55	169.14	303.91	4948.99
40.47	-13.41	-19.07	-251.07	169.21	304.10	4952.51
40.50	-13.49	-19.29	-255.03	169.30	304.31	4956.47
40.60	-13.78	-20.02	-268.48	169.58	305.04	4969.92
40.61	-13.81	-20.10	-269.88	169.61	305.12	4971.32
40.89	-14.65	-22.30	-310.07	170.44	307.30	5011.51
43.04	-21.05	-38.91	-612.81	176.75	323.77	5314.25
45.20	-27.45	-55.51	-915.55	183.06	340.25	5616.99
47.35	-33.85	-72.11	-1218.29	189.37	356.75	5919.73
49.50	-40.25	-88.71	-1521.03	195.68	373.26	6222.47

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]

0.00	0.00	0.00	-6.43	148.24	-0.00	0.00
1.24	0.00	0.00	-6.59	138.72	-177.55	111.08

Depth [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.50	0.00	0.00	-6.63	137.63	-213.82	162.45
1.50	0.00	0.00	-6.63	137.63	238.80	162.45
2.48	0.00	0.00	-6.78	133.61	106.57	-5.60
3.71	0.00	0.00	-6.97	139.20	-62.24	-33.74
4.95	0.00	0.00	-7.15	142.69	-236.66	150.76
5.50	0.00	0.00	-7.25	130.23	-311.71	301.87
5.50	0.00	0.00	-7.25	130.23	146.59	301.87
6.19	0.00	0.00	-7.39	114.66	62.41	230.64
7.42	0.00	0.00	-7.70	116.54	-80.65	241.69
8.66	0.00	0.00	-8.09	118.42	-226.04	431.21
8.75	0.00	0.00	-8.12	118.56	-236.40	451.44
8.75	0.00	0.00	-8.12	118.56	238.30	451.44
9.90	0.00	0.00	-8.60	120.30	100.96	256.17
11.14	0.00	0.00	-9.20	122.18	-49.08	223.84
12.38	0.00	0.00	-9.88	124.06	-201.45	378.61
12.95	0.00	0.00	-10.23	137.27	-276.58	515.68
12.95	0.00	0.00	-10.23	137.27	318.92	515.68
13.61	0.00	0.00	-10.68	152.50	222.94	335.63
14.85	0.00	0.00	-11.58	157.13	31.36	177.69
16.09	0.00	0.00	-12.55	161.76	-165.96	260.39
17.15	0.00	0.00	-13.46	165.74	-339.94	528.77
17.15	0.00	0.00	-13.46	165.74	371.77	528.77
17.32	0.00	0.00	-13.62	166.39	342.71	466.25
18.56	0.00	0.00	-14.81	171.03	133.93	170.74
19.80	0.00	0.00	-16.06	175.66	-80.58	137.14
20.85	0.00	0.00	-17.16	179.59	-267.08	319.30
20.85	0.00	0.00	-17.16	179.59	512.59	319.30
21.04	0.00	0.00	-17.36	180.29	478.86	226.35
22.27	0.00	0.00	-18.71	184.92	252.88	-227.01
23.51	0.00	0.00	-20.00	189.55	21.17	-397.17
24.75	0.00	0.00	-21.16	194.19	-216.27	-277.04
25.50	0.00	0.00	-21.82	196.99	-362.96	-59.97
25.50	0.00	0.00	-21.82	196.99	569.84	-59.97
25.99	0.00	0.00	-22.24	198.82	473.37	-314.29
27.23	0.00	0.00	-23.22	203.45	224.46	-746.66
28.46	0.00	0.00	-23.96	208.08	-30.17	-867.46
29.70	0.00	0.00	-24.43	212.71	-290.54	-669.61
30.25	0.00	0.00	-24.56	184.84	-399.87	-479.04
30.25	0.00	0.00	-24.56	184.84	685.98	-479.04
30.94	0.00	0.00	-24.68	150.01	570.87	-909.71
32.17	0.00	0.00	-24.63	153.07	383.34	-1500.52
33.41	0.00	0.00	-24.11	156.13	192.02	-1856.92
34.65	0.00	0.00	-23.00	159.20	-3.09	-1974.21
35.89	0.00	0.00	-21.26	162.26	-201.99	-1847.71
37.13	0.00	0.00	-18.93	165.32	-404.68	-1472.72
37.99	0.00	0.00	-17.01	167.47	-548.95	-1059.46

38.01	0.00	0.00	-16.97	167.51	-551.63	-1050.65

Depth [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
38.36	0.00	0.00	-16.13	168.53	-611.19	-844.55
39.60	0.00	0.00	-13.07	43.65	-742.48	8.97
40.84	0.00	0.00	-10.01	-132.22	-687.69	916.34
42.08	0.00	0.00	-7.24	-302.66	-418.60	1622.60
43.31	86.18	0.00	-4.97	-292.07	7.32	1780.54
44.55	86.18	0.00	-3.28	-151.62	276.90	1587.14
45.79	86.18	0.00	-2.09	-55.16	400.83	1155.89
47.02	86.18	86.18	-1.27	64.95	412.53	608.65
48.26	86.18	86.18	-0.67	168.74	265.57	175.89
49.50	86.18	86.18	-0.14	259.56	-0.00	0.00

Maximum shear force = 742.48 kN/m
Maximum moment = 1974.21 kNm/m

Maximum displacement = 24.7 mm

Reactions in props

No.	Depth [m]	Reaction [kN]
1	1.50	2715.74
2	8.75	2848.24
3	12.95	3573.03
4	5.50	2749.81
5	17.15	4270.29
6	20.85	4678.06
7	25.50	5596.82
8	30.25	6515.08

Dimensioning No. 1

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-6.43	-0.37	-0.00	0.00	-0.00	0.00
0.99	-6.56	-0.37	-142.33	0.25	-3.05	89.04
1.01	-6.56	-0.37	-144.63	0.26	-3.10	90.48
1.24	-6.59	-0.37	-177.55	0.31	-3.80	111.08
1.50	-6.63	-0.37	-213.82	0.61	-3.81	162.45
1.50	-6.63	-0.37	-7.96	238.80	-3.81	162.45
2.48	-6.78	-0.36	-17.48	106.57	-54.16	20.21
2.99	-6.86	-0.36	-23.54	54.00	-82.37	32.12
3.01	-6.86	-0.36	-23.73	53.92	-83.24	32.49
3.71	-6.97	-0.35	-62.24	50.15	-121.68	48.72
4.95	-7.15	-0.35	-236.66	31.68	-173.40	150.76
5.50	-7.25	-0.34	-311.71	20.23	-187.76	301.87
5.50	-7.25	-0.34	-2.89	146.59	-187.76	301.87
6.19	-7.39	-0.34	-12.12	85.16	-234.37	230.64

6.49	-7.46	-0.33	-20.43	76.24	-249.35	233.36
6.49	-7.46	-0.33	-20.43	76.24	-249.35	233.36
6.51	-7.47	-0.33	-20.63	75.77	-250.14	233.50
6.51	-7.47	-0.33	-20.63	75.77	-250.14	233.50
7.42	-7.70	-0.32	-80.65	48.91	-295.26	241.69

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
8.66	-8.09	-0.30	-226.04	6.09	-326.95	431.21
8.75	-8.12	-0.30	-236.40	2.81	-327.30	451.44
8.75	-8.12	-0.30	-23.50	238.30	-327.30	451.44
9.90	-8.60	-0.27	-69.56	112.24	-397.98	256.17
10.24	-8.77	-0.26	-84.37	96.78	-401.47	247.24
10.26	-8.78	-0.26	-84.74	96.05	-401.63	246.82
10.26	-8.78	-0.26	-84.74	96.05	-401.63	246.82
11.14	-9.20	-0.24	-88.03	56.28	-410.62	223.84
12.38	-9.88	-0.20	-201.45	-6.24	-422.04	378.61
12.95	-10.23	-0.18	-276.58	-13.76	-409.29	515.68
12.95	-10.23	-0.18	-125.79	318.92	-409.29	515.68
13.61	-10.68	-0.16	-151.41	223.46	-503.10	335.63
14.44	-11.28	-0.14	-206.56	167.15	-569.43	229.76
14.46	-11.30	-0.14	-206.69	166.07	-570.71	227.72
14.46	-11.30	-0.14	-206.69	166.07	-570.71	227.72
14.85	-11.58	-0.13	-183.00	139.46	-602.06	177.69
16.09	-12.55	-0.10	-165.96	45.13	-591.23	269.58
17.15	-13.46	-0.09	-339.94	22.97	-592.41	528.77
17.15	-13.46	-0.09	-151.66	371.77	-592.41	528.77
17.32	-13.62	-0.09	-161.89	350.32	-634.18	466.25
18.56	-14.81	-0.08	-276.86	235.36	-849.90	228.87
18.64	-14.89	-0.08	-284.59	227.31	-854.20	226.73
18.64	-14.89	-0.08	-284.59	227.31	-854.20	226.73
18.66	-14.90	-0.08	-285.18	225.69	-855.07	226.29
18.66	-14.90	-0.08	-285.18	225.69	-855.07	226.29
19.80	-16.06	-0.07	-226.88	110.08	-916.96	195.45
20.85	-17.16	-0.07	-267.08	39.88	-845.89	319.30
20.85	-17.16	-0.07	-157.33	512.59	-845.89	319.30
21.04	-17.36	-0.07	-144.91	478.86	-890.57	308.22
22.27	-18.71	-0.07	-290.83	304.92	-1209.42	374.17
22.84	-19.30	-0.07	-361.14	233.34	-1269.85	363.03
22.84	-19.30	-0.07	-361.14	233.34	-1269.85	363.03
22.86	-19.32	-0.07	-362.18	231.32	-1271.55	362.72
23.51	-20.00	-0.07	-354.86	148.69	-1341.31	349.86
24.75	-21.16	-0.07	-285.40	65.42	-1273.49	280.13
25.50	-21.82	-0.07	-362.96	66.23	-1220.44	406.22
25.50	-21.82	-0.07	-303.83	569.84	-1220.44	406.22
25.99	-22.24	-0.07	-315.81	473.37	-1343.53	488.18
27.04	-23.07	-0.07	-474.66	261.27	-1474.47	554.33
27.04	-23.07	-0.07	-474.66	261.27	-1474.47	554.33
27.06	-23.08	-0.07	-476.15	258.05	-1476.45	555.34
27.06	-23.08	-0.07	-476.15	258.05	-1476.45	555.34
27.23	-23.22	-0.07	-480.94	224.46	-1497.19	565.81
28.46	-23.96	-0.06	-475.14	47.74	-1412.85	535.28
29.70	-24.43	-0.06	-396.60	53.98	-1077.73	656.47
30.25	-24.56	-0.06	-468.45	62.63	-842.58	793.50

30.25	-24.56	-0.06	-468.45	685.98	-842.58	793.50

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
30.94	-24.68	-0.06	-558.27	570.87	-1049.57	964.80
31.24	-24.67	-0.06	-595.98	524.73	-1137.07	983.39
31.26	-24.67	-0.06	-597.55	522.30	-1141.67	984.37
31.26	-24.67	-0.06	-597.55	522.30	-1141.67	984.37
32.17	-24.63	-0.06	-611.86	383.34	-1500.52	1040.36
33.41	-24.11	-0.05	-466.35	192.02	-1856.92	941.07
34.65	-23.00	-0.05	-152.90	197.89	-1974.21	1255.85
35.89	-21.26	-0.05	-296.16	186.64	-1847.71	1290.03
37.13	-18.93	-0.05	-477.32	193.70	-1472.72	1114.32
37.99	-17.01	-0.05	-608.03	230.73	-1059.46	900.04
37.99	-17.01	-0.05	-608.03	230.73	-1059.46	900.04
38.01	-16.97	-0.05	-610.06	231.41	-1050.65	896.09
38.01	-16.97	-0.05	-610.06	231.41	-1050.65	896.09
38.36	-16.13	-0.05	-637.88	246.56	-844.55	808.48
39.60	-13.07	-0.05	-742.48	224.73	-41.91	712.04
40.84	-10.01	-0.05	-687.69	168.69	-51.38	1356.65
42.08	-7.24	-0.05	-418.60	107.17	-66.75	1622.60
43.31	-4.97	-0.05	-7.54	184.54	-63.45	1780.54
44.55	-3.28	-0.05	-12.50	293.27	-50.56	1587.14
45.79	-2.09	-0.05	-13.63	400.83	-49.48	1155.89
47.02	-1.33	-0.05	-17.65	412.53	-32.69	608.65
48.26	-1.39	-0.05	-15.39	265.57	-10.95	175.89
49.50	-1.45	-0.05	-0.00	0.00	-0.00	0.00

Maximum values of internal forces

Maximum displacement = -24.7 mm
Minimum displacement = 0.0 mm
Maximum bending moment = 1780.54 kNm/m

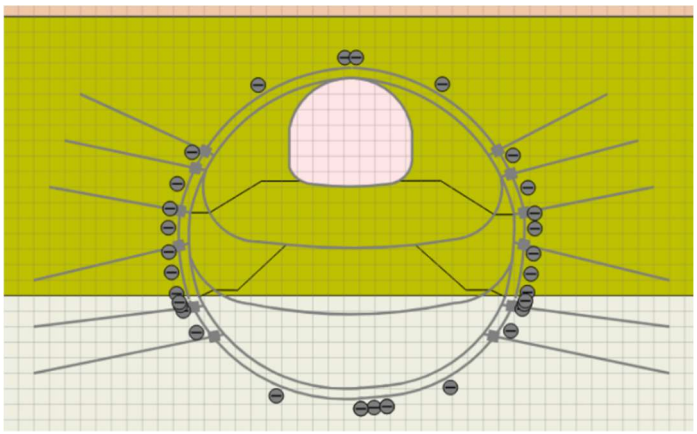
Minimum bending moment = -1974.21 kNm/m
Maximum shear force = 685.98 kN/m

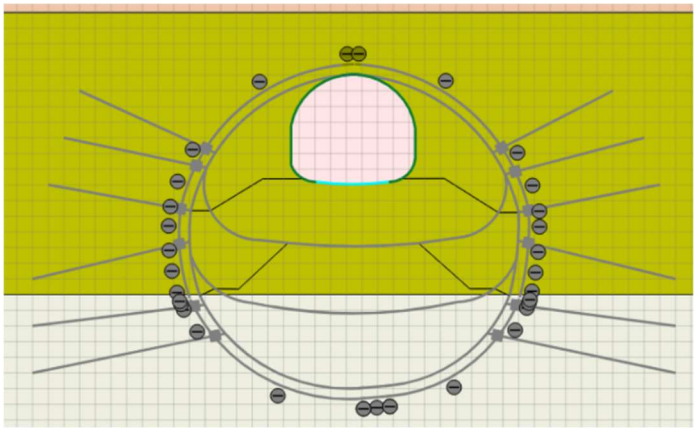
Verification of RC cross section (RC rectangular wall h = 1.20 m)

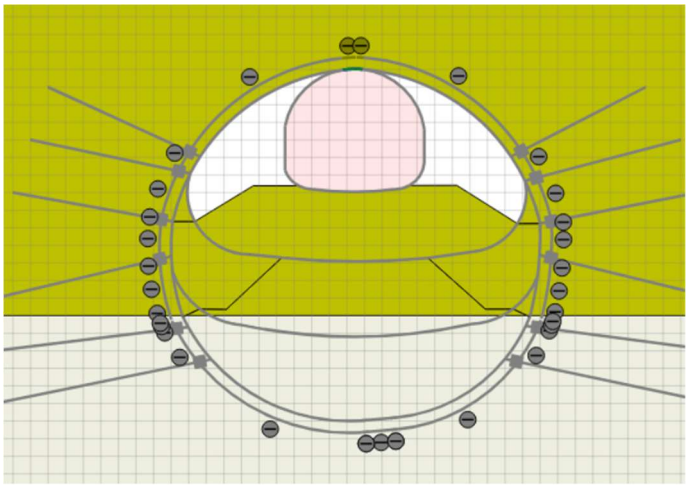
All construction phases are considered in the calculation.
Partial load factor = 1.00
Reinforcement – 8 pieces, 32.0 mm diameter; concrete cover 40.0 mm
Shear reinforcement – 2 pieces, 16.0 mm diameter; spacing 300.0 mm
Reinforcement ratio ρ = 0.56% > 0.15% = ρmin
Neutral axis position x = 0.17 m < 0.71 m = xmax
Ultimate shear force VRd = 1500.10 kN/m > 774.47 kN/m = VEd
Ultimate bending moment. MRd = 3004.57 kNm/m > 2329.39 kNm/m = MEd

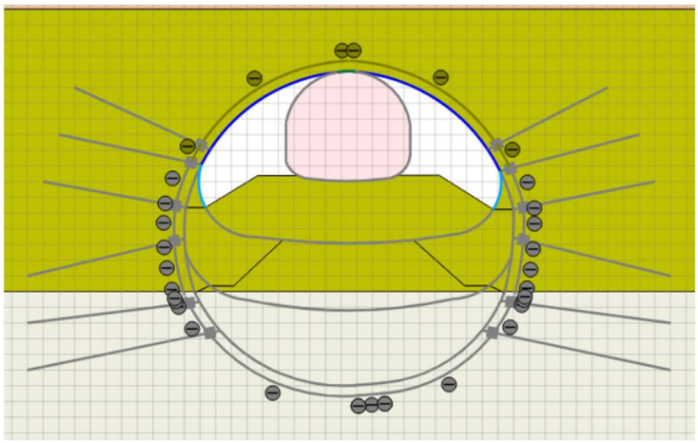
Cross-section is SATISFACTORY.

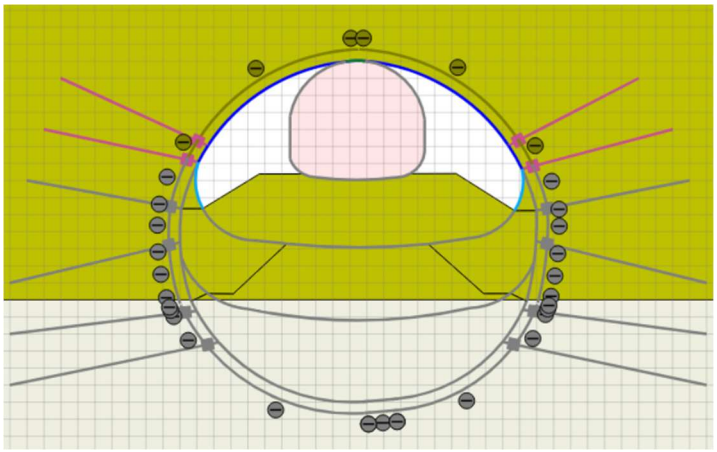
Phases de creusement introduit dans PLAXIS2D :

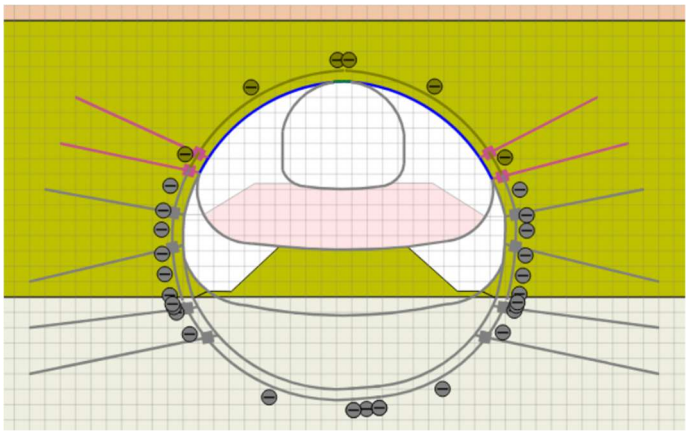


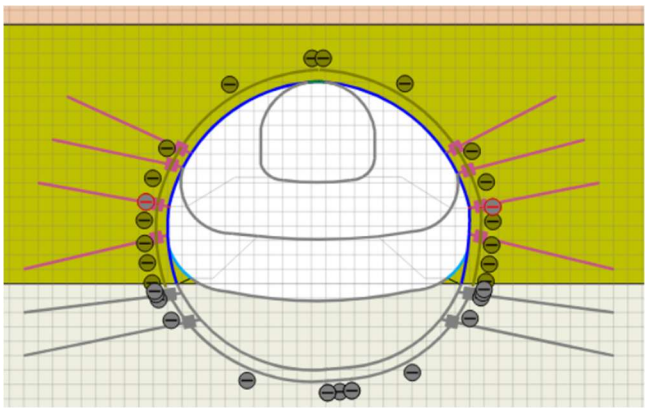


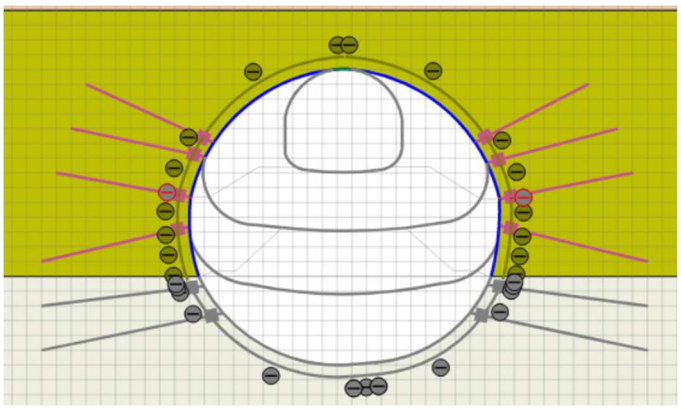


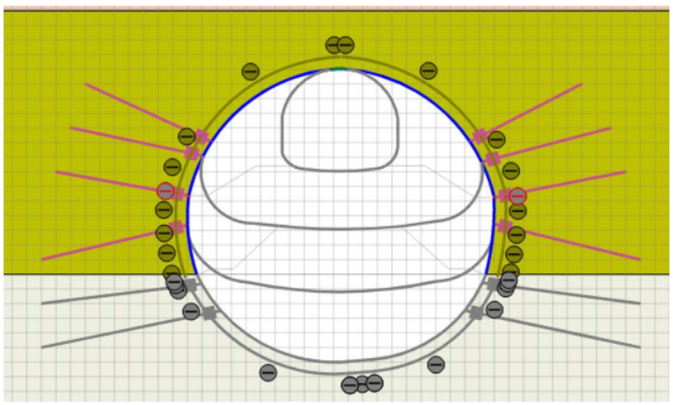


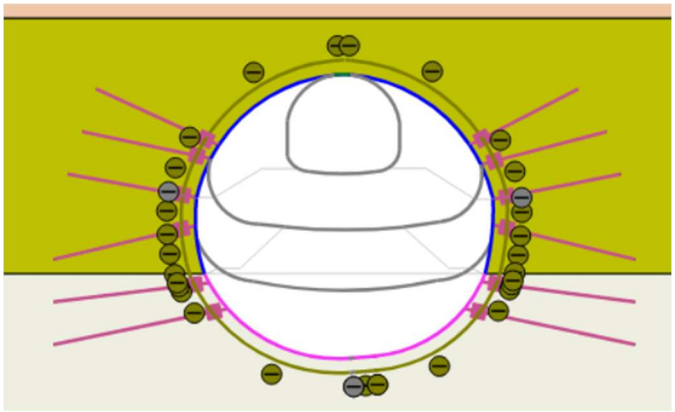




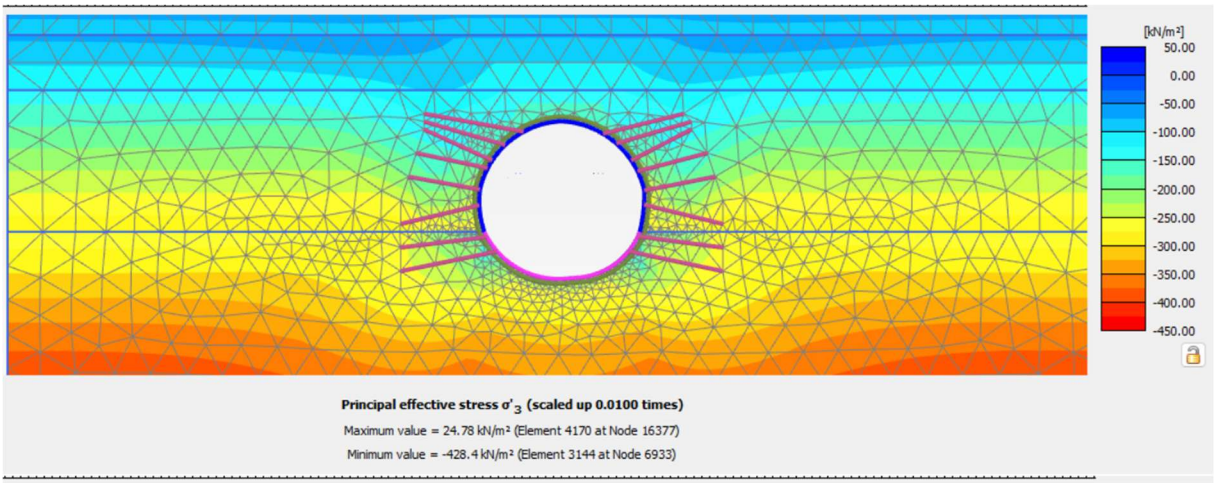








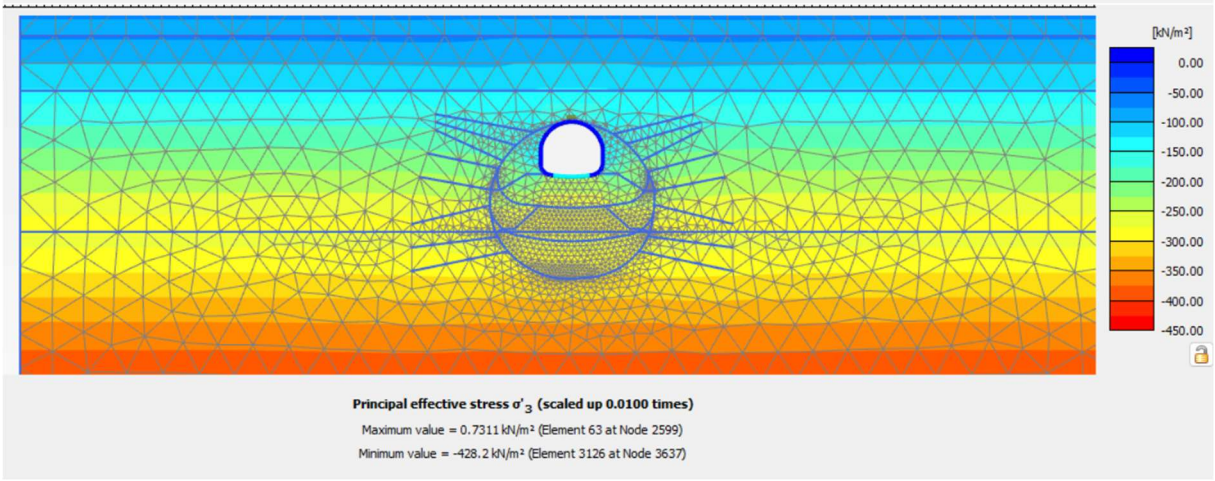
Résultats obtenus par le logiciel PLAXIS2D :



Principal effective stress σ'_3 (scaled up 0.0100 times)

Maximum value = 24.78 kN/m² (Element 4170 at Node 16377)

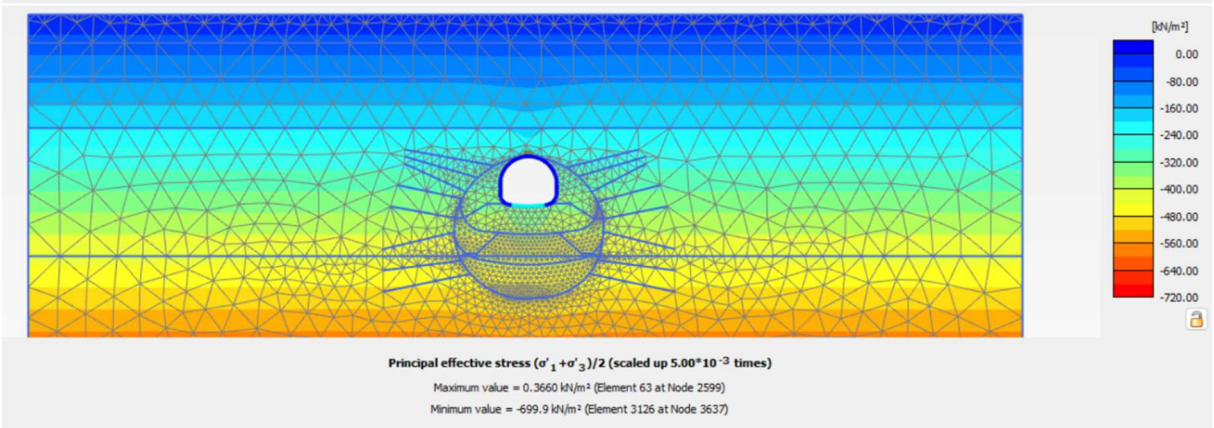
Minimum value = -428.4 kN/m² (Element 3144 at Node 6933)



Principal effective stress σ'_3 (scaled up 0.0100 times)

Maximum value = 0.7311 kN/m² (Element 63 at Node 2599)

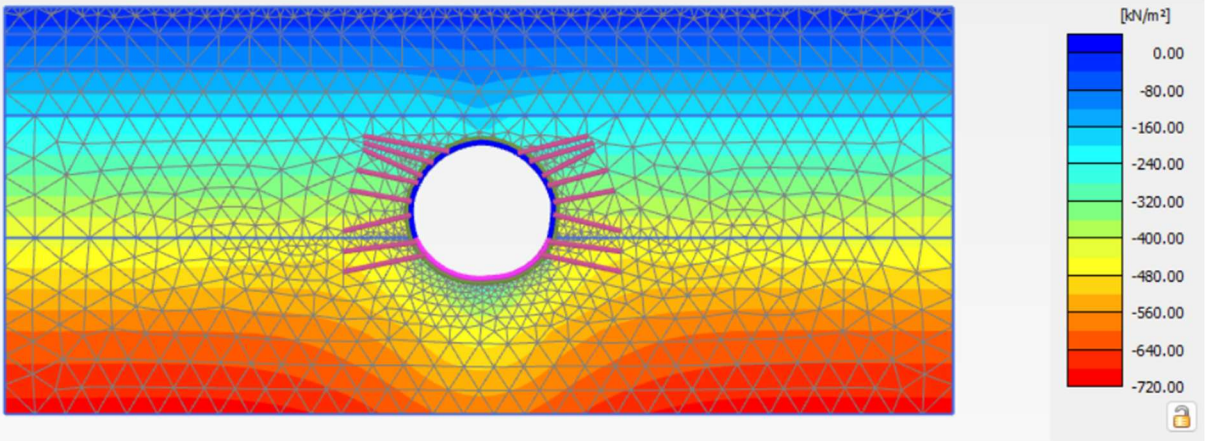
Minimum value = -428.2 kN/m² (Element 3126 at Node 3637)



Principal effective stress $(\sigma'_1+\sigma'_3)/2$ (scaled up $5.00*10^{-3}$ times)

Maximum value = 0.3660 kN/m² (Element 63 at Node 2599)

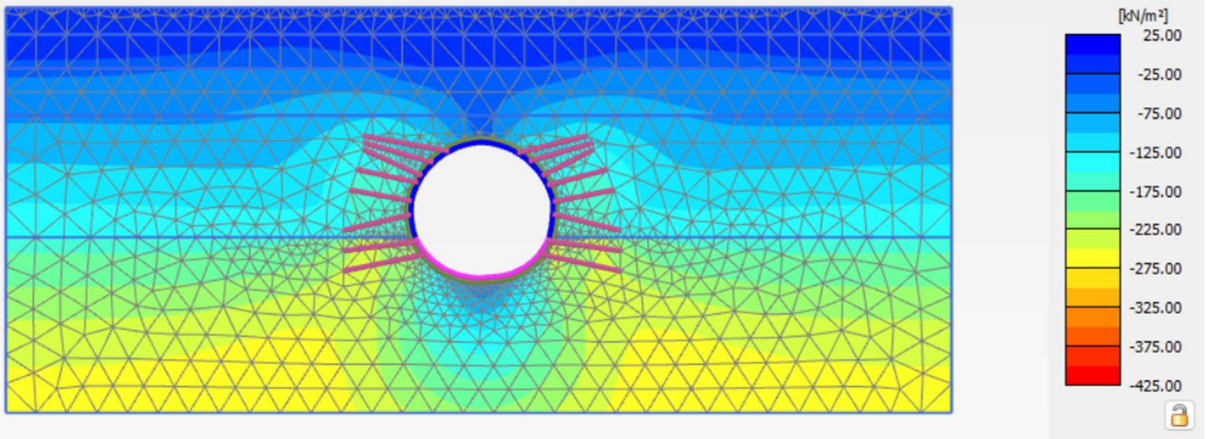
Minimum value = -699.9 kN/m² (Element 3126 at Node 3637)



Principal effective stress ($\sigma'_1+\sigma'_3$)/2 (scaled up 5.00*10^{-3} times)

Maximum value = 2.005 kN/m² (Element 67 at Node 1830)

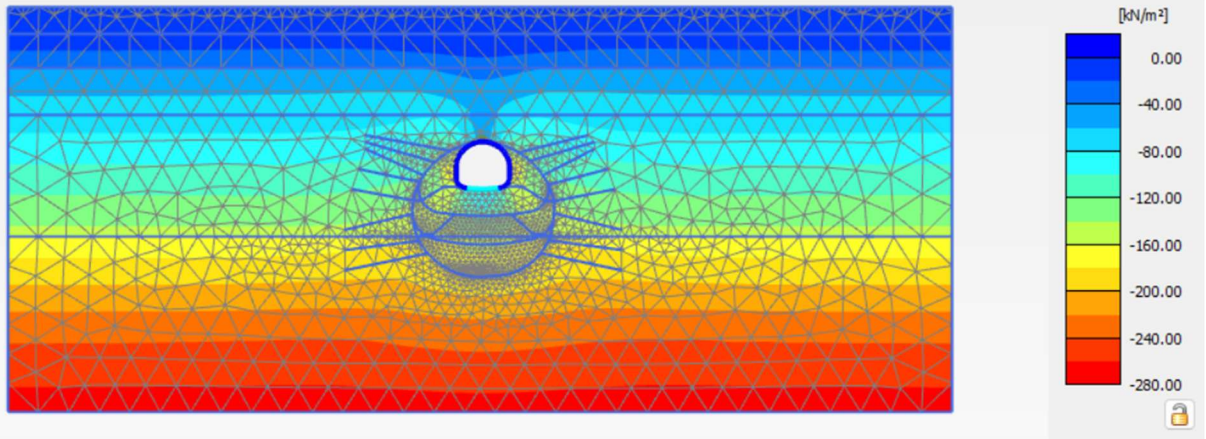
Minimum value = -700.6 kN/m² (Element 3144 at Node 6933)



Principal total stress ($\sigma_1-\sigma_3$)/2 (scaled up 0.0100 times)

Maximum value = -9.983*10^{-3} kN/m² (Element 112 at Node 4766)

Minimum value = -402.6 kN/m² (Element 4164 at Node 16367)



Principal total stress ($\sigma_1-\sigma_3$)/2 (scaled up 0.0200 times)

Maximum value = -3.259*10^{-3} kN/m² (Element 193 at Node 3434)

Minimum value = -271.7 kN/m² (Element 3126 at Node 3637)

X Annexe 3 ferraillage des éléments du revêtement

Cette annexe contient les notes de calcul relatif au ferraillage de chaque élément du revêtement de la station donné par le logiciel ROBOT EXPERT.

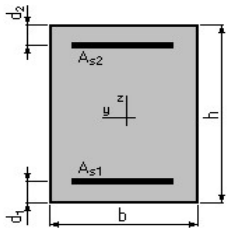
Calcul de Section en Flexion Composée
Dalle de couverture

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 140.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-1702.00	-341.00
2.	ELU	-485.00	1000.00
3.	ELU	-860.00	-1300.00
4.	ELS	-110.00	250.00
5.	ELS	-200.00	-630.00
6.	ELS	180.00	200.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 37.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 37.8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 75.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 337.5 (cm2)
théorique ρ = 0.56 (%)
minimum ρ_{min} = 0.28 (%) maximum ρ_{max} = 2.41 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = -1702.00 (kN) M = -341.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.48 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = -11.9 (cm)
Bras de levier: Z = 135.0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Déformation du béton: ε_b = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = -485.00 (kN) M = 1000.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.64 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.9 (cm)
Bras de levier: Z = 132.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.45 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 13.4 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELU N = -860.00 (kN) M = -1300.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.16 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.8 (cm)
Bras de levier: Z = 133.1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.37 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^O 4: Type ELS N = -110.00 (kN) M = 250.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.58
Position de l'axe neutre: y = 22.6 (cm)
Bras de levier: Z = 127.5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 9.9 (MPa)
comprimée: σ_s' = 7.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^O 5: Type ELS N = -200.00 (kN) M = -630.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.19
Position de l'axe neutre: y = 24.6 (cm)
Bras de levier: Z = 126.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 24.2 (MPa)
comprimée: σ_s' = 20.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^O 6: Type ELS N = 180.00 (kN) M = 200.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 20.62

Position de l'axe neutre: y = 50.2 (cm)
Bras de levier: Z = 118.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 5.3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 8.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

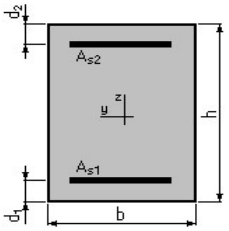
Calcul de Section en Flexion Composée
Dalles

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 85.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-1002.00	-1014.00
2.	ELU	-485.00	848.00
3.	ELU	-313.00	-426.00
4.	ELS	-200.00	-422.00
5.	ELS	-150.00	-830.00
6.	ELS	120.00	500.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 31.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 42.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 44.8 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 200.0 (cm2)
théorique ρ = 0.91 (%)

minimum ρ_{min} = 0.28 (%) maximum ρ_{max} = 2.35 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -1002.00 (kN) M = -1014.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.7 (cm)
Bras de levier: Z = 77.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.76 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 17.6 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = -485.00 (kN) M = 848.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.7 (cm)
Bras de levier: Z = 77.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.77 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 19.5 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELU N = -313.00 (kN) M = -426.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.56 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.6 (cm)
Bras de levier: Z = 77.4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.89 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 42.6 (MPa)

Cas N^{O} 4: Type ELS N = -200.00 (kN) M = -422.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.13
Position de l'axe neutre: y = 19.8 (cm)
Bras de levier: Z = 73.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 159.6 (MPa)
comprimée: σ_s' = 39.4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^{O} 5: Type ELS N = -150.00 (kN) M = -830.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.74
Position de l'axe neutre: y = 22.0 (cm)
Bras de levier: Z = 72.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7.2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 287.3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 84.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^O 6: Type ELS N = 120.00 (kN) M = 500.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.49
Position de l'axe neutre: y = 21.2 (cm)
Bras de levier: Z = 72.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 200.5 (MPa)
comprimée: σ_s' = 55.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

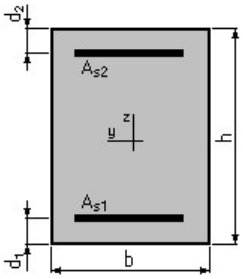
Calcul de Section en Flexion Simple
Quai longitudinale

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	120.00	-45.00
Etat **L**imite de **S**ervice	60.00	-30.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 15.3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 5.6 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 5.6 (cm2)	Section maximum	$A_{s\ max}$ = 50.0 (cm2)
théorique	ρ = 1.04 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.28 (%)	maximum	ρ_{max} = 2.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 120.00 (kN*m) M_{min} = -45.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.9 (cm)
Bras de levier: Z = 18.0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.27 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 60.00 (kN*m) M_{min} = -30.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.71
Position de l'axe neutre: y = 7.4 (cm)
Bras de levier: Z = 17.5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 292.4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 0.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

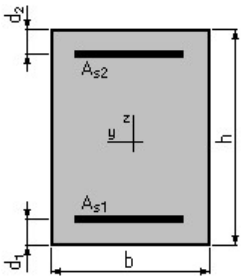
Calcul de Section en Flexion Simple
Quai transversale

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)

h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	100.00	-30.00
Etat **L**imite de **S**ervice	50.00	-10.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 12.4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 5.6 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 5.6 (cm2)	Section maximum	$A_{s\ max}$ = 50.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.90 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.28 (%)	maximum	ρ_{max} = 2.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 100.00 (kN*m) M_{min} = -30.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.3 (cm)
Bras de levier: Z = 18.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2.76 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 50.00 (kN*m) M_{min} = -10.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.18
Position de l'axe neutre: y = 6.8 (cm)
Bras de levier: Z = 17.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 7.5 (MPa)
comprimée: σ_s' = 8.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

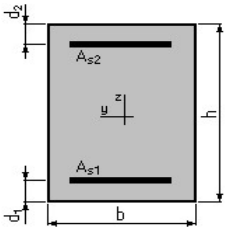
Calcul de Section en Flexion Composée
Galerie souterraine longitudinalement

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 80.0 (cm)
d_1 = 10.0 (cm)
d_2 = 10.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-3032.00	1103.00
2.	ELU	-1221.00	-1572.00
3.	ELS	1022.00	-472.00
4.	ELS	520.00	598.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 76.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 71.1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 16.3 (cm2)
théorique ρ = 2.10 (%)
minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = -3032.00 (kN) M = 1103.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.02 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.8 (cm)
Bras de levier: Z = 67.3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.08 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = -1221.00 (kN) M = -1572.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 11.3 (cm)
Bras de levier: Z = 65.5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.92 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 43.9 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELS N = 1022.00 (kN) M = -472.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.90
Position de l'axe neutre: y = 41.5 (cm)
Bras de levier: Z = 56.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 47.4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 52.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^O 4: Type ELS N = 520.00 (kN) M = 598.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.55
Position de l'axe neutre: y = 31.8 (cm)
Bras de levier: Z = 59.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 97.9 (MPa)
comprimée: σ_s' = 56.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

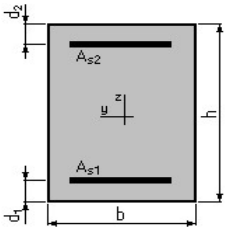
Calcul de Section en Flexion Composée
Galerie souterraine transversalement

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 80.0 (cm)
d_1 = 10.0 (cm)
d_2 = 10.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O Type **N** (kN) **M** (kN*m)

1.	ELU	1000.00	1127.00
2.	ELS	540.00	-342.00
3.	ELS	204.00	671.00
4.	ELU	640.00	-1004.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 39.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 28.1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 16.3 (cm2)
théorique ρ = 0.96 (%)
minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 1000.00 (kN) M = 1127.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 16.9 (cm)
Bras de levier: Z = 63.2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.19 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 260.7 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 540.00 (kN) M = -342.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.40
Position de l'axe neutre: y = 28.1 (cm)
Bras de levier: Z = 60.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 104.2 (MPa)
comprimée: σ_s' = 45.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELS N = 204.00 (kN) M = 671.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 23.4 (cm)
Bras de levier: Z = 62.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 72.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 4: Type ELU N = 640.00 (kN) M = -1004.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 11.9 (cm)
Bras de levier: Z = 65.3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2.04 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 64.4 (MPa)

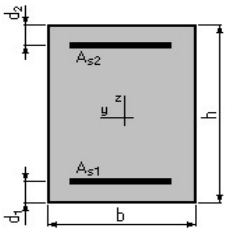
Calcul de Section en Flexion Composée
Paroi connectée au tunnel

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 160.0 (cm)
d_1 = 10.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	9617.00	-15846.00
2.	ELU	-9509.00	-9455.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 165.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 254.6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 43.4 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 375.0 (cm2)
théorique ρ = 2.80 (%)
minimum ρ_{min} = 0.28 (%) maximum ρ_{max} = 2.34 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 9617.00 (kN) M = -15846.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.03	Pivot: B			
Position de l'axe neutre:	y = 106.5	(cm)			
Bras de levier:	Z = 112.4	(cm)			
Déformation de l'acier:	ε_s = 1.76	(‰)			
Déformation du béton:	ε_b = 3.50	(‰)			
Contrainte de l'acier:					
tendue:	σ_s = 352.6	(MPa)	comprimée:	σ_s' = 434.8	(MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = -9509.00 (kN) M = -9455.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A			
Position de l'axe neutre:	y = 11.6	(cm)			
Bras de levier:	Z = 150.4	(cm)			
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)			
Déformation du béton:	ε_b = 0.78	(‰)			
Contrainte de l'acier:					
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)	comprimée:	σ_s' = 17.1	(MPa)

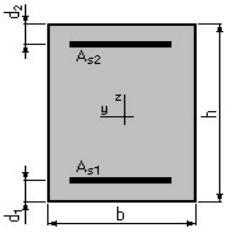
Calcul de Section en Flexion Composée
Paroi de revêtement (voile périphérique) sens vertical

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 10.0 (cm)
d_2 = 10.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-3300.00	1185.00
2.	ELU	-4000.00	-1990.00
3.	ELS	-1200.00	846.00
4.	ELS	1180.00	741.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 58.7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 80.9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 78.4 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 350.0 (cm2)
théorique ρ = 1.00 (%)
minimum ρ_{min} = 0.28 (%) maximum ρ_{max} = 2.33 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -3300.00 (kN) M = 1185.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1.6 (cm)
Bras de levier: Z = 139.3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.12 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = -4000.00 (kN) M = -1990.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1.6 (cm)
Bras de levier: Z = 139.3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.12 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELS N = -1200.00 (kN) M = 846.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.18
Position de l'axe neutre: y = 9.7 (cm)
Bras de levier: Z = 136.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 212.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 4: Type ELS N = 1180.00 (kN) M = 741.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.40
Position de l'axe neutre: y = 86.5 (cm)
Bras de levier: Z = 111.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 10.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 29.9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

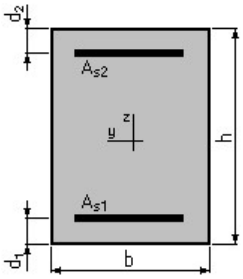
Calcul de Section en Flexion Simple
Voile périphérique sens horizontal

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 160.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1000.00	-3000.00
Etat **L**imite de **S**ervice	500.00	-2100.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	720.00	-1000.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 43.4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 46.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 43.4 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 387.5 (cm2)
théorique	ρ = 0.58 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.28 (%)	maximum	ρ_{max} = 2.42 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 1000.00 (kN*m) M_{min} = -3000.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 11.7	(cm)
Bras de levier:	Z = 150.3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.82	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

comprimée: σ_s' = 93.6 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 500.00 (kN*m)** **M_{min} = -2100.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.58
Position de l'axe neutre: y = 35.4 (cm)
Bras de levier: Z = 143.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 315.5 (MPa)
comprimée: σ_s' = 80.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas ELA **M_{max} = 720.00 (kN*m)** **M_{min} = -1000.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 3.46 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 10.9 (cm)
Bras de levier: Z = 150.6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.76 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 82.4 (MPa)

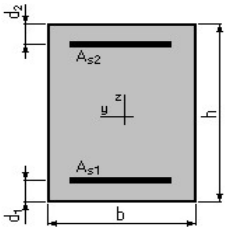
Calcul de Section en Flexion Composée
Radier longitudinalement

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 10.0 (cm)
d_2 = 10.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	3750.00	6788.00
2.	ELU	3038.00	-2500.00
3.	ELS	1200.00	-4546.00
4.	ELS	1180.00	541.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 93.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 124.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 78.4 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 350.0 (cm2)
théorique ρ = 1.55 (%)
minimum ρ_{min} = 0.28 (%) maximum ρ_{max} = 2.33 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 3750.00 (kN) M = 6788.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.19 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 29.8 (cm)
Bras de levier: Z = 128.1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2.70 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 359.4 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 3038.00 (kN) M = -2500.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.09 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 93.4 (cm)
Bras de levier: Z = 102.6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 1.75 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 349.0 (MPa) comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELS N = 1200.00 (kN) M = -4546.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 55.6 (cm)
Bras de levier: Z = 121.5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 134.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 4: Type ELS N = 1180.00 (kN) M = 541.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	11.23
Position de l'axe neutre:	y = 118.4 (cm)
Bras de levier:	Z = 100.5 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 1.6 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 3.7 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 22.4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

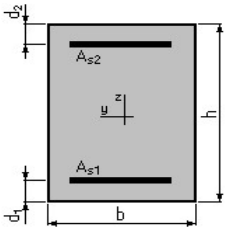
Calcul de Section en Flexion Composée
Radier sens transversale

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 10.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-1800.00	-4000.00
2.	ELU	2000.00	2000.00
3.	ELS	-1500.00	1300.00
4.	ELS	1600.00	-2000.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 69.7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 85.43 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 79.8 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 350.0 (cm2)
théorique ρ = 1.12 (%)
minimum ρ_{min} = 0.28 (%) maximum ρ_{max} = 2.33 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = -1800.00 (kN) M = -4000.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 13.0 (cm)
Bras de levier: Z = 139.8 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.95 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 38.2 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 2000.00 (kN) M = 2000.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.36 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 58.7 (cm)
Bras de levier: Z = 116.5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 4.85 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELS N = -1500.00 (kN) M = 1300.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 12.8 (cm)
Bras de levier: Z = 135.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 15.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 4: Type ELS N = 1600.00 (kN) M = -2000.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.44
Position de l'axe neutre: y = 69.4 (cm)
Bras de levier: Z = 121.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 102.7 (MPa)
comprimée: σ_s' = 75.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

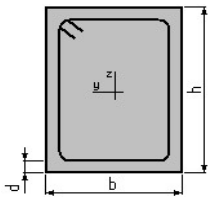
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Connection avec tunnel

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

2. Section :



b = 100.0 (cm)
h = 160.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	1776.00	1000.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1.2 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.0 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 1.0 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 24.1 (cm2)
Cadres: 8 ∅ 16 + 4 ∅ 16
Espacement : S_t = 40.0 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 20 (cm)

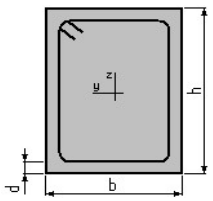
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Galerie souterraine

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone critique

2. Section :



b = 100.0 (cm)

h = 80.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	652.00	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.9 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.0 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 1.0 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 12.1 (cm2)
Cadres: 6 ∅ 16
Espacement : S_t = 17.5 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 17.5 (cm) 8 + 2*16 (cm)