

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL
Spécialité : Géotechnique

ETUDE DE TRONÇON DE TUNNEL
Ain Naadja – Mohamed Boudiaf
DU METRO D'ALGER

Soutenu par :

DAOUD Abdel Karim

DERGUIL Lotfi

Encadré par : Mme S.Belkacemi

Année Universitaire 2019 / 2020

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

**Faculté de Technologie
Département de Génie Civil**



MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

**ETUDE DE TRONÇON DE TUNNEL
Ain Naadja – Mohamed Boudiaf
DU METRO D'ALGER**

Soutenu par :

DAOUD Abdel Karim

DERGUIL Lotfi

Encadré par : Mme S.Belkacemi

Année Universitaire 2019 / 2020

TABLE DES MATIERES

RESUME.....	1
DEDICACES.....	3
REMERCIEMENTS.....	5
LISTE DES TABLEAUX.....	6
LISTE DES FIGURES.....	7

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE ET PRESENTATION DU PROJET

I.1.INTRODUCTION GENERALE.....	9
I.2.PRESENTATION DU PROJET DU METRO D'ALGER.....	10
I.2.1.Presentation du projet du Metro d'Alger.....	10
I.2.1.1.Historique	10
I.2.1.2.Ain Naadja vers Baraki -Extension C1 LOT2.....	12
I.2.2.Présentation technique de l'ouvrage	12
I.2.3.Les dimensions du tunnel.....	15
I.3.CONCLUION.....	16

CHAPITRE II : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES TUNNELS

II.1.INTRODUCTION.....	18
II.2.LES SOUTÈNEMENTS.....	18
II.3.REVÊTEMENT DEFINITIVE.....	19
II.4.MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DES TUNNELS.....	20
II.4.1.Méthodes empiriques.....	21
II.4.2.Méthodes analytiques.....	23
II.4.3.Méthodes numériques.....	29
II.5.CONCLUSION.....	31

CHAPITRE III : RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

III.1.INTRODUCTION.....	33
III.2.APERÇU GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE GENERAL D'ALGER.....	33
III.2.1.Géologie générale de la région d'Alger.....	34
III.2.2.Conditions hydrogéologiques de la région d'Alger.....	36
III.3.APERÇU SISMIQUE DE LA REGION ALGEROISE.....	37
III.4.ETUDE GEOTECHNIQUE.....	37
III.5.CONCLUSION.....	42

CHAPITRE IV: CALCUL DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

IV.1.INTRODUCTION.....	44
IV.2.LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE.....	44
IV.3.SOULEVEMENT DU RADIER	45
IV.4.CHOIX DU SOUTÈNEMENT.....	47
IV.5.CALCUL ANALYTIQUE ET VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT	49
IV.5.1.Calcul du soutènement.....	49
IV.5.2.Vérification du soutènement.....	52
IV.6.CALCUL DU TASSEMENT EN SURFACE.....	53
IV.7.CONCLUSION.....	55

CHPAITRE V : CALCUL ET MODÉLISATION DU REVÊTEMENT DÉFINITIF

V.1.INTRODUCTION.....	57
V.2.PRÉSENTATION DU LOGICIEL PLAXIS.....	57
V.3.DÉFINITION D'UN MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS SUR LE LOGICIEL PLAXIS..	58
V.3.1. Les couches du terrain.....	58
V.3.2. Propriétés mécaniques des matériaux	58
V.3.3. Le tunnel.....	59
V.3.4. Génération du maillage d'éléments finis.....	60

V.3.5. Conditions hydrauliques	60
V.3.6. Contraintes initiales.....	60
V.3.7. La phase de calcul.....	60
V.4.CALCUL DES CARACTERISTIQUES DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE ET REVÈTEMENT DÉFINITIF.....	60
V.5.LA MODÉLISATION DU TUNNEL.....	63
V.5.1. Génération des conditions aux limites.....	63
V.5.2. Génération du maillage.....	63
V.5.3. Les conditions hydrauliques.....	64
V.5.4. Les phases du calcul.....	65
V.6.PRÉSENTATION DES RÉSULTATS.....	66
V.6.1. Soutènement provisoire.....	66
V.6.2. Revêtement définitive.....	69
V.7.CALCUL DE FERRAILLAGE.....	72
V.8.CONCLUSION.....	75
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	77
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	79
ANNEXE A.....	81
ANNEXE B.....	115

الموضوع: دراسة قسم النفق - مترو العاصمة (عين النعجة - محمد بوضياف).

ملخص:

من أجل تفادي الازدحام الذي تعانيه المدن الكبرى استحدثت تقنية النفق.

إن تهيئة و حساب نفق العاصمة يهدف إلى اختيار طريقة الانجاز الأمثل و ضمان توازن المنشأ دون المساس بأمن

المواطنين و توفير وسيلة نقل مريحة و سريعة وأكثر اقتصادية.

تعتبر دراسة دعم النفق حساسة ومهمة للغاية، يجب ضمان استقرار النفق بشكل كامل أثناء وبعد البناء. وهذا ما سنفعله في هذا العمل.

كلمات مفتاحية: نفق, مترو, تدعيم, تلبيس.

Sujet : ETUDE DE TRONÇON DE TUNNEL – LE METRO D’ALGER. Ain Naadja – Mohamed Boudiaf.

Résumé :

Le tunnel est une technique très avancée pour la résolution du problème d’encombrement rencontré dans les grandes villes.

La conception et le calcul du métro d’Alger consistent à faire un choix de la méthode de réalisation et à assurer la stabilité de l’ouvrage dans le but de rendre la circulation des gens plus confortable et plus économique.

L’étude du soutènement d’un tunnel souterrain est très sensible et importante, il faut assurer la stabilité du tunnel complètement pendant et après la construction. Et c’est ce que nous allons faire dans ce travail.

Mots clé : tunnel, Métro, soutènement, revêtement.

Subject: TUNNEL SECTION STUDY - THE ALGIERS METRO
Ain Naadja - Mohamed Boudiaf.

Abstract:

The tunnel is a very advanced technique for the resolution of the traffic problem in the big cities.

The conception and calcul of the subway of Algiers consists in making a choice of the method of realization and to assure the stability of the work in the order to give back the circulation of people more comfortable and more economic.

The study of the support of a subway tunnel is very sensitive and important, we must ensure the stability of the tunnel completely during and after the construction.

The object of our work consists essentially of the study of the provisional support and the final lining of the tunnel of the Algiers metro section (Ain Naadja - Mohamed Boudiaf).

The first chapter consists of a general introduction and an overall presentation of the project.

The second chapter presents the bibliographic study on tunnels in general, describes the different types of supports and sizing methods.

The third chapter presents the geological and geotechnical synthesis of the tunnel site and in which we present the main results of the geotechnical study which will make it possible to determine the different layers of the soil surmounting the tunnel as well as its mechanical and physical characteristics.

The fourth chapter is devoted to the choice of the support, its dimensioning and its verification using the analytical method convergence confinement,

And finally in the fifth chapter we will model the final lining of the tunnel using the PLAXIS 2D software as well as the reinforcement of this lining.

Key words: tunnel, subway, support, lining.

Dédicaces

A mes chers parents

A mon frère et mes sœurs

A toute la famille

A mes amis

*A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près
à la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

Je dédie ce travail.

« L'homme se découvre quand il se mesure avec l'obstacle ».

Antoine de Saint-Exupéry.

Abdel Karim

Dédicaces

Je dédie ce travail à

Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçoit à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude,

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi,

Mes chers frères, ALI et OUSSAMA pour leur appui et leur encouragement, toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

Mes chères amies pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

«Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie au fond du cœur ceux qui on aime jusqu'aux frontières de l'imagination ».

Lotfi

Remerciements

*Nous remercions avant tout **Allah** de nous avoir gardés en bonne santé et de nous donner la volonté et le courage pour terminer ce projet de fin d'étude.*

*Nous remercions également **Nos Familles** pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.*

*Nous tenons aussi à remercier notre promotrice **Madame S.Belkacemi** qui a suivi et veillé sur le bon déroulement de ce travail avec ses conseils et ses remarques constructives, et surtout pour sa compréhension.*

Ses remarques et ses conseils avertis nous ont permis de réaliser notre travail.

*Nous remercions également **Les Membres des Jurys** pour d'avoir accepté d'examiner notre travail et pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.*

*Nous remercions aussi tous **Nos Amis** pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

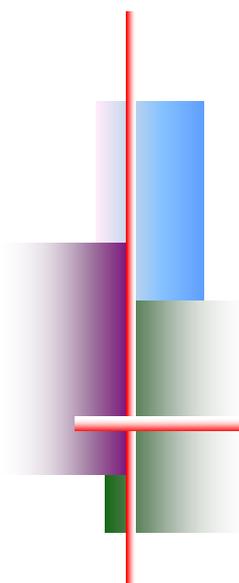
Merci.

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Choix du type de soutènement en fonction du comportement mécanique de massif.....	22
Tableau III.1 : les différentes couches de sol de sondage S 1+850/1.....	38
Tableau III.2 : les différentes couches de sol de sondage S 2+175.....	39
Tableau III.3 : les différentes couches de sol de sondage S 2+345/1.....	39
Tableau III.4 : Paramètres géotechnique du terrain.....	41
Tableau IV.1 : Facteur de charge N_t (Peck, 1969).....	44
Tableau IV.2 : Récapitulatif des recommandations de l'AFTES pour le choix de soutènement.....	48
Tableau IV.3 : Les données relatives au terrain et au soutènement.....	49
Tableau IV.4 : Volume de terrain perdu en fonction de la qualité de l'exécution du tunnel.....	54
Tableau V.1 : Les caractéristiques de soutènement provisoire.....	62
Tableau V.2 : Les caractéristiques de revêtement définitif.....	62
Tableau V.3 : Résultats des déplacements dû au creusement du tunnel.....	68
Tableau V.4 : Résultats des déplacements du revêtement définitif.....	70
Tableau V.5 : Sollicitations internes pour le calcul du ferrailage.....	73

Listes des figures

Figure I.1 : Tracé de la première ligne du métro d'Alger sur 9,5 Km.....	11
Figure I.2 : Extensions de la 1ère ligne du métro d'Alger.....	11
Figure I.3 : Réseau global du métro d'Alger.....	12
Figure I.4 : Tracé en plan de tunnel cadre.....	13
Figure I.5 : Image satellite de la zone du projet.....	14
Figure I.6 : Dimensions de l'excavation.....	15
Figure I.7 : Dimensions du tunnel de Métro d'Alger.....	15
Figure II.1 : Exemple de coffrage de tunnel.....	20
Figure II.2 : Mise en place d'armatures de radier.....	20
Figure II.3 : Les méthodes de dimensionnement.....	21
Figure II.4 : Convergence-confinement.....	23
Figure II.5 : Comportement du massif (déchargement).....	24
Figure II.6 : Comportement du soutènement (chargement).....	25
Figure II.7 : Equilibre final (assemblage terrain + soutènement).....	25
Figure II.8 : Courbes de convergence du terrain et droite de confinement du soutènement.....	29
Figure II.9 : Modèle de maillage.....	30
Figure III.1 : Carte du massif d'Alger.....	34
Figure III.2 : Carte Géologique de la Région d'Alger.....	35
Figure III.3 : Localisations des sondages.....	37
Figure III.4 : Coupe lithologique du terrain.....	40
Figure III.5 : L'emplacement du tunnel dans le terrain.....	42
Figure IV.1 : Calcul des poussées du radier d'après TSIMBAREVITCH.....	46
Figure IV.2 : Courbe de convergence-confinement (terrain + soutènement).....	52
Figure IV.3 : Abaque de Peck.....	53
Figure V.1 : Géométrie du tunnel.....	59
Figure V.2 : Génération des conditions aux limites.....	63
Figure V.3 : Génération du maillage.....	64
Figure V.4 : Les pressions interstitielles initiales (Conditions hydraulique).....	64
Figure V.5 : Les contraintes effectives.....	65
Figure V.6 : Les phases du calcul.....	66
Figure V.7 : La déformation du tunnel.....	66
Figure V.8 : Les déplacements horizontaux (U_x).....	67
Figure V.9 : Les déplacements verticaux (U_y).....	67
Figure V.10 : Les déplacements maximaux (U_{max}).....	68
Figure V.11 : Contraintes effectives.....	68
Figure V.12 : Les déplacements horizontaux (U_x).....	69
Figure V.13 : Les déplacements verticaux (U_y).....	69
Figure V.14 : Les déplacements maximaux (U_{max}).....	70
Figure V.15 : Contraintes effectives après la mise en place du revêtement définitive.....	70
Figure V.16 : Les moments fléchissant.....	71
Figure V.17 : Effort tranchant.....	71
Figure V.18 : Effort normal.....	72
Figure V.19 : Calcul de Section en Flexion Composée.....	73
Figure V.20 : les résultats du calcul de la Section en Flexion Composée.....	74
Figure V.21 : le choix d'armature.....	74



Chapitre I



*INTRODUCTION GENERALE
ET
PRÉSENTATION DU PROJET*

I.1.INTRODUCTION GENERALE

L'augmentation de la densité de population et la présence des obstacles naturels dans la ville, sont deux facteurs principaux qui conduisent à la saturation des réseaux de transport et entravent le déplacement dans la ville ou entre les villes. Les ingénieurs ont compris que pour raccourcir les distances et éviter les obstacles en surface le moyen le plus direct était de passer sous terre.

Ces dernières années, l'évolution des techniques de construction des tunnels a permis un développement soutenu par une série d'innovations technologiques, les civilisations modernes ont élargi le génie des souterrains afin de répondre aux besoins croissants de communication et de transport.

Parmi les problèmes liés à l'exécution de tunnel en faible profondeur et en présence d'un terrain à comportement médiocre, est l'instabilité du front taille, le tassement provoqué en surface par suite du creusement du tunnel.

En Algérie, le taux d'accroissement des habitants augmente de jour en jour d'une façon élevée. Ce qui a créé divers problèmes, parmi lesquels on cite le problème de la circulation des véhicules dans les grandes villes et plus particulièrement dans la capitale.

Ce problème n'est pas dû au manque de l'infrastructure de transport, mais à la limitation des surfaces, les spécialistes proposent des « solutions souterraines » qui consistent à utiliser la partie souterraine à cause de la difficulté de réaliser des voies de circulation en surface à cause de la rareté des espaces non bâties, la meilleure solution serait réaliser un métro.

Dans ce contexte les spécialistes ont établie des critères déterminant pour la réalisation d'un métro, à savoir :

- La demande doit s'élever à 15000 voyageurs par heure et par sens pendant les heures de pointe, le long d'un important corridor.

- La ville doit compter au moins 5 millions d'habitants. Des restrictions sont admises pour des villes qui se sont développées de façon linéaire.

- La ville doit abriter des citoyens jouissant de revenus assez élevés, pour attirer un nombre suffisant de voyageurs, capables de payer les titres de transport, dont le coût doit être abordable et augmenter progressivement suivant les distances parcourues.

- Les lignes du métro doivent relier la périphérie au centre-ville, le long d'importants couloirs desservant les quartiers les plus peuplés, de façon à attirer le maximum de voyageurs.

- Les réseaux doivent être gérés par des entreprises autonomes avec des méthodes modernes et rigoureuses de gestion.

L'objet de notre travail consiste essentiellement en l'étude du soutènement provisoire et du revêtement définitif du tunnel du métro d'Alger tronçon (Ain Naadja - Mohamed Boudiaf)

Le premier chapitre est composé d'une introduction générale et une présentation globale du projet. Le deuxième chapitre présente l'étude bibliographique sur les tunnels d'une manière générale, décrit les différents types de soutènements et les méthodes de dimensionnement. Le troisième chapitre présente la synthèse géologique et géotechnique du site du tunnel et dans lequel on présentera les

Chapitre I Introduction Générale Et Présentation du Projet

principaux résultats de l'étude géotechnique qui permettra de déterminer les différentes couches du sol surmontant le tunnel ainsi que ses caractéristiques mécaniques et physiques. Le quatrième chapitre est consacré au choix du soutènement, à son dimensionnement et à sa vérification en utilisant la méthode analytique convergence confinement, et enfin dans le cinquième chapitre on fera la modélisation du revêtement définitif du tunnel en utilisant le logiciel PLAXIS 2D ainsi que le ferrailage de ce revêtement.

I.2.PRESENTATION DU PROJET

Le métro en générale est un moyen de transport en commun urbain, souterrain le plus souvent, mais qui peut également reposer sur des infrastructures aériennes, et plus rarement au sol (qui est un terrain prédestiné au tram). Il s'apparente au chemin de fer.

Aujourd'hui, la ville d'Alger comme toutes les grandes métropoles est face au problème d'encombrement dans les transports urbains. Ceci est essentiellement dû au manque d'infrastructures qui pourraient accueillir le nombre croissant de véhicules circulant.

Les espaces en surface étant insuffisants et saturés, une solution a été apportée par l'utilisation du sous-sol avec la réalisation du métro.

Nous avons entamé le développement de la partie pratique de notre mémoire consacrée à l'étude du soutènement d'un tunnel avec couverture (tronçon de Ain Naadja-Mohamed Boudiaf) qui fait partie de l'extension C1 LOT2 AIN NAADJA – BARAKI

Le présent chapitre propose une présentation et un encadrement géographique, environnemental et géométrique de site de réalisation.

I.2.1.Présentation du projet du Metro d'Alger

I.2.1.1.Historique

Le premier projet de métro d'Alger date de 1928, mais il ne verra jamais le jour. L'initiative du métro actuel est lancée à la fin des années 1970 afin de parer à l'explosion démographique de la ville d'Alger et au besoin de transport collectif qui en résulte.

En 1972, une étude de transport confiée au bureau Britannique Buchanan concluait que la solution la plus appropriée est la réalisation d'un métro de type classique.

En 1977, la SNTF (Société Nationale de Transport Ferroviaire) avait reconsidéré le prolongement en tunnel de la voie ferrée entre Tafourah et Bab El Oued, mais la RTPA recommandait une ligne de métro dans l'hyper-centre d'Alger d'après les études faites pour le compte de la RSTA (Régie Sociale des Transport Algériennes) et de la SNTF.

En 1982, une étude a été menée à Alger dans le cadre d'une collaboration Franco Algéroise. Le lancement des études du métro d'Alger s'est concrétisé par la création de L'E.M.A (Entreprise du Métro d'Alger) qui avait pour rôle de veiller au bon déroulement des différentes étapes de ce projet de grande envergure, sa construction est ralentie du fait de difficultés financières et de l'insécurité dans les années 1990. Le projet est relancé en 2003.

La première section de la ligne 1 Haï El Badr-Tafourah-Grande Poste, d'une longueur de 9,5 km et comportant dix stations (figure I.1) a été inaugurée le 31 octobre 2011. [17]



Figure I.1 : Tracé de la première ligne du métro d'Alger sur 9,5 Km

Deux nouvelles extensions ont été mises en service, le 4 juillet 2015 une section de 4 km vers El Harrach-Centre et le 9 avril 2018 deux sections, une de 1,7 km vers la Place des Martyrs et une autre de 3,6 km vers Ain Naâdja (figure. I.2).



Figure I.2 : Extensions de la 1ère ligne du métro d'Alger vers Ain Naadja, El Harach et Place des martyrs

Dans la perspective de continuité, deux autres extensions d'une longueur totale de 15 km sont en cours de construction en direction de l'Aéroport (El Harach – Aéroport) et de Baraki (Ain Naadja –

Chapitre I Introduction Générale Et Présentation du Projet

Baraki). D'une manière générale, le tracé initial du réseau futur du Métro d'Alger est schématisé dans la figure I.3 totalisant 56 Km de tunnel et 54 stations. Cette proposition sera sujet d'actualisation en fonction des besoins et des priorités constatées à l'issue du développement de la ville.



Figure I.3 : Réseau global du métro d'Alger

I.2.1.2. Ain Naadja vers Baraki -Extension C1 LOT2

Les études de la ligne Ain Naadja vers Baraki ont été attribuées en 2012 au groupement algéro-espagnol Sidem / Idom pour 446 millions de dinars et la réalisation en 2013 à Cosider. Le contrôle et le suivi de réalisation sera effectué par le groupement coréen Dohwa Eng et Yooshin eng. pour 1 101 millions de dinars. Cette extension permet l'accessibilité au centre de Baraki et permet aussi une connexion avec le train au niveau de la Gare Ferroviaire de Gué de Constantine et la future gare intermodale de cette commune. Le marché de réalisation du génie civil de cette extension est attribué à COSIDER TP. La réception de cette extension du métro est prévue pour la fin 2021. [15]

I.2.2. Présentation technique de l'ouvrage

Plusieurs facteurs sont à considérer lors de l'implantation d'un tunnel, en vue d'en réduire au minimum son coût, ceci étant en relation direct avec le tracé en plan, le profil en long, et le gabarit du tunnel. Ces choix doivent être faits de façon judicieuse, faisant appel à toute expérience et rationalité de l'ingénieur projeteur, car toute erreur peut engendrer un surcoût inutile du projet, parmi ces facteurs :

- **Choix du tracé en plan**

Une reconnaissance de l'environnement permet un choix judicieux du tracé du tunnel (figure I.4). Ce choix va tenir compte, avant tout, des intérêts de la circulation et des transports de la région en question. Son implantation exacte va dépendre ensuite des conditions géographiques et hydrogéologiques. Dans la mesure du possible, on s'efforce de garder l'axe du tunnel droit. Non seulement cela va diminuer la longueur de l'ouvrage mais améliore la visibilité et rend la

Chapitre I Introduction Générale Et Présentation du Projet

construction plus économique. Donc, l'implantation des tunnels des services publics comme pour le cas du métro d'Alger, doit se conformer aux réseaux de distribution et surtout au réseau des rues. [9]

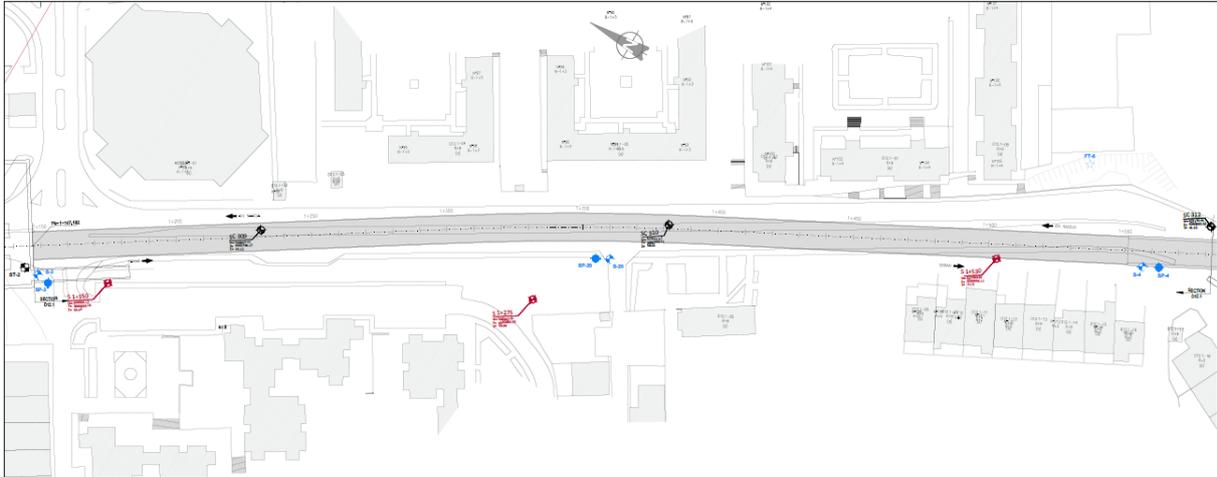


Figure I.4 : Tracé en plan de tunnel cadre

- **Localisation du site**

En se référant au tracé du métro d'Alger, L'extension C1 LOT2 Ain Naadja vers Baraki comprend :

- Des ouvrages en plate-forme ;
- Un viaduc de 132,5 ml ;
- Un tunnel cadre de 242,5 ml ;
- Un tunnel en souterrain vouté de 1840,88 ml ;
- Trois ouvrages d'extraction d'air.

Le tronçon qu'on va étudier son soutènement fait partie du tunnel cadre de 242,5ml , et il est situé entre la station de Ain Naadja 1 et la station Mohamed Boudiaf .(figure I.5). [17]

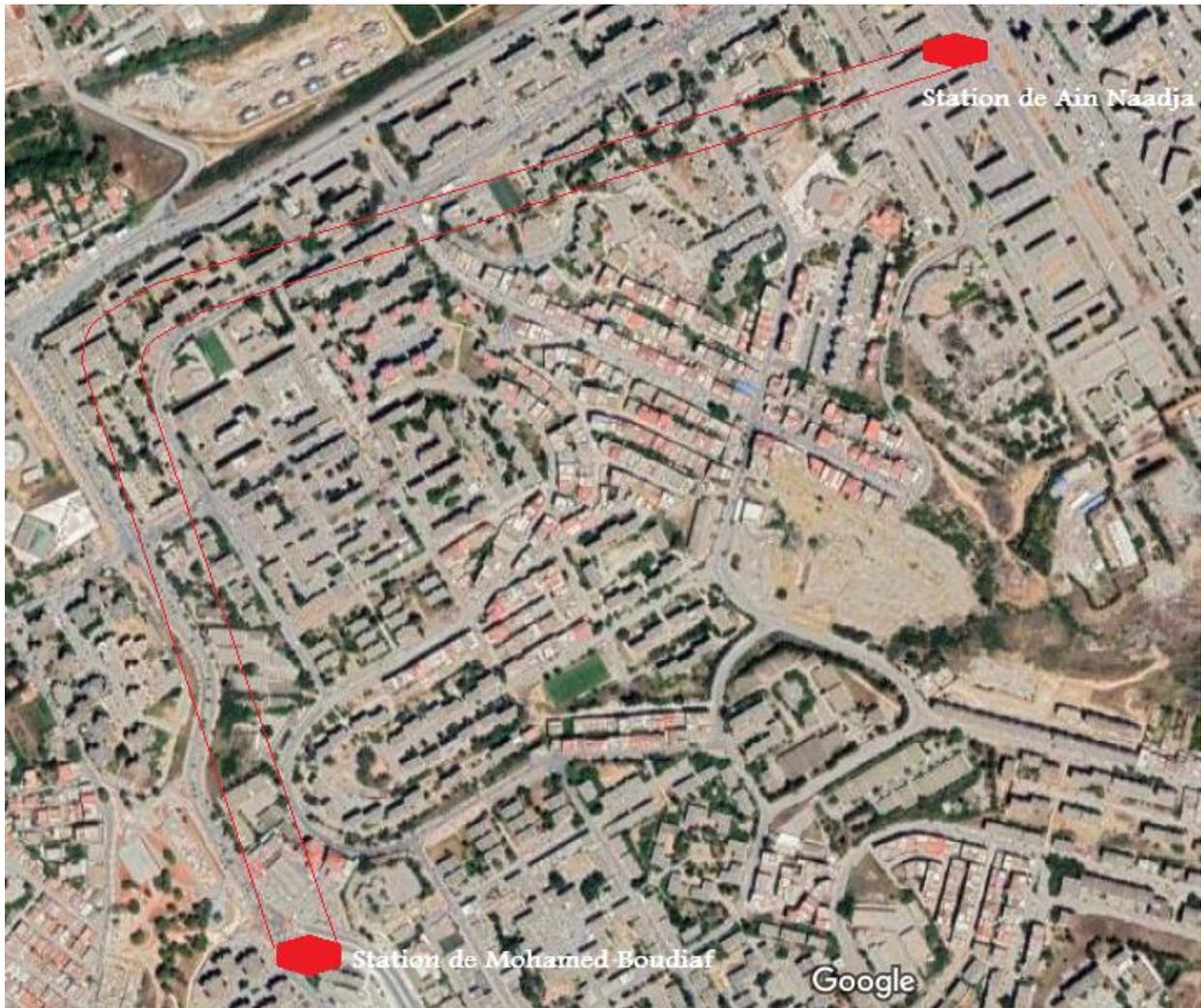


Figure I.5 : Image satellite de la zone du projet.

- **Etude du profil en long**

Le choix de la situation en élévation et du profil en long des tunnels, dépend du déroulement de la circulation et des conditions d'exploitation. Il sera fondé sur les exigences de l'exploitation et de la construction. Le profil en long d'un tunnel est conditionné par :

- La nature de terrain à traverser.
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités.
- La présence des accidents géologiques (zone faillée avec venues d'eaux en charge, nécessitant un traitement à l'avance par injection).
- La nature et l'épaisseur de la couverture.
- La présence d'eau.
- L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instables, les zones humides et les zones bâties.

Le profil en long du tunnel doit avoir une pente de 2% .Cette pente permettra d'avoir des stations de plus en plus rapprochées de la surface libre, car ce n'est pas commode de faire descendre les gens à 20 où 30 m de profondeur pour prendre le métro.

- **Choix de la section**

La section d'un tunnel doit être déterminée sur la base des facteurs suivants :

Chapitre I Introduction Générale Et Présentation du Projet

- Les gabarits des véhicules qui seront appelées à emprunter le tunnel et ceux des matériaux qui y seront transportés
- La nature des terrains, sa résistance, sa teneur en eau et les poussés géologiques du souterrain.
- La méthode de creusement adoptée.
- Le matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter.
- L'existence d'un ou deux voies de circulation.

I.2.3. Les dimensions du tunnel

Le tunnel sera excavé sous une couverture de 19 m avec les dimensions suivants (figure I.6).

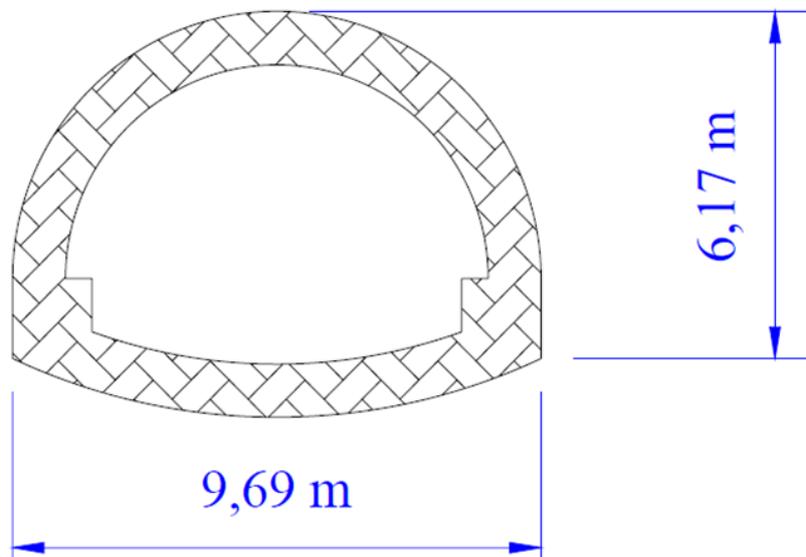


Figure I.6 : Dimensions de l'excavation

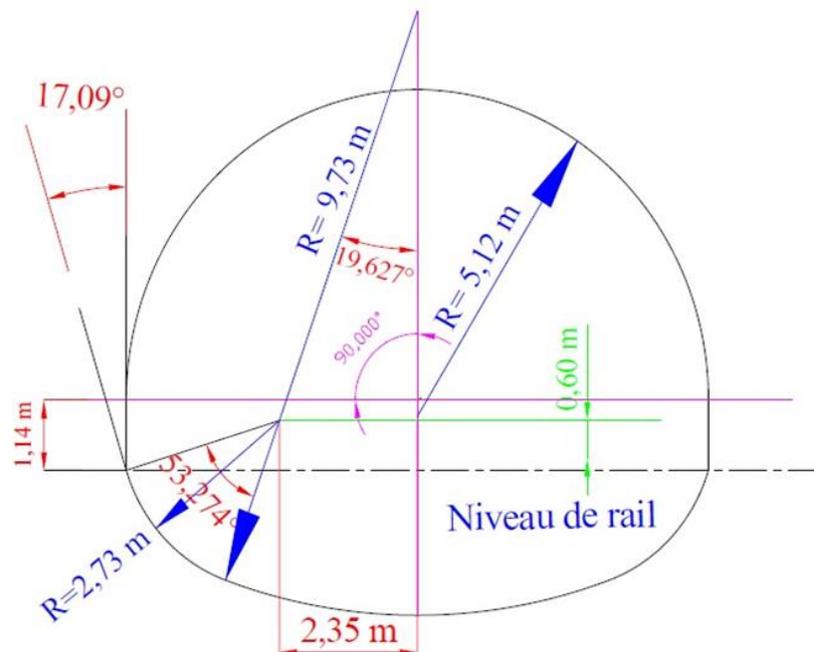
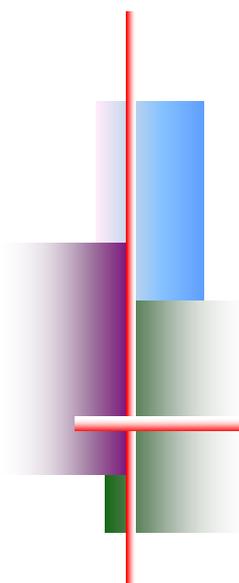


Figure I.7 : Dimensions du tunnel de Métro d'Alger

I.3.CONCLUION

Dans ce chapitre, nous avons tenté de présenter notre projet par sa localisation géographique et de montrer un aperçu de son environnement urbain.

L'étude technique du soutènement provisoire et du revêtement définitif de ce tronçon de tunnel fera l'objet des chapitres suivants.



Chapitre III



*ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE
SUR LES TUNNELS*

II.1.INTRODUCTION

Dès l'Antiquité, les Grecs et les Romains ont creusé des tunnels ou aqueducs souterrains avec des outils rudimentaires, afin d'alimenter leurs cités en eau, pour répondre aux besoins de l'irrigation. Parmi les anciens ouvrages souterrains il y a le tunnel italien de « Furlo » long de 38 m, large de 5,40 m et haut de 4,80 m, a été construit pour favoriser la circulation entre Rome et l'Adriatique, entre 76 et 70 avant

J.C. Le tunnel de Babylone construit par la reine Sémiramis près de 4000 ans, et le tunnel construit par Eupalinos à travers une montagne pour amener l'eau d'une source dans la ville de Samos vers 520 avant J.C. A cette époque, les méthodes de creusement dans la roche étaient très difficiles.

Depuis le XV^{ème} siècle, l'amélioration des moyens techniques de creusement ont permis de développer la réalisation des tunnels avec des sections et des longueurs plus importantes, la première fut l'invention du bouclier qui consiste en un échafaudage mobile utilisé pour la réalisation du tunnel de Wapping (370 m). la seconde fut l'utilisation des explosifs, pour la réalisation du tunnel de Malpas en 1679, long de 165 m. Finalement suite à la progression rapide des concepts scientifiques et Grâce aux innovations technologiques ont permis l'invention du tunnelier, utilisé pour le creusement du tunnel de Mersey long de (3920 m) à Liverpool en 1879. [15]

Dans la recherche bibliographique on va présenter le soutènement provisoire et ces classes avec les méthodes de dimensionnement (empiriques, analytique et numérique) , et la forme de revêtement définitive qu'on peut utiliser pour les ouvrages souterrains .

II.2.LES SOUTÈNEMENTS

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, le recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de pallier aux problèmes causés par la décompression du terrain, qui permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement. On peut distinguer trois classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain. Ce sont :

- **Le soutènement agissant par confinement**

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. Il y a généralement deux types : Béton projeté seul, Béton projeté associé à des cintres légers.

- **Le soutènement agissant à la fois par confinement et comme armatures**

Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers, il y a principalement deux modes : Boulons à ancrage ponctuel, et boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).

- **Le soutènement agissant comme supports**

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas ou le terrain a des caractéristiques géo-mécaniques faibles. Les composantes de soutènement sont comme suit :

- Cintres (lourds ou légers).
- Plaques métalliques assemblées.
- Voussoirs en béton.
- Tubes perforés (voûte parapluie).
- **La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.M.A)**

La nouvelle méthode autrichienne (N.M.A) est généralement applicable dans les zones de roches tendres, formée d'ensemble des techniques de soutènement (boulonnage, cintres et béton projeté). Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par la mise en place d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté. Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé. L'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement. Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée, une coque mince de béton projeté (15 à 30 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain et apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages. Éventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.

Après la mise en place d'un soutènement provisoire approprié pour la nature du terrain. Il faut mettre un autre système de soutènement de finition s'appelle revêtement définitive servi à supporter les charges à long terme. Le texte ci-dessous inclut la définition et les types de revêtement définitif.

II.3.REVÊTEMENT DÉFINITIF

Le revêtement définitif est placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement provisoire. Il est en général résistant à la charge à long terme. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage. Le revêtement délimite la section utile intrados offrant les fonctionnalités demandées par l'emploi de l'ouvrage. Il matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné. Le revêtement reste visible de l'intérieur du tunnel, dont il masque l'étanchéité et le soutènement provisoires. Le revêtement peut aussi recevoir un habillage pour satisfaire à certaines exigences liées à l'aspect ou à l'environnement. Les fonctions ou le rôle que sera amené à assumer le revêtement d'assurer : la tenue du tunnel à long terme, la résistance à la pression hydrostatique, la protection de l'étanchéité, la protection du système de drainage et le confort en service.

Le revêtement définitif peut être

- **Revêtement en béton projeté**

Le revêtement définitif des tunnels en béton projeté est envisageable pour des ouvrages dont le dimensionnement n'impose pas des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm. Au-delà de ces valeurs, l'utilisation du béton projeté est actuellement moins économique que celle du béton coffré. Dans l'avenir, la mécanisation et l'amélioration du rendement de la projection peuvent modifier cette limite. D'autre part, dans le cas des tunnels routiers, l'emploi du béton projeté est limité aux tunnels non ventilés ou aux tunnels dont le système de ventilation est semi-transversal, le conduit de

ventilation étant alors impérativement en béton coffré.

- **Revêtement en béton coffré armé**

Le revêtement en béton coffré armé, une solution est adoptée lorsque le revêtement est supposé reprendre une charge hydrostatique importante, dans le cas d'un étanchement total de l'ouvrage. Le revêtement peut également être armé lorsque suite à des convergences trop importantes, son épaisseur est insuffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme (figure II.1). Par ailleurs, certaines parties d'ouvrages, telles que les casquettes réalisées aux têtes à l'air libre ou les gaines de ventilation dans les tunnels routiers, sont en béton armé. Mais il s'agit de structures dont le mode de construction s'apparente aux ouvrages d'art à l'air libre. Enfin, on peut être conduit à armer localement le revêtement dans des sections où des calculs font apparaître des contraintes de traction ou de cisaillement importantes. Ces sections les plus sollicitées, se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits. (figure II.2)



Figure II.1 : Exemple de coffrage de tunnel



Figure II.2 : Mise en place d'armatures de radier.

- **Revêtement en béton coffré non armé**

Il est généralement la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier, essentiellement pour les tunnels réalisés de manière séquentielle. Cette solution est adoptée lorsque le revêtement ne reprend pas une charge hydrostatique.

II.4.MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DES TUNNELS

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains, à partir des classifications des massifs rocheux. Ils existent de nombreuses méthodes de classification, se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et de la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage, qui font les différences d'une méthode à l'autre. On peut classer les méthodes de dimensionnement en trois grandes catégories : méthodes empiriques, méthodes analytiques, et méthodes numériques (figure II.3).

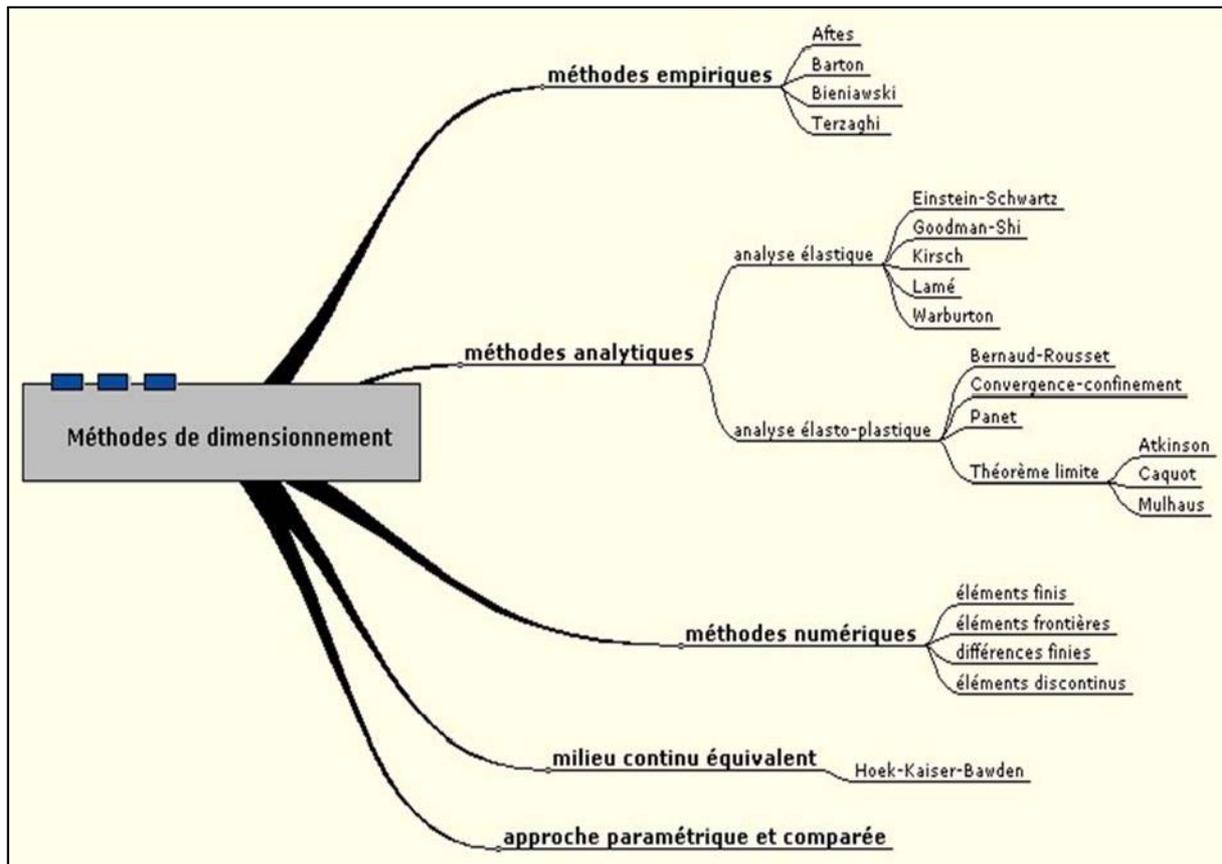


Figure II.3 : Les méthodes de dimensionnement.

II.4.1.Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques globales permettent d'orienter le choix du type de soutènement, basées sur la géologie du terrain. Le mode de leur conception est simple, pas coûteuse, et l'interprétation des résultats est établi par l'expérience des ingénieurs. Parmi les méthodes empiriques on peut citer :

- **Méthode de recommandations de l'AFTES**

L'Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain (AFTES) a établi une classification de terrains en prenant en considération divers facteur intervenant dans la conception d'un projet souterrain. Cette classification aboutit à des recommandations pour le choix du type de soutènement selon le terrain encaissant. Les facteurs pris en considérations sont les conditions géologiques et hydrogéologiques, les discontinuités du massif rocheux, le comportement mécaniques du terrain, les contraintes naturels et la hauteur de couverture de l'ouvrage, la déformabilité du massif, la méthode d'exécution du tunnel et enfin l'environnement. Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement, un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié. [14]

- **Classification géologique générale**

Les conditions géologiques sont exposées dans un rapport géologique (synthèse de toutes les études préalables), qui comprend une carte des affleurements avec une carte géologique et d'un schéma tectonique de sondages, une carte des formations, une description pétrographique et

Chapitre II Étude bibliographique sur les tunnels

lithologique des formations rocheuses.

○ Classification hydrogéologique

Les difficultés majeures rencontrées dans les chantiers souterrains sont très souvent liées à la présence d'eau. Les écoulements modifient les champs des contraintes et des débits importants gênent considérablement les travaux. Les conditions hydrologiques sont définies par le couple (H, K).

❖ Le tableau qui suit donne les indications proposées à orienter le choix du soutènement en fonction du critère comportement mécanique. Pour chaque type de soutènement, on indique en fonction de la classe de la roche qui caractérise le critère en question (tableau II.1).

Le soutènement le plus approprié est sélectionné par la superposition des résultats relatifs à chacun des critères.

Tableau II.1 : Choix du type du soutènement en fonction du comportement mécanique de massif.

comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Boislier ou pose tube	procédés spéciaux		
			Ancreage ponctuel	Ancreage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers courbés	Plaque en acier assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
R1	•		•		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R2a	•		•		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R2b		•	•	•	✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R3a		•	•	•	✗		•	✗	✗	✗	✗		✗	
R3b		•		•	✗		•		✗	✗	✗			
R4	✗		•	✗		•	•							
R5a	✗		•	✗		•	•	•						
R5b	✗			✗	✗	•	•	•	•	•	•			
R6a	✗		✗	✗	✗	•	•	•	•	•	•	•		
R6b	✗		✗	✗	✗	Enf	Enf	Enf	Bc	•	•	•		•

Note explicative :



: Soit particulièrement recommandé (nettement favorable)



: Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorable (plutôt favorable)



: Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).



: Soit en principe impossible (nettement défavorable).

Chapitre II Étude bibliographique sur les tunnels

Les autres tableaux de recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction des autres critères sont dans l'annexe A.

II.4.2.Méthodes analytiques

Les méthodes empiriques de classification des massifs rocheux donnent une idée sur le soutènement adapté au massif encaissant, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité d'un ouvrage souterrain. Cette approche est donc complétée par les études analytiques qui permettent une réelle analyse de la stabilité du soutènement choisi. Les méthodes analytiques sont des solutions développées pour des ouvrages souterrains en mécanique des milieux continus, permettent de déterminer les déplacements dans un massif de terrain pendant l'excavation d'un tunnel. Elles sont basées sur tels hypothèses, section circulaire, interaction sol-structure, déformation plane (bidimensionnel), contraintes initial homogène (isotrope), Comportement du sol élastique linéaire ou élasto-plastique. Dans ce qui suit il sera présenté une seule méthode d'une manière succincte, la méthode convergence-confinement.

- **Méthode convergence-confinement**

Cette méthode développée dans les années 1970, permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement par opposition aux anciennes méthodes qui remplaçaient le massif par un système de charges agissant sur le soutènement ou qui ne considéraient pas les phases d'excavation.

La méthode convergence confinement permet de se ramener à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille (figure II.4). [7]

La Convergence : la convergence d'une section d'un tunnel suivant une direction est le déplacement relatif des deux points opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

Le Confinement : est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ).

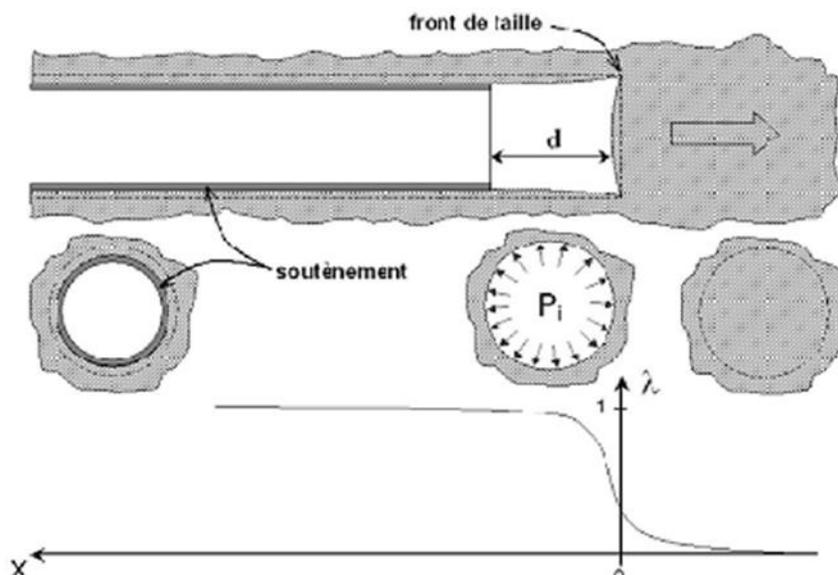


Figure II.4. : Convergence-confinement.

Chapitre II Étude bibliographique sur les tunnels

Si elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie de comportement mécanique éventuelle et l'anisotropie de contraintes géostatique (symétrie de révolution de ces conditions autour de l'axe de la galerie), elle permet de tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe roche-soutènement, à savoir :

- La déformabilité du terrain, notamment son comportement après la rupture et dans le temps
- La raideur du soutènement,
- La déformation que le massif rocheux a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement,

Hypothèses de la méthode

- Hypothèse des déformations planes,
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ($K_0 = 1$) et d'isotropie du massif.

La cavité étudiée a une forme cylindrique.

❖ Principe général de la méthode

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope. Le déplacement radial des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul. Afin de modéliser une galerie, il est supposé, que cette dernière est remplie d'un liquide à une pression P_i correspondant à l'état initial isotrope P .

❖ Comportement du massif

En diminuant la pression, on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif. Cette pression est diminuée depuis la valeur jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression P_i décroît. La courbe est appelée courbe caractéristique du massif excavé (figure II.5).

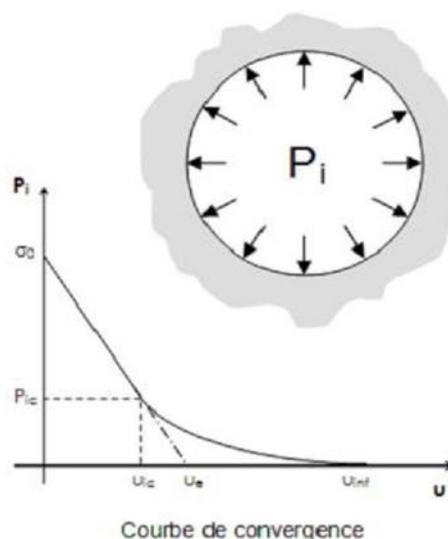


Figure II.5 : Comportement du massif (déchargement).

❖ Comportement du soutènement

Avec le même système d'axes, est aussi représenté le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite, si son comportement est supposé élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place (figure II.6).

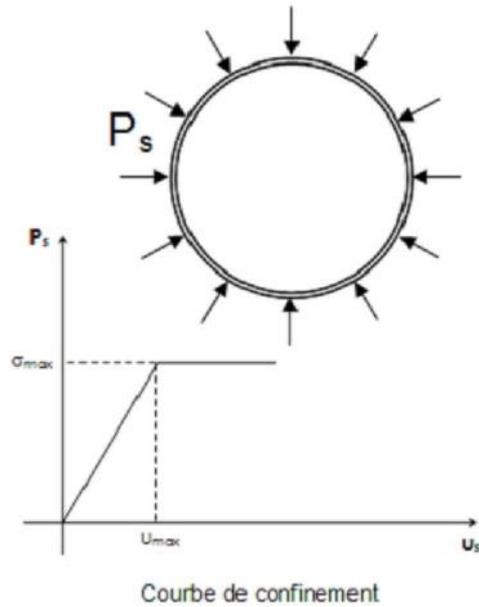


Figure II.6 : Comportement du soutènement (chargement)

❖ L'équilibre final

Qui permet de déterminer la pression de soutènement, en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point d'intersection i définit alors le point d'équilibre (figure II.7).

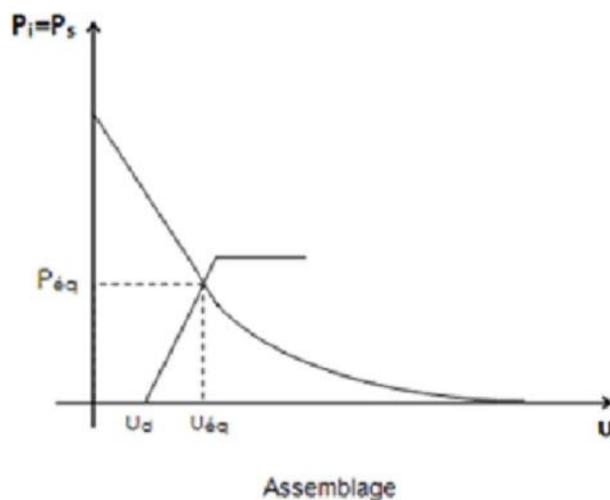


Figure II.7 : Equilibre final (assemblage terrain + soutènement).

Chapitre II Étude bibliographique sur les tunnels

❖ Étapes de calcul

La méthode comporte quatre étapes :

- Première étape : Courbe caractéristique du terrain.
- Deuxième étape : Courbe caractéristique de soutènement.
- Troisième étape : Equilibre final.

○ Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence)

La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe μ paramétrique (de paramètre(x)) qui est représenté sur un graphe (P_i, μ).

Les données :

R : Rayon de l'excavation ;

E : Caractéristiques de rupture du terrain ;

ν : Coefficient de poisson ;

C : Caractéristiques de rupture du terrain (ou R_c et K_p) ;

φ : Angle de frottement ;

γ : Poids volumiques du rocher dans la zone décomprimée ;

σ_0 : Contrainte initiale de massif. $\sigma_0 = \sum \gamma h + q$

Tel que :

R_c : la résistance en compression simple des terrains,

$$R_c = \frac{2C \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 2C \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

K_p : Coefficient de butée,

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

- Si $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$: le comportement est élastique et le creusement n'entraîne pas de déformations plastiques.

Calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul.

$$u_0 = \frac{(1 + \nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E}$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} P = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} P = 0 \\ u_0 = \frac{(1 + \nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E} \end{cases}$$

- Si $\sigma_0 \geq \frac{R_c}{2}$: Calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture ' P_a ' du taux de déconfinement ' λa ' et des déplacements à la paroi ' u_a ' correspondant.

$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin \varphi) - C \cdot \cos \varphi$$

Chapitre II Étude bibliographique sur les tunnels

$$\lambda a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0}$$

$$u_a = \lambda a \cdot u_e \quad \text{Avec} \quad u_e = \frac{1+\nu}{E} \cdot R \cdot \sigma_0$$

Pour tracer la courbe caractéristique du terrain ($P_\lambda = f(U_\lambda)$) les équations suivantes seront utilisées :

$$P(\lambda) = (1 - \lambda) \sigma_0$$

$$U(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \lambda a^* \sigma_0 \frac{1}{\alpha+1} \left[2 * \left(\frac{rp(\lambda)}{R} \right)^{\alpha+1} + \alpha - 1 \right] \cdot R$$

$$\frac{rp(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{kp+1} \frac{(kp-1)\sigma_0 + Rc}{(1-\lambda)(kp-1)\sigma_0 + Rc} \right]^{1/(kp-1)}$$

Tel que :

α : Coefficient de dilatation.

$\alpha = 1$: La déformation plastique se produit à volume constant.

$\alpha > 1$: Il se produit par dilatance une augmentation de volume.

R : Rayon plastique.

○ Courbe caractéristique du soutènement

Il faut déterminer la raideur du soutènement choisi et la pression maximale de soutènement (état limite admissible ou état limite de rupture) pour déterminer le déplacement U puis tracer la courbe. Dans le cas de béton projeté :

- Raideur du béton projeté :

$$K_b = \frac{E_b e}{(1-\nu^2)R}$$

- La pression maximale du béton projeté :

$$P_b^{\max} = \frac{\sigma_b^{\max, e}}{R}$$

- Le déplacement :

$$U_b = \frac{R}{K_b} (P_b^{\max} + \frac{k_b}{R} \cdot U_{so})$$

Tel que :

E_b : Module de Young du béton projeté = 12000 Mpa

e : Épaisseur

R : rayon du tunnel.

ν : coefficient de poisson = 0,2

$$\sigma_b^{\max} = \frac{0.85 * fc28}{\gamma b}$$

Et pour le cas des cintres métalliques

- La raideur des cintres :

$$K_c = \frac{E_a A_s}{a \cdot R}$$

- La pression maximale :

$$P_c^{\max} = \frac{A_s \cdot \sigma_{\text{acier}}}{R \cdot \alpha}$$

- le déplacement :

$$U_c = \frac{R}{K_c} (P_c^{\max} + \frac{k_c}{R} \cdot U_{s0})$$

o L'équilibre final

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression de soutènement à l'équilibre à court terme puis à long terme. Si cette pression n'est pas admissible un autre soutènement sera envisagé.

Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimensions et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front à laquelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables et des coûts directs et indirects correspondants à chaque mode d'exécution.

❖ Considérons une section plane du terrain soumis à une contrainte naturelle correspondant à un initial isotrope σ_0 . La cavité est pré excavée et supposée remplie de liquide à une pression P correspondant à l'état initial σ_0 . Le déplacement u de la paroi de la cavité est nul (point A de la Figure II.8). En diminuant la pression P , on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation. Dans un premier temps le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression déplacement suivie $P=f(u)$ est linéaire du point A au point B. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation. C'est la portion ABC de la courbe. La courbe ABC est appelée « courbe caractéristique » du massif excavé.

Si la courbe ABC coupe l'axe des déplacements (u fini pour $P=0$) la cavité est stable par elle-même (du moins pour un certain temps). Par contre si la courbe caractéristique ne recoupe pas l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable par elle-même et nécessite impérativement un soutènement. En pratique, la cavité nécessite également un soutènement lorsque la valeur du déplacement correspondant à l'équilibre théorique $P=0$ est grande ou lorsque le phénomène de rupture autour de la cavité s'étend profondément à l'intérieur du massif. Sur le même graphique on représente aussi la courbe $P=f(u)$ reliant le déplacement radial du revêtement en fonction de la pression extérieure P qui lui est appliquée. Cette courbe est appelée « courbe caractéristique du soutènement ». Supposons un revêtement dont le comportement est élastique linéaire. Sa courbe caractéristique est une droite.

Parce qu'il n'est mis en place qu'un certain temps après l'excavation, son chargement par le terrain ne commence que lorsque le déplacement de celui-ci est déjà u_{s0} (point O). Le point D à l'intersection des deux courbes caractéristiques définit l'état d'équilibre du tunnel, et permet de déterminer par simple lecture la valeur du déplacement radiale et de la pression finale du soutènement. [2]

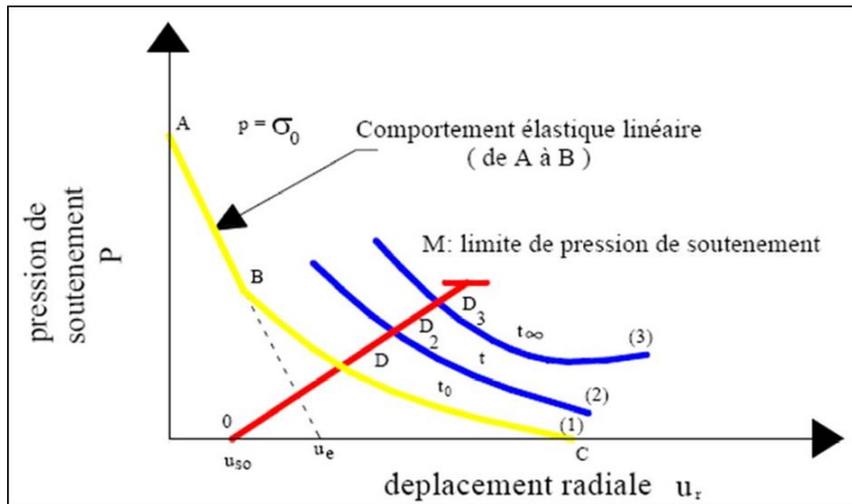


Figure II.8 : Courbes de convergence du terrain et droite de confinement du soutènement.

La courbe de convergence représente la réponse du terrain. L'activation de soutènement intervient à partir de sa mise en contact avec le terrain, celle-ci se produit pour une valeur λ du taux de dé-confinement. La mise en charge progressive du soutènement est représentée par la courbe de confinement. La méthode initialement mise au point dans le cas d'un tunnel circulaire creusé dans un terrain isotrope et homogène, a été étendue ultérieurement à d'autre type de conditions, et notamment à des cas de contraintes initiales anisotropes (Panet 1986). Elle est couramment utilisée pour représenter la présence de front de taille dans des calculs bidimensionnels de tunnel par éléments finis.

II.4.3.Méthodes numériques

Le principe commun des méthodes numériques réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution d'un certain nombre d'équations pour obtenir la solution et la modélisation d'un tunnel par une représentation du terrain et la structure comme des solides. Ce sont des méthodes qui donnent souvent des résultats très précis (parfois difficilement interprétables) mais qui sont coûteuses d'un point de vue temps machine. En effet, il est courant d'obtenir des systèmes d'équations à plusieurs milliers d'inconnues pour des cas simples. Ces méthodes sont ainsi généralement utilisées au niveau du projet après un certain nombre d'études plus grossières au moyen de méthodes empiriques et analytiques. Une des méthodes très utilisées est la méthode des éléments finis.

- **Méthode des éléments finis**

Parmi les méthodes numériques les plus utilisées, la méthode des éléments finis (MEF), est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité (déformation plane, axisymétrique et tridimensionnelle), résistance des matériaux, dynamique, plasticité.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, le calcul des milieux jointifs ou discontinus.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

Chapitre II Étude bibliographique sur les tunnels

La méthode des éléments finis est une méthode très puissante, puisqu'elle permet une étude correcte des structures ayant des propriétés géométriques et des conditions de chargement très compliquées. C'est une méthode qui nécessite des calculs itératifs, s'adaptant aux problèmes complexes qui ne peuvent pas être résolus analytiquement. On remplace un problème continu par un problème approché en discrétisant la structure.

La méthode des éléments finis consiste à discrétiser un milieu continu en le remplaçant par un assemblage d'éléments. On simplifie les équations du problème en vérifiant les équations en un nombre limité de points. On obtient alors un système d'équations linéaires dont la taille dépend de la finesse de la discrétisation. Elle fait partie des méthodes qui, par approximation des variables inconnues, transforment les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. La structure est décomposée en plusieurs éléments de formes géométriques simples (maillage) (figure II.9) reliés entre eux par des nœuds.

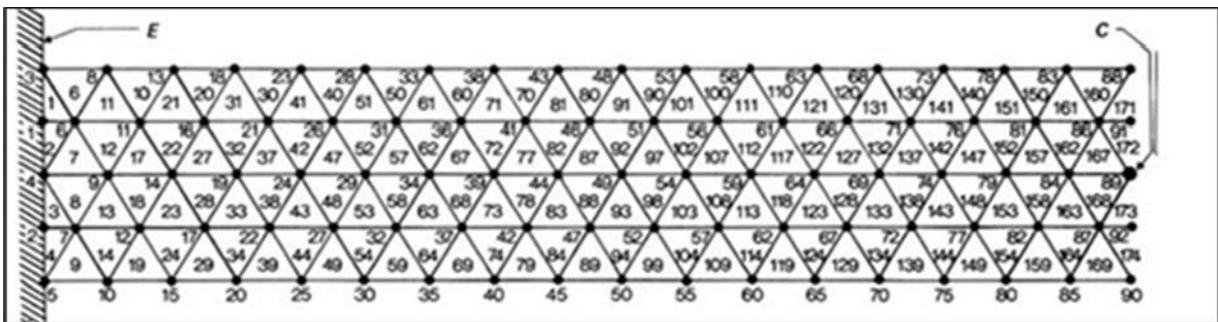


Figure II.9 : Modèle de maillage.

La MEF selon l'approche déplacement a pour but de transformer les équations décrivant le phénomène physique étudié qui sont de type équations aux dérivées partielles en un système d'équations algébriques linéaires de type $\{F\} = [K] \{U\}$ Avec :

- $[K]$: matrice de rigidité de toute la structure.
- $\{F\}$: vecteur forces nodales.
- $\{U\}$: vecteur déplacements nodaux.

Une fois déterminée la matrice de rigidité $[K]$ du système, tout problème consiste donc généralement à résoudre le système linéaire : $\{F\} = [K] \{U\}$. Avec :

- $[K] = \sum [K_e]$ matrice de raideur de la structure.
- $\{F\} = \sum \{F_e\}$ vecteur des forces équivalentes au chargement externe appliqué à la structure.

Quand les inconnues sont les composantes U du déplacement des nœuds (si l'une de ces composantes est imposée par des conditions aux limites elle est remplacée par la réaction qui en résulte)

Après avoir modélisé et discrétisé la structure à étudier en éléments finis on suit les étapes suivantes :

- établir pour chaque élément dans son repère local.
- La fonction d'approximation en éléments finis.
- Les relations entre : déformations, contraintes et déplacements.

Chapitre II Étude bibliographique sur les tunnels

- Les relations efforts déplacements nodaux.
- Déduire la matrice de rigidité dans le repère global pour chaque élément.
- Déduire la matrice de rigidité globale dans le repère global en assemblant toutes les matrices élémentaires.
- Faire intervenir les conditions aux limites (pour éviter le cas d'une matrice de rigidité singulière).
- Résoudre le système $\{F\} = [K] \{U\}$

Pour le calcul d'un tunnel, La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement ou le revêtement d'un tunnel est un problème hyperstatique dont les paramètres suivant peuvent être pris-en compte par la méthode des éléments finis :

- La bi ou tridimensionnalité du problème.
- l'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initial).
- la géométrie de l'excavation.
- les propriétés de déformation du terrain.
- les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de soutènement et revêtement.

II.5.CONCLUSION

Les tunnels peuvent être creusés dans différents types de matériaux, depuis l'argile jusqu'aux roches les plus dures.

Le soutènement assure la stabilité de l'excavation, il est généralement placé avant de débiter une nouvelle phase d'excavation. Les méthodes courantes d'exécution conduisent à l'utilisation d'un soutènement métallique (boulons, cintres métalliques, barres foncées) ou en béton (béton projeté, voussoirs préfabriqués). Et finalement la mise en place d'un revêtement définitif.

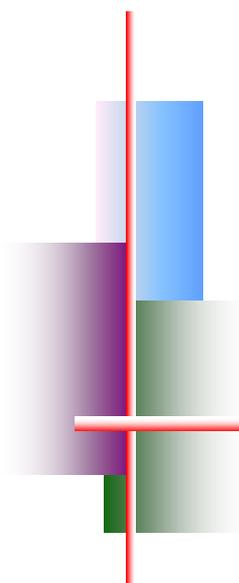
Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des charges et le dimensionnement des tunnels. Ces méthodes sont des méthodes empiriques, analytiques et numériques, chacune de ces méthodes avait ses propres hypothèses.

Les méthodes empiriques, permettent de sélectionner le choix du type de soutènement, à partir de la classification des terrains établi par leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

L'interprétation des résultats de ces méthodes, exige une bonne expérience des ingénieurs.

Les méthodes analytiques donnent une vérification de la stabilité d'un ouvrage souterrain par l'analyse du soutènement choisi selon les méthodes empiriques. Ces méthodes sont principalement des solutions développées pour les tunnels en mécanique des milieux continus permettent de déterminer les déplacements dans un massif de terrain pendant l'excavation d'un tunnel.

Les méthodes numériques servent à donner la résolution d'un certain nombre d'équations pour obtenir la solution de la stabilité d'un ouvrage souterrain et la modélisation d'un tunnel par une représentation graphique du terrain et la structure. Ce sont des méthodes qui donnent souvent des résultats plus précis.



Chapitre III



*RECONNAISSANCES
GEOTECHNIQUES*

III.1.INTRODUCTION

Une bonne reconnaissance du terrain le long du tracé d'un ouvrage est nécessaire, telles que les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques qui sont des facteurs importants, ils déterminent le degré de difficulté de la réalisation d'un ouvrage souterrain, ils influencent le choix et la mise en œuvre des méthodes de construction (excavation, soutènement et revêtement), qui sont validées ou corrigées au stade des travaux.

La connaissance de ces conditions, permet d'éviter l'imprévision de certains problèmes qui peuvent bloquer les travaux plusieurs mois et mettre en danger la sécurité du chantier, voir même nuire la faisabilité de l'ouvrage tels que la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression.

Les reconnaissances et les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent fournir au concepteur du tunnel toutes les informations nécessaires, telles que :

- **Pour les reconnaissances géologiques** : La géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif, la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leur qualité et leur discontinuité.

- **Pour les reconnaissances hydrogéologiques** : Les informations aquifères et les terrains imperméables, la nature des venues d'eau possibles le long du tracé, leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux.

- **Pour les reconnaissances géotechniques** : la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ, la prévision de leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage.

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

III.2.APERÇU GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE GENERAL D'ALGER

Si d'une manière générale, les ouvrages souterrains se comportent mieux que les ouvrages en surface face aux sollicitations sismiques, il n'en demeure pas moins que, même si cette constatation peut être confirmée en terrain homogène elle ne saurait l'être par contre, en terrain présentant certaines particularités, telles que :

- Le franchissement de faille.
- Les parties profondes affectées de phénomènes de glissements superficiels du terrain.

On notera que, pour la région Algéroise, le repère de positionnement de l'aléa sismique autorise une probabilité d'occurrence d'oscillations caractérisées par une accélération d'amplitude bornée supérieurement à (0,3 g) et d'une intensité de séisme ne dépassant pas 8 EMI sur l'échelle de MERCALI (qui en compte 12) provoquant généralement des désordres mineurs telle des fissurations du revêtement.

Chapitre III Reconnaissances géotechniques

A titre préventif, il est souhaitable d'éviter :

- La continuité du revêtement afin de diminuer la propagation des vibrations qui peuvent induire son éclatement.
- La mise en place de dispositif constructif approprié en fractionnant longitudinalement l'ouvrage en plots indépendants munis de joints parasismiques judicieusement répartis.
- Assurer l'étanchéité à ce niveau, en plaçant des joints « water-stop ».

III.2.1. Géologie générale de la région d'Alger

L'étude des cartes géologiques et des résultats des sondages carottés ont permis de définir le sous-sol de la ville d'Alger, comme étant constituée de deux (02) unités géologiques de nature et d'âge très différentes. On distingue (figure III.1)

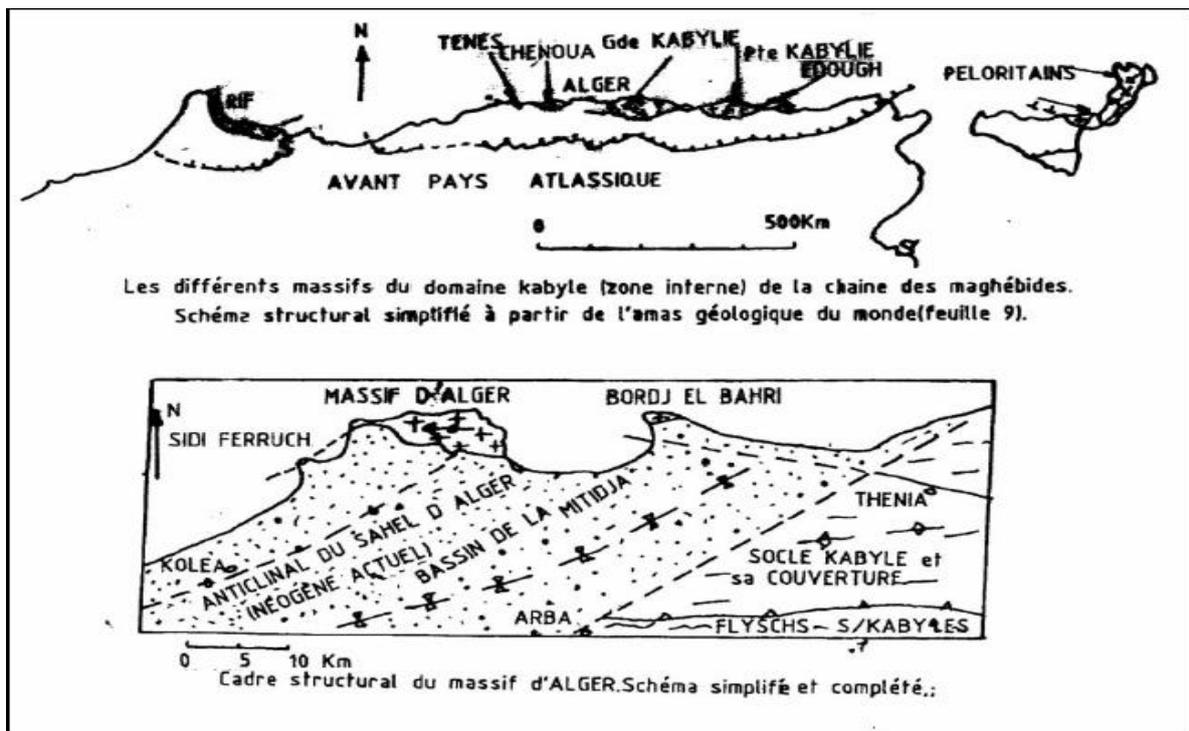


Figure III.1 : Carte du massif d'Alger.

Au Nord : le massif cristallophyllien d'âge primaire allongé d'Est en Ouest sur 20Km, dont la largeur est d'environ 6Km.

Au Sud : un anticlinal orienté Nord-Est – Sud-Ouest, formé de série sédimentaires d'âge tertiaire. Il est oblique au massif cristallophyllien et se prolonge dans le bassin de la Mitidja.

Localement ces deux grands ensembles sont recouverts par les formations les plus récentes de quaternaire (figure III.2).

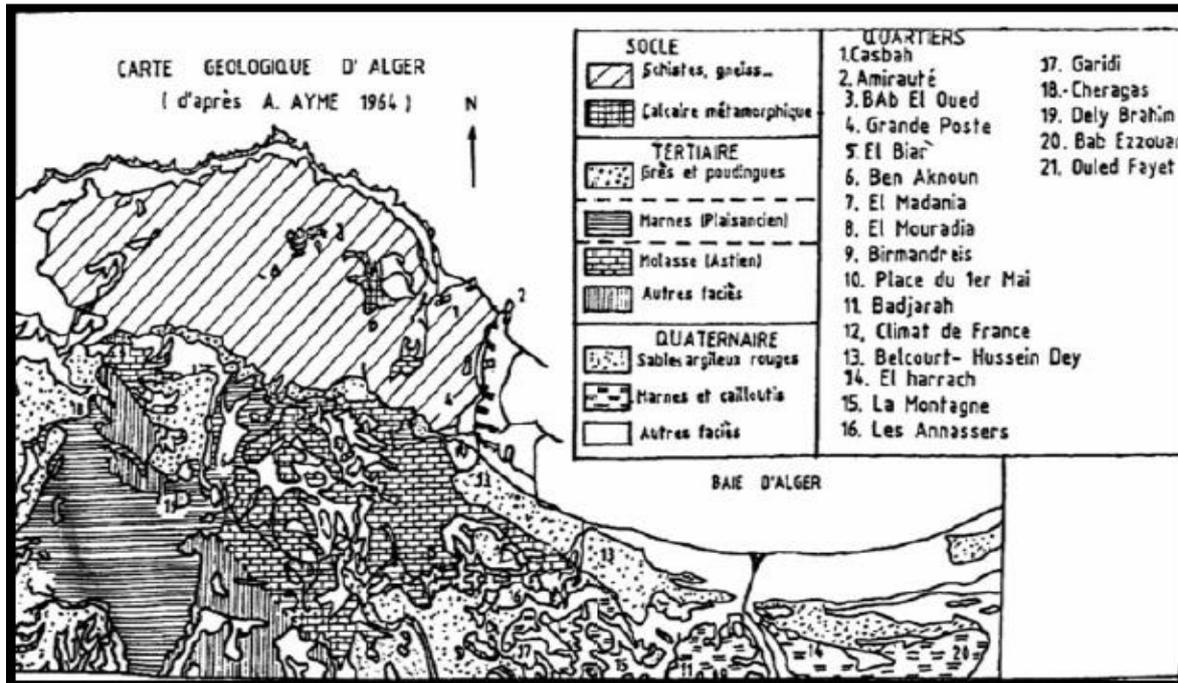


Figure III.2 : Carte Géologique de la Région d'Alger.

III.2.1.1. Le primaire (massif cristallophyllien)

Les principaux faciès pétrographiques reconnus dans le primaire sont :

- Les schistes et les micaschistes.
- Les schistes ardoisés fortement injectés de quartzite.
- Les calcaires lenticulaires métamorphiques.
- Les gneiss, souvent œillets de quartz et injectés de roches granitiques (granito-gneiss, migmatites, embréchites).

De plus, ces terrains sont fortement altérés, et la décomposition des minéraux gneissiques peut conduire à la formation de matériaux argileux qui remplissent les fissures.

III.2.1.2. Le secondaire

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

III.2.1.3. Le tertiaire (terrains sédimentaires)

On rencontre, du bas vers le haut, les formations suivantes

- **Le miocène inférieur (BURDIGALIEN)** il est formé de grès et poudings.
- **Le miocène supérieur (PONTIEN)** Formation de grès, conglomérats et poudings. Ces divers faciès constituent la majorité des affleurements au contact du socle primaire, dont l'épaisseur est d'environ 10 mètres.
- **Le pliocène inférieur (PLAISANCIEN)** c'est une formation marneuse de plus en plus gréseuse en nous dirigeant vers l'est, souvent avec d'importants passages de calcaire gréseux. L'épaisseur varie de 50 à 100 mètres au niveau de la Mitidja. Deux (02) autres sondages entre « Kh.B. » et « la Place du 1er Mai » confirment la présence de marnes argileuses.

Chapitre III Reconnaissances géotechniques

- **Le pliocène supérieur (ASTIEN)** c'est la formation géologique la plus importante, appelée couramment « mollasse astienne », elle est de teinte jaunâtre et constituée des grès calcaires, sables, des calcaires et de marne sableuse. L'épaisseur peut aller jusqu'à 40 mètres.

III.2.1.4. Le quaternaire

Les différentes assises géologiques du primaire et du tertiaire décrites ci-dessus sont généralement recouvertes indifféremment par les couches quaternaires suivantes :

- **Les alluvions et colluvions** Ils regroupent les formations d'âge callabrien à quaternaire récent, dont l'épaisseur varie de 0 à 17 mètres et qui comprennent des argiles ou limons argileux rougeâtres, sableux ou graveleux ainsi que les sables et graviers.

- **Les éboulis** On les rencontre seulement que sur 3 à 6 mètres d'épaisseur, au voisinage de « la Place du 1er Mai », sous forme de marnes argileuses.

- **Les remblais** Ils sont généralement des éléments sablo-graveleux et limoneux avec des débris ; ils forment une couche continue ; leur épaisseur est d'environ 12 m, mais la limite avec les formations sous-jacentes est souvent difficile à déterminer.

III.2.2. Conditions hydrogéologiques de la région d'Alger

L'étude hydrogéologique présente une étape très importante dans le cadre de la réalisation d'un tunnel. En général, elle s'effectue en même temps que l'étude géologique. Elle a pour but de déterminer

- Les formations aquifères et les formations imperméables.
- La présence d'eau.
- Le régime des eaux souterraines.
- La perméabilité du terrain, en vue de définir :
 - La nature des venues d'eau.
 - Leurs charges et leurs débits.
 - Les possibilités de rabattement ou de drainage.
 - Les précautions à prendre pour l'étanchéité.

Il existe dans le socle métamorphique d'Alger (massif cristallophyllien), un réseau hydrique localisé dans les fissures, les fractures et les diaclases. A des profondeurs très variées, les niveaux d'eau mis en évidence par les levés piézométriques, montrent l'absence d'une nappe continue, mais cela traduit aussi l'existence des circulations locales, comme en témoignent les puits domestiques que l'on rencontre à la Casbah. La molasse astienne (tertiaire) présente l'aquifère le plus important de la région algéroise. Ce dernier est mis en évidence par l'existence de puits dans cette formation, et par les résurgences au niveau des marnes qui constituent le mur de la nappe astienne.

La plaine de Mitidja est constituée en profondeur par un bassin de sédimentation produit du jeu de subsidence, comblement et affaissement. Ce bassin est constitué de trois entités lithologiques bien distinctes dont deux forment des réservoirs aquifères :

- Alluvions d'âge quaternaire (réservoir supérieur),
- Grès et calcaires de l'Astien (réservoir inférieur),
- Marnes séparant les deux entités précédentes (couches imperméables).

Le bassin du côtier Algérois est situé entre le bassin du Dahra et l'embouchure de l'Isser. Tous les cours d'eau qui le forment se jettent au nord, dans la Méditerranée. Au sud, le bassin est limité par le bassin versant du Chlef et de l'Isser.

La nappe phréatique dans notre site se trouve à une profondeur de 35 m , avec un couverture de 19 m le tunnel ne sera pas influencé par cette nappe, car celle-ci est trop profonde par rapport au niveau du tunnel.

Chapitre III Reconnaissances géotechniques

III.3.APERÇU SISMIQUE DE LA REGION ALGEROISE

Le territoire algérien est divisé en cinq zones de sismicité, qui sont classifiées selon l'intensité de l'activité tectonique de la région. On remarque qu'en s'approchant du littoral la sismicité croît de plus en plus et a connu d'innombrables foyers d'activité sismique à travers les âges, cela s'explique par l'existence d'une zone de convergence en Méditerranée où se rencontrent deux plaques. Au contraire de la région désertique du Sahara où l'activité sismique est nulle car elle est éloignée des plaques tectoniques.

Sur la base du RPA "Règles Parasismiques Algériennes RPA99 – V2003", la zone d'étude est située dans la Zone III à sismicité élevée. Le coefficient d'accélération étant fonction de l'importance des ouvrages et de la sismicité de la zone, le RPA 99 V2003 prévoit un coefficient d'accélération A égal à 0.30, dans le cas d'un projet tunnel en zone III.

III.4.ETUDE GEOTECHNIQUE

L'étude du projet d'un tunnel est un processus très complexe, au cours duquel il faut déterminer ses dimensions, son tracé, son type de revêtement et la méthode de percement adéquate.

Si les dimensions de la section du tunnel dépendent peu des conditions naturelles, elles sont essentiellement conditionnées par l'usage réservé à cet ouvrage. Par contre, il est certain que le soutènement provisoire, le revêtement définitif et la méthode de creusement dépendent des conditions naturelles rencontrées. Parmi ces dernières, les conditions géotechniques sont souvent décisives sur le choix de la variante définitive du tracé. Les études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles doivent permettre de préciser la description du terrain et de prévoir leur comportement, ainsi que la stabilité des ouvrages pendant les différentes phases d'exécution et après leur achèvement.

Des sondages ont été exécutés pour l'avant-projet le long du tracé et des essais au laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de terrain prélevés en cours de sondage. Les sondages effectués concernant le tunnel cadre sont : S 1+850/1, S 2+175 et S 2+345/1. (figure III.3). [9]

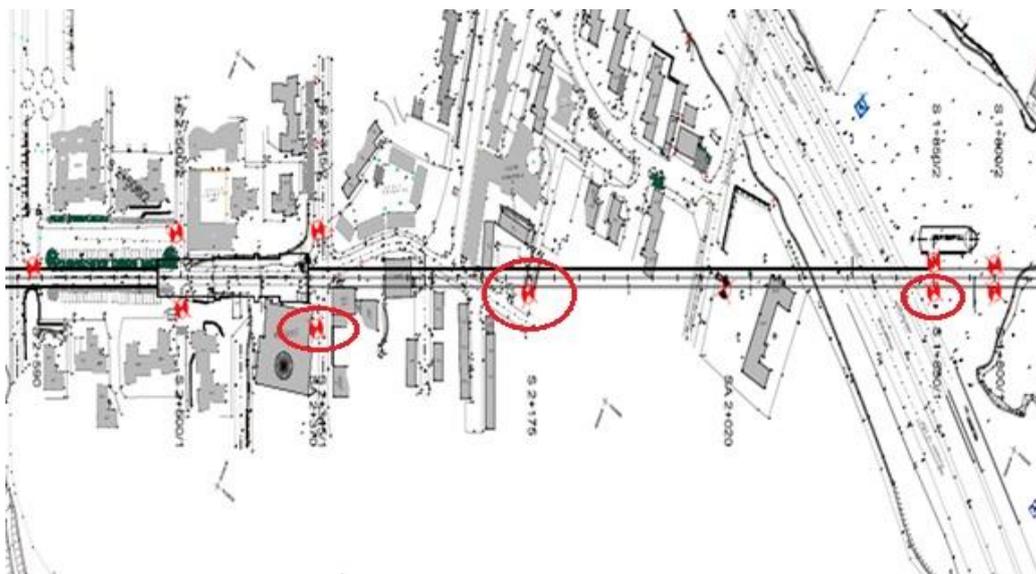


Figure III.3 : Localisations des sondages.

Chapitre III Reconnaissances géotechniques

Les différentes couches de sol de chaque sondage sont présentées dans les tableaux suivants.

Tableau III.1 : les différentes couches de sol de sondage S 1+850/1

Profondeurs	Les couches de sol
0.00m à 0.80m	Remblai argileux rouge à gros débris
0.80m à 01.60m	Sol végétal argilo sableux rouge
01.60m à 04.00m	Argile marneuse ocre rouge à concrétions carbonatées et rares galets
04.00m à 04.50m	Argile brun chocolat
04.50m à 06.40m	Argile brune sableuse à niveau de galets intercalés
06.40m à 15.20m	Argile sableuse ocre à taches claires (Kaolinite)
15.20m à 16.20m	Conglomérats à galets cm dans une matrice argilo sableuse
16.20m à 18.30m	Sable argileux (altération de la molasse)
18.30m à 20.50m	Argile plus ou moins marneuse ocre à taches grises
20.50m à 25.00m	Marne grise à passées sableuses

Chapitre III Reconnaissances géotechniques

Tableau III.2 : les différentes couches de sol de sondage S 2+175

Profondeurs	Les couches de sol
0.00m à 03.00m	Remblai et terre végétale argileuse
03.00m à 11.00m	Argile ocre à taches grises et nodules pédologiques mm à cm
11.00m à 20.00m	Conglomérat à gros galets cm dans une matrice sablo argileuse
20.00m à 27.50m	Argile plastique grise à taches ocre parfois des nodules pédologiques mm à cm
27.50m à 30.00m	Sable ocre (altération de la molasse)
30.00m à 30.50m	Argile ocre à taches grises
30.50m à 40.00m	Conglomérat à galets cm dans une matrice sableuse

Tableau III.3 : les différentes couches de sol de sondage S 2+345/1

Profondeurs	Les couches de sol
0.00m à 6.00m	Remblai grossier (gros débris et blocs dans une matrice argileuse)
6.00m à 9.00m	Argile sableuse ocre à taches grises
9.00m à 29.00m	Conglomérat à gros galets cm dans une matrice sablo argileuse
29.00m à 30.00m	Argile grise
30.00m à 32.00m	Argile plastique ocre à taches grises
32.00m à 34.00m	Conglomérat à gros galets cm à dm dans une matrice sablo argileuse
34.00m à 35.00m	Argile ocre sableuse à petits galets

Chapitre III Reconnaissances géotechniques

Les résultats des sondages carottés (ANNEXE B) ont permis d'établir une synthèse des éléments géologiques, hydrogéologiques et géotechniques. Le tunnel sera excavé dans un site comportant quatre couches.

La nappe phréatique se trouve à une profondeur de 35 m ; on adopte la coupe lithologique suivante présentée dans la figure III.4.

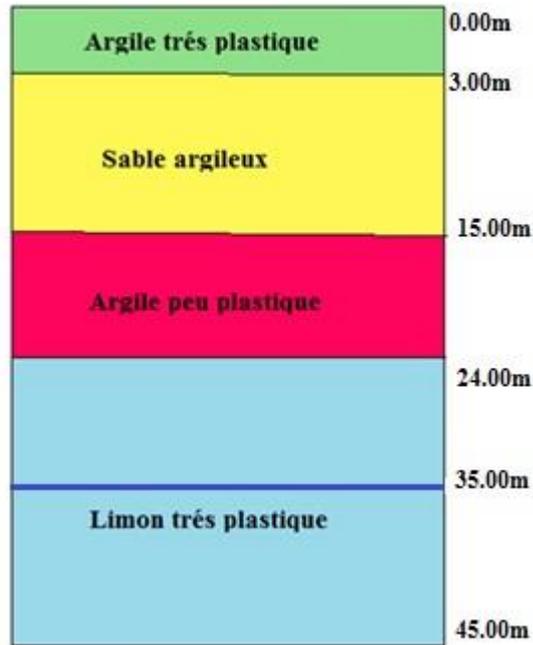


Figure III.4 : Coupe lithologique du terrain

En utilisant les résultats des essais physiques au laboratoire, il a été procédé à la classification des terrains rencontrés. Les caractéristiques géotechniques issues des essais de laboratoires sont résumées dans le tableau III.4. [3]

Une couche d'argile très plastique (0,00 m à 3,00 m)

Cohésion du sol

$$C = 91 \text{ kN/m}^2$$

Angle de frottement du sol

$$\phi = 9,59^\circ$$

Poids volumique

$$\gamma = 20,36 \text{ kN /m}^2$$

Chapitre III Reconnaissances géotechniques

Une couche de Sable argileux (3,00 m à 15,00 m)

Cohésion du sol

$$C = 32 \text{ kN/m}^2$$

Angle de frottement du sol

$$\phi = 28,91^\circ$$

Poids volumique

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^2$$

Une couche d'argile peu plastique (15,00 m à 24,00 m)

Cohésion du sol

$$C = 50 \text{ kN/m}^2$$

Angle de frottement du sol

$$\phi = 28,43^\circ$$

Poids volumique

$$\gamma = 20,93 \text{ kN/m}^2$$

Une couche de limon très plastique (24,00 m à 45,00 m)

Cohésion du sol

$$C = 68 \text{ kN/m}^2$$

Angle de frottement du sol

$$\phi = 19,72^\circ$$

Poids volumique

$$\gamma = 21,6 \text{ kN/m}^2$$

Tableau III.4 : Paramètres géotechniques du terrain.

Les couches	Argile très plastique	Sable argileux	Argile peu plastique	Limon très plastique
Z(m)	0 – 3	3 – 15	15 – 24	24 – 45
γ (kN/m ²)	20.36	19	20.93	21.6
ϕ°	9,59	28,91	28,34	19,72
C (kN/m ²)	91	32	50	68

Chapitre III Reconnaissances géotechniques

Avec :

γ : Poids Volumique ;

C : cohésion ;

φ : Angle de frottement.

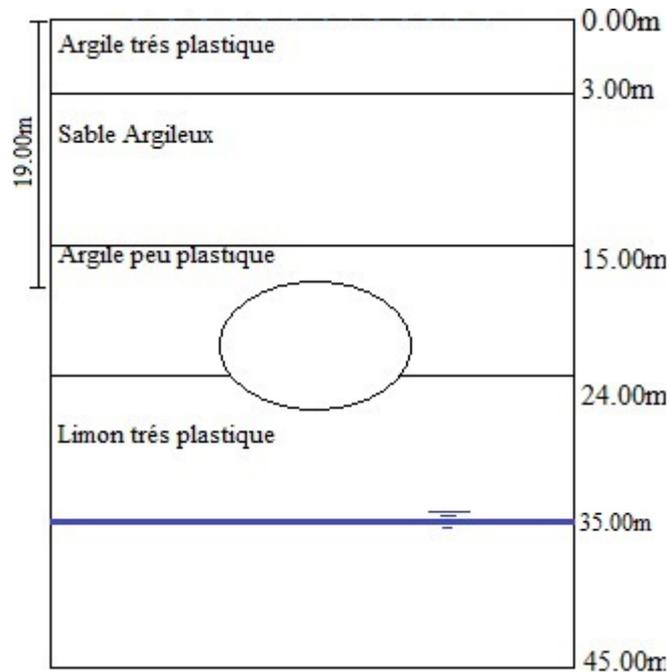


Figure III.5 : L'emplacement du tunnel dans le terrain.

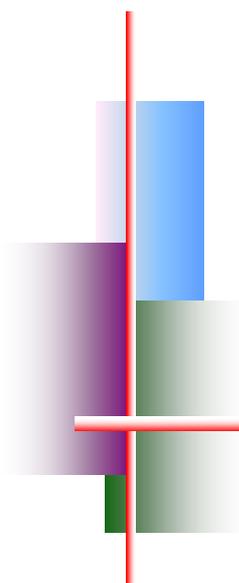
III.5.CONCLUSION

La campagne de reconnaissance géotechnique effectuée a été marquée par un ensemble d'investigations sur terrain, suivi par un programme complet d'essais d'identification physique et mécanique exécutés au laboratoire sur des échantillons récupérés des sondages à différents niveaux.

L'exploitation des résultats de cette campagne nous a permis d'identifier les différentes formations composant le sous-sol, et d'en proposer une représentation lithologique du site. Le site est composé des couches suivantes :

- Argile très plastique (0 - 3 m);
- Sable argileux (3 - 15m) ;
- Argile peu plastique très dense (15 - 25m);
- Limon très plastique consistant (25 – 45m).

Et d'après l'étude hydrogéologique on peut dire que la nappe phréatique se trouve à une profondeur de 35 m.



Chapitre IV



*CALCUL DU SOUTÈNEMENT
PROVISOIRE*

IV.1.INTRODUCTION

Le soutènement provisoire doit garantir la stabilité des parois d'excavation, contre les éventuels risques d'éboulement pendant l'exécution des travaux de creusement, ainsi il doit reprendre les efforts dus aux contraintes dans le terrain. Il existe des méthodes empiriques et analytiques pour étudier le soutènement des ouvrages souterrains, ils se basent sur différents paramètres géotechniques, et c'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement du soutènement provisoire qui font la différence entre une méthode et une autre.

Dans ce chapitre on va déterminer le choix de soutènement provisoire selon les recommandions de l'AFTES, le soutènement choisi est calculé et vérifié par la méthode de convergence-confinement. Il sera aussi vérifié la stabilité du front de taille, et le risque du soulèvement de radier par la méthode de Tsimbarievich.

Le tassement en surface qui résulterait du creusement du tunnel, sera évalué en utilisant la méthode de Peck.

IV.2.LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE

Le front de taille est stable si le facteur de charge, donné par l'équation IV.1 est inférieur à 5 (Peck, 1969). [11]

Peck (1969) a établi, pour les terrains argileux, une expression permettant d'évaluer la stabilité du front de taille lors de l'excavation. Elle est donnée par:

$$N_t = \frac{P_z - P_a}{S_u}$$

Où N_t est le facteur de charge, P_z la pression verticale sur le tunnel, P_a la pression de confinement (si elle a lieu) et S_u la résistance au cisaillement non drainé.

A travers la valeur du facteur de charge N_t et le tableau IV.1 établi par Peck (1969), il est possible de s'assurer de la stabilité du front de taille lors du creusement du tunnel. Ainsi si N_t est inférieur à 5, le creusement du tunnel entraine des déformations assez faibles pour permettre la stabilité globale du front de taille lors de l'exécution.

Tableau IV.1 : Facteur de charge N_t (Peck, 1969)

Stability Factor, N_t	Tunnel Behavior
1	Stable
2-3	Small creep
4-5	Creeping, usually slow enough to permit tunneling
6	May produce general shear failure. Clay likely to invade tail space too quickly to handle

Chapitre IV Calcul du soutènement provisoire

❖ Calcul de facteur de charge N_t

- P_z la pression verticale sur le tunnel

$$P_z = \sum \gamma h + q$$

- La surcharge prise dans le calcul correspond selon la coupe du modèle choisie (figure III.5) à la surcharge d'un immeuble ($R+4$). Donc: $q=40 \text{ kN/m}^2$.

$$P_z = 412,8 \text{ kPa}$$

- En considérant que l'excavation du tunnel se fait selon la méthode NATM, aucune pression de confinement n'est alors exercée au niveau du front de taille, et par suite la pression de confinement $P_a = 0$

- S_u la résistance non drainée du terrain

$$S_u = \frac{R_c}{2} \quad \text{avec } R_c = \frac{2C \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{la résistance à la compression simple.}$$

- Pour l'argile peu plastique on a

$$C = 50 \text{ kPa et } \varphi = 28.43^\circ$$

$$- R_c = \frac{2(50) \cdot \cos(28.43)}{1 - \sin(28.43)} = 167.85 \text{ kPa}$$

$$\text{Donc : } S_u = \frac{167,85}{2} = 83.5 \text{ kPa}$$

$$N_t = \frac{412,8 - 0}{83,5}$$

$$N_t = 4,94$$

$4 < N_t = 4,94 < 5$ La stabilité globale du front de taille est par conséquent assurée.

IV.3.SOULEVEMENT DU RADIER

Tsimbarievitch a étudié la pression des terrains au niveau du radier.

Il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercé par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres situées sous l'évidement (Figure IV.1)

Si l'on dessine sur la verticale passant par l'angle inférieure de l'évidement, la ligne de répartition de la poussée active des terres, on obtient une surface trapézoïdale. A une profondeur 'x' la valeur de la poussée des terres sera

Chapitre IV Calcul du soutènement provisoire

$$e_a = (P + \gamma x) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Simultanément, à la même profondeur 'x', la grandeur de la butée des terres (poussée passive) sera

$$e_p = \gamma x \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2C \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

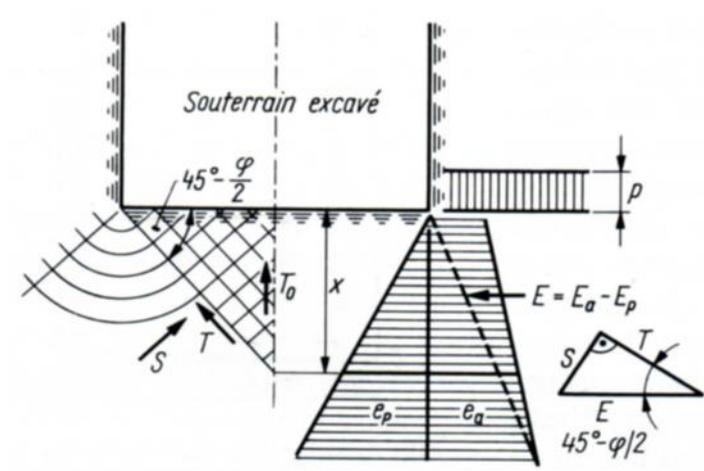


Figure IV.1 : Calcul des poussées du radier d'après TSIMBARIEVITCH (Széchy, 1971)

La profondeur 'x', où $e_a = e_p$, peut être calculée par l'équation IV.2 en faisant l'égalité des deux équations. Ce sont les couches du terrain situées au-dessus de cette profondeur qui participeront à la poussée exercée sur le radier. Si la valeur de 'x' est nulle ou négatif il n'y aura pas de risque de soulèvement du radier. [12]

$$x = \frac{P_v \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \cdot [\tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)]}{\gamma [\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)]}$$

- P_v la charge verticale exercé jusqu'à la base de tunnel

$$P_v = \sum \gamma h + q = 541,55 \text{ kN/m}^2$$

- Les caractéristiques géotechniques de la couche où se trouve le radier (limon très plastique)

$$\varphi = 19,72^\circ, \quad \gamma = 21,6 \text{ kN/m}^2 \text{ et } C = 68 \text{ kN/m}^2$$

La profondeur x du terrain qui exerce sa poussée sur le radier est

$$x = -1,14 \text{ m}$$

La valeur de la profondeur 'x' étant négative par conséquent, il n'y a pas de risque de soulèvement et la stabilité du radier est vérifiée.

IV.4. CHOIX DU SOUTÈNEMENT

Les recommandations de l'AFTES sont utilisées ici pour déterminer un choix du soutènement. Selon les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du terrain encaissant le tunnel, les critères pour le choix du type de soutènement correspondant sont [14]

- 1- Comportement mécanique : Classe du terrain R6a
- 2- Discontinuité : Sans objet - étant donné que le terrain encaissant est un sol .
- 3- Altérabilité-gonflement : Autre terrains
- 4- Hydrologie : H2 /K1 ou K2
- 5- Couverture : σ_0 modérée
- 6- Dimension de la galerie : $2,5 < D = 9,69 \text{ m} < 10 \text{ m}$
- 7- Environnement : Sensible aux tassements –étant donné que le projet de tunnel se situe en milieu urbain.

Le tableau IV.2 qui suit donne une synthèse des résultats des classifications de chaque critère avec le soutènement. A partir de ce tableau, les types de soutènement recommandés sont :

- Cintres métalliques lourd avec enfilage.
- Voussoirs en plaques métalliques assemblées avec enfilage.
- Voussoirs en béton avec bouclier.

Le soutènement adopté sera composé de :

- Cintres métalliques lourds combinés à une couche de béton projeté.

Chapitre IV Calcul du soutènement provisoire

Tableau IV.2 : Récapitulatif des recommandations de l’AFTES pour le choix de soutènement

		Pas de Soutènement	Béton Projété	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes Perforés	Boucliers ou pousse tubes	Procédés spéciaux		
				A ancrage ponctuel	A ancrage réparti	Barres Foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques	Béton			Injection	Air Comprimé	Congélation
CRITERES	CLASSES														
Comportement mécanique	R6a	X	X	X	X	X	•		•	•		•	•		
Discontinuités	Sans objet						Enf	Enf	Enf	Bcl					
Altérabilité -gonflement	Autre terrain														
Hydrologie	H ₂ /K ₁ ou K ₂	X	X	X			•	•	•	•			X		
couverture	σ ₀ modérée	X		X											
Dimension de galerie	2,5 < D < 10 m														
Environnement	Sensible	X	Ci Pm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl		Inj			
Synthèse		X	X	X	X	X	• Enf Act	X	• Enf	• Bcl		• Inj	X		

Enf: avec enfilage, **Inj:** injection de bourrage immédiate ou anneaux extensibles, **Bcl:** avec bouclier, **Act:** cintres actifs et (éventuellement) calage expansibles. [14]

Chapitre IV Calcul du soutènement provisoire

IV.5. CALCUL ANALYTIQUE ET VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

Le calcul analytique ou la vérification d'un soutènement est toujours une opération complexe, car le tunnel a la particularité d'être avant tout un ouvrage tridimensionnel avec des problèmes difficiles d'interactions entre terrain et structure. En terrain de faibles caractéristiques mécaniques, l'aspect tridimensionnel du soutènement est encore réaffirmé par la nécessité d'intervenir au plus près du front de taille. Les méthodes de calcul ne peuvent être précises que dans la mesure où elles intègrent. Ces particularités et permettent de modéliser au mieux chacun de ces effets. L'étude et le dimensionnement du soutènement ne peuvent être dissociés d'une approche mécanique du terrain encaissant, d'abord parce que celui-ci intervient directement par poussée ou par butée, mais aussi par le fait que les caractéristiques du terrain et leur évolution dépendent beaucoup de la marge de convergence qu'autorise le soutènement.

IV.5.1. Calcul du soutènement

Etant donné que les recommandations de l'AFTES ne donnent aucune indication sur les dimensions des éléments de soutènement recommandés, on se proposera dans un premier temps, pour la combinaison choisie (cintre + béton projeté), les dimensions suivantes :

Cintres métalliques HEB180 et béton projeté de 10cm.

La contrainte initiale en clé de voute : $\sigma_0 = \sum \gamma h + q = (20.36 \times 3 + 19 \times 12 + 20.93 \times 4) + 40$

$$\sigma_0 = 412,8 \text{ kPa}$$

Les données relatives au terrain et au soutènement nécessaires pour l'application de la méthode convergence-confinement sont résumées dans le tableau IV.3.

Tableau IV.3 : Les données relatives au terrain et au soutènement

Géométrie du tunnel et terrain		Valeur	Unité
h	Couverture	19	m
R	Rayon	5.12	m
Paramètres de sol			
C	Cohesion	50	kN/m ²
φ	Angle de frottement	28.43	°
γ	Poids volumique	20.93	kN/m ³
ν	Coefficient de Poisson	0.33	
E	Module d'élasticité	280330	kN/m ²
σ_0	La contrainte initiale en clé de voute	412.8	kPa

- Calcul de la résistance à la compression (R_c) selon le critère de Mohr-Coulomb

$$R_c = \frac{2C \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2(50) \cdot \cos(28.43)}{1 - \sin(28.43)}$$

$$R_c = 167,85 \text{ kPa}$$

$\sigma_0 \geq \frac{R_c}{2}$, le terrain aura un comportement élasto-plastique.

Chapitre IV Calcul du soutènement provisoire

-La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture P_a est

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - C \cdot \cos \varphi$$

$$P_a = 172,302 \text{ kPa}$$

-Calcul de taux de déconfinement λa

$$\lambda a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{412,8 - 172,302}{412,8}$$

$$\lambda a = 0,582$$

-Calcul de déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda a \cdot u_e$$

$$u_e = \frac{1+\nu}{E} \cdot R \cdot \sigma_0 = \frac{1+0,33}{280330} * 412,8 * 5,12$$

$$u_e = 10,02 \text{ mm}$$

$$u_a = 0,582 * 1,002$$

$$u_a = 5,83 \text{ mm}$$

-Détermination du point U_{so}

$$U_{pl\infty} = 18,57 \text{ mm}$$

$$\lambda_{so} = 1 - 0,75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4}{3} \cdot \zeta \frac{X}{R}} \right]^2$$

$$U_{pl\infty} = \frac{1}{\zeta} U_{e\infty}$$

Alors

$$\frac{1}{\zeta} = 1,853$$

$$\zeta = 0,539$$

Donc

$$\lambda_{so} = 0,423$$

$$U_{so} = \lambda_{so} \cdot U_{pl\infty}$$

$$U_{so} = 0,423 \times 18,57$$

$$U_{so} = 7,86 \text{ mm}$$

Chapitre IV Calcul du soutènement provisoire

-Les caractéristiques du soutènement

- Béton projeté

- Résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Module d'Élasticité : $E_b = 10000 \text{ MPa}$;
- Epaisseur : 10cm.
- Contrainte max du béton projeté $\sigma_{\text{béton}} = 5 \text{ MPa}$

-Calcul de la rigidité du béton projeté

$$K_b = \frac{E_b e}{(1-\nu_b^2)R} = \frac{10000 \cdot 0,1}{(1-0,2^2)5,12}$$

$$K_b = 203,45 \text{ MPa}$$

-Calcul de la pression maximale que peut supporter le béton projeté

$$P_b^{\max} = \frac{\sigma_b^{\max} \cdot e}{R} = \frac{5 \cdot 0,1}{5,12}$$

$$P_b^{\max} = 97,6 \text{ kPa}$$

-Calcul du déplacement maximal du béton projeté

$$U_b = \frac{R}{K_b} (P_b^{\max} + \frac{k_b}{R} \cdot U_{so}) = \frac{512}{203,45} (0,0976 + \frac{244,14}{512} \cdot 0,786)$$

$$U_b = 10,3 \text{ mm}$$

- Cintres HEB180

- Section HEB-180: $A_s = 6525 \text{ mm}^2$
- Module de Young de l'acier : $E_c = 210000 \text{ MPa}$
- Contrainte max de l'acier $\sigma_{\text{acier}} = 160 \text{ MPa}$

-Calcul de la rigidité de cintre métallique

$$K_c = \frac{E_a A_s}{a \cdot R} = \frac{210000 \cdot 65,25}{100 \cdot 512}$$

$$K_c = 267,62 \text{ MPa}$$

-Calcul de la pression maximale que peut supporter le cintre métallique

$$p_c^{\max} = \frac{A_s \cdot \sigma_{\text{acier}}}{R \cdot \alpha} = \frac{65,3 \cdot 160}{512 \cdot 100}$$

$$p_c^{\max} = 204,06 \text{ kPa}$$

-Calcul du déplacement maximal du cintre métallique est

$$U_c = \frac{R}{K_c} (P_c^{\max} + \frac{k_c}{R} \cdot U_{so}) = \frac{512}{267,62} (0,204 + \frac{267,62}{512} \cdot 0,785)$$

$$U_c = 11,75 \text{ mm}$$

Chapitre IV Calcul du soutènement provisoire

- Combinaison du cintre et du béton projeté

- Raideur du soutènement :

$$K_s = K_b + K_c = 203,45 + 267,62 = 471,07 \text{ MPa}$$

- Pression maximale développée par le soutènement

$$p_s^{\max} = \frac{k_s}{R} (U_b - U_{s0})$$

$$p_s^{\max} = \frac{471,07}{5,12} (11,75 - 7,855)$$

$$p_s^{\max} = 224,5 \text{ kPa}$$

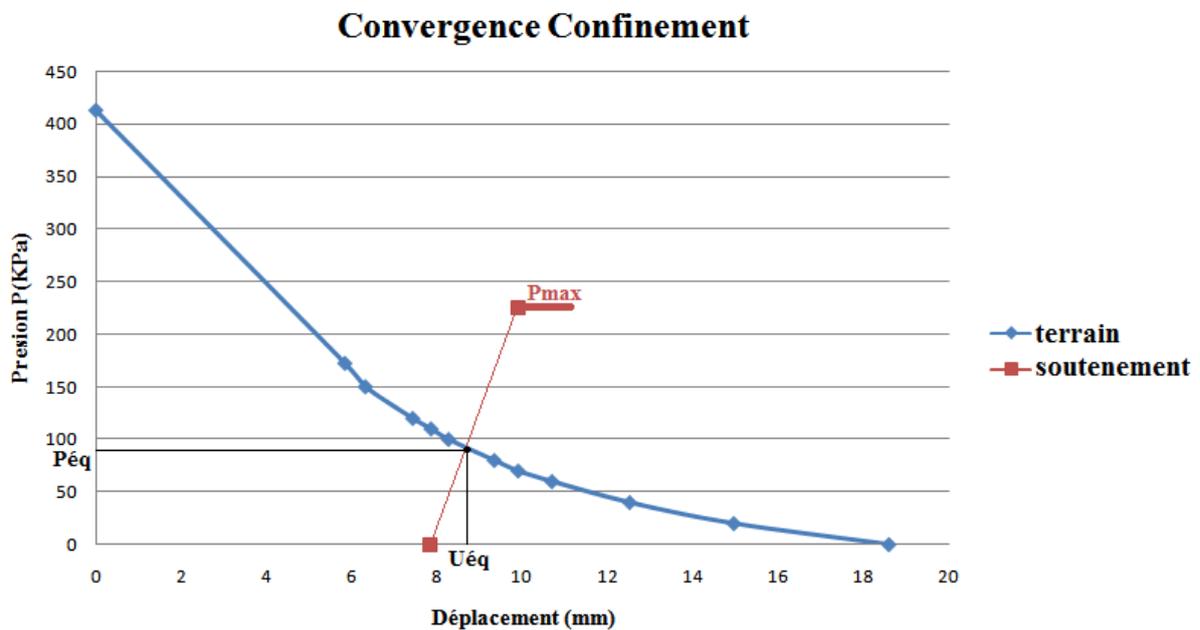


Figure IV.2 : Courbe de convergence-confinement (terrain + soutènement)

On détermine le point d'équilibre graphiquement, il est obtenu par l'intersection de la courbe de convergence du terrain) et de la droite de confinement du soutènement (figure. IV.2). Les valeurs de la pression et du déplacement atteint à l'équilibre sont :

$$U_{\text{équilibre}} = 9 \text{ mm}$$

$$P_{\text{équilibre}} = 95 \text{ kPa}$$

L'application de la méthode convergence-confinement à la section du tunnel, détermine la pression de soutènement à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité, cette dernière permet un déplacement de 8,5mm. [1]

IV.5.2. Vérification du soutènement

A l'équilibre terrain/soutènement, les pressions développées au niveau du cintre métallique $P_{(\text{cintre})}$ et au niveau du béton projeté $P_{(\text{béton})}$ sont

Chapitre IV Calcul du soutènement provisoire

$$P_{\text{cintre}} = \frac{Kc}{Kb+Kc} \cdot P_{\text{eq}}$$

$$P_{\text{cintre}} = 49.67 \text{ kPa}$$

$$P_{\text{béton}} = \frac{Kb}{Kb+Kc} \cdot P_{\text{eq}}$$

$$P_{\text{béton}} = 41,03 \text{ kPa}$$

$$P_{\text{(cintre)}} = 53,97 \text{ kPa} < P_{\text{(cintre)}}^{\text{max}} = 204,06 \text{ kPa}$$

$$P_{\text{(béton)}} = 41,03 \text{ kPa} < P_{\text{(béton)}}^{\text{max}} = 97,6 \text{ kPa}$$

$$P_{\text{(soutènement)}}^{\text{max}} = 224,5 \text{ kPa} > P_{\text{éq}} = 95 \text{ kPa}$$

Par conséquent, le soutènement proposé est vérifié vis-à-vis de la rupture. [1]

IV.6. CALCUL DU TASSEMENT EN SURFACE

La cuvette de tassement est assez bien approchée par une courbe de Gauss. Des formules plus ou moins empiriques ont été proposées pour estimer le volume de terrain tassé, on applique la méthode de Peck (1969) pour estimer ces mouvements de terrains. On a calculé le tassement selon l'équation (IV.3) [13]

$$S_{\text{max}} = \frac{v_s}{2.5 * i}$$

Dans cette expression, S_{max} le tassement maximal en surface, 'i' la distance du point d'inflexion de la cuvette, et 'v_s' le volume de la cuvette.

L'axe du tunnel étant situé à la profondeur $Z=22.085 \text{ m}$ et par suite le rapport $Z/2R$ égale 2,15.

Si on considère que l'argile se situe dans le fuseau "Soft to stiff clays", on peut déduire, à partir de l'abaque de Peck (figure IV.3), la valeur du rapport i/R qui est égal à 2,4.

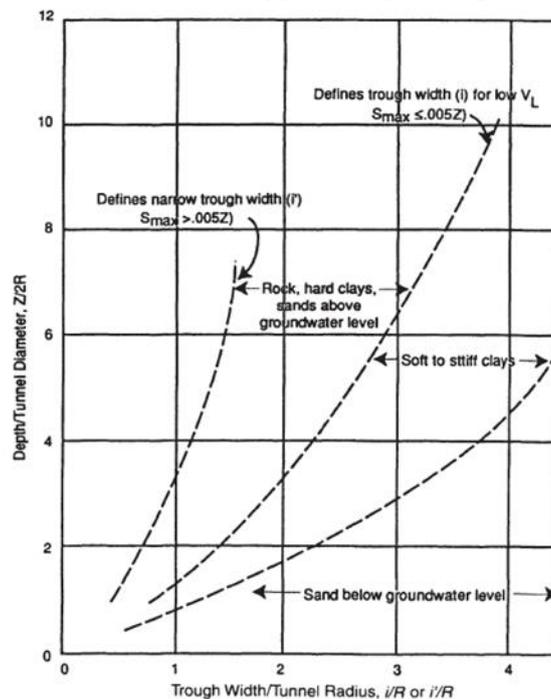


Figure IV.3 : Abaque de Peck

Chapitre IV Calcul du soutènement provisoire

$$\frac{i}{R} = 2,4$$

D'où $i = 12,29$ m.

Le volume du tunnel non encore soutenu avec $L=1$ m la longueur du découps (distance entre les cintres).

$$V_{\text{tunnel}} = \pi R^2 L = 82,35 \text{ m}^3$$

Le Tableau IV.4 (Monsees, 1996) donne une évaluation en pourcentage de V_L/V_i (Loss Volume / Volume initial du tunnel) représentant le rapport de volume perdu au niveau du tunnel - suite au creusement de tunnel, au volume initial du tunnel - avant le creusement, en fonction de la nature et du comportement du terrain et des conditions d'exécution. Si on considère que la couverture est un terrain dur et très compact et que l'exécution s'effectue dans de bonnes conditions et sans interruption, le rapport V_L serait pris égal à 1,5 %.

Tableau IV.4 : Volume de terrain perdu en fonction de la qualité de l'exécution du Tunnel (Monsees, 1996)

Case	$(V_L/V_i)\%$
Good practice in firm ground • Applies to better soils and excellent ground control	0,5
Good practice in slowly raveling ground • Considered good ground	1,5
Fair practice in last raveling ground • More shield and tail loss	2,5
Poor practice in cohesive running ground • Yet more shield loss • Tail void mostly unified by grouting and/or support expansion of the initial supports	4,0 or more

-Calcul du volume de la cuvette du tassement V_s

$$V_s = 1,5\% V_{\text{tunnel}} = 1,23 \text{ m}^3$$

Le tassement maximal S_{max} est calculé en utilisant l'équation IV.3

$$S_{\text{max}} = \frac{1,23}{2,5 \cdot 12,29} = 4 \text{ cm}$$

Un autre moyen d'évaluer le tassement est d'exploiter la valeur de la convergence atteinte à l'équilibre par le terrain - après mise en place du soutènement provisoire. Cette convergence déjà calculée en paragraphe IV.5.1 est $U_{\text{éq}} = 9$ mm.

Nous pouvons déterminer le tassement maximal S_{max} en fonction des paramètres suivants :

Diamètre théorique du tunnel : $D_{\text{initial}} = 9,69$ m

Diamètre du tunnel à l'équilibre terrain/soutènement : $D_{\text{final}} = 9,672$ m

Le volume perdu au niveau de tunnel V_s , pour une longueur de découps $L=1$ m

Chapitre IV Calcul du soutènement provisoire

$$V_s = \left[\frac{\pi D_{ini}^2}{4} - \frac{\pi D_{fin}^2}{4} \right] * L = 0,258 \text{ m}^3$$

Et par suite, en utilisant l'équation IV.3:

$$S_{\max} = 0,888 \text{ cm}$$

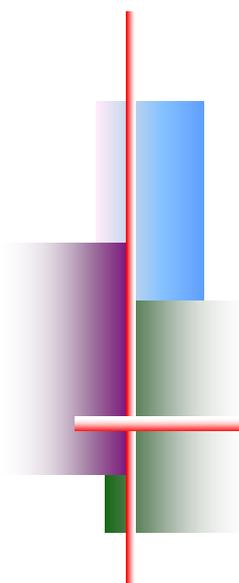
On peut remarquer que les tassements calculés par la méthode de Peck (1969) $S_{\max} = 8.88 \text{ mm}$ par la méthode de convergence-confinement $S_{\max} = 9 \text{ mm}$ sont très proches.

Le tassement maximal en surface peut atteindre 4 cm ce qui est inférieur au tassement admissible de 5cm. Nous sommes par conséquent à l'abri de tassement excessif au niveau de la base de la fondation de l'immeuble (R+4) en surface.

IV.7. CONCLUSION

La conception du soutènement a une influence directe sur l'importance et la répartition des efforts que devra supporter. Le soutènement provisoire choisi est constitué de cintre HEB 180, et d'une couche du béton projeté de 10 cm. Ce soutènement a été vérifié vis-à-vis de la rupture par la méthode convergence confinement.

On a vérifié la stabilité du front de taille en utilisant l'approche du facteur de charge ainsi que le risque de soulèvement du radier par le biais de la méthode de Tsimbarievich et enfin on a calculé le tassement maximal qui peut se produire au niveau de la base de fondation de l'immeuble en surface en utilisant les méthodes semi empiriques de Peck (1969), et qui est égale à 4 cm .



Chapitre V



*CALCUL ET MODÉLISATION
DU REVÊTEMENT DÉFINITIF*

V.1. INTRODUCTION

Les revêtements de tunnel sont réalisés soit en béton coffré non armé ou bien en béton coffré armé. L'épaisseur du revêtement peut varier très rapidement d'un point à l'autre suivant l'importance des sections. Pour des raisons constructives (qualité à la mise en œuvre du béton coffré, tolérances d'exécution) et compte tenu du retour d'expérience. Un revêtement en béton coffré doit avoir une épaisseur minimale en fonction de l'ouverture du tunnel généralement de 30 cm pour les tunnels de diamètre inférieure à 10 m, et de 40 cm pour les tunnels de diamètre supérieur à 10 m.

Les méthodes de vérification des revêtements reposent sur la comparaison des sollicitations appliquées et des sollicitations admissibles, les sollicitations appliquées peuvent être déterminées selon différentes procédures de calcul et à partir d'hypothèses de combinaisons d'actions. Parmi les charges que le revêtement aura à supporter sont principalement, le poids propre du revêtement et les contraintes normales et tangentielles au contact avec le terrain, résultant d'une interaction entre le revêtement et le terrain.

La détermination des efforts exercés au contact entre le terrain et le revêtement (ou le soutènement et le revêtement) est un problème très complexe, abordé de différentes manières par les méthodes de calcul usuelles. L'interaction entre le terrain et le revêtement se traduit différemment le long du périmètre d'une section. En effet, dans certaines zones, le terrain exerce des poussées radiales sur le revêtement, en fonction de la déformation relative terrain/revêtement et de l'état de plasticité du terrain.

La vérification du revêtement consiste à comparer les sollicitations calculées aux sollicitations admissibles. Il s'agit d'une vérification à l'état limite ultime. Les revêtements étant de manière générale réalisés en béton non armé. On a utilisé la méthode des éléments finis qui s'avère l'une des méthodes les plus utilisées de nos jours, la méthode est applicable grâce à plusieurs logiciels mis à la disposition des ingénieurs, l'un des plus récents est le PLAXIS, et c'est celui qu'on va utiliser pour bien étudier le revêtement définitif du tunnel.

V.2. PRÉSENTATION DU LOGICIEL PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour réaliser les analyses en 2D de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis, basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudié.

PLAXIS est destiné pour fournir un instrument à l'analyse pratique afin d'être utilisée par les ingénieurs et les géotechniciens qui ne sont pas nécessairement des spécialistes numériques. L'équipe de développement et de recherche de PLAXIS a adressé cette édition en concevant robuste et sonne théoriquement des procédures quantitatives, qui sont renfermées dans une coquille logique et facile à utiliser pour adopter les calculs des constructions mécanique.

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux, depuis le modèle élasto plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto- viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

Chapitre V Calcul et modélisation du revêtement définitive

Les modèles d'élément finis peuvent être des plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymétric). Les modèles en déformations planes sont utilisés pour des structures ayant une section plus au moins uniforme, avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniforme, où les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction Z sont intégralement prises en compte. Les modèles axisymétriques sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale plus au moins uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central, et des états de contraintes et de déformations identiques selon les directions radiales. Dans notre exemple on utilise le modèle en déformation plane et par défaut la modélisation sera faite avec des éléments triangulaires à 15 nœuds et avec une gravité terrestre g fixée à 9.8 m/s^2 .

V.3. DÉFINITION D'UN MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS SUR LE LOGICIEL PLAXIS

La génération du modèle d'élément finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, et les couches sont générées par le programme. En plus ces composants de base, des éléments de structure et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler le soutènement des tunnels, les plaques, l'interaction sol/structure ou les chargements.

Le modèle géométrique est introduit dans le logiciel PLAXIS par des commandes utilisant les lignes géométrique pour définir les limites du modèle, ainsi qu'on utilise les fixations pour les conditions aux limites. Pour le revêtement et le soutènement, PLAXIS dispose d'un menu « plate » ou élément plaque. Le logiciel intègre aussi un menu « tunnel » afin de tracer la géométrie exacte de la section du tunnel. Après la définition de la géométrie, on devra saisir les paramètres relatifs aux matériaux puis, assigner ces jeux de données aux éléments géométriques, lorsque le modèle géométrique est entièrement défini, et lorsque les propriétés de tous les éléments géométriques ont été affectées, le modèle géométrique est terminé et le maillage peut être généré. Un résumé des fonctions essentielles est donné comme suit. [10]

V.3.1. Les couches du terrain

Les limites des couches constituant le sous-sol sont dessinées à l'aide des lignes géométrique de l'outil « geometry line », leurs paramètres sont introduit dans le PLAXIS par l'option « Materiel sets ». Dans cette étude on a choisis d'utiliser le critère de Mohr- Coulomb, ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young (E), le coefficient de poisson (ν), la cohésion (C), l'angle de frottement (φ), et l'angle de dilataance (Ψ).

V.3.2. Propriétés mécaniques des matériaux



Cliquer sur l'icône « Material Set » pour insérer les propriétés mécaniques des différentes couches de terrain, ainsi que celles du revêtement du tunnel. Les propriétés mécaniques pour les différents matériaux sont énumérées dans les tableaux 1 à 3. Avec un modèle élasto plastique pour décrire la loi de comportement des différents matériaux. Le comportement mécanique est supposé drainé puisque nous nous intéressons aux déformations à long terme.

V.3.3. Le tunnel



PLAXIS offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Cliquer sur l'icône « Tunnel » dans la barre des outils. Une fenêtre apparaît avec 3 options pour la création de la forme du tunnel, sélectionner type NATM tunnel (Figure V.1).

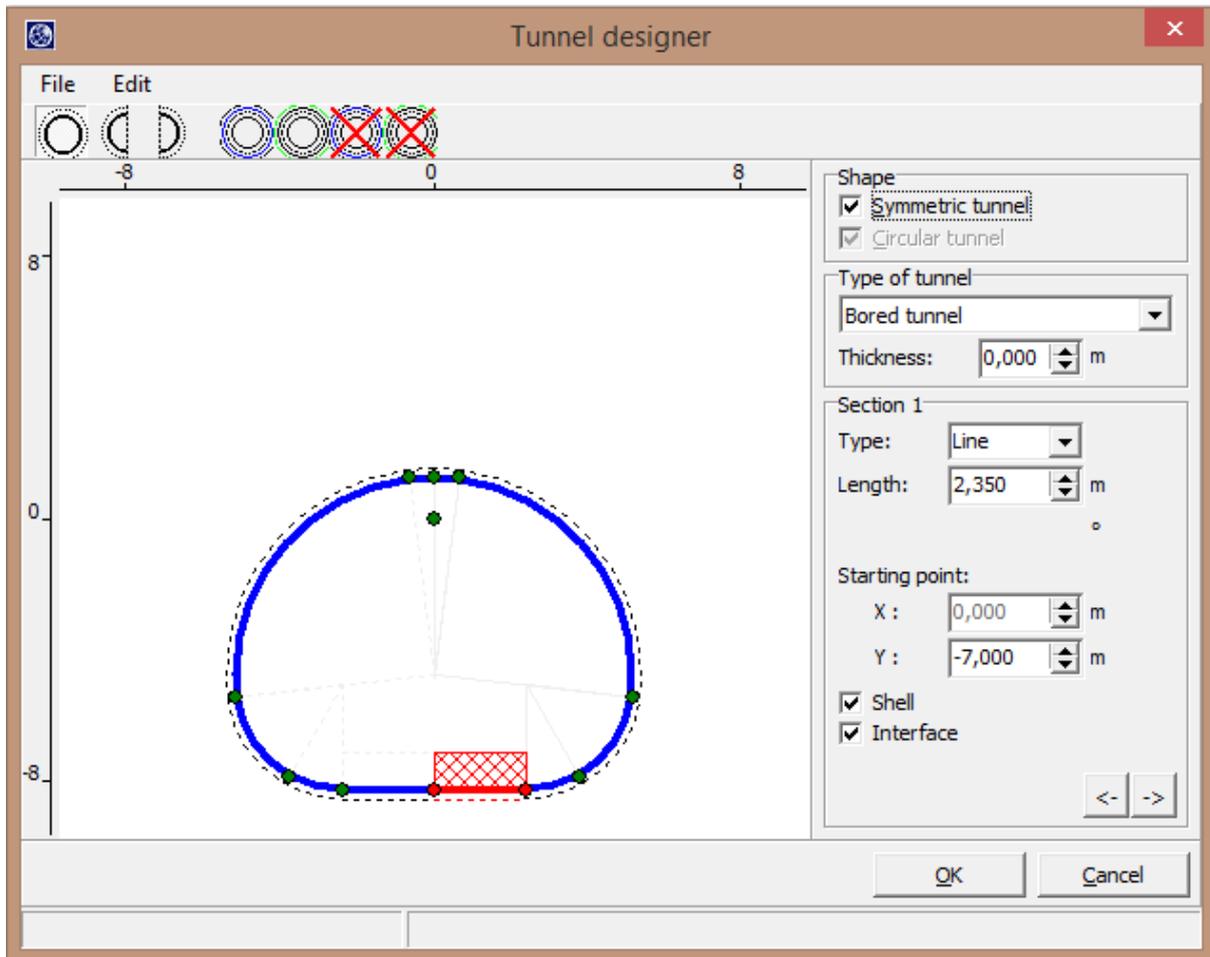


Figure V.1 : Géométrie du tunnel

Après l'insertion du tunnel dans le modèle géométrique, on définit les caractéristiques de l'élément plaque qui constitue le tunnel

Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées dans le terrain et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence de murs, plaques coques ou soutènements. Dans un modèle géométrique, les plaques sont des « lignes bleues ».

V.3.4. Génération du maillage d'éléments finis



Les paramètres et les données sont introduits dans le modèle (sols, plaque), l'option « mesh » permet de générer le maillage d'éléments finis avec des options pour raffiner le maillage. Le maillage peut contenir des milles d'éléments.

V.3.5. Conditions hydrauliques



Le logiciel PLAXIS permet de dessiner le niveau aquifère, et le degré de saturation dans le massif, et peut aussi représenter le champ de pression interstitielle autour du tunnel. Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions, des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques.

V.3.6. Contraintes initiales



Les contraintes initiales dans le sol sont influencées par le poids de terrain et par l'histoire de sa formation. Cet état de contrainte est caractéristique généralement par une contrainte effective verticale initiale, et autre contrainte horizontale calculé par le coefficient de pression des terres au repos k_0 .

La valeur par défaut de k_0 est obtenue par la formule de Jaky ($k_0 = 1 - \sin\phi$). Le logiciel utilise donc la formule de Jaky pour la génération des valeurs de k_0 . Cette opération est suivie par la phase de génération des contraintes initiales, le calcul pour chaque nœud d'éléments finis permet de localiser les champs de contrainte initiales et totales ainsi qu'effectives, aussi les contraintes moyennes sont calculées.

V.3.7. La phase de calcul



Après la définition du modèle d'élément finis, on peut faire le calcul par déformation plane. Le calcul est fait en une seule phase grâce à l'activation de tout le revêtement et le soutènement dans cette phase. Le processus de calcul de PLAXIS peut être aussi divisé en étapes de calcul. Dans le programme de calcul on choisit de faire un calcul de contrainte/déplacement. Pour cela le choix doit être fait sur la représentation des points de contrainte dans le modèle d'élément finis. Après la génération des points de contraintes, PLAXIS a besoin de point choisis par l'utilisateur.

V.4. CALCUL DES CARCATERSTIQUE DU SOUTENEMENT PROVISOIRE ET REVETEMENET DEFENITIVE

Pour faire la modélisation de soutènement provisoire et de revêtement définitive du tunnel, les caractéristiques pour le soutènement qui est utilisé pour ce tronçon de tunnel sont calculé du manier suivant

Chapitre V Calcul et modélisation du revêtement définitive

- Les caractéristiques du cintre métallique (HEB180) sont

E_{cintre} : module d'élasticité de la métallique égale $210 \cdot 10^6$ kPa

A_{cintre} : Section du profilé égale $65,25 \cdot 10^{-3}$ m²

I_{cintre} : moment d'inertie du profilé par rapport à l'axe égal $38,31 \cdot 10^{-8}$ m⁴

- Les caractéristiques du béton projeté sont

Epaisseur de béton projeté égal 10 cm

$E_{\text{béton}}$: Module d'élasticité de béton égal $10 \cdot 10^6$ kPa

$A_{\text{béton}}$: Section d'un rectangle en béton égal 0,1 m²

$I_{\text{béton}}$: Moment d'inertie d'un rectangle en béton égal $8,33 \cdot 10^{-5}$ m⁴

➤ Rigidité du cintre métallique (HEB 180)

- A la compression $EA = E_{\text{cintre}} \cdot A_{\text{cintre}}$

$EA = 13,65 \cdot 10^5$ kN/m

- A la flexion $EI = E_{\text{cintre}} \cdot I_{\text{cintre}}$

$EI = 8045,1$ kN.m²/m

➤ Rigidité du béton projeté

- A la compression $EA = E_{\text{béton}} \cdot A_{\text{béton}}$

$EA = 10 \cdot 10^5$ kN/m

- A la flexion $EI = E_{\text{béton}} \cdot I_{\text{béton}}$

$EI = 833,33$ kN.m²/m

➤ Calotte

- La rigidité à la compression

$EA = EA_{\text{cintre}} + EA_{\text{béton}}$

$EA = 23,65 \cdot 10^5$ kN/m

- La rigidité à la flexion

$EI = EI_{\text{cintre}} + EI_{\text{béton}}$

$EI = 8878,43$ kN.m²/m

Chapitre V Calcul et modélisation du revêtement définitive

➤ Radier

- La rigidité à compression

$$EA = E_{\text{béton}} \cdot A_{\text{radier}} \quad \text{avec : épaisseur radier} = 0.1\text{m}$$

$$EA = 10 \cdot 10^6 \times 0,1$$

$$EA = 10 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

- La rigidité à la flexion

$$EI = E_{\text{béton}} \cdot I_{\text{radier}}$$

$$EI = 10 \cdot 10^6 \times (1 \times (0,1)^3 / 12)$$

$$EI = 833.33 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

Les caractéristiques de soutènement provisoire, sont présentées dans le tableau V.1.

Tableau V.1 : Les caractéristiques de soutènement provisoire

	La rigidité à la compression de soutènement provisoire EA (kN/m)	La rigidité à la flexion de soutènement provisoire EI (kN.m ² /m)
Cintre métallique (HEB180)	13,65 .10 ⁵	8045,1
Béton projeté	10.10 ⁵	833.33
Calotte	23,65 .10 ⁵	8878,43
Radier	10.10 ⁵	833.33

Un revêtement en béton coffré doit avoir une épaisseur minimale en fonction de l'ouverture du tunnel généralement de 30 cm pour les tunnels de diamètre inférieure à 10 m, et de 40 cm pour les tunnels de diamètre supérieur à 10 m.

Alors on va prendre 30 cm d'épaisseur de béton coffré pour le revêtement définitif.

Les caractéristiques de revêtement définitive qui est utilisé pour ce tronçon de tunnel, sont d'écrites dans le tableau V.2 suivant.

Tableau V.2 : Les caractéristiques de revêtement définitif

	La rigidité à la compression de soutènement définitif EA (kN/m)	La rigidité à la flexion de soutènement définitif EI (kN.m ² /m)
Calotte	3 .10 ⁶	22500
Radier	3 .10 ⁶	22500

V.5. LA MODELISATION DU TUNNEL

Le modèle élasto-plastique de Mohr-coulomb a été choisi comme critère de rupture du terrain encaissant le tunnel. La géologie du site est composée de quatre couches

- Les couches du sol
 - Argile très plastique (0 - 3 m);
 - Sable argileux (3 - 15m) ;
 - Argile peu plastique très dense (15 - 25m);
 - Limon très plastique consistant (25 – 45m).

Les caractéristiques géotechniques des couches sont représentées dans le tableau III.2.

- La nappe phréatique se trouvant à une profondeur de : 35 m.
- La surcharge d'un immeuble(R+ 4) : $q=40 \text{ kN/m}^2$.

Pour cette partie on fait la modélisation de soutènement provisoire qui est constitué de cintre métallique HEB 180 et béton projeté de 10 cm, puis on passe à la modélisation du revêtement définitif dont épaisseur 30cm.

V.5.1. Génération des conditions aux limites

Pour tenir compte de l'évolution des déplacements avec la profondeur et minimiser l'influence des conditions aux limites.

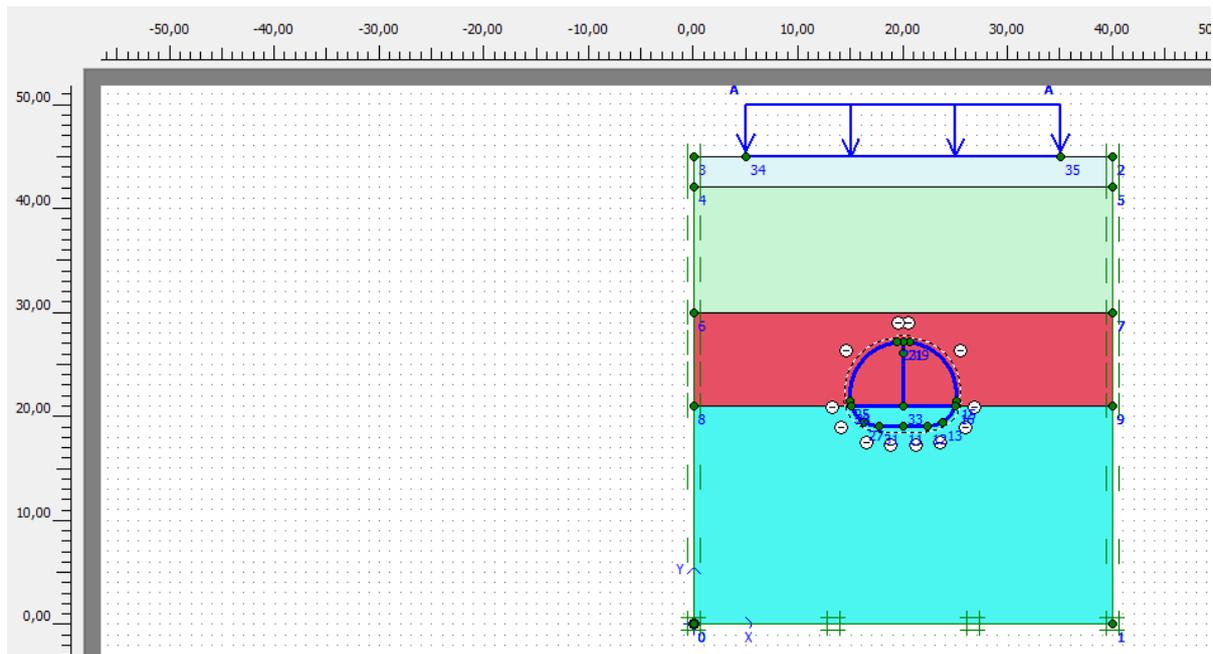


Figure V.2 : Génération des conditions aux limites

V.5.2. Génération du maillage

On peut alors générer le maillage. Par défaut, le maillage est "grossier" (corsé), mais PLAXIS raffine automatiquement le maillage autour des éléments de structure (ici autour de tunnel), on obtient le maillage présenté ci-dessous.

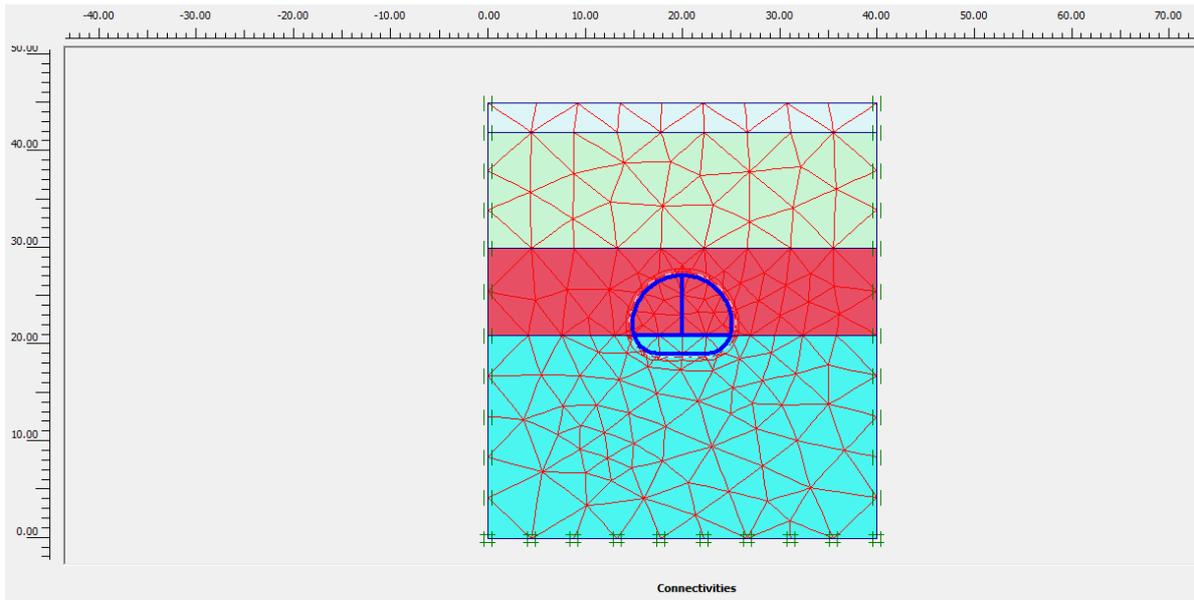


Figure V.3: Génération du maillage

V.5.3. Les conditions hydraulique

Dans cette partie on doit spécifier les conditions initiales constituées de deux modes différents

- Le premier mode est pour gérer les pressions interstitielles initiales.

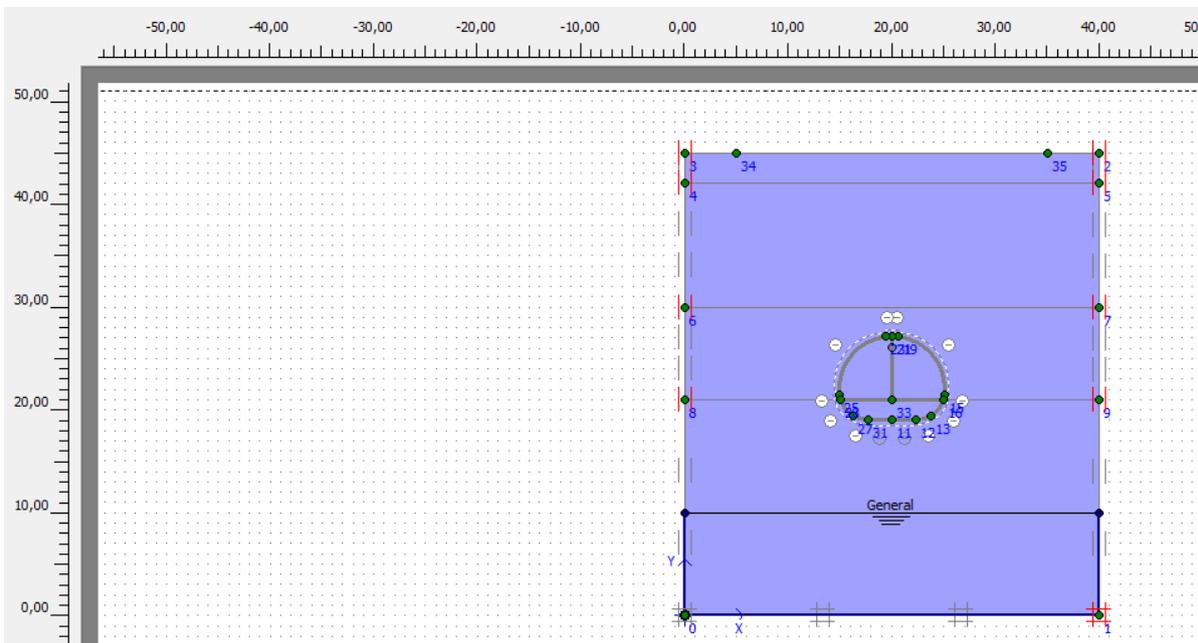


Figure V.4 : Les pressions interstitielles initiales (Conditions hydraulique).

- L'autre est pour des contraintes effectives.

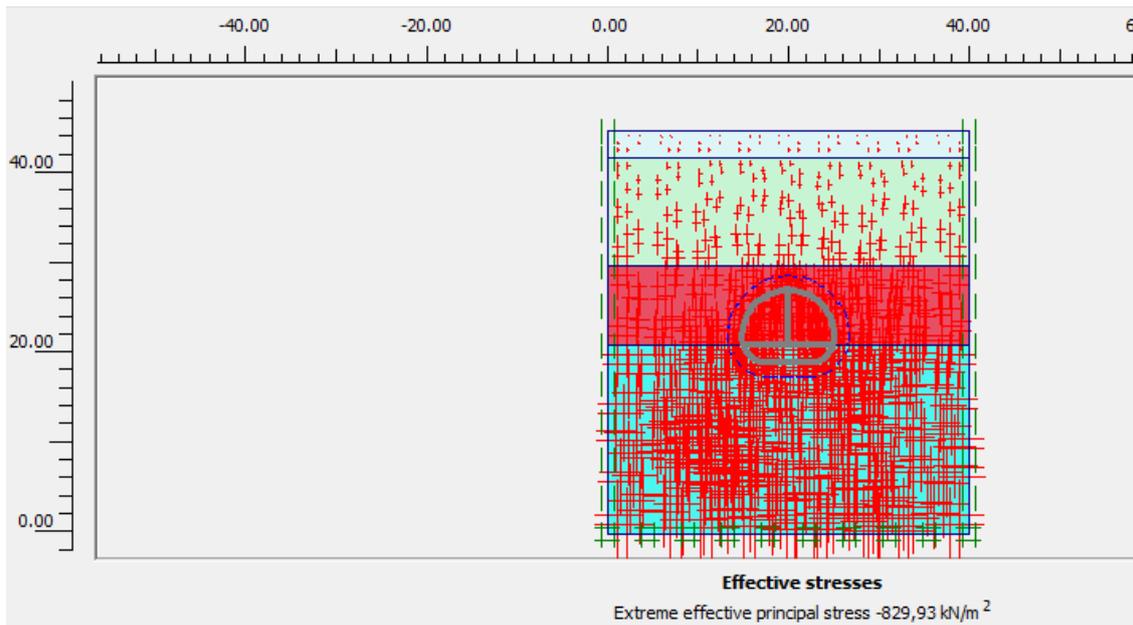


Figure V.5 : Les contraintes effectives.

V.5.4. Les phases du calcul

Après avoir introduit toutes les paramètres de l'ensemble sol + structure, on lance l'application des calculs « calculation » : les calculs se font selon plusieurs phases. Dans cette partie on a fait cinq phases

- **Phase initiale** : initiation des contraintes.
- **Phase 1** : activation du chargement avec le déplacement initié à zéro.
- **Phase 2** : excavation la partie droite de la calotte et activation du soutènement provisoire
- **Phase 3** : excavation la partie gauche de la calotte et activation du soutènement provisoire
- **Phase 4** : excavation de la partie inférieure et activation du soutènement du radier
- **Phase 5** : ajouter le revêtement définitif de tunnel.

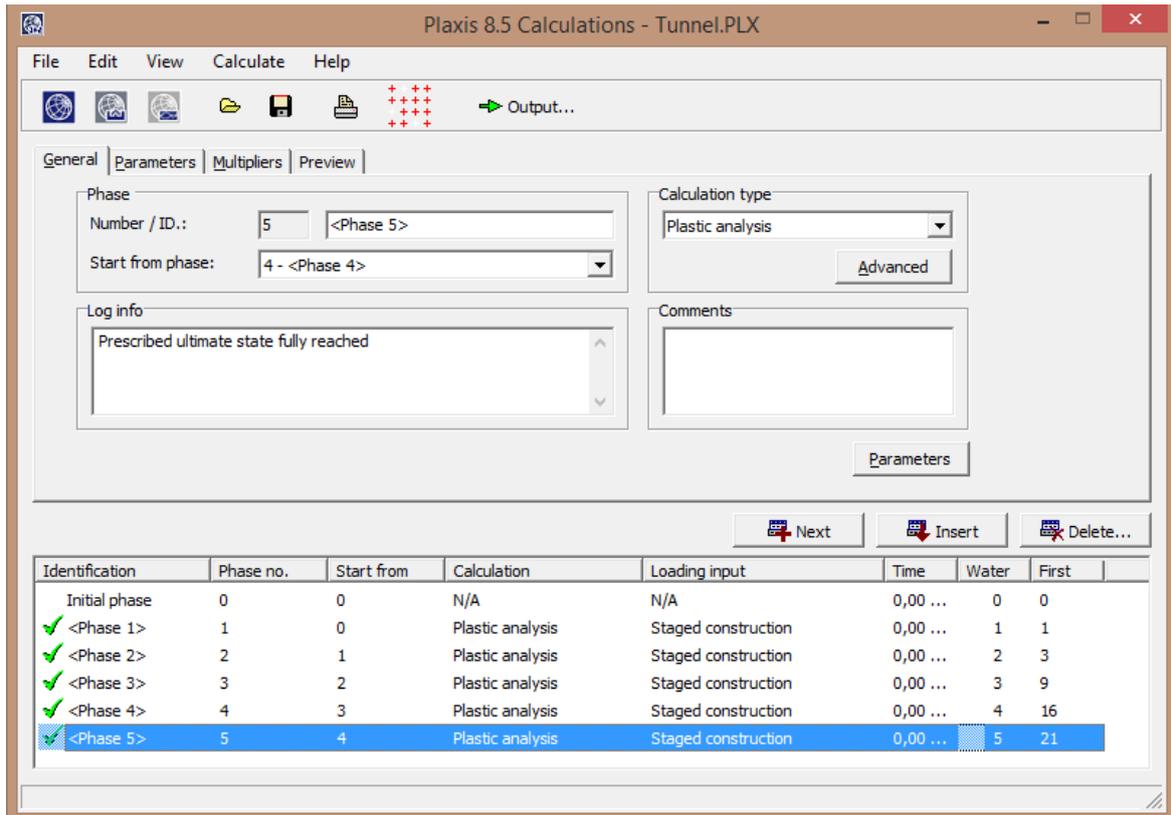


Figure V.6 : Les phases du calcul.

V.6. PRESENTATION DES RESULTATS

V.6.1. Soutènement provisoire

Nous allons présenter dans cette partie les différents résultats obtenus.

V.6.1.1. La déformation du tunnel

Le calcul des déformations se fait d'une manière itérative pour chaque pas d'avancement pour qu'on puisse obtenir à la fin la valeur du déplacement maximal du sol.

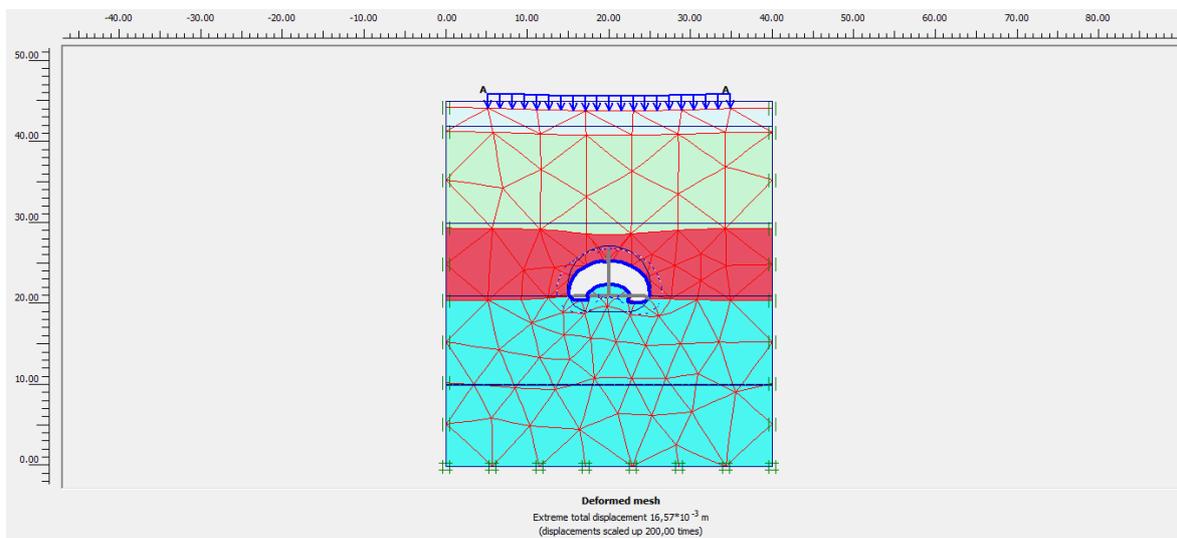


Figure V.7 : La déformation du tunnel.

V.6.1.2. Calcul des déplacements

On s'intéressera à trois types de déplacement, déplacement horizontal, déplacement vertical et déplacement maximal

➤ Les déplacements horizontaux ($U_x = -5,93 \cdot 10^{-3}$ m)

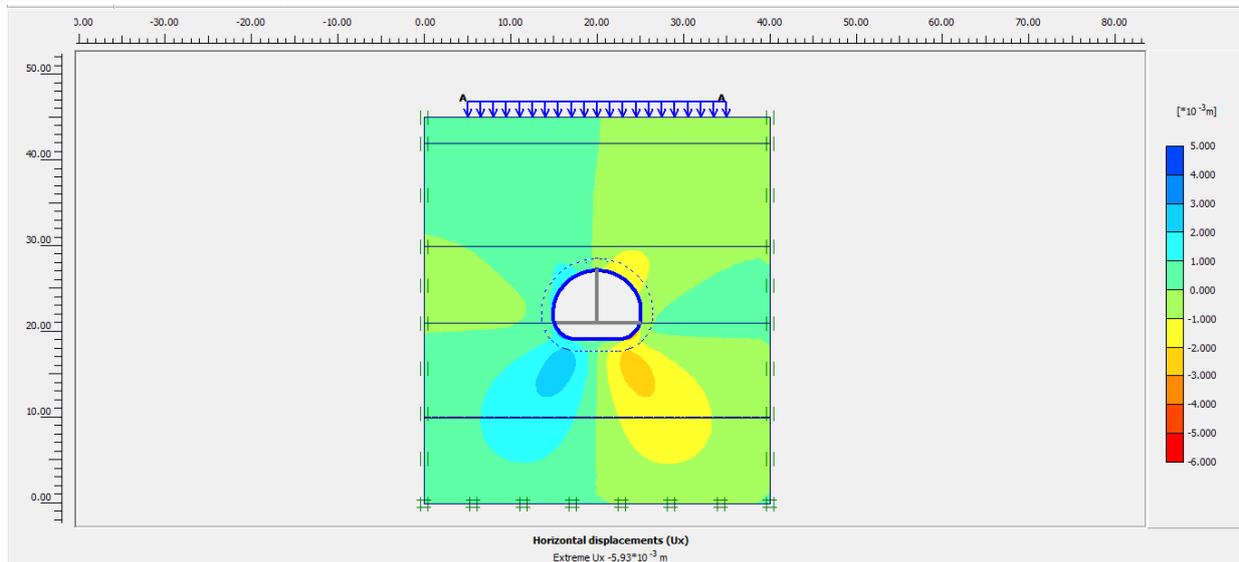


Figure V.8 : Les déplacements horizontaux (U_x).

➤ Les déplacements verticaux ($U_y = 16,25 \cdot 10^{-3}$ m)

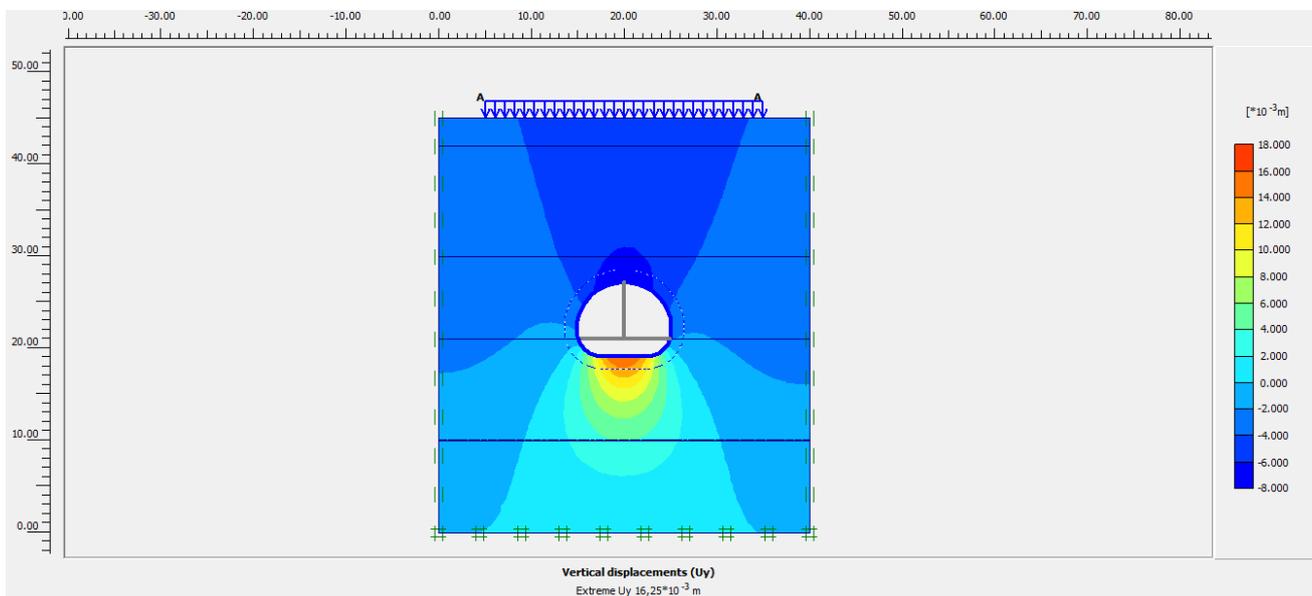


Figure V.9 : Les déplacements verticaux (U_y)

Chapitre V Calcul et modélisation du revêtement définitive

➤ Les déplacements maximaux ($U_{max} = 16,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}$)

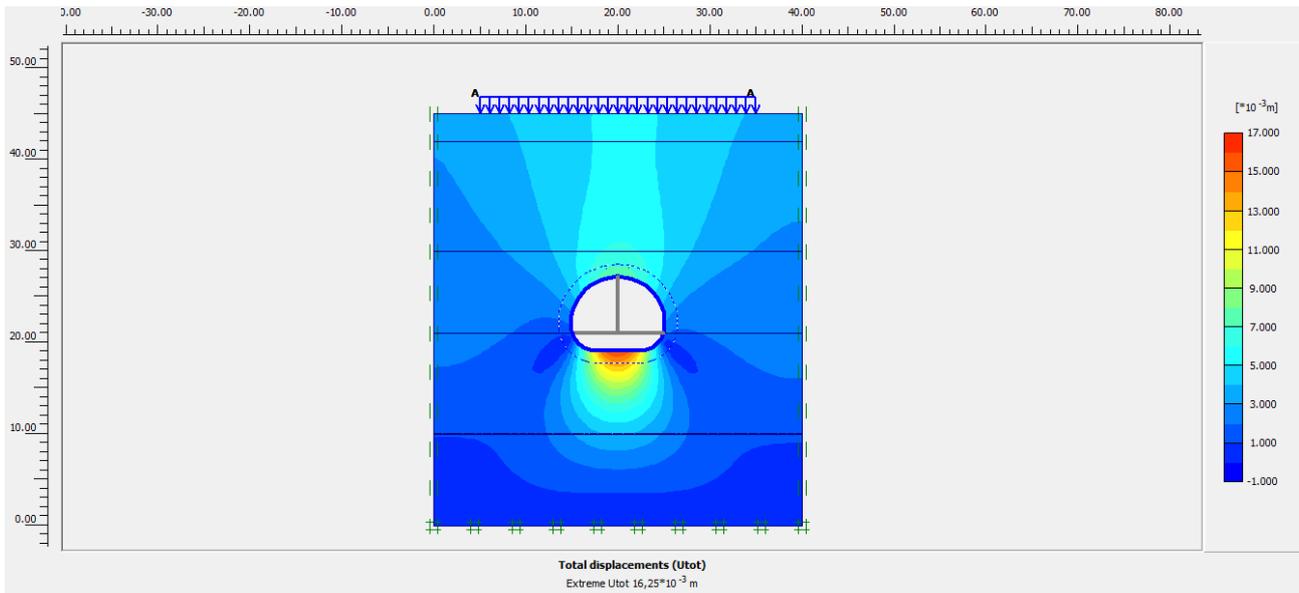


Figure V.10 : Les déplacements maximaux (U_{max})

Le Tableau V.3 résume les valeurs des déplacements obtenus pour la phase de creusement 4.

Tableau V.3 : Résultats des déplacements dû au creusement du tunnel.

	Désignation (unité)	Phase 4
Déplacement horizontale	U_x (m)	$-5,93 \times 10^{-3}$
Déplacement verticale	U_y (m)	$16,25 \times 10^{-3}$
Déplacement maximal	U_{max} (m)	$16,25 \times 10^{-3}$

➤ Calcul des contraintes effectives

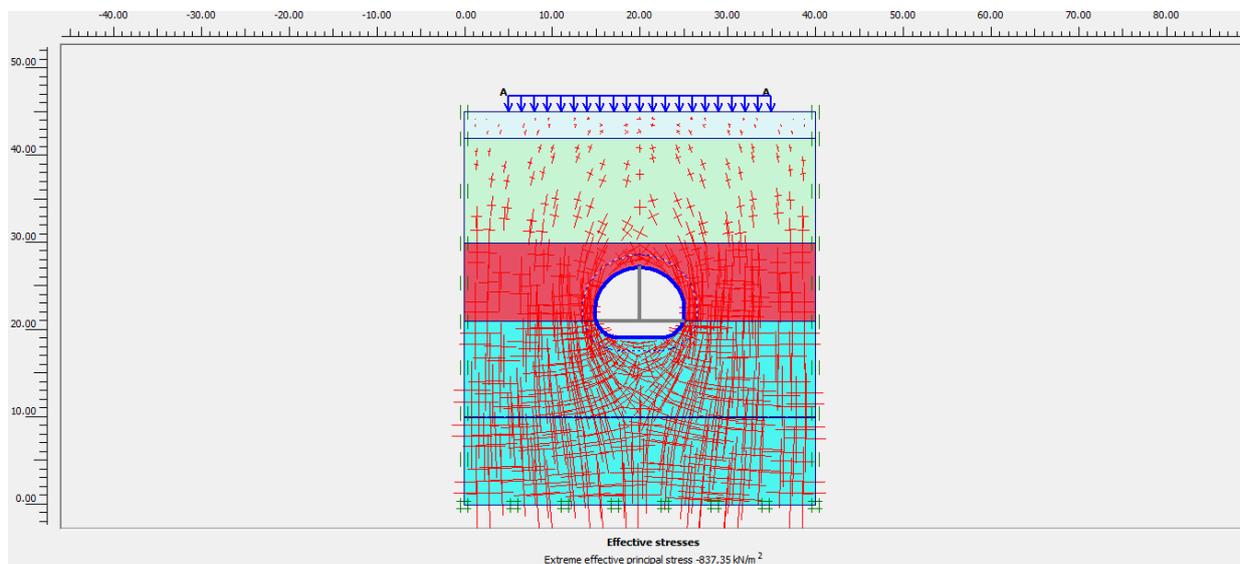


Figure V.11 : Contraintes effectives

V.6.2. Revêtement définitif

➤ Les déplacements horizontaux ($U_x = -2,93 \cdot 10^{-3} \text{ m}$)

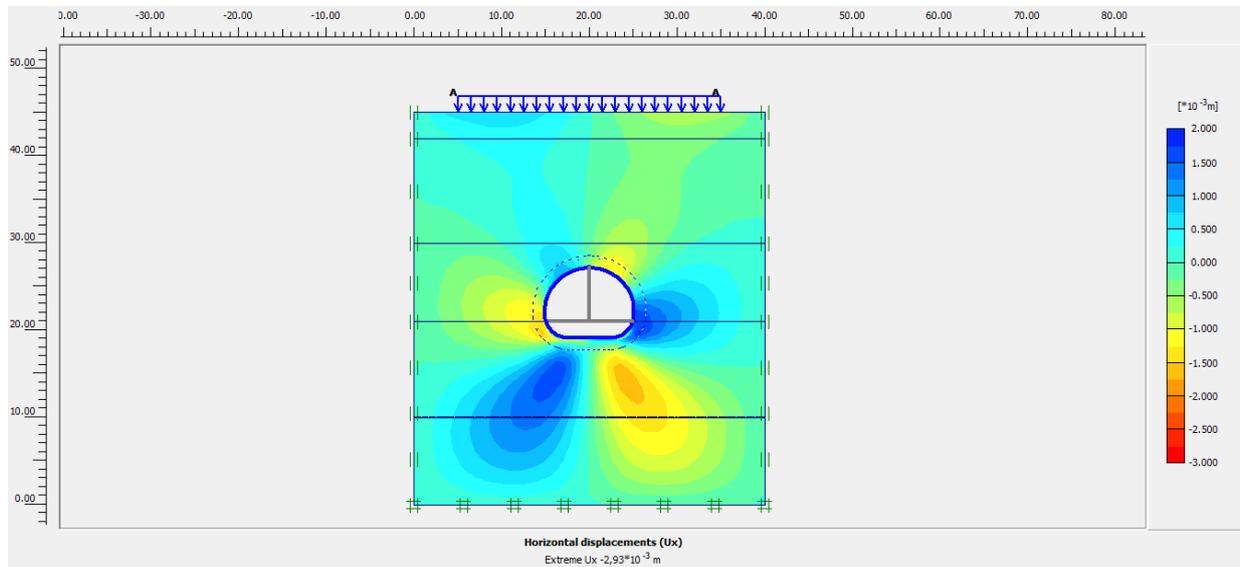


Figure V.12 : Les déplacements horizontaux (U_x)

➤ Les déplacements verticaux ($U_y = 16,59 \cdot 10^{-3} \text{ m}$)

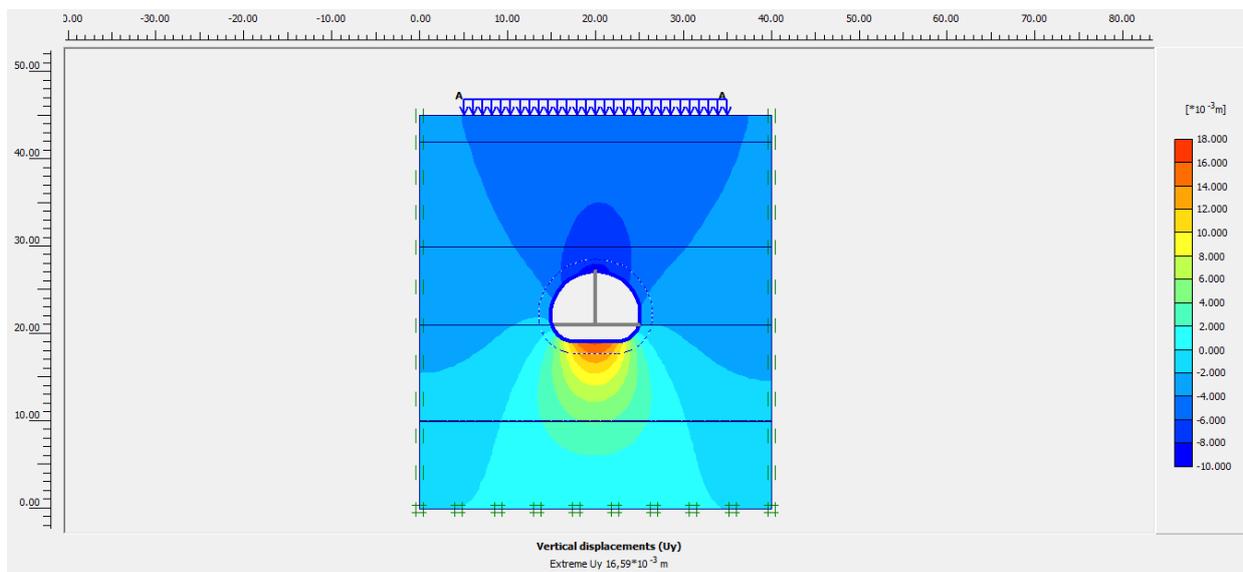


Figure V.13 : Les déplacements verticaux (U_y)

Chapitre V Calcul et modélisation du revêtement définitive

➤ Les déplacements totaux ($U_{max} = 16,59 \cdot 10^{-3}m$)

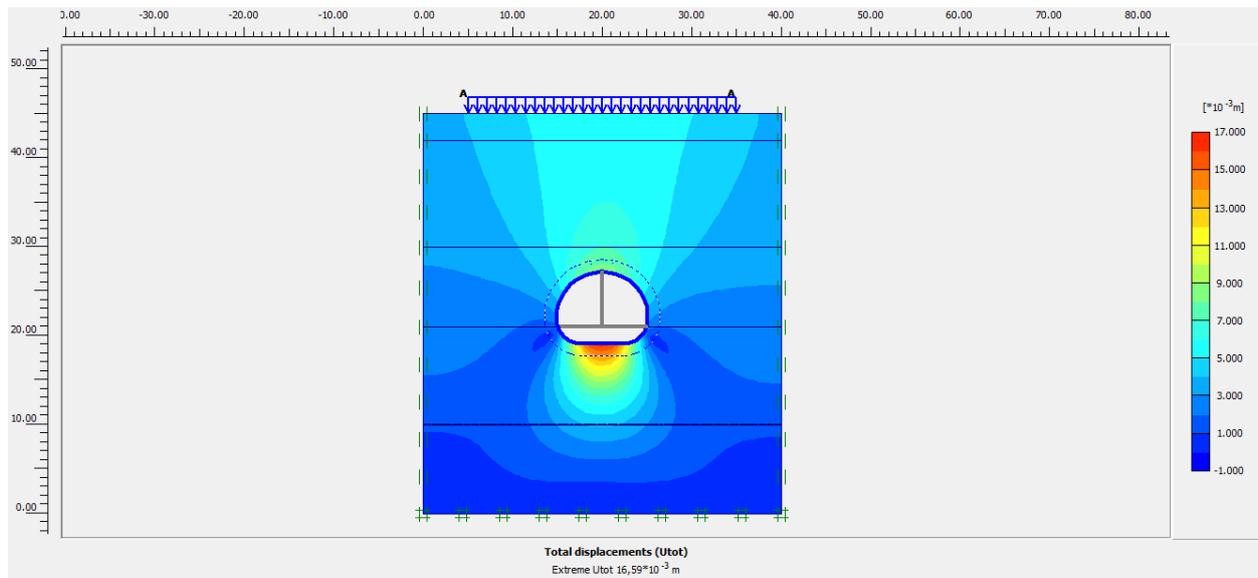


Figure V.14 : Les déplacements maximaux (U_{max})

Le Tableau V.4 résume les valeurs des déplacements de revêtement définitif obtenu pour la phase 5.

Tableau V.4 : Résultats des déplacements du revêtement définitif

	Désignation (unité)	Phase 5
Déplacement horizontale	U_x (m)	$-2,93 \times 10^{-3}$
Déplacement verticale	U_y (m)	$16,59 \times 10^{-3}$
Déplacement maximal	U_{max} (m)	$16,59 \times 10^{-3}$

➤ Calcul des contraintes effectives

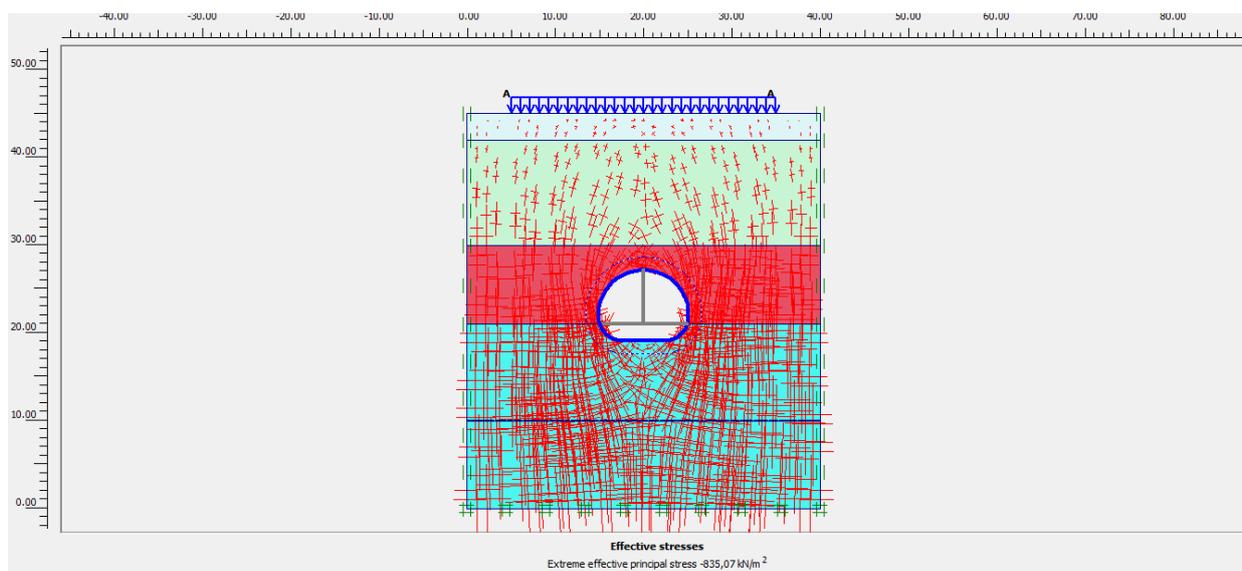


Figure V.15 : Contraintes effectives après la mise en place du revêtement définitive

➤ Calcul du moment

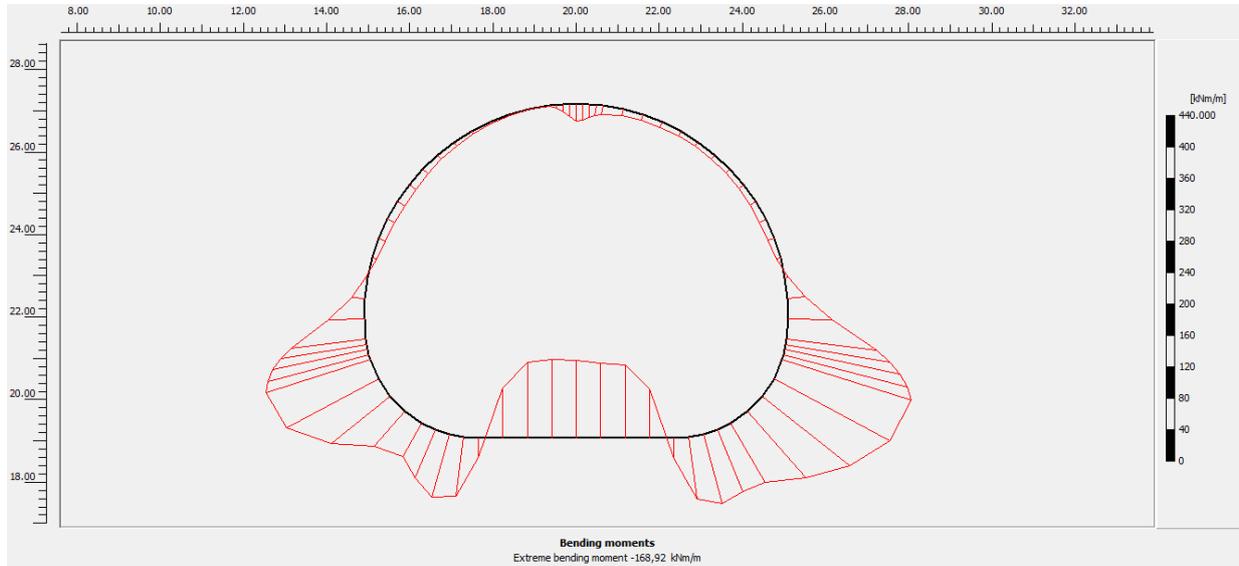


Figure V.16 : Les moments fléchissant.

➤ Effort Tranchant

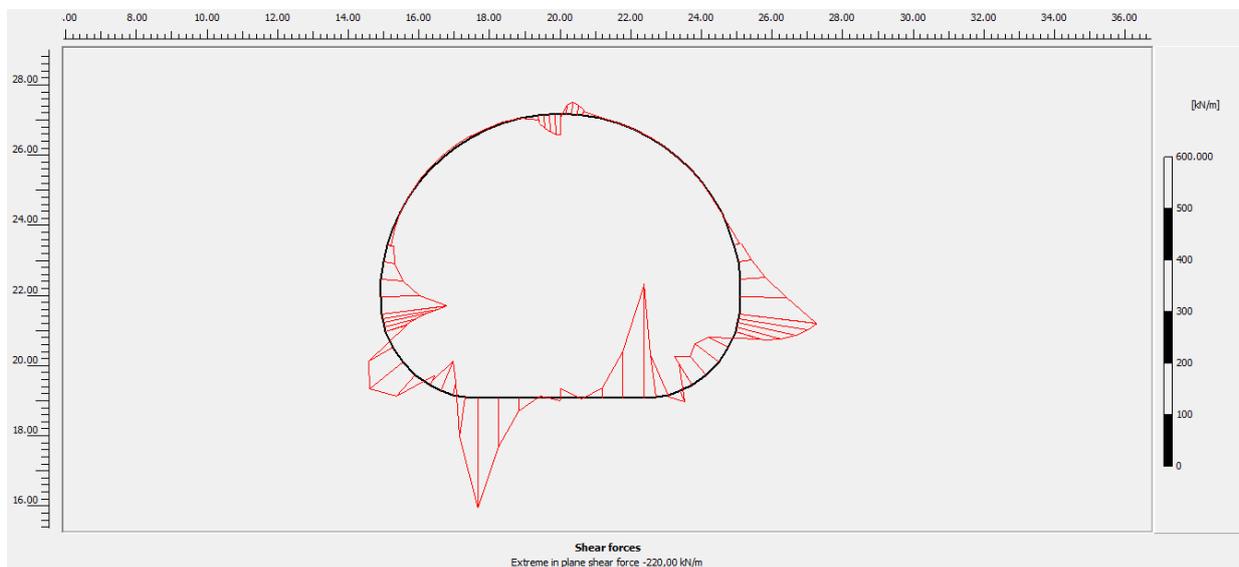


Figure V.17 : Effort tranchant

➤ Effort normal

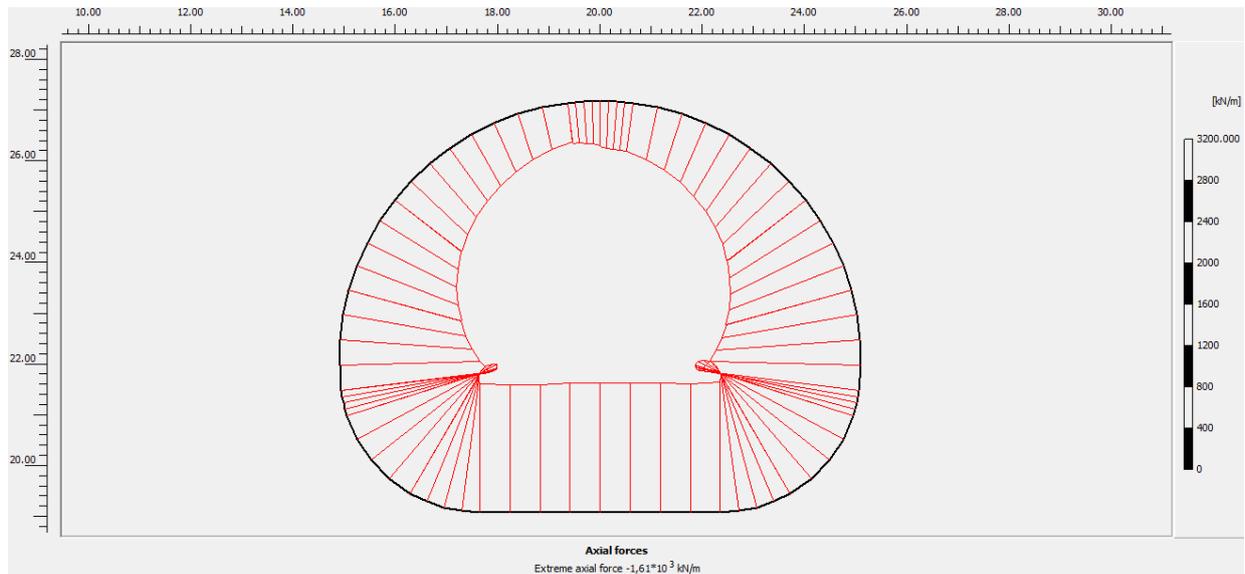


Figure V.18 : Effort normal

V.7. CALCUL DE FERRAILLAGE

Le ferrailage du revêtement définitive se fait par le BAEL91, pour cela on a utilisé logiciel SOCOTEC pour ferrailer une section rectangulaire. La modélisation du revêtement définitif du tunnel par logiciel Plaxis a permis de déterminer les sollicitations internes

- Le moment fléchissant égal à $-168,92 \text{ kN.m/m}$
- l'Effort tranchant égal à $-220,00 \text{ kN/m}$
- l'Effort normal égal à -1610 kN/m

➤ Calcul en flexion composée

❖ Hypothèses

- Béton : $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$ Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$
- Fissuration très préjudiciable
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mode99.

Chapitre V Calcul et modélisation du revêtement définitive

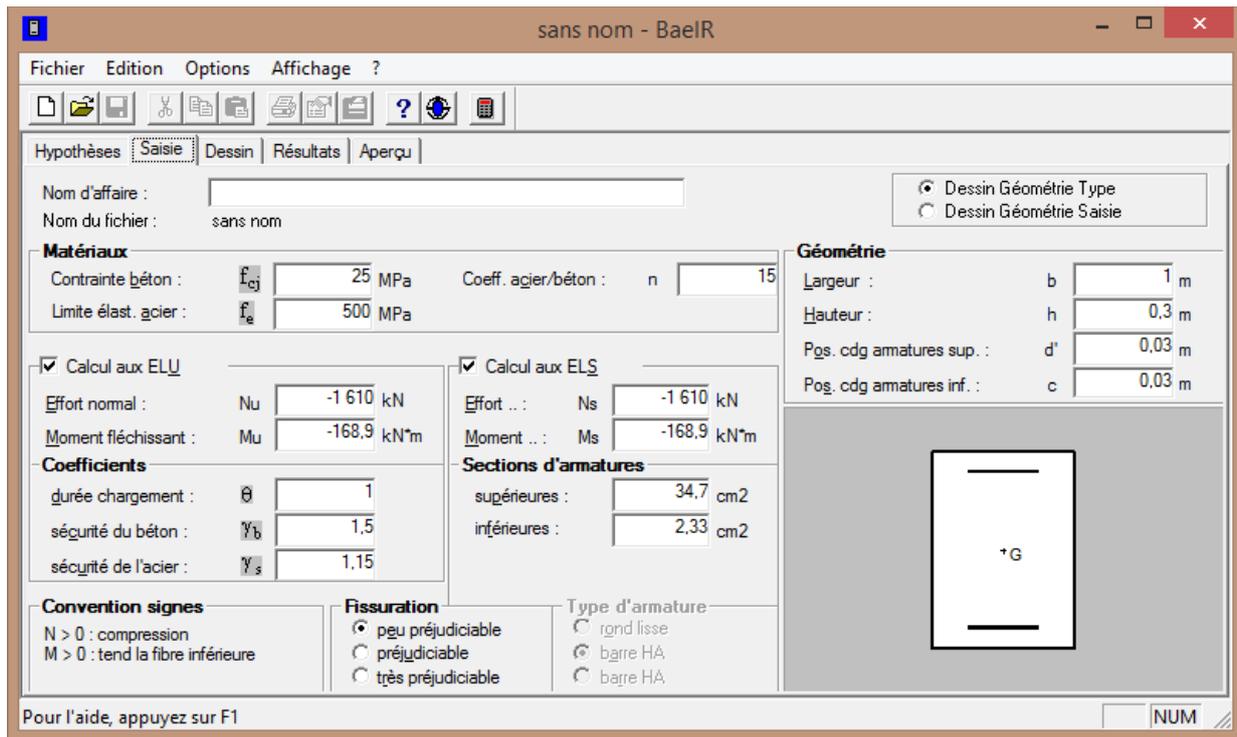
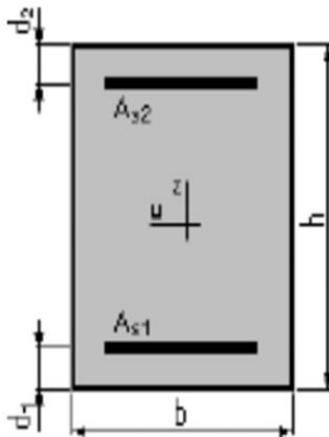


Figure V.19 : Calcul de Section en Flexion Composée

➤ Section

$$b = 1,00\text{m}, h = 0,30\text{m}, d_1 = 0,04\text{m}, d_2 = 0,04\text{m}$$



➤ Efforts appliqués

Tableau V.5: Sollicitations internes pour le calcul du ferrailage.

Type	Effort normal N (kN)	Moment fléchissant M (kN)
ELU	-1610	-168,92
ELS	-1610	-168,92

Chapitre V Calcul et modélisation du revêtement définitive

➤ Résultats du calcul

La figure V.20 résume les résultats de calcul du Section en Flexion Composée.

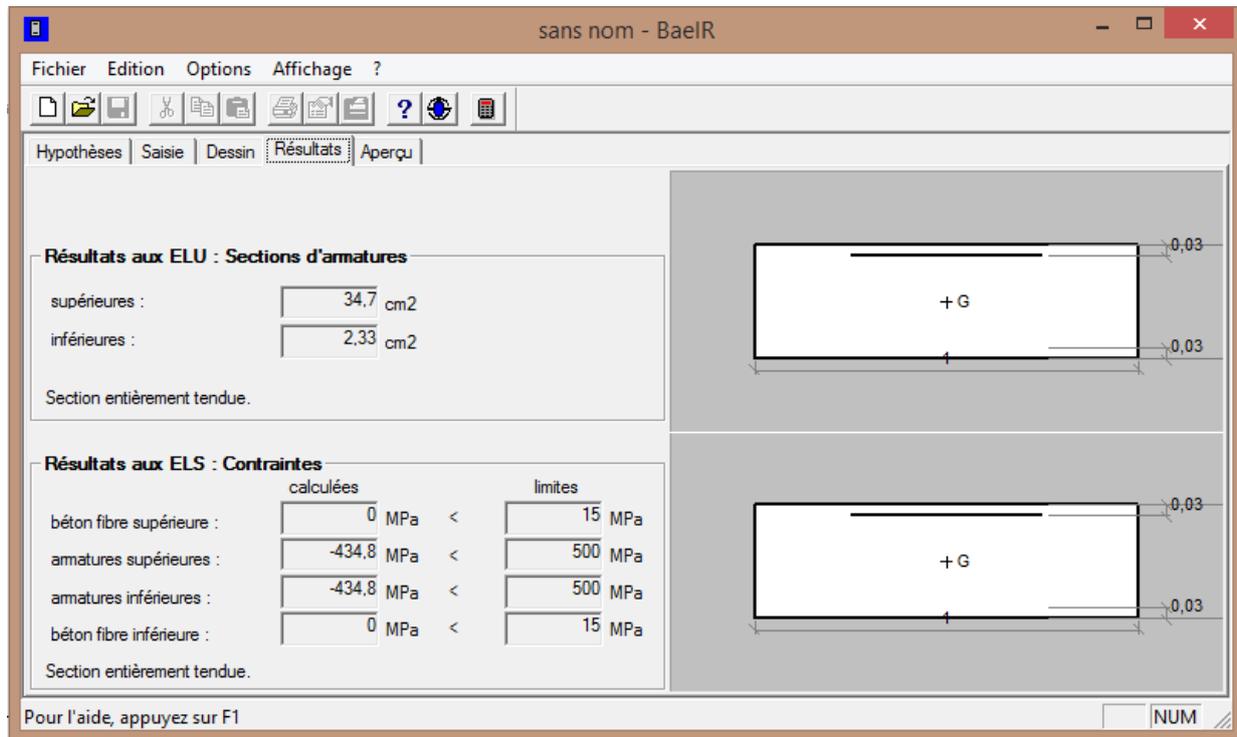


Figure V.20 : les résultats du calcul de la Section en Flexion Composée.

➤ Ferrailage de la section

Résultat aux ELU de la section d'armatures supérieures à $S=34,7\text{cm}^2$
Le choix d'armature s'est porté sur 5HA32 (Figure V.21)

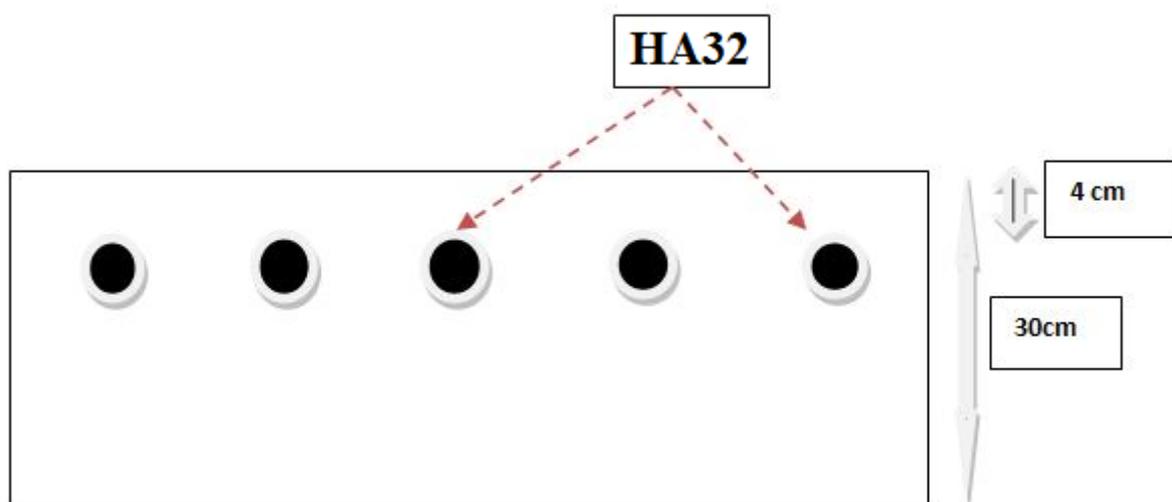


Figure V.21 : le choix d'armature.

V.8. CONCLUSION

Dans cette partie du travail, nous avons utilisé le logiciel PLAXIS2D pour modéliser le soutènement provisoire constitué de cintres métalliques HEB180 et de béton projeté de 10cm d'épaisseur, et de modéliser aussi le revêtement définitive en béton coffré de 30cm.

Après les modélisations faites pour les différentes couches. On peut conclure que :

- Le déplacement maximal du soutènement provisoire calculé avec le logiciel PLAXIS2D ($U_{\max} = 16,25\text{mm}$) est plus grand que celle calculé avec la méthode de convergence confinement ($U_{\text{éq}} = 9\text{mm}$).

- Le déplacement maximal a augmenté après la mise en place de revêtement définitive $U_{\max}^{\text{définitive}} = 16,59\text{mm} > U_{\max}^{\text{provisoire}} = 16,25\text{mm}$

- Les résultats obtenus des modélisations montrent que tous les déplacements maximal des parois du tunnel sont inférieur à 17 mm (<20 mm alors la coque du revêtement définitif avec le soutènement est rigide) .

- Les essais sur modèles numériques sont nécessaires afin de comprendre les phénomènes qui se produisent dans le terrain lors du creusement des ouvrages souterrains.

- Les modélisations bidimensionnelles permettent l'étude du comportement d'une section courante de tunnel, la réalisation est moins couteuse et beaucoup plus rapide.

Dans la phase 5 qui nous fournit le moment fléchissant de -168,92 kN.m, et l'effort normal qui égal à -1610 kN/m. Ces résultats ont permis de déterminer une section d'armature $S=34,7\text{ cm}^2$ ce qui correspond à 5HA32/ml.



*CONCLUSION
GENERALE*

Conclusion générale

Le tunnel est classé parmi les grands ouvrages d'art dans le génie civil, caractérisé par le mode de construction qui est pas absolu, en raison du manque de la connaissance exacte des conditions de la nature du sous-sol et les résultats des études préliminaires, qui sont les études géologiques, géophysiques et hydrogéologiques du site. Le tunnel peut devenir très coûteux lorsque qu'il est long et percé dans une roche dure ou au contraire dans une roche friable.

Ce mémoire présente l'étude du soutènement d'un tunnel du métro d'Alger (tronçon de Ain Naadja – Mohamed Boudiaf) par calcul analytique et modélisation numérique.

La partie bibliographique nous a permis de comprendre

- Les différents types de soutènement provisoire et de revêtement définitif.
- Les différentes méthodes de dimensionnement, à partir desquelles on a pu déterminer le type de soutènement à appliquer et le vérifier analytiquement.

A partir des résultats des sondages carottés et plusieurs essais au laboratoire, on a établi une synthèse géotechnique qui montre les différentes couches du sol étudié avec leurs caractéristiques physiques et mécaniques, le sol étudié comporte quatre couches :

- Argile très plastique (0 - 3 m);
- Sable argileux (3 - 15m) ;
- Argile peu plastique très dense (15 - 24m);
- Limon très plastique consistant (24 – 45m).

D'après les méthodes empiriques (AFTES), et à partir de la synthèse géotechnique, on a déterminé le type de soutènement qui semblait adéquats, répondant aux exigences de la NATM.

Le soutènement adopté est composé de cintres métalliques lourd (HEB180) combinés à une couche de 10cm de béton projeté.

Vu que les méthodes empiriques ne sont pas généralement suffisantes pour choisir et décider le type de soutènement à adopter, on a eu recours à une méthode analytique convergence – confinement pour vérifier la stabilité.

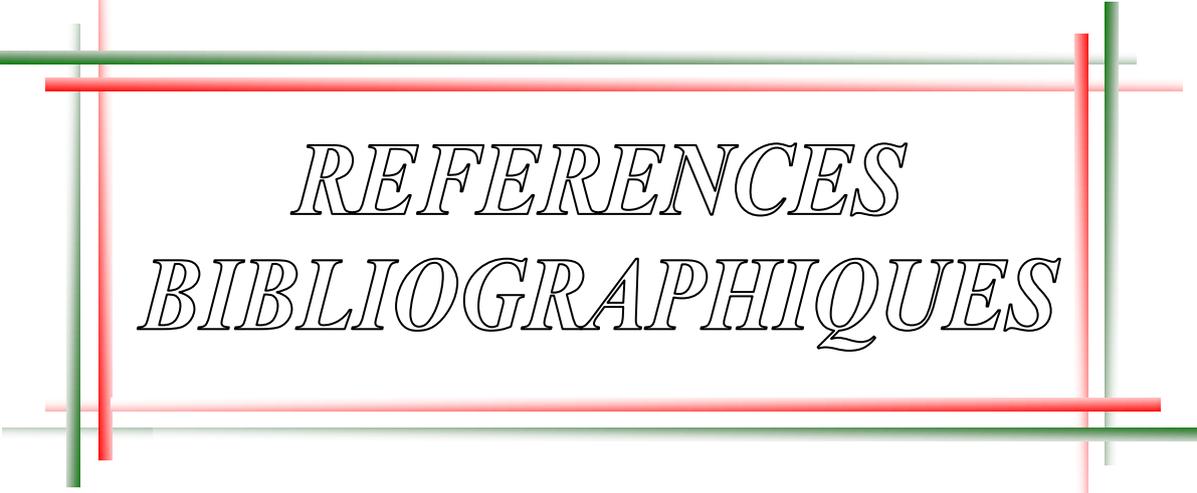
La stabilité du front de taille est vérifiée et assurée par la méthode de Peck(1969), ainsi que le risque de soulèvement du radier par la méthode de Tsimbarivietch.

Le tassement maximal qui peut se produire en surface est calculé en utilisant les méthodes semi empiriques de Peck (1969), ce dernier est égal à 4 cm inférieur au tassement admissible 5cm.

Après la stabilisation, un revêtement définitif est mis en place, compose d'un béton coffré armé d'épaisseur de 30 cm, le code numérique PLAXIS 2D nous a permis d'étudier avec précision les mouvements (déplacements) du massif dus au creusement du tunnel, afin de juger l'efficacité de la NATM.

Les résultats obtenus des calculs nous montrent aussi que le tronçon modélisé reste stable, cela nous permet de conclure que le phasage d'avancement et le soutènement appliqué était correct, et permettra au porteur de projet d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Enfin, on peut dire que les grandes difficultés rencontrées étaient la collecte des informations et l'absence de réglementation spécifique aux tunnels en Algérie.



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **Sebai Belkacemi, S., 2019**, "Notes de cours d'ouvrages souterrains," 2^{ème} année Master Géotechnique, Université Saad Dahlab BLIDA 1.

[2] **CORBETTA.F, BERNAUD.D, NGUYEN.D 1991**, "contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de similitude ", Ecole polytechnique.

[3] **Vaillant, J. M. et CATTEAU, V., 2012**, "Corrélations entre les résultats des essais pressiométriques et les caractéristiques intrinsèques des sols du nord de la France," Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur.

[4] **Oreste, P. P., 2009**, "The stabilization of the excavation face of a shallow tunnel in difficult ground conditions," Safety and Security Engineering.

[5] **Oreste, P.P., 2011**, "The stability of the excavation face of shallow civil and mining tunnels".

[6] **Oreste, P. P., et Dias, D., 2013**, "Key Factors in the face stability analysis of shallow tunnels," American Journal of Applied Sciences.

[7] **Panet, M., 1995**, "Calcul des tunnels par la méthode convergence confinement," Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

[8] **Bouvard-Lecoanet, A., Colombet, G et Esteulle, F., 1995**, "Ouvrages souterrains conception réalisation entretien," Edition de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées".

[9] **Rapport reconnaissance géotechnique supplémentaire**, "Section D1 - D8, Document N°L1C-GCG-GDC-199_A6_40_002_0".

[10] **Brinkgreve. R.B.J.** PLAXIS Version 8 Manuel, (2003) de Ift University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas .

[11] **Monsees, 1996**, "Soft Ground Tunneling".

[12] **Szechy, C, 1971**, "traité des calculs des tunnels," Edition Dunod.

[13] **Recommandations de l'AFTES**, "Tassement liés au creusement des ouvrages en souterrain".

[14] **Recommandation de l'AFTES, 1993**, "choix et type de soutènement en galerie".

Sites :

[15] <https://fr.wikipedia.org>

[16] <https://www.aftes.asso.fr>

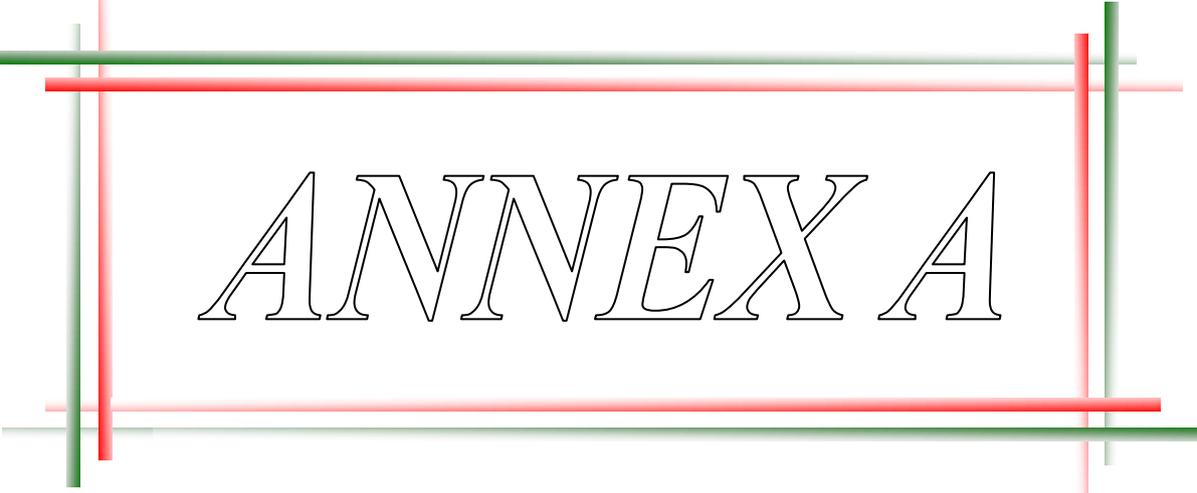
[17] <http://www.metroalger-dz.com/fr/>

Logiciels:

[18] **GOOGLE EARTH.**

[19] **PLAXIS 2D.**

[20] **SOCOTEC.**



ANNEX A

ANNEXE A



ANNEXE A



ANNEXE A

Bureau d'Etudes Géotechniques d'Engineering et de Consulting
BEGEC 2010 Email :boussadben@hotmail.com tel:0770912380

SONDAGE N°: S 1+850/1 ETUDE : Reconnaissance géotechnique supplémentaire LIEU : Hai El Badr - Ain Naadja Ligne 1 Metro d'Alger CLIENT : GAAMEX																
DATE DEBUT :		PROFONDEUR TOTALE : 25 ML			BOUE DE FORAGE : Sans											
DATE FIN :		COORDONNEES : X= Y=			TYPE FORAGE : Carotté											
NIVEAU NAPPE : m		Z =			TYPE DE MACHINE : B34											
Prof (m)	Récupération 0 25 50 75 100	S.P.T	R. Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu	φ _u	W _n	γ _d	I _p	Classe I.P.C.	Type Essai	
									Bar	(°)	%	T/m ³	%			
21,0	75%						20,50	Argile plus ou moins mameuse ocre à tâches grises								
22,0								Marnes grises à passées sableuses								
23,0	100%															
24,0						23,70 24,00										
25,0							25,00									
26,0																
27,0																
28,0																
29,0																
30,0																
31,0																
32,0																
33,0																
34,0																
35,0																
36,0																
37,0																
38,0																
39,0																
40,0																

ANNEXE A



ANNEXE A



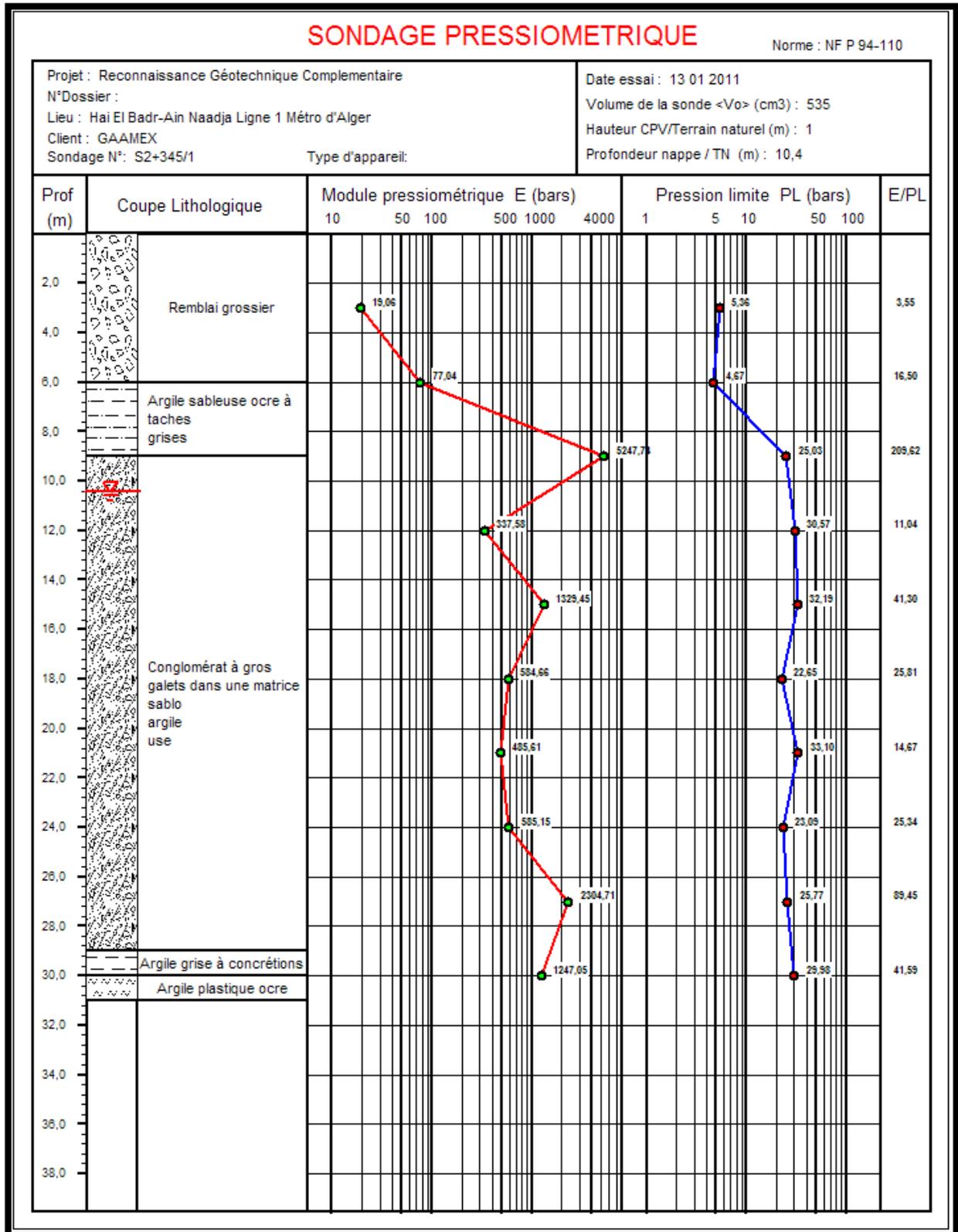
ANNEXE A



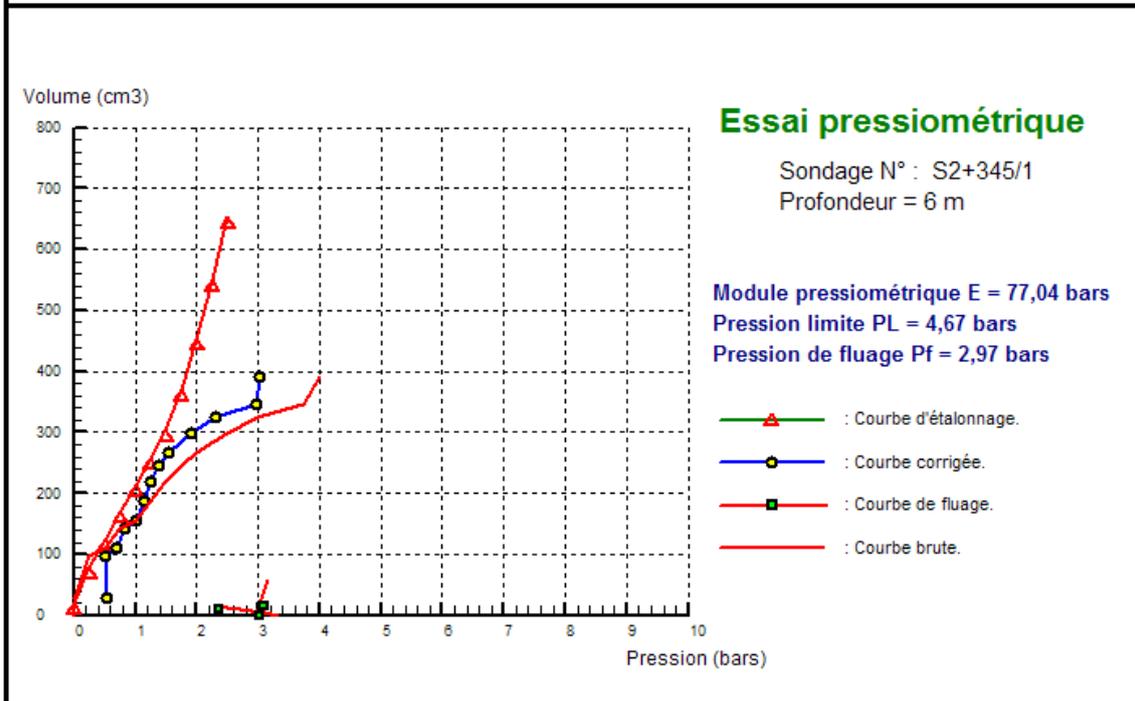
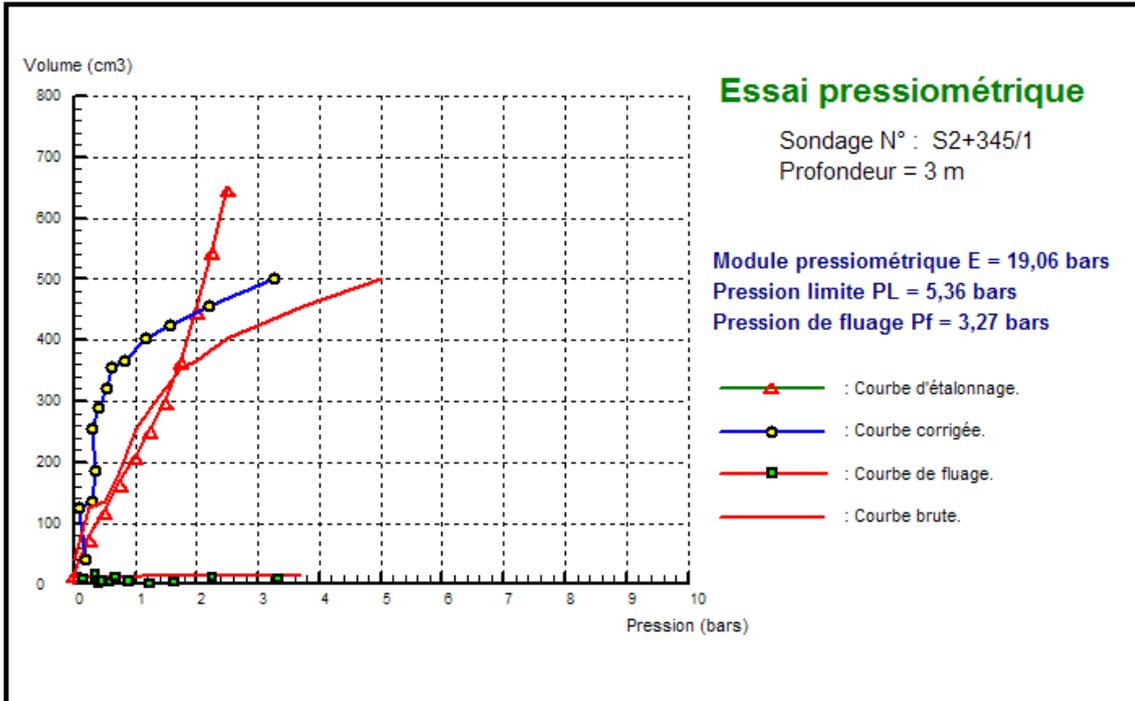
ANNEXE A



ANNEXE A

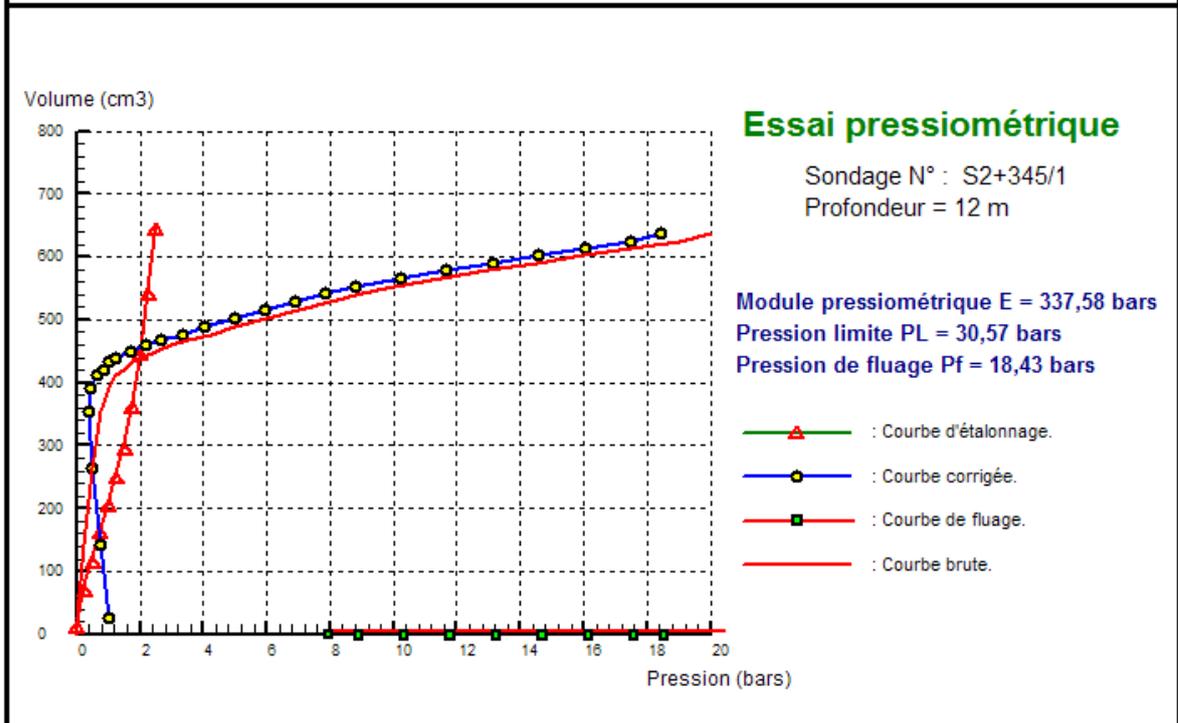
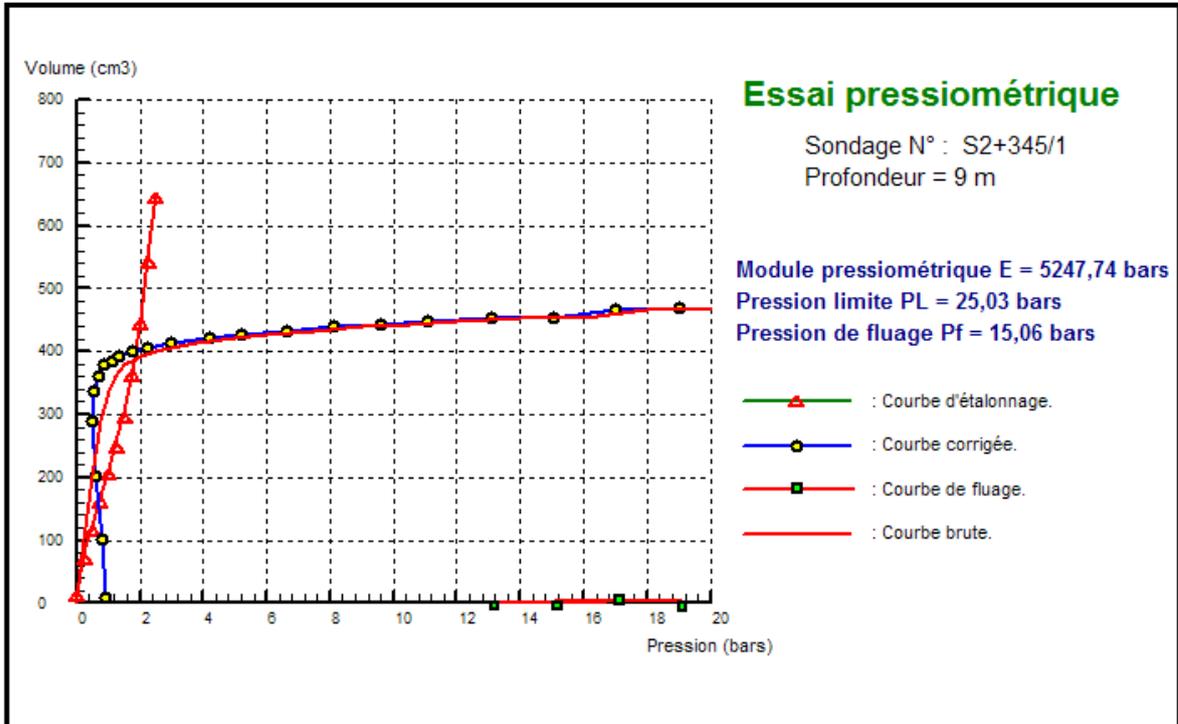


ANNEXE A



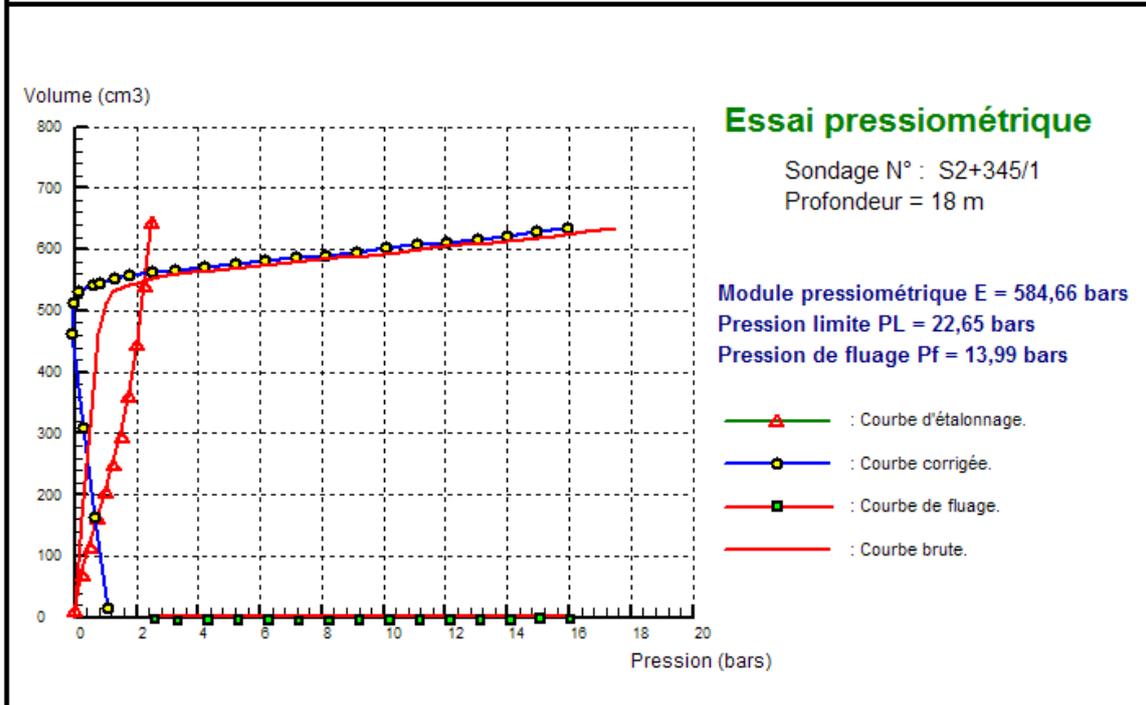
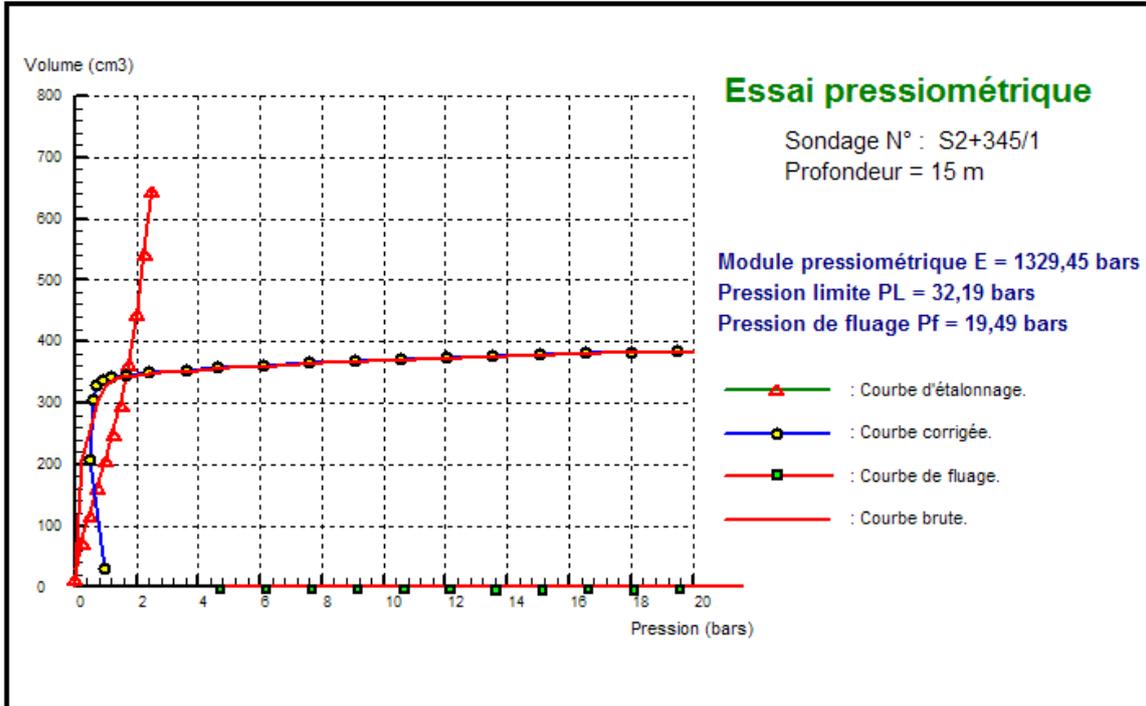
Programme <Soltest>

ANNEXE A



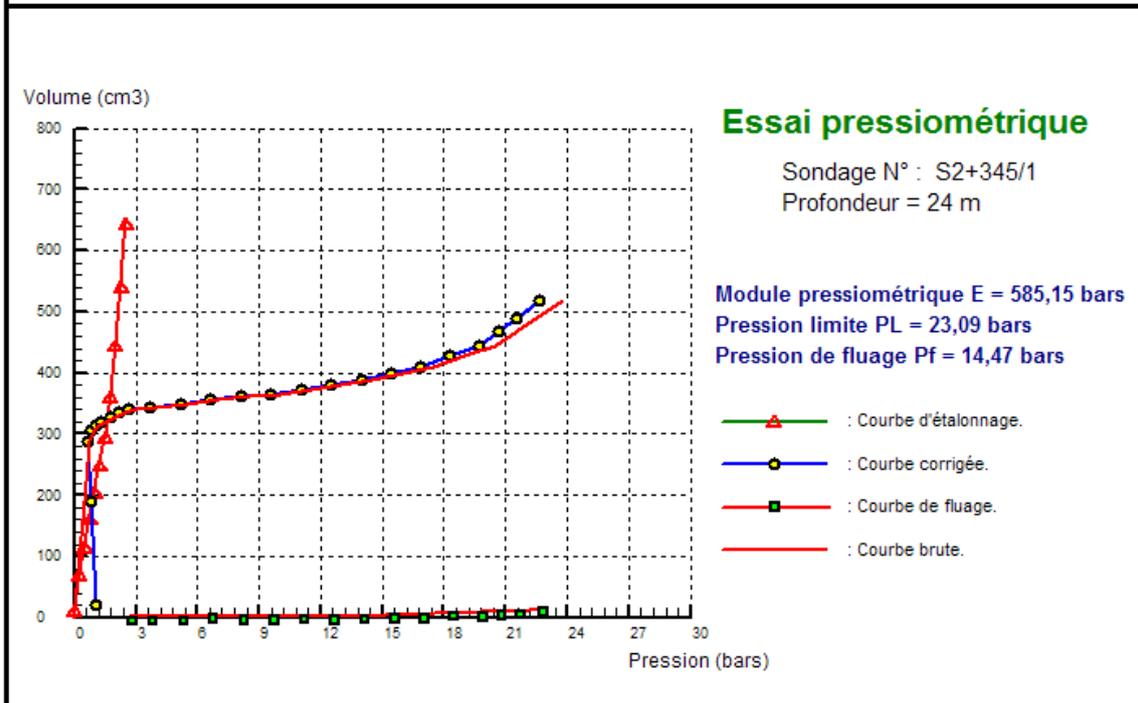
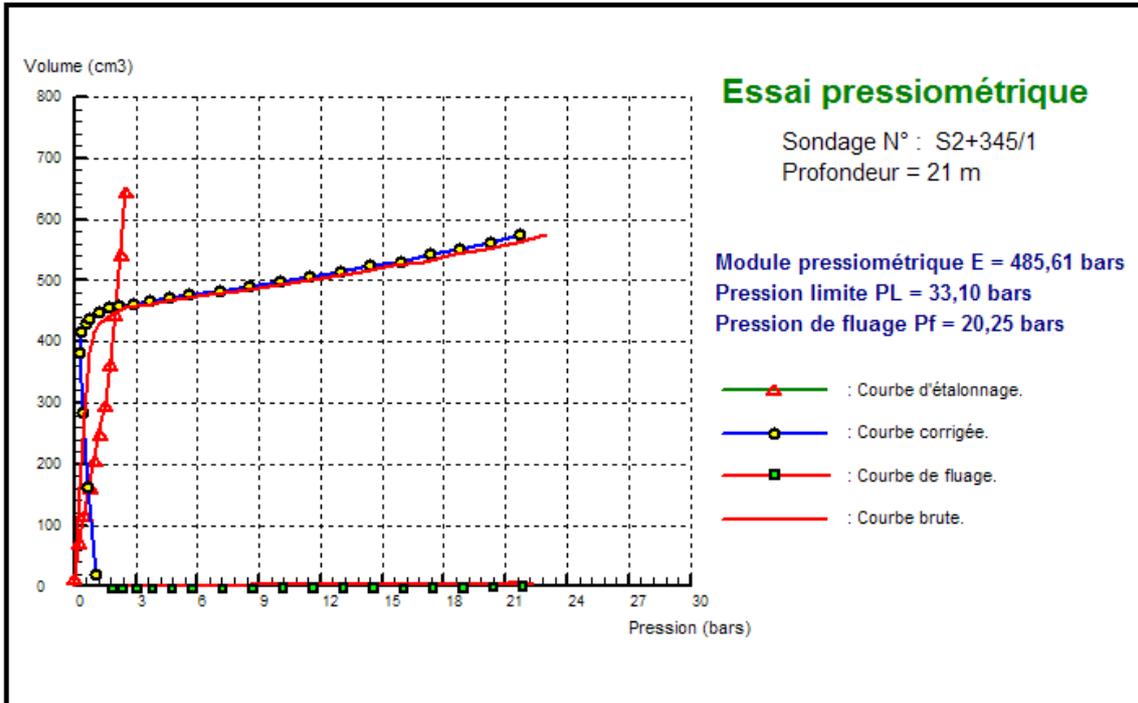
Programme <Soltest>

ANNEXE A



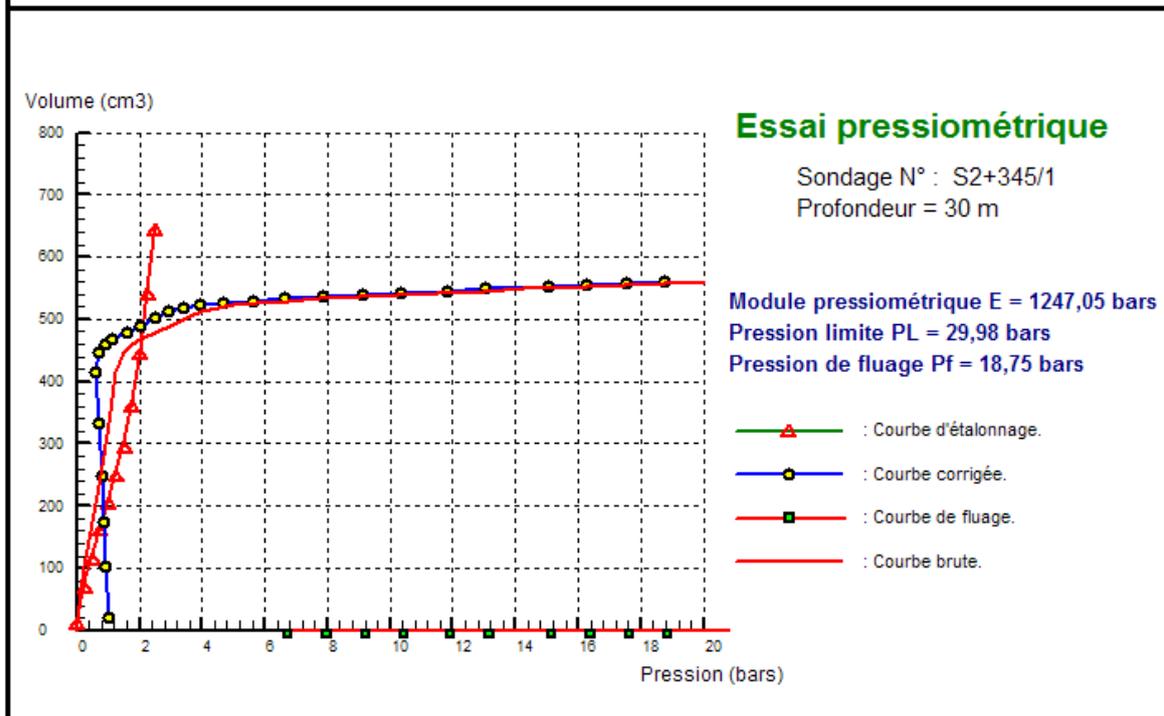
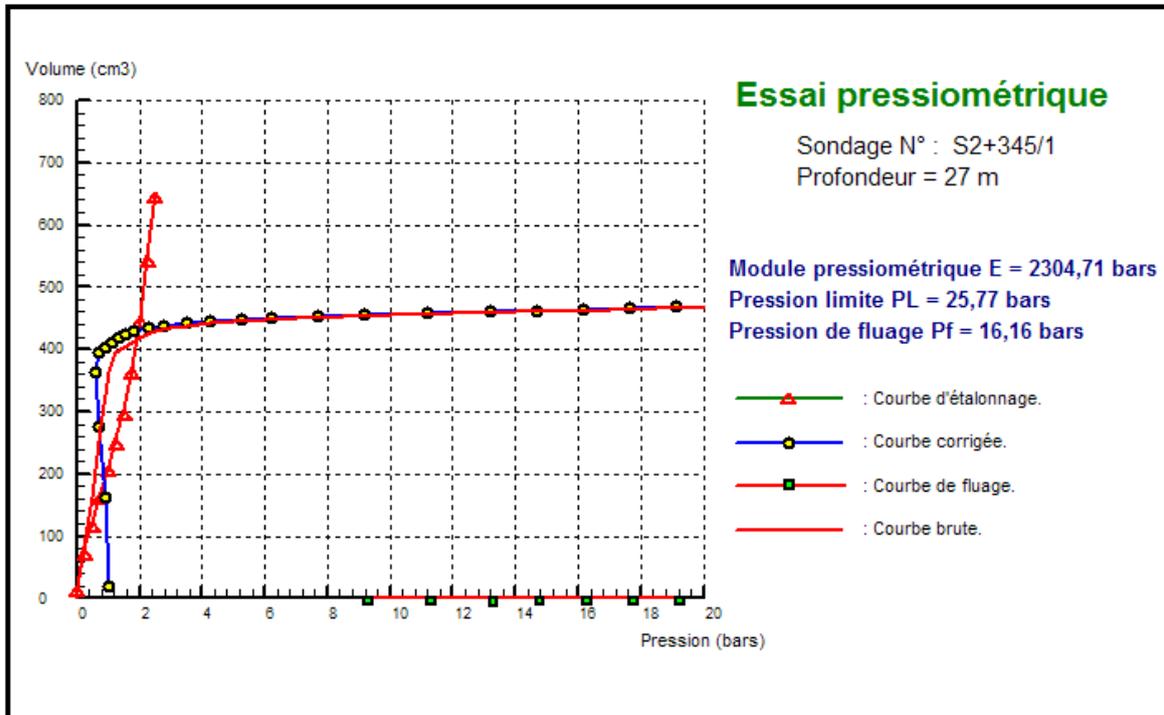
Programme «Soltest»

ANNEXE A



Programme <Soltest>

ANNEXE A



Programme <Soltest>

ANNEXE A

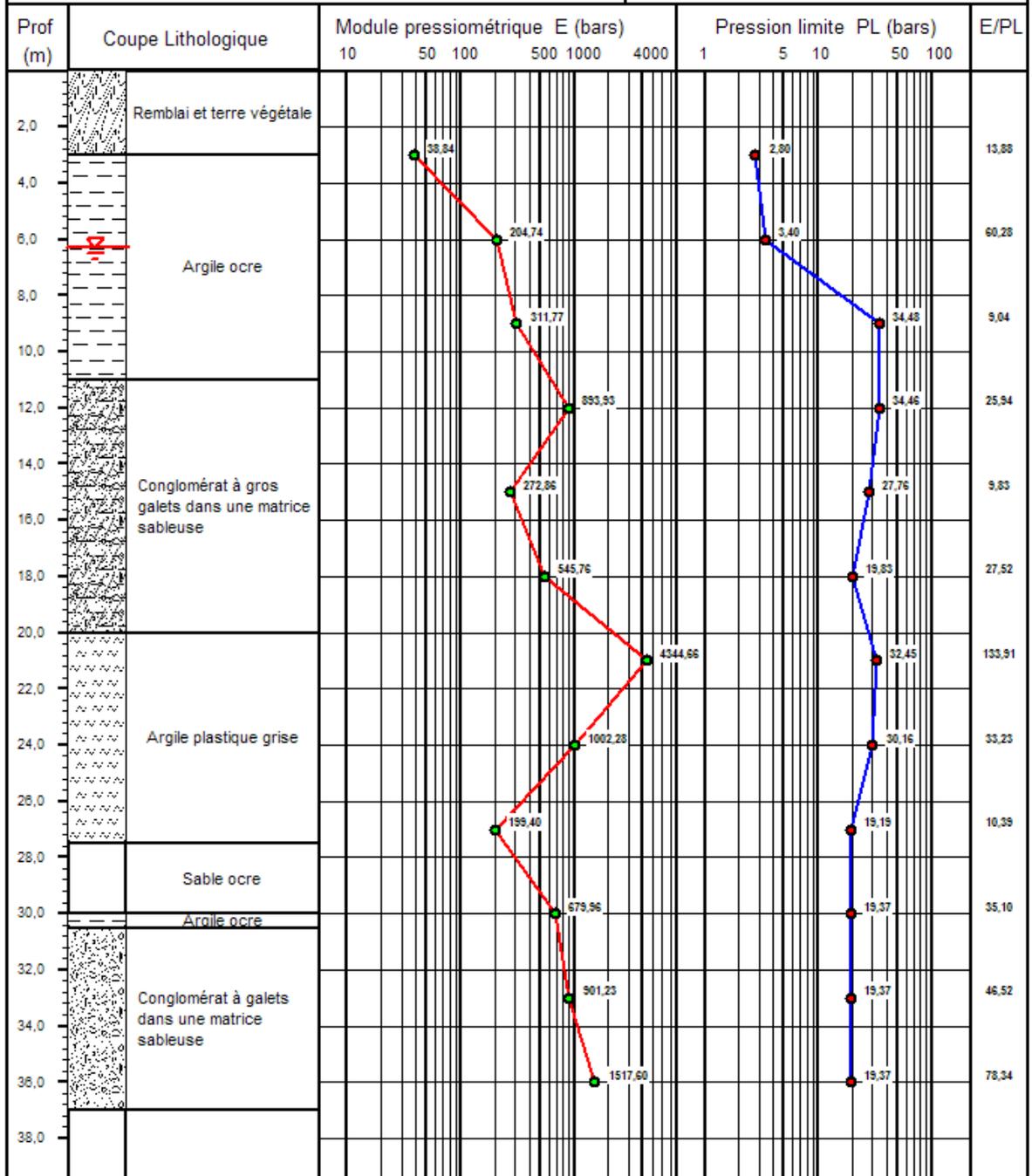
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

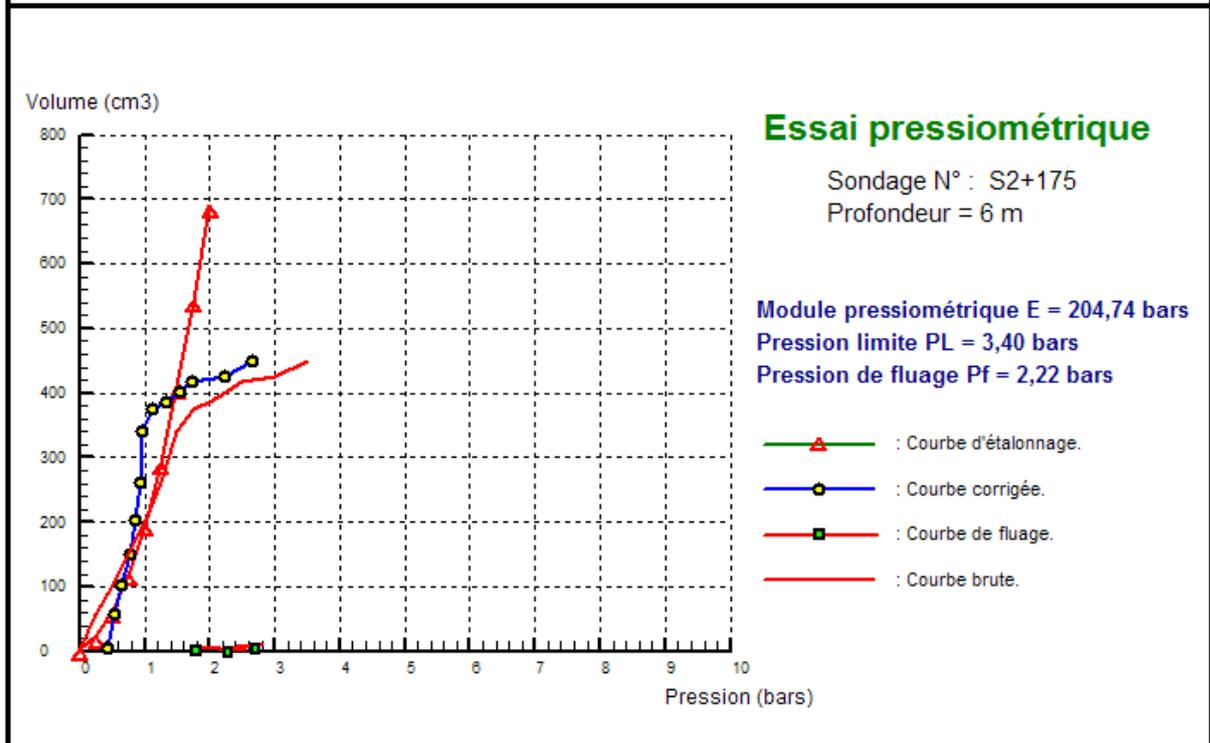
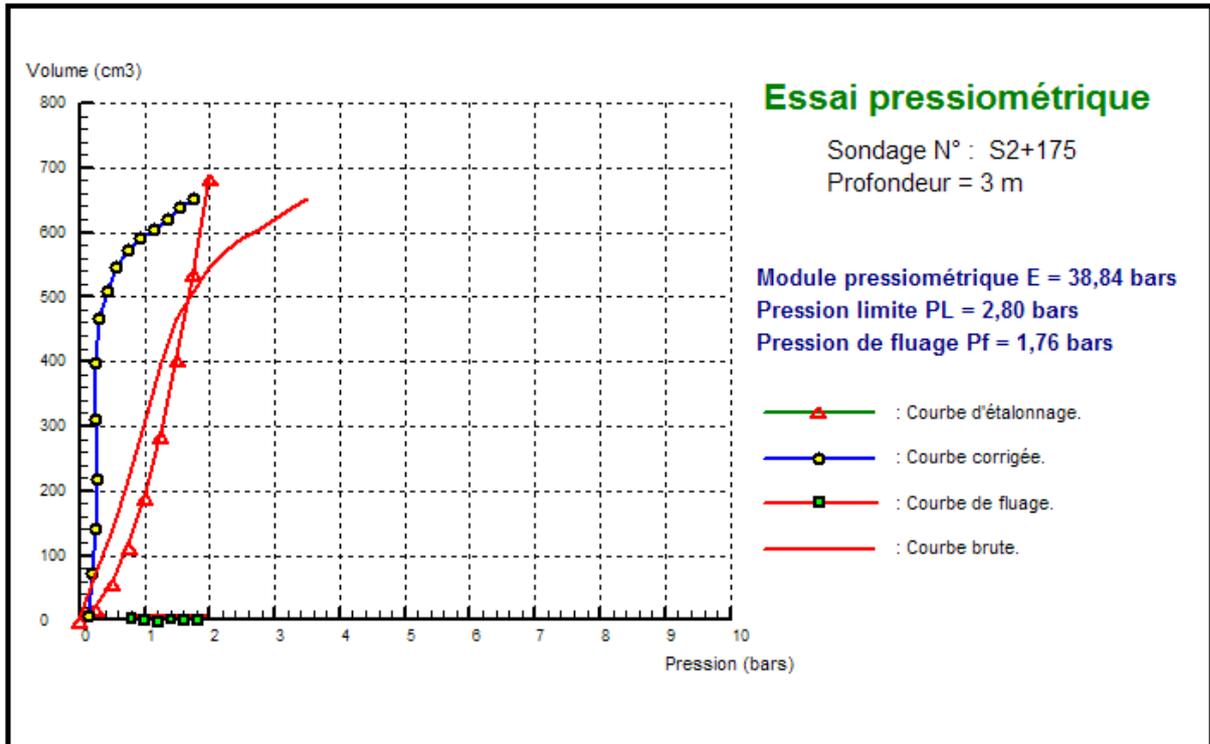
Projet : Reconnaissance Géotechnique Complémentaire
 N°Dossier :
 Lieu : Hai El Badr-Ain Naadja Ligne 1 Métro d'Alger
 Client : GAAMEX
 Sondage N°: S2+175

Type d'appareil:

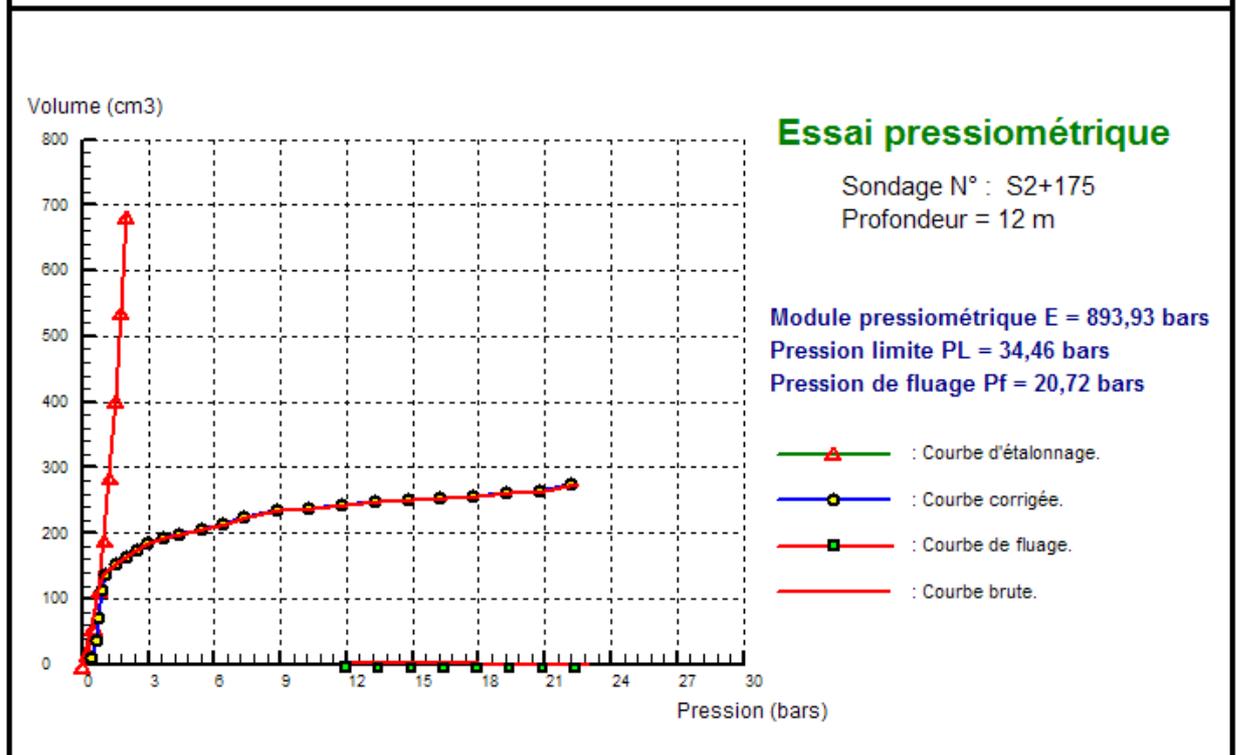
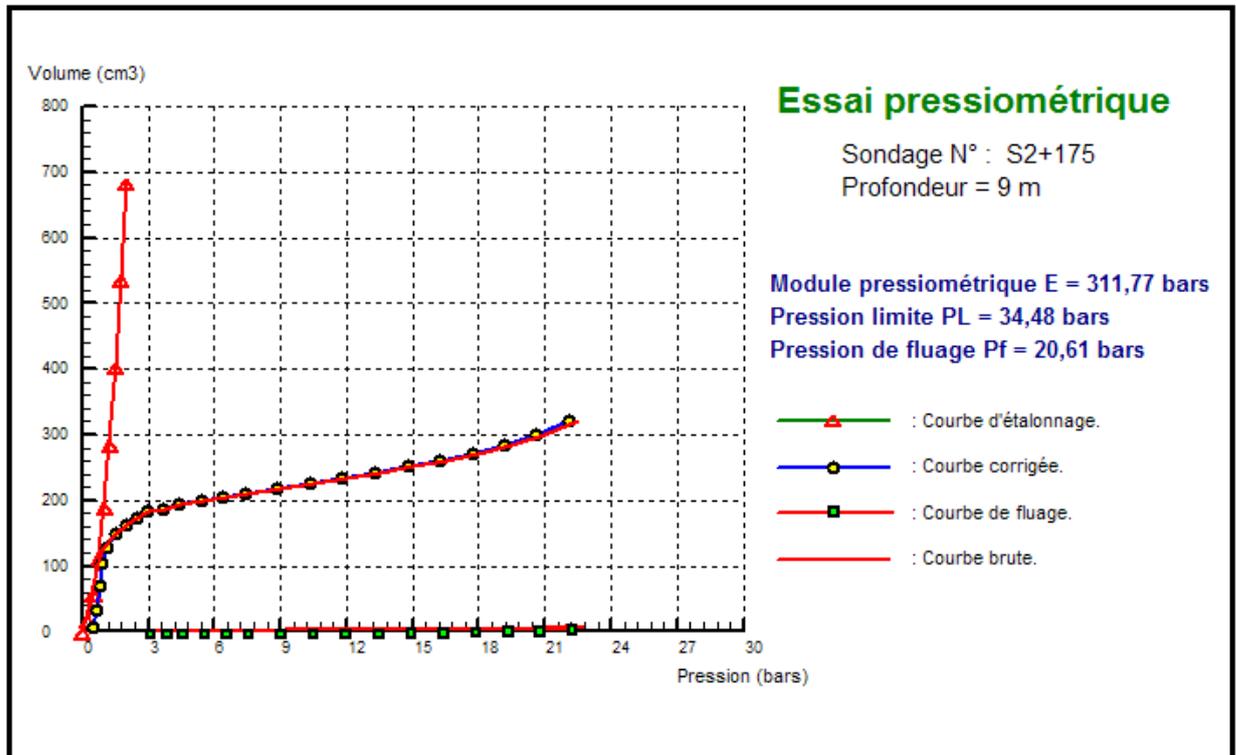
Date essai : 19 01 2011
 Volume de la sonde $\langle V_0 \rangle$ (cm³) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
 Profondeur nappe / TN (m) : 6,3



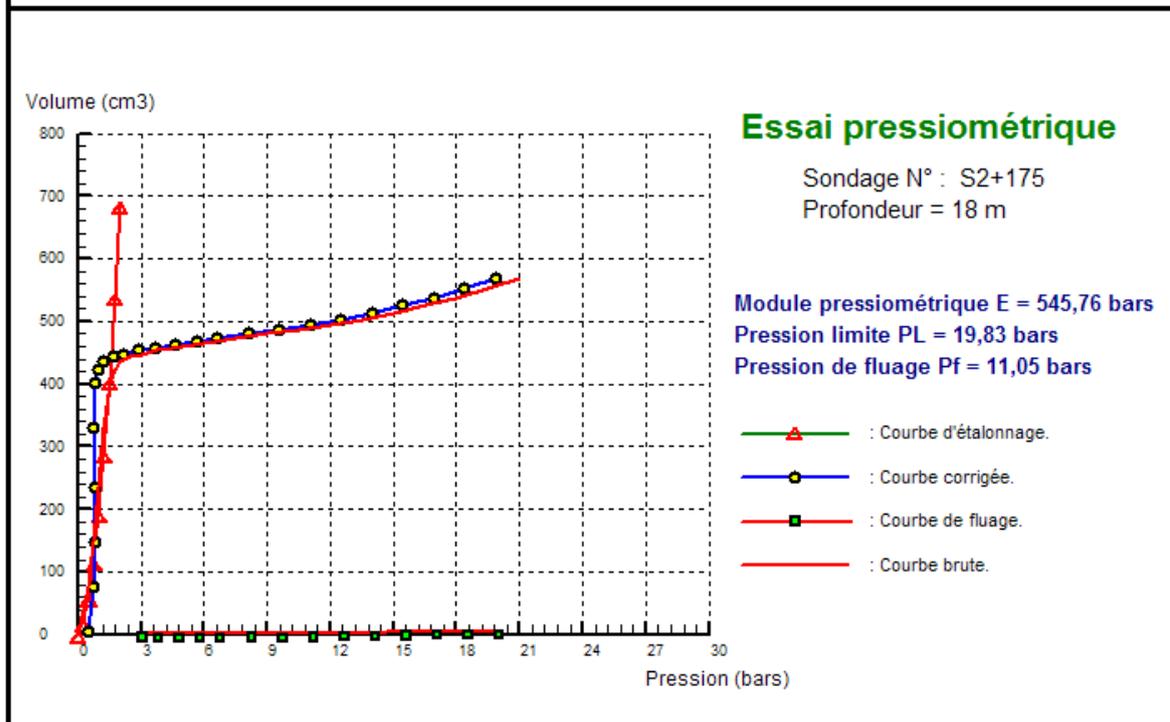
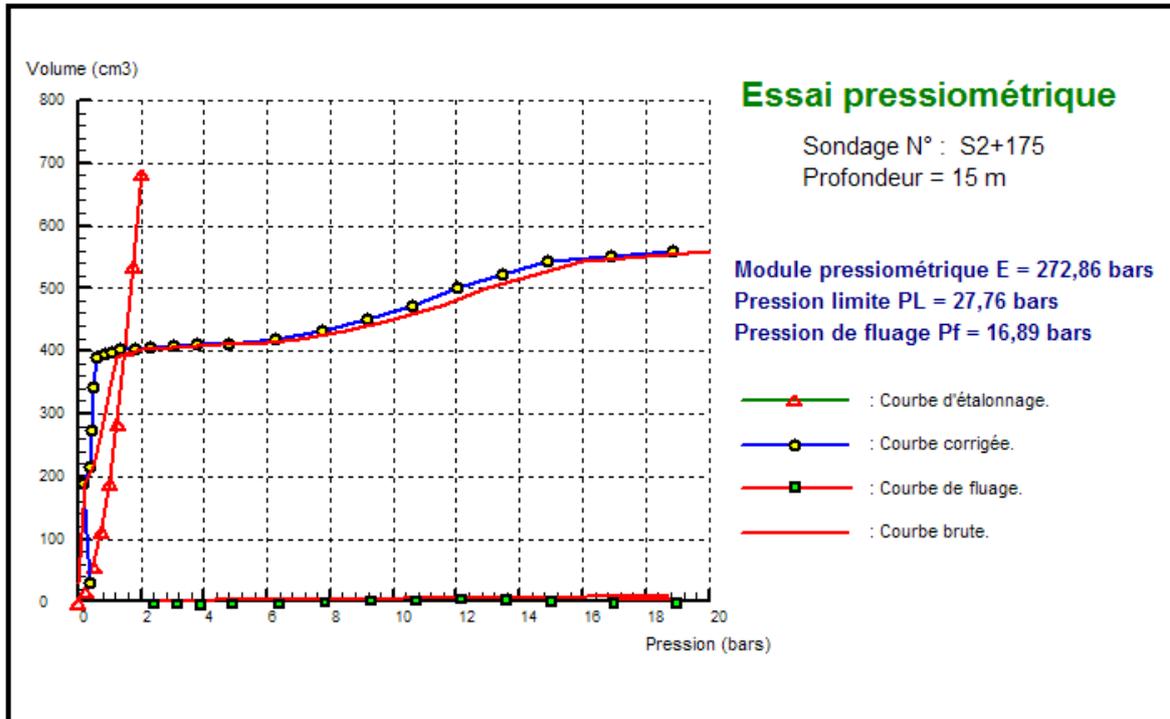
ANNEXE A



ANNEXE A

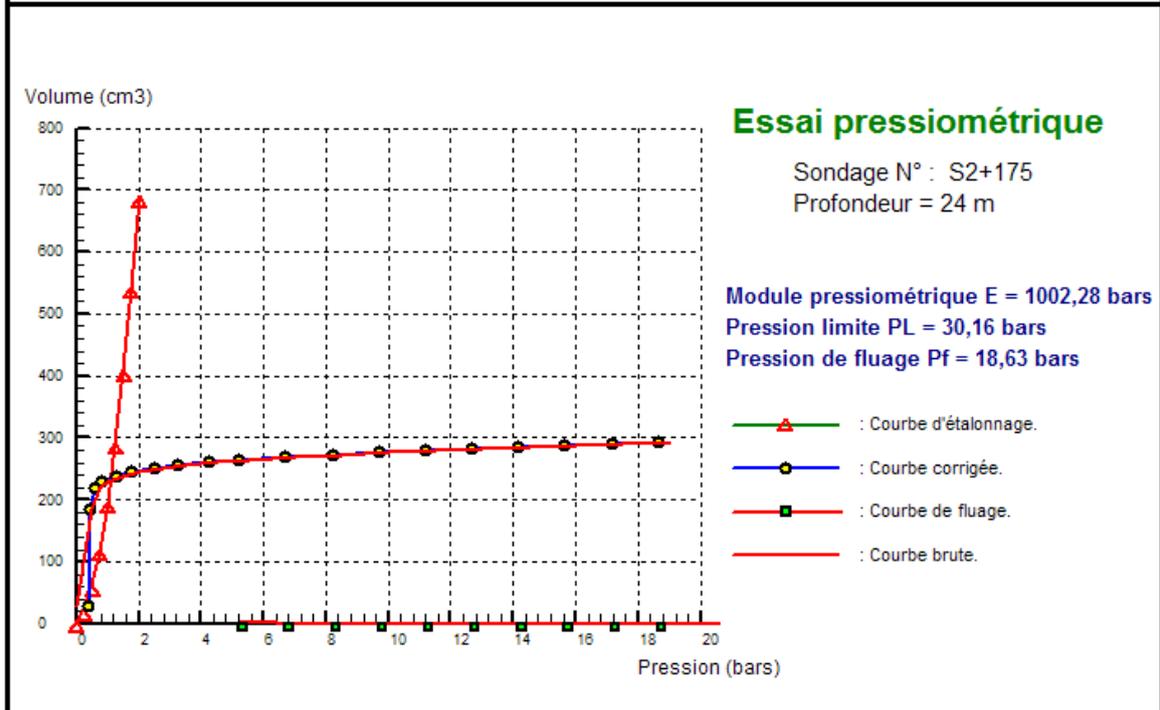
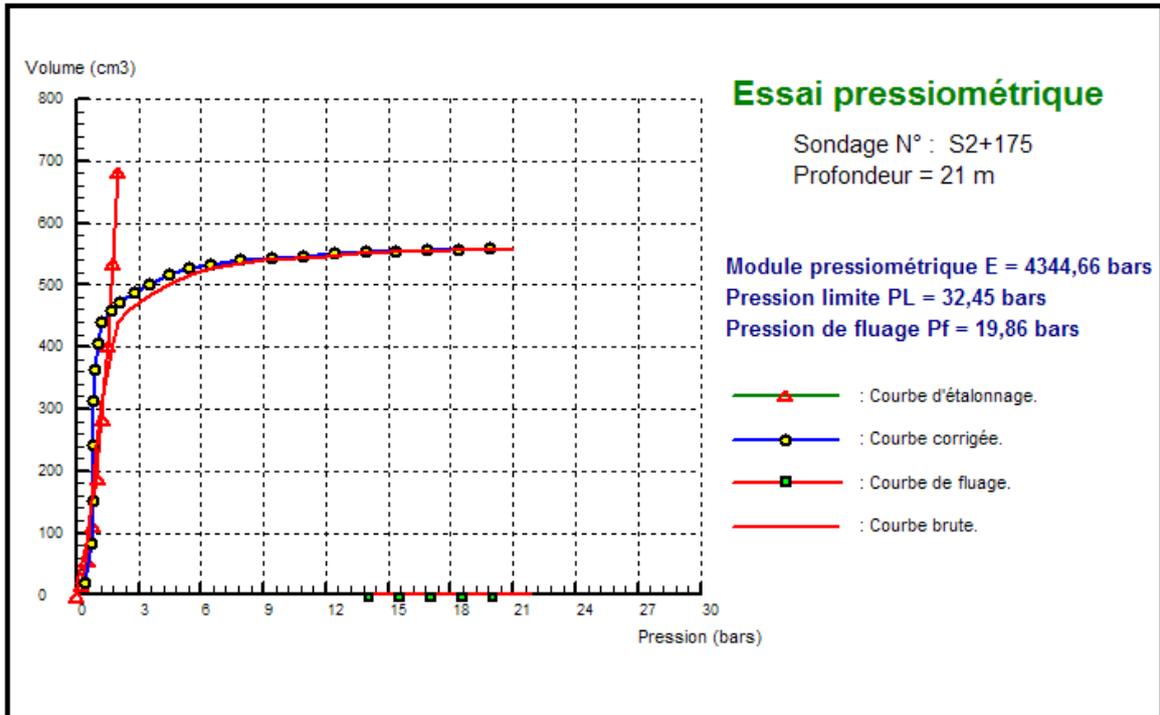


ANNEXE A



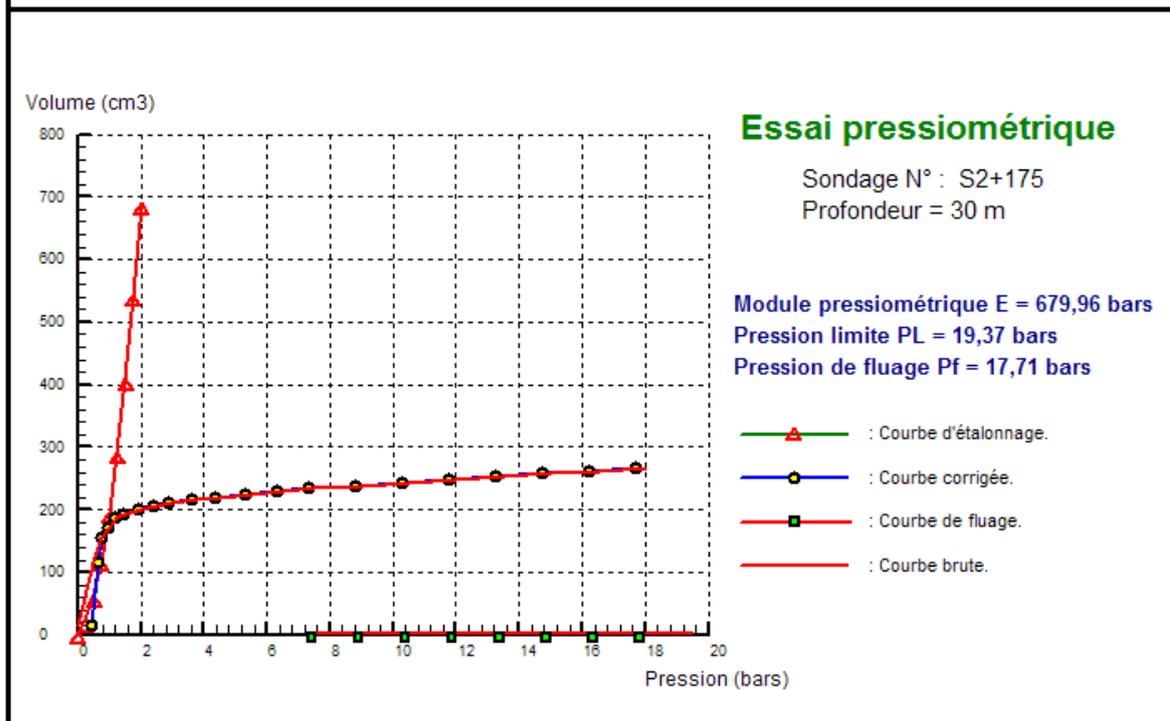
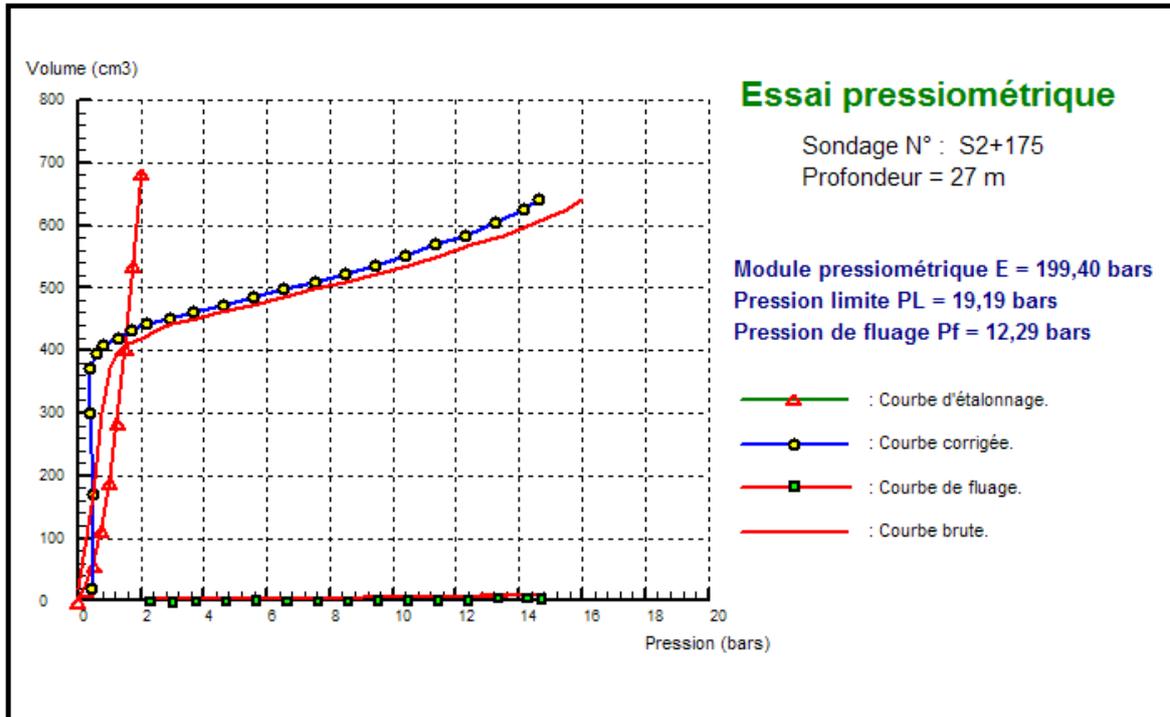
Programme <Soltests>

ANNEXE A



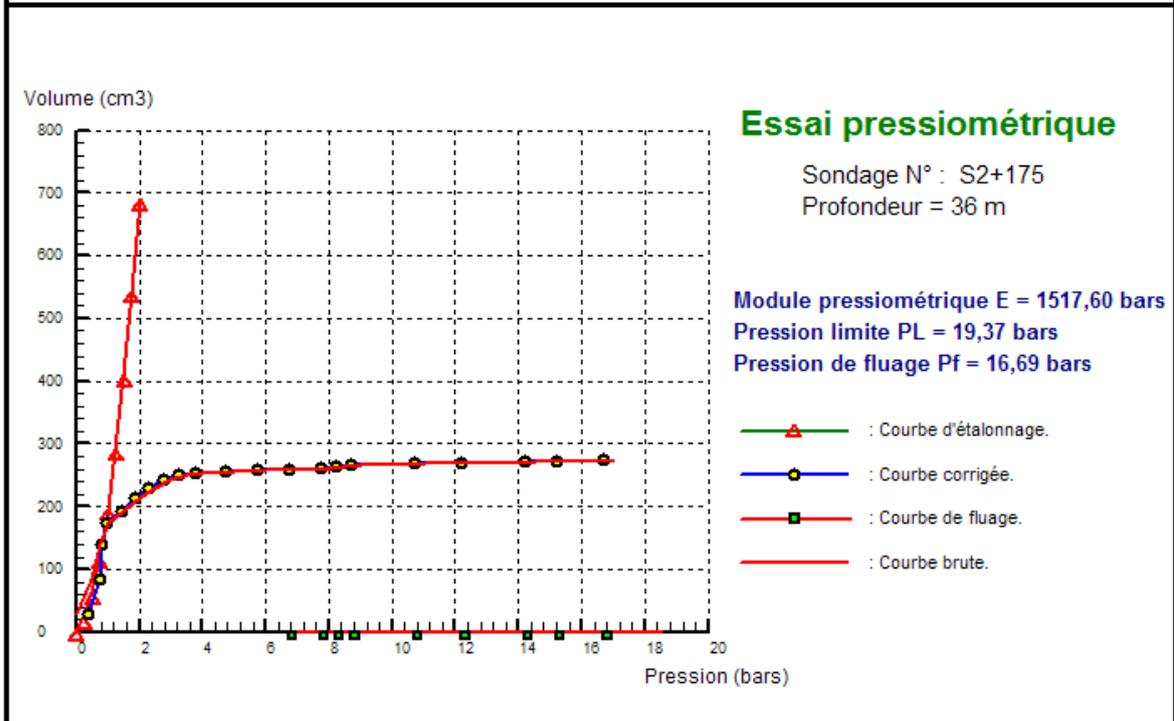
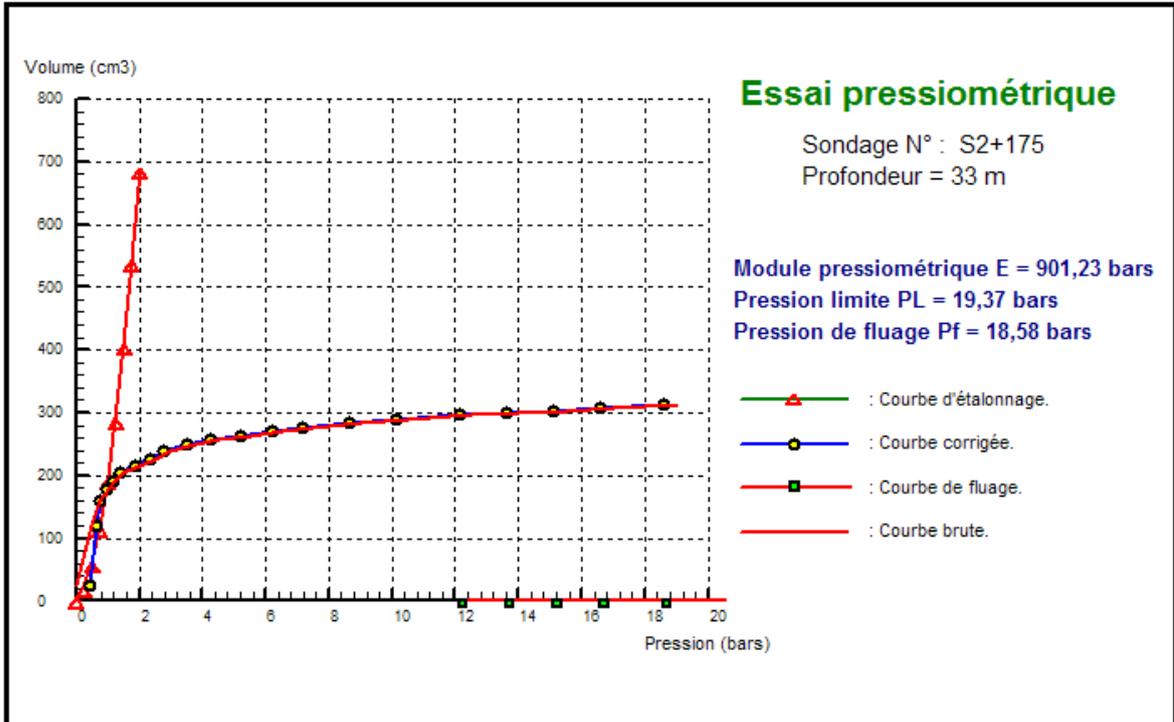
Programme <Soltest>

ANNEXE A



Programme <Soltest>

ANNEXE A



Programme <Soltest>

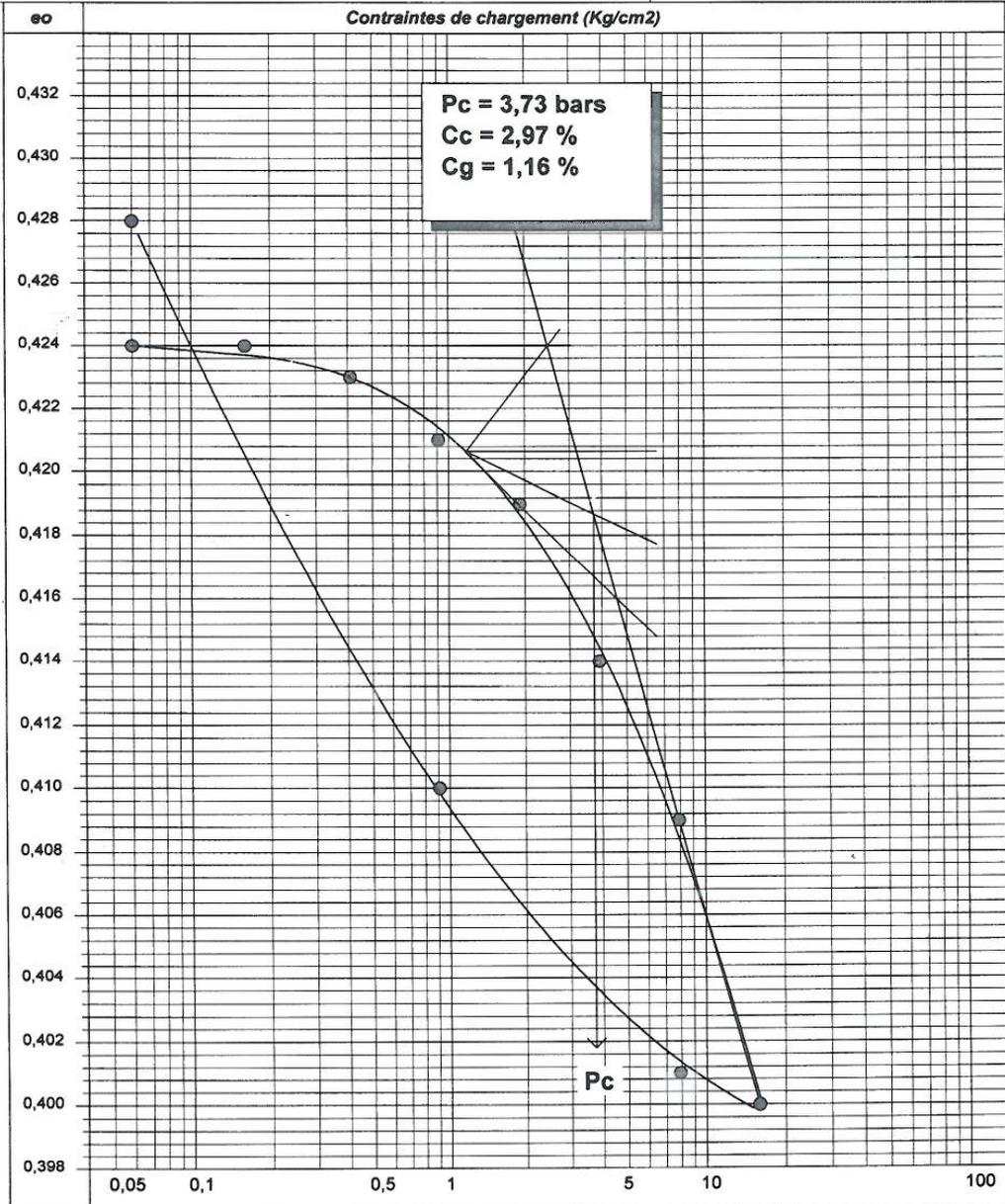
ANNEXE A

LABORATOIRE DE CONTROLE TECHNIQUE DE CONSTRUCTION

LABO SENCO

ESSAI OEDOMETRIQUE

Dossier N° : 04G/11	Réf Sondage : S1+ 850/1
Etude : Metro D'alger Ex 'C' Hai El Badr Aln Naadja, Alger	Profondeur : 12,50 - 13,00
Lieu :	Date essai :
Client : GAAMAX	



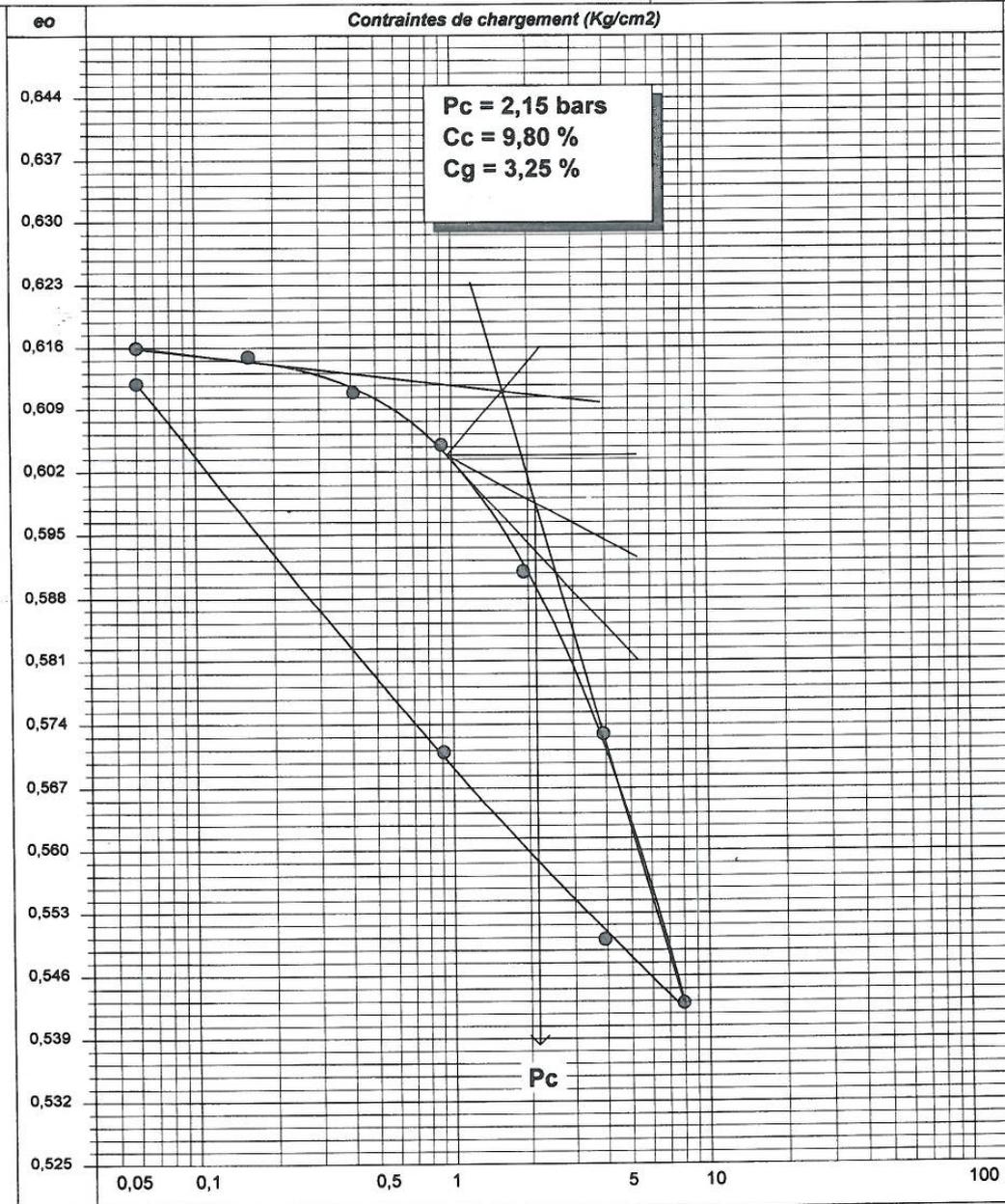
ANNEXE A

LABORATOIRE DE CONTROLE TECHNIQUE DE CONSTRUCTION

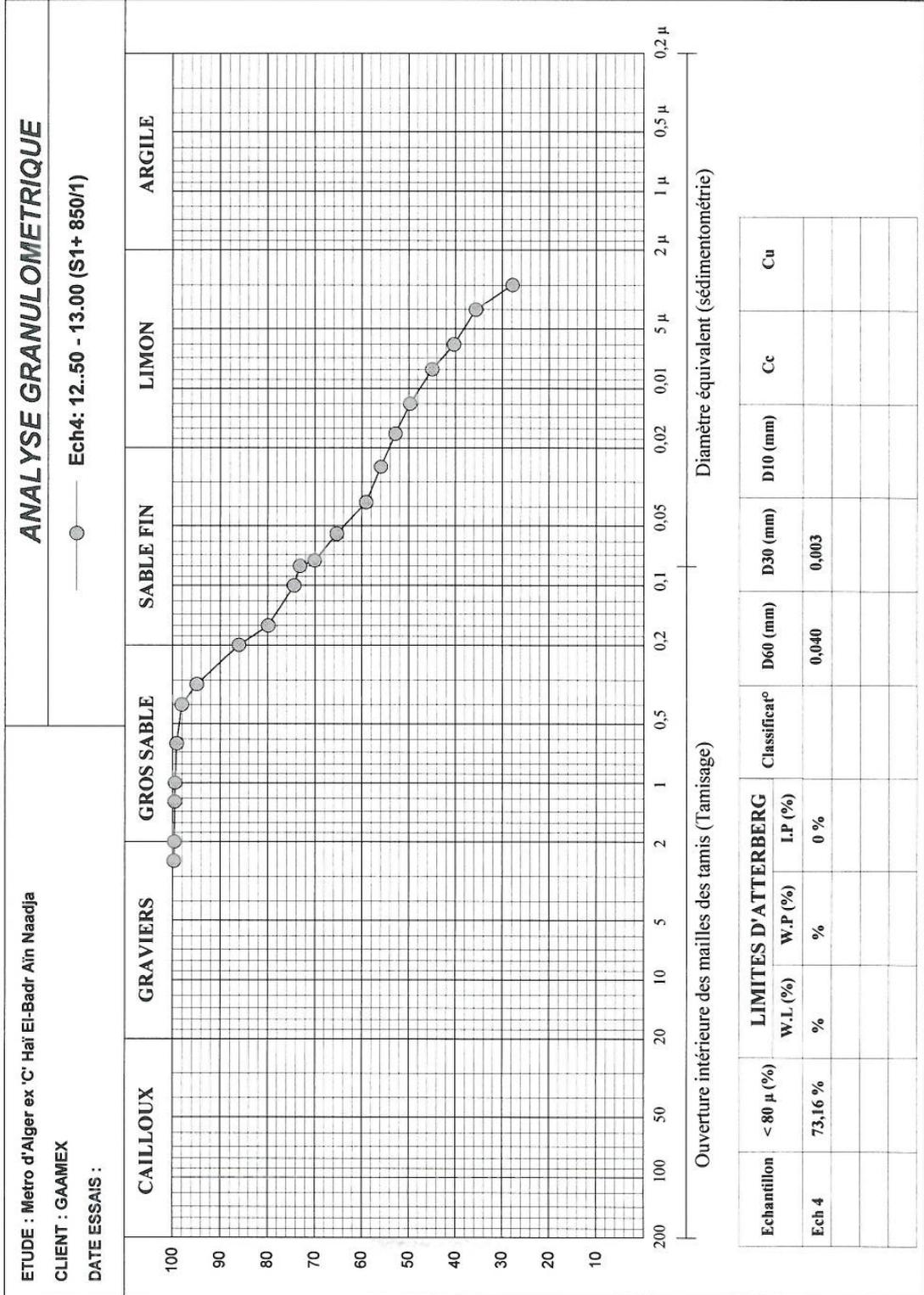
LABO SENCO

ESSAI OEDOMETRIQUE

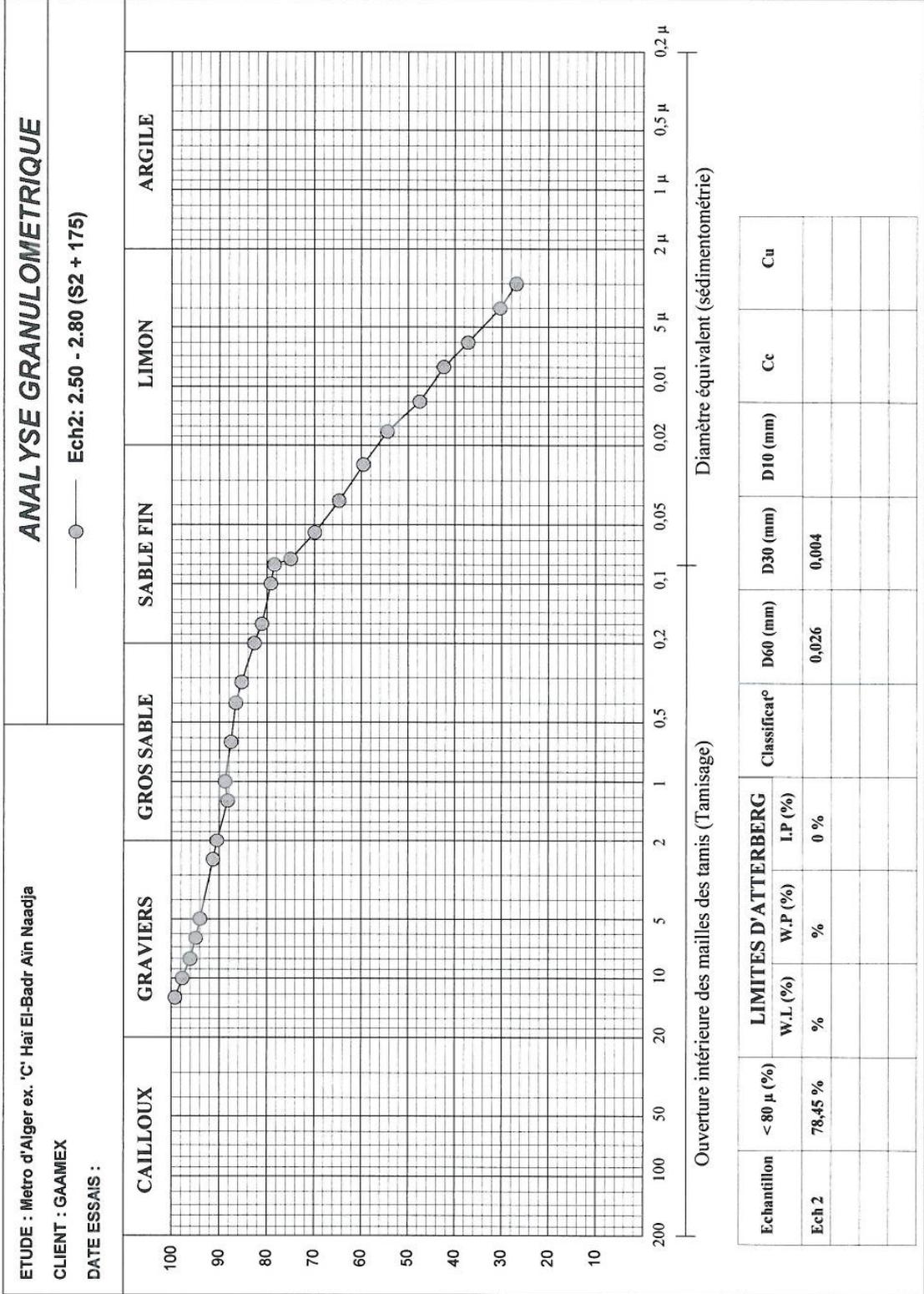
Dossier N° : 04G/11	Réf Sondage : S2+ 175
Etude : Metro D'alger Ex 'C' Hai El Badr Ain Naadja, Alger	Profondeur : 8,60 - 9,00
Lieu :	Date essai :
Client : GAAMAX	



LABORATOIRE DE CONTROLE TECHNIQUE DE CONSTRUCTION
LABO SENCO



LABORATOIRE DE CONTROLE TECHNIQUE DE CONSTRUCTION
LABO SENCO

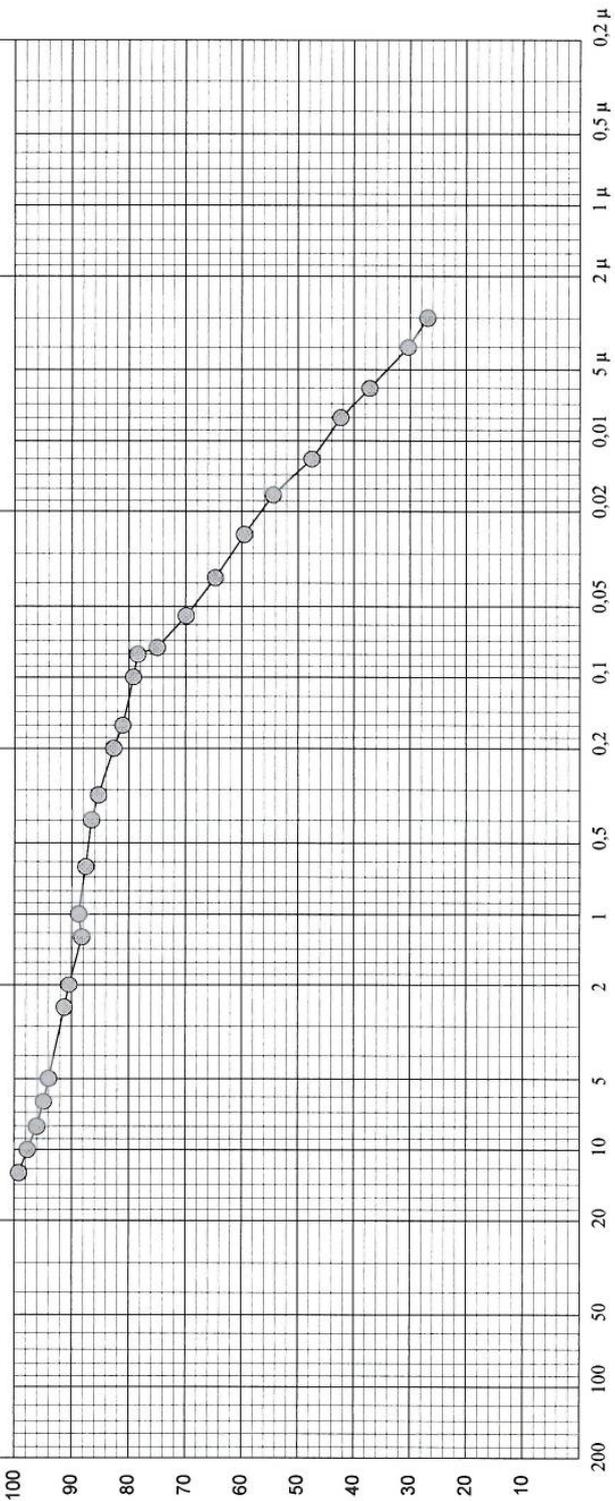


ETUDE : Metro d'Alger ex. 'C' Hai El-Badr Ain Naadja

CLIENT : GAAMEX

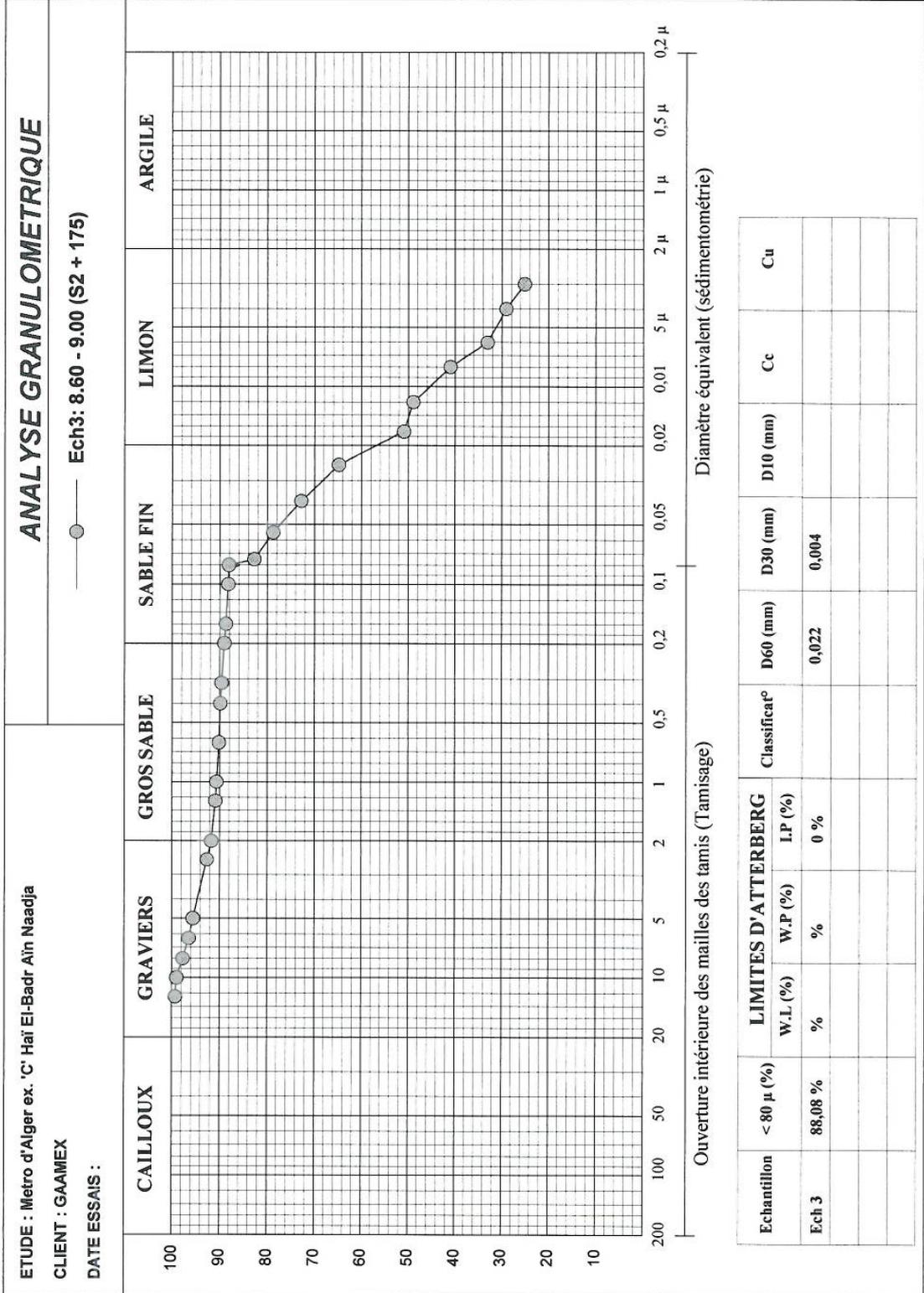
DATE ESSAIS :

CAILLOUX GRAVIERS GROS SABLE SABLE FIN LIMON ARGILE



Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage) Diamètre équivalent (sédimentométrie)

LABORATOIRE DE CONTROLE TECHNIQUE DE CONSTRUCTION
LABO SENCO



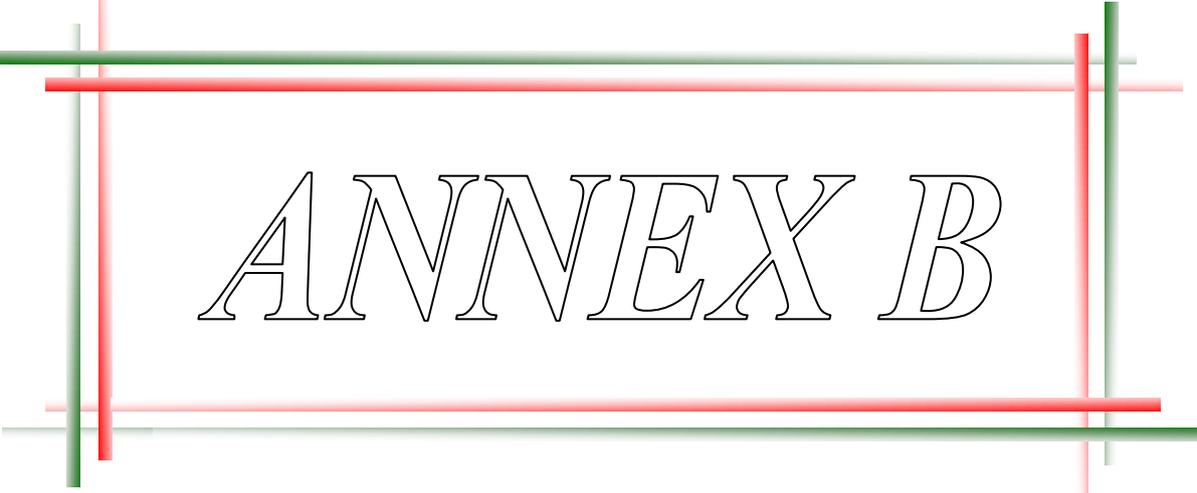
ANNEXE A

RÉSULTATS SPT

Sondage	Profondeur	N1	N2	N3
S1+850/1	3,05-3,50	12	19	28
S1+850/1	5,55-6,00	10	17	26
S1+850/1	8,55-9,00	13	17	17
S1+850/1	11,55-12,00	13	18	23
S1+850/1	14,55-15,00	21	27	29
S1+850/1	17,55-18,00	24	27	33
S1+850/1	21,00-21,45	3	7	13
S1+850/1	24,00-24,45	10	18	28

S2+345/1	3,50-3,95	7	11	14
S2+345/1	7,00-7,45	13	19	27
S2+345/1	31,55-32,00	13	22	32

S2+175	2,50-2,95	7	13	23
S2+175	7,00-7,45	8	18	31
S2+175	10,00-10,45	12	19	34
S2+175	23,00-23,45	13	27	41
S2+175	26,50-26,95	9	17	28



ANNEX B

Classifications et recommandations de l'AFTES

De par sa longue expérience dans le domaine des travaux en souterrain, l'AFTES est devenue une référence de base utilisée dans le monde entier.

Elle a établi un texte de recommandations portant sur le choix d'un type de soutènement à partir de paramètres quantifiables caractérisant la roche.

La superposition de ces recommandations pour l'ensemble des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

D'après les particularités de notre ouvrage nous exposerons les recommandations suivantes :

➤ Classification selon la résistance à la compression

Tableau B1

Catégories	Désignations	Rc (Mpa)
R1	Roche de résistance très élevée	Plus de 200
R2a	Roche à résistance élevée	200 à 120
R2b		120 à 60
R3a	Roche à résistance moyenne	60 à 40
R3b		40 à 20
R4	Roche de faible résistance	20 à 6
R5a	Sols de très faible résistance et sol cohérent consolidé	6 à 5
R5b		<0.5

Où **Rc** : contrainte de compression simple (MPa).

ANNEXE B

Tableau B2

Tableau 1		Comportement mécanique																										
R1 R2a R2b R3a R3b R4 R5a R5b R6a R6b	Pas de scellement		X																									
				Béton projeté		X																						
							Boulons	X																				
									Cloures	X																		
											Voussoirs	X																
													Tubes perforés	X														
															Boucliers ou pousse tube	X												
																	Procédés spéciaux	X										
																			Injection	X								
																					Air comprimé	X						
																							Congélation	X				
																									à ancrage ponctuel	X		
																											à ancrage réparti	X
Lourds	X																											
		Legers caissons	X																									
				plaque mét. assemblée	X																							
						béton	X																					
								Enf	X																			
										Blf	X																	
												Bcl	X															
														Enf Blf	X													
																Enf Bcl	X											
																		Blf Bcl	X									
																				Enf Blf Bcl	X							

Enf : Avec enfilage.

Blf : Avec blindage du front.

Bcl : Avec bouclier .

ANNEXE B

Tableau B3

Tableau 3

Altérabilité - gonflement	Pas de soulèvement	Boulons			Cintres		Voussoirs		Procédés spéciaux					
		Béton projeté	à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	Lourds	légers	pluques métalliques assemblées	béton	Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	Injectai	Air comprimé	Congélation
Terrains susceptibles de délitage	X	•	Gr Gr Bp Gr Bp Bl Gr Bp	X	•	•	•	•						
Terrains susceptibles de dissolution (1)	X	•	Gr Gr Bp	X	•	•	•	•						
Terrains gonflants	X	• (2)	X	Bp	•	•	•	•						•
Autres terrains														

NOTA : 1/ Dans la mesure où ils sont placés dans des conditions où le risque existe (circulation d'eau)
 2/ Le béton n'est recommandé qu'en absence de circulation d'eau dans le terrain

- Gr:** avec grillage continu.
- Bp :** avec béton projeté
- Bl :** avec blindage en bois ou métallique.

ANNEXE B

➤ Classification selon la dimension de la galerie

Tableau B4

Tableau 6

Dimension de la galerie	Pas de soutènement			Boulons			Châtres		Voussoirs		Tubes perforés			Procédés spéciaux		
	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo	Bo
D < 2,50 m				X												
2,50 m < D < 10 m				X	X	X										
D > 10 m			Bo				X	Bo					X			

NOTA : 1/ Pousse tube en principe à exclure pour D > 4 m

D : largeur de la galerie

Bo : avec boulonnage obligatoire

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif.

ANNEXE B

➤ Classification selon l'environnement

Tableau B6

Tableau 7	
Sensibilité aux tassements (ouvrages proches)	Environnement
X	Pas de Soutènement
Ci ou R4 Bp	Béton projeté
Bp	a' ancrage ponctuel
Bp	a' ancrage réparti
Bp	barres foncées
Act	Lourds
X	Legers Coulissants
Enf	Plaques métalliques assemblées
Act	beton
	Tubes perforés
Inj	Boucliers ou pousse tube
	Injection
	Air comprimé
	Compétition

Ci : Avec cintres et éventuellement boulons pour terrains de classes R4a, R4, ou R4c

Bp : Avec béton projeté.

Act: Cintres actifs à vérins et éventuellement calages expansibles.

Inj : Injections de bourrages immédiats ou anneaux extensibles.

Bel: Avec bouclier.

Enf : Avec enfilage.

Pm: Pré découpage mécanique pour terrains R2b à R5b.

ANNEXE B

➤ Classification selon l'hydrologie

Tableau B7

Tableau 4

Hydrologie	Boulons		Cintres		Voussoirs		Procédés spéciaux						
	ancrage ponctuel	ancrage réparti	barres forcées	Lourds	légers coulisants	plaques métalliques assemblées	beton	Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	Injection	Air comprimé	Congélation	
Hors d'eau	Roches												
	R2	H1		K1, K2, K3		Dr		•		•		•	
	A	H1		K1, K2		Dr		•		•		•	
	R4	H2 ou H3		K3 ou K4		Dr		•		•		•	
	Sols	H1		K1, K2, K3		Dr		•		•		•	
		H2 ou H3		K3 ou K4		Dr		•		•		•	
	R5	H2 ou H3		K3		Dr		•		•		•	
	et R6	H3		K4		Dr		•		•		•	
		H3		K4		Dr		•		•		•	
	NOTA : 1/ Scellement au mortier ou aux résines spéciales à durcissement en présence d'eau 2/ ou bentonite (préférable dans le cas de très forte perméabilité)												

- Dr : Avec drainage.
- Enf : Avec enfilage.
- Blf : Avec blindage front.
- Bcl : Avec bouclier.