

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT GENIE MINIER

Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en
Génie Minier

Thème :

**Creusement et soutènement provisoire d'un tunnel
métropolitain (cas du métro d'Alger –tronçon Aïn Naadja)**

Soutenues le 11 juin 2014 devant le jury composé

de : Président de jury : Dr. AKKAL Rezki

Promoteur : Dr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid

Examineur : Dr. BERDOUDI Saïd

Réalisé par :

GANNA Houssam

MANSOUR Farid Aghilasse

Promotion: Juin 2014

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Pasteur Hassen Badi BP 182 El-Harrach

16200 Alger (Algérie)

REMERCIEMENTS

Nous remercions DIEU LE TOUT PUISSANT pour nous avoir donné force, santé et patience pour arriver là où nous sommes.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à notre promoteur monsieur **BACHAR ASSED Mohamed Aguid** pour nous avoir estimés capables de traiter ce sujet.

Aussi nous tenons à remercier en particulier monsieur **F.GANI**, pour l'aide qui nous a apporté et le temps qu'il nous a consacré. C'est grâce à ses précieux conseils et remarques qu'on a pu faire ce modeste travail.

Nous tenons également à remercier monsieur **H . KENDJOUH**, pour leur précieuse collaboration.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Sans oublier tous nos camarades de la promotion 2014 en particulier Mohammed BEHLOULI BANKA Aissa.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents à qui je dois énormément, que dieu les préserve, ainsi qu'à mes frères Tarek, Sofiane et mes deux sœurs Hayat et Iman pour leur soutien de tous les jours surtout dans les moments difficiles.

Sans oublier mes amis pour leur compréhension mais aussi mon binôme Farid Aghilasse.

HOUSSAME

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail tout d'abord à mes très chers parents, que Dieu les préserve,
ainsi qu'à mes frères et sœurs pour leur soutien de tous les jours et pour m'avoir permis
de persévérer même dans les moments difficiles.

Sans oublier tous mes amis, Mais aussi mon binôme Houssam pour leur aide précieuse.

Aghilasse

الموضوع. حفر و تدعيم مؤقت لنفق مترو الجزائر العاصمة.

يعتبر إنجاز نفق المترو الحل الأمثل للقضاء على مشكل الازدحام المروري الذي تعيشه طرق الجزائر العاصمة .
موضوع عملنا هو دراسة إنجاز النفق بالطريقة النمساوية الجديدة. التدعيم المؤقت صمم باستعمال طريقة التقارب والحصر.
يتم إنجاز نفق المترو بعدة مراحل منها الدراسات الأولية، الحفر و التدعيم. سيتم حساب النفق و تصميم النموذج باستخدام
PLAXIS 8.2 لتصميم نماذج الانخفاض على السطح.

الكلمات المفتاحية. نفق، مترو، التقارب و الحصر، الطريقة النمساوية الجديدة.

Résumé

Sujet. Creusement et soutènement provisoire d'un tunnel métropolitain.

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

L'objet de notre travail est l'étude d'un tunnel en mine réalisé par la Nouvelle Méthode Autrichienne. Le soutènement provisoire est dimensionné par la méthode de convergence confinement. Les différentes phases de réalisation d'un tunnel de métro sont : les études préalables, l'excavation et le soutènement provisoire. Le calcul et la modélisation seront effectués à l'aide du logiciel, la simulation des tassements sont assimilés par PLAXIS 8.2.

Mots clés. Metro, tunnel, convergence – confinement, la nouvelle méthode autrichienne.

Abstract

Subject. The digging and the retaining of tunnel in Subway of Algiers.

The creation of a tunnel underground subway is the most appropriate solution to the problem of traffic congestion in Algiers.

The objective of our work is the study of an urban tunnel realized by NATM method (The New Austrian Tunneling Method). The primary retaining is designed by the convergence – confinement method. The various phases of the construction of a subway tunnel are: the recognition site, the digging, the retaining structure. The calculation and modeling will be performed using the software and PLAXIS 8.2.

Key Word. Subway, tunnel, convergence – confinement, the new Austrian method.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
Introduction Générale.....	3
CHAPITRE I.....	4
GENERALITES.....	4
1. Historique.....	5
2. Présentation du projet.....	8
2.1. La ligne 1.....	8
2.2. Les Extensions.....	8
3. Tracé de tunnel.....	11
3.1. Tracé en plan.....	13
.....	13
3.2. Profil en long.....	13
3.3. Profil en travers.....	15
Conclusion.....	16
CHAPITRE II.....	17
LES CONDITIONS.....	17
GEOLOGIQUES ET.....	17
HYDROGEOLOGIQUES.....	17
Introduction.....	19
1. Etudes Géologiques.....	21
1.1. Géologie générale d'Alger.....	21
1.1.1. Le cadre morphologique.....	21
.....	22
1.1.2. Le cadre géologique.....	22
1.2. Géologie régional du tracé.....	23
1.2.1. Les formations de Quaternaire.....	23
1.2.2. Les formations tertiaires.....	26
1.3. Conditions géologique.....	26
1.3.1. Moyens de reconnaissance géologique.....	26
1.3.2. Les reconnaissances géologiques.....	27
1.4. Stratigraphie – Lithologie de la section D8.....	30

1.5. Risques géologiques.	31
1.5.1. Conditions sismiques.....	31
1.5.2. Réaction du terrain dans le cas d'un séisme.....	31
1.5.3. Tsunami.....	31
1.5.4. Volcanisme.....	31
1.6. Conditions tectoniques.	32
2. Etudes Hydrogéologique.[2]	32
2.1. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques.	33
2.2. Reconnaissances hydrogéologique.	34
2.3. Conditions hydrogéologiques.	34
3. Résultats des reconnaissances géologiques et hydrogéologiques.	35
4. Etudes Géotechniques.	36
4.1. Moyens de reconnaissances géotechniques.	36
Inventaire des données existantes.....	36
Essais in situ.	36
Essais de laboratoire.....	36
4.2. Mesures des reconnaissances géotechniques.	37
4.2.1. Essais in situ.	37
Conclusion.....	53
CHAPITRE III.	54
EXCAVATION.....	54
DU TUNNEL.....	54
Introduction.	56
1. Ouverture d'accès.	56
2. Méthode d'excavation.....	58
2.1. Processus de choix.	58
2.1.1. Première phase.	58
2.1.2. Deuxième phase.	58
2.1.3. Troisième phase.....	58
2.2. La nouvelle méthode autrichienne.	59
2.2.1. Description.	59
2.2.2. Méthodes de creusement.	60
3. Mode d'excavation.	63

3.1. Excavation dans les terrains meubles.....	64
3.1.1. La pelle hydraulique.....	64
3.1.2. Le bouclier mécanisé.....	64
3.2. Excavation dans les terrains durs.....	65
3.2.1. Excavation mécanisé.....	65
3.2.2. Excavation à l'explosif.....	67
4. Exécution des travaux :.....	68
4.1.1 Excavation de partie supérieure.....	68
4.2. Mise en place de soutènement provisoire.....	70
Conclusion.....	72
CHAPITRE V.....	73
LE SOUTÈNEMENT P R O V I S O I R E.....	73
Introduction.....	75
1. Calcule de tassement :.....	75
2. Méthode de convergence – confinement.....	78
2.1. La méthode convergence-confinement.....	79
2.2. Principes de calcul.....	81
3. Calcule de Soutènement provisoire.....	84
3.1. Réalisation.....	84
3.2. Hypothèses de calcul.....	84
3.3. Détermination des efforts.....	85
3.4. Réactions d'appuis.....	86
3.5. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté.....	87
3.5.1. Rigidités des cintres métalliques.....	87
3.5.2. Rigidités de la voûte en béton projeté.....	88
3.5.3. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement.....	88
3.5.4. Vérification du cintre.....	88
Conclusion.....	89
CHAPITRE VI.....	90
APPLICATION NUMIRIQUE.....	90
1. Organisation des travaux d'Excavation.....	92
1.1. Creusement du tunnel.....	92
1.1.1. Description.....	92

1.1.2. Les classes d'excavation.....	93
1.2. Marinage et évacuation des déblais.....	95
2. Calcule des contraintes.....	95
2.1. Charge des bâtiments résidentiels et de Chantier.....	96
2.2. Charge d'eau.....	96
3. Calcul de tassement de surface.....	96
3.1.1. Premier méthode : (Théorie de tassements selon Herzog).....	96
3.1.2. Deuxième méthode : Sagasta (1980).....	96
Point d'inflexion Attwell [1977].....	97
3.2. Cuvette de tassement :.....	97
3.3. Conclusion.....	97
4. Résultats pour la méthode de convergence confinement.....	97
4.1. La courbe de convergence du terrain :.....	97
4.2. Calcul de convergence du terrain en fonction de λ :.....	98
4.3. Valeurs de la courbe caractéristique du terrain :.....	99
4.4. Courbe caractéristique du soutènement.....	100
4.5. La courbe finale de la convergence confinement :.....	100
4.2. Simulation numérique.....	101
CONCLUSION.....	103
5. Calcule de soutènement provisoire.....	104
5.2. Calcule de la charge verticale :.....	104
5.3. Calcul de la charge horizontale :.....	104
5.4. Réactions d'appuis :.....	105
5.5. Rigidités des cintres métalliques :.....	107
Conclusion Générale.....	108
Annexe.....	109
Bibliographie.....	119

Liste des figures.

Figure 1.1. — Carte des lignes du métro d'Alger	6
Figure 1.2. — Carte de la ligne 1 avec ces extensions	10
Figure 1.3. — Tracé de l'extension C de la ligne 1	12
Figure 1.4. — Tracé en plan de l'extension C de la ligne 1	13
Figure 1.5. — Profil en long de l'extension C de la ligne 1	14
Figure 1.6. — Profil en travers du tunnel	16
Figure 2.1. — Les grands ensembles morphologiques d'Alger	22
Figure 2.2. — Carte Géologique de la région d'Alger	25
Figure 2.3. — Carte de zonage sismique du territoire national	32
Figure 2.4. — Coupe géologique au niveau de la section D8.1	35
Figure 2.5. — Principe de l'essai SPT	38
Figure 2.6. — Profil de pénétration au SPT	40
Figure 2.8. — Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard	43
Figure 2.9. — Essai Œdométrique	45
Figure 2.10. — Détermination de C_c	49
Figure 2.12. — Essai de compression simple	53
Figure 3.1. — Coupe géologique à travers le puits de ventilation PV6	57
Figure 3.2. — Creusement d'un tunnel en plein section	60
Figure 3.3. — Creusement en demi – section supérieure et inférieure	61
Figure 3.4. — Creusement en sections divisées	62
Figure 3.5. — Schéma d'un bouclier non pressurisés	64
Figure 3.6. — Schéma général constitutif d'une machine pleine section	66
Figure 3.7. — Machine à attaque ponctuelle	66
Figure 3.8. — Plan de tir séquentiel	67
Figure 4.1. — Profile gaussien de la cuvette de tassement	75
Figure 4.2. — Schéma représentatif du volume V_t et V_s	76
Figure 4.3. — Tassement dans les tunnels	77
Figure 4.4. — Notion de pression fictive et le taux de déconfinement autour du front de taille	79
Figure 4.5. — Courbe de convergence	80
Figure 4.6. — Courbe de confinement	81
Figure 4.7. — Représentation des dimensions utilisées dans le soutènement provisoire	86
Figure 5.1. — La cuvette de tassement	97
Figure 5.2. — Courbe de convergence	100
Figure 5.3. — Courbe de confinement	103
Figure 4.4. — Courbe de convergence – confinement	103
Figure 5.1. — Engin de creusement	68
Figure 5.2. — Merlon stabilisateur	70
Figure 5.4. — Eclairage du chantier	70
Figure 5.3. — Aérage du chantier	71
Figure 5.6. — Mise en place du béton projeté	72

Liste des tableaux

Tableau 1.1. — Les stations de la ligne 1	8
Tableau 2.1. — Objectifs et moyens d'une campagne de reconnaissance	20
Tableau II-2. — Valeurs de Perméabilité K m/s des couches différentes.....	34
Tableau 2.3. — Sondages au niveau de la section D8.1	37
Tableau 2.4. — Compacité D des différentes couches %	40
Tableau 2.5. — Indice de densité ID des différentes couches %	40
Tableau 2.6. — Corrélacion entre n et I_c	41
Tableau 2.7. — Répartition de I_c selon SPT.....	41
Tableau 2.8. — Résistance de point q_c dans le sol MNm^2	41
Tableau 2.9. — Module de rigidité des sols ES MNm^2	42
Tableau 2.10. — Module de rigidité des sols E MNm^2	42
Tableau 2.11. — Angle de frottement interne φ à base des essais SPT °	43
Tableau 2.12. — Relation entre EM et PL avec α	44
Tableau 2.13. — Module de rigidité des sols ES MNm^2	44
Tableau 2.14. — Module de rigidité des sols E MNm^2	45
Tableau 2.15. — Densité humide des sols kNm^3	45
Tableau 2.16. — Teneur en eau naturelle ω %	46
Tableau 2.17. — Etat de solide en fonction de I_c	46
Tableau 2.18. — Indice de consistance I_c	46
Tableau 2.19. — Indice de compression C_c %.....	48
Tableau 2.20. — Indice de gonflement C_g %	48
Tableau 2.21. — Classification des sols selon C_c	49
Tableau 2.22. — Module œdométrique $ESMNm^2$	50
Tableau 2.23. — Module de déformation $EMNm^2$	50
Tableau 2.24. — Cohésion à base des essais en laboratoire $CkNm^2$	51
Tableau 2.25. — Cohésion à base des essais en laboratoire $CkNm^2$	51
Tableau 2.26. — Angle de frottement interne φ°	52
Tableau 2.27. — Résistance à la compression simple $RckNm^2$	52
Tableau 2.28. — Cohésion non drainé des couches de sol $CukNm^2$	52
Tableau 2.29. — Valeurs caractéristiques recommandées pour D8.1	53
Tableau 4.1. — Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t	76
Tableau 4.2. — Les moments et les poussées en fonction de fl	86
Tableau 5.1. — Les plans d'excavation.	93
Tableau 5.2. — Les phases de creusement pour chaque plan d'excavation.....	94
Tableau 5.3. — Paramètres de front de taille	95
Tableau 5.4. — Les paramètres de terrains	96
Tableau 5.5. — paramètres de terrain	97
Tableau 4.6. — Résultats des calculs.....	98
Tableau 5.7. — Paramètres de terrain en PK 3+500	98
Tableau 4.8. — pression maximal de soutènement	102
Tableau 4.9. — Déplacement de soutènement	102
Tableau 4.10. — Valeurs calculées	102
Tableau 5.11. — Point d'équilibre	104
Tableau 5.12. — Equilibre final	104
Tableau 5.13. — Le rapport f/l	110
Tableau 5.14. — Résultats pour les charges	111

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale.

Alger, capitale de l'Algérie et chef – lieu de la wilaya d'Alger, situé dans le nord de pays et donnant sur la mer méditerranée. La ville est établie au pied des collines du Sahel et au débouché d'une plaine fertile, la Mitidja.

La ville d'Alger constitue depuis toujours un lieu de grande concentration d'activités humaines, économiques, commerciales et culturelles du pays. Cette concentration a entraîné un accroissement démographique considérable de la population pour atteindre plus de 3 millions d'habitants dans le grand Alger avec son agglomération.

Un des problèmes principaux du développement de la ville, concerne la création d'un réseau de transport efficace implique un maillage minimal de l'espace pour offrir une multiplicité d'accès et d'orientation à la circulation en assurant le déplacement de masses importantes de passagers entre les zones industrielles, les régions d'habitation et les centres culturelles.

À la veille d'indépendance, Alger était équipé par un système de transport terrestre constitué essentiellement d'un réseau routier et un autre ferroviaire, ce système était destiné au transport des passagers. Le transport de fret est en grande partie était assuré par des réseaux maritimes et aériens.

Le réseau routier à Alger a connu des véritables progrès avec le temps, et à devenu de plus en plus dense, par la construction des nouvelles routes séparés et regroupés en plusieurs autoroutes et rocade, pour faciliter la circulation des flux entrant et sortant de la ville.

Le réseau ferroviaire, par contre, n'a pas connu des véritables progrès, surtout en ce qui concerne la densité des voies ferrées, qui couvrent seulement la partie Est de la ville en assurant des long trajets vers Oran et Constantine.

Actuellement, le déséquilibre entre l'accroissement démographique et ce de transport, est remarquable, la fluidité de transport urbain routier est saturé. L'installation d'un nouveau système de transport terrestre en commun est obligatoire.

Le nouveau système de transport aura pour but d'alléger la circulation en surface, tout en préservant les conditions normales de vie à la ville et d'assurer le respect de l'environnement. Et c'est de là qu'est née l'idée d'exploiter le sous-sol par des tunnels métropolitains.

Le métropolitain est caractérisé comme étant un système de transport urbain à voies ferrées, circulant à grande fréquence dans un réseau souterrain, formé d'ensembles de tronçons munis de dispositifs d'arrêts automatique des trains, destinées au mouvement des passagers.

L'objet de notre modeste travail portera sur le creusement d'un tronçon de tunnel en mine du métro d'Alger dans sa partie " Extension C " reliant Hai El Badr à Ain Naadja.

CHAPITRE I.

GENERALITES

1. Historique.

La fin du XX^e siècle a été marquée par un développement très important dans la construction des ouvrages souterrains du transport malgré le coût élevé de leur réalisation et la complexité de leur exploitation. Ainsi, de nombreuses raisons ont poussé l'homme à exploiter du souterrain, parmi lesquelles on peut citer :

- le manque d'espace à la surface et l'impossibilité de développer les réseaux de transport en surface. L'implantation en souterrain est préférable pour de nombreuses constructions car leur existence en surface est gênante pour les réseaux de service public ;
- les sous-sols offrent une bonne isolation ;
- les ouvrages souterrains sont naturellement protégés contre les orages, les tempêtes, les tornades ;
- les ouvrages souterrains permettent de protéger la végétation naturelle. Les dommages sont moins importants sur le cycle écologique, aux niveaux local et mondial ;

Le métropolitain, comme étant un type de transport souterrain, doit répondre à certaines exigences et objectifs spécifiques :

- de conformabilité, afin de satisfaire les besoins de passagers, en mettant à leur disposition un moyen de transport rapide, régulier, sécurisant, qui présente des conditions d'hygiène exigées par la santé publique ;
- d'exploitation commode, sécurisante, aisée et efficace du métropolitain qui, tout en minimisant les dépenses liées à la main d'œuvre, chargée de la réalisation d'ouvrages durables et fiables, ainsi que la maintenance des différents ateliers y afférents, y compris dans la conduite des trains, est assurée par des dispositifs technologiques, dans la conduite automatisée des trains et au niveau de la maintenance des différents ateliers ;
- en assurant des conditions normales de vie à la ville, durant la réalisation et l'exploitation du métropolitain; on recherchera donc un schéma rationnel de percement des lignes et des méthodes de réalisation des travaux, compte-tenus des exigences relatives à la protection de l'environnement ;
- des conditions technico-économiques, pour une utilisation rationnelle de solutions progressives en technologie et en construction, afin d'assurer un niveau supérieur de réalisation et d'exploitation, tout en cherchant à minimiser les dépenses matérielles et financières.

Le premier projet de métro d'Alger date de 1928, 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 en commun qui en résulte. Lancée dans les années 1980, sa construction est ralentie du fait de difficultés financières dans les années 1990. Le projet est relancé en 2003.

L'historique du métropolitain d'Alger met en relief différentes étapes sur le plan conceptuel :

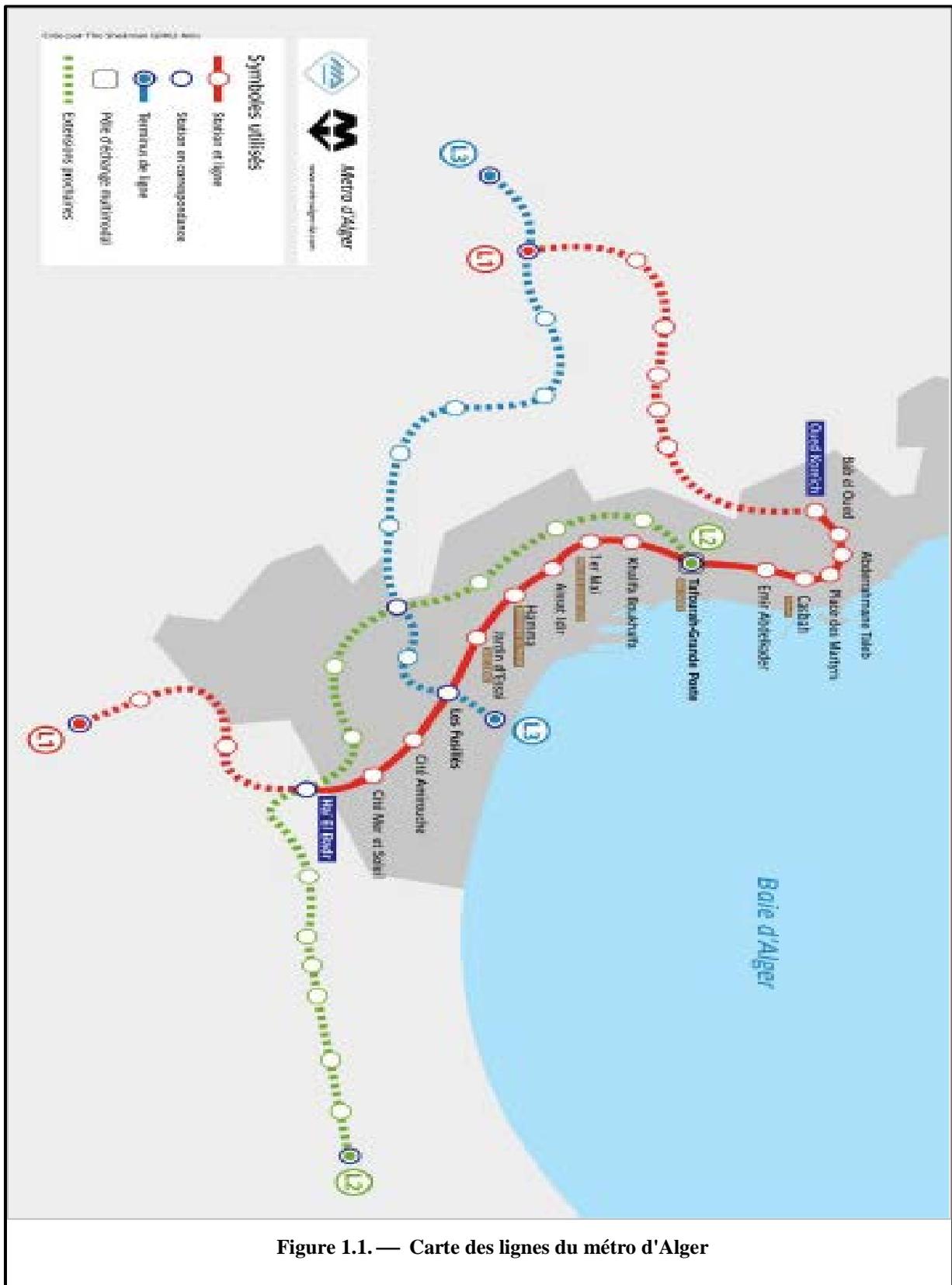


Figure 1.1. — Carte des lignes du métro d'Alger

-
- En 1932, un projet de construction d'un nouveau réseau de transport en commun de la région Algéroise, lequel comprendrait une ligne de métropolitain longue de 14 *km* partant du cimetière Saint – Eugène, dans l'actuelle commune de Bouloughine, et aboutissant à Maison – Carré dans l'actuelle commune d'El Harrach ;
 - En 1955, quand la population d'Alger est passée à 50000 habitants, on a évalué qu'il fallait transporter 1700 voyageurs par heures dans les deux sens entre Bab – El – Oued et Hussein – Dey. Une étude fut menée par RATP, prévoyant une réalisation d'une ligne reliant la Gare Centrale d'Alger aux Fusillés et le haut de la rue Didouche Mourad, répondait mieux aux besoins ;
 - En 1972, un bureau d'étude Britannique BUCHANAN proposait un métropolitain de type classique ;
 - En 1977, la SNTF avait reconsidéré le prolongement en tunnel de la voie ferrée entre Tafourah et Bab – El – Oued. Cependant, la RATP recommandait une ligne de métropolitain au centre d'Alger après les études entreprises pour la RSTA et SNTF ;
 - En 1981, la SOFRETU entreprit une étude pour le compte de la RSTA, prévoyant un réseau de transport métropolitain à l'intérieur des zones denses de la ville. On assurant le transport de 40000 voyageurs par heure en un seul sens, la première ligne reliait Oued – Korrich aux Anassers et comprendraient 13 stations ;
 - En 1982, une étude de la RATP/SOFRETU recommandait la création d'un réseau maillé de 3 lignes du métro totalisant 65 *km* :
 - Ligne 1 : De Aïn – Allah vers Gué de Constantine en passant par Haï – El – Badr (Bach – Djarah) ;
 - Ligne 2 : De Grande Poste vers Bab – Ezzouar en passant par Haï – El – Badr (Bach – Djarah) ;
 - Ligne 3 : D'Hussein – Dey vers Aïn – Allah en passant par le plateau des Anassers.
 - En 1985, Les premiers appels d'offres internationaux lancés débouchèrent sur la sélection de trois grands groupes internationaux, mais malheureusement la crise financière liée à la chute des prix du pétrole, a mis fin au processus ;
 - En 2003, Le gouvernement algérien décide de doter le projet de moyens financiers adéquats et de nouvelles structures organisationnelles et opérationnelles. Des appels d'offres internationaux ont été lancés pour l'achèvement du tronçon allant d'El – Hamma vers Haï – El – Badr pour un délai de 38 mois, confié au Groupement Algéro – Allemand du Métro d'Alger (GAAMA) et la réalisation du système intégral confié au groupement VINCI – SIEMENS – CAF pour un délai de 35 mois ;
 - En 2011, Le tronçon Grande Poste vers Haï – El – Badr de la première ligne du métro d'Alger, d'une longueur de 9,5 *km* et comportant dix stations entre en exploitation. La société RATP – El Djazaïr Filiale de la RATP – DEV est la société exploitante du métro d'Alger ;

2. Présentation du projet.

2.1. La ligne 1.

D'une longueur de 9,5 km, le premier tronçon de cette ligne comprend dix stations, reliant Tafourah – Grande Poste à Haï – El – Badr.

<i>Stations</i>	<i>Communes desservies</i>
Grande Poste	Alger Centre
Khelifa Boukhalfa	Alger Centre
1 ^{er} Mai	Sidi M'Hamed
Aïssat Idir	Sidi M'Hamed
Hamma	Belouizdad
Jardin d'essai	Belouizdad
Les Fusillés	Hussein – Dey
Cité Amirouche	Hussein – Dey
Cité Mer et Soleil	Hussein – Dey
Haï – El – Badr	El Magharia

Tableau 1.1. — Les stations de la ligne 1

Cette ligne rassemble :

- Un complexe de maintenance ;
- Un complexe technico – administratif (PHT – PCC et bâtiment siège) ;
- Un pôle d'échange situé aux fusillés (Métro – Tramway – Téléphérique et Bus) ;
- 14 rames climatisées d'une capacité de 1200 personnes chacune ;
- La fréquence (intervalle entre deux arrivées) est de 4 *minutes* aux heures de pointe et toutes les 5 *minutes* aux heures creuses ;
- La capacité de transport est de 21000 *voyageurs/heure /sens*.

2.2. Les Extensions.

Trois extensions de la ligne 1 sont en cours de construction.

— *Extension A : De Grande Poste vers la Place des Martyrs.*

Il s'agit d'un prolongement de la ligne 1 depuis la station Tafourah – Grande Poste vers la Place des Martyrs, au nord d'Alger, ce tronçon d'un linéaire de 1,69 km, comporte deux stations, Ali Boumendjel dans la commune d'Alger-Centre et Place des Martyrs dans la commune de la Casbah. La livraison de cette extension est prévue en 2015. Les travaux de ce prolongement ont été retardés afin de procéder à des fouilles archéologiques autour de la place des Martyrs, au pied de la Casbah, suite à la découverte de vestiges historique. Ce tronçon comprend un tunnel de 1430 m de longueur, et Trois ouvrages en ligne (ventilation et d'épuisement). Les travaux de génie civil de cette extension qui ont démarrés en 2010 sont en cours de réalisation.

— *Extension B : De Hai – El – Badr vers El Harrach.*

Ce tronçon d'un linéaire de 4 km s'étend du troisième quai de la station de Hai – El – Badr à El Harrach Centre, comportera

- Quatre (04) stations : Bach – Djarah 1, Bach – Djarah 2, El Harrach – Gare et El Harrach – Centre ;
- Un viaduc de 280 m est construit au-dessus de la bretelle d'autoroute de Oued – Ouchaïah (entre la station Hai – El – Badr et Bach – Djarah 1) ;
- Un tunnel cadre d'une longueur de 408,5 m ;
- Trois (03) ouvrages d'extraction d'air ;

Après l'installation et l'occupation des lieux, le Groupement DYWIDAG – COSIDER – TREVET (GDCT), a lancé durant l'année 2008 les travaux d'excavation et de soutènement provisoire de l'Extension B. Ainsi, la réalisation d'une station multimodale (métro/train/bus/taxis) au niveau de la gare ferroviaire d'El Harrach. Les travaux de génie civil de cette extension qui dessert les communes de Bach – Djarah, El Harrach et Bourouba, réalisés par le groupement Algéro – Allemand (GAMEX), sont achevés et les travaux d'installation du système intégral sont confiés au groupement constructeur Algéro – Français KOUGC – COLASRAIL – CRK.

— *Extension C : De Hai – El – Badr vers Aïn – Naadja.*

Ce tronçon d'un linéaire de 3,6 km, comprend :

- Ouvrage en plate – forme ;
- Viaduc de 132,5 m ;
- La Halte des ateliers sur 115 m ;
- Tunnel cadre d'une longueur de 241,5 m ;
- Trois (03) stations : Aïn – Naadja 1, Aïn – Naadja 2, Halte des ateliers ;
- Un tunnel en souterrain voûté d'une longueur de 1840,8 m ;
- Trois (03) ouvrages d'extraction d'air.

L'appel d'offre de maîtrise d'œuvre lancé par l'Entreprise Métro d'Alger (EMA) a été remporté par le Groupement (MIT) : DONG – MYEONG et DONG – IL de la Corée du Sud et CTTTP – Alger de l'Algérie. L'appel d'offre de réalisation, lancé en 2009, par l'Entreprise Métro d'Alger (EMA) a été remporté par le groupement Algéro – Allemand : COSIDER – DYWIDAG (GDC). Le groupement COSIDER – DYWIDAG (GDC) a confié au bureau d'étude Allemand Müller + Hereth l'évaluation des conditions géologique et hydrogéologique le long du tracé, sous la forme d'une hypothèse géotechnique, sur la base des résultats des rapports de l'APD (Avant – Projet Détaillé), qui se composent des différentes compagnes d'investigation, notamment celles remontant à 2006 et 2007, initialisés par le bureau d'étude ENSITRANS, ainsi que sur la base des résultats de la reconnaissance géotechnique supplémentaire exécutée en Hiver et en Printemps de l'année 2010/2011. Les travaux de génie civil de cette extension qui ont démarrés en 2011 sont en cours de réalisation.



Figure 1.2. — Carte de la ligne 1 avec ces extensions

3. Tracé de tunnel.

Les tunnels forment un groupe des ouvrages souterrains de section plus ou moins régulière et de grande longueur. Les tunnels métropolitains sont des tunnels ferroviaires de transport en commun, construits en souterrain à faible ou forte profondeur. Cependant, les principaux objets d'étude dans le cadre du projet d'un tunnel métropolitain peuvent être résumés comme ci – après :

- le choix d'un site, d'un tracé, la recherche des difficultés particulières (failles, venus d'eau, roche gonflante, ...) : ce sont les objectifs des reconnaissances ;
- le choix d'une forme, d'un volume, d'une section type pour assurer la fonction, la stabilité et l'économie de l'ouvrage ;
- le choix des procédés d'excavation et de marinage qui est autant un choix technique qu'économique ;
- le choix et le dimensionnement du soutènement à court terme, ainsi que celui du revêtement ou du soutènement à long terme ;
- la sécurité du chantier qui doit rester un souci particulier du concepteur et du constructeur de tunnel ;
- le contrôle du comportement de l'ouvrage pendant la construction puis au cours de l'exploitation ;
- l'estimation des coûts, difficile pour ce type d'ouvrage, devra néanmoins faire l'objet d'une étude détaillée et si possible d'études comparatives ;
- l'entretien et la réparation des ouvrages seront présents à l'esprit du concepteur pour faciliter par la suite la tâche de l'exploitant;

Le tracé de l'Extension C de la ligne 1 est constitué des lignes inter – ouvrages suivantes :

Station Hai – El – Badr	————	Le viaduc
Le viaduc	————	Station Halte des ateliers
Station Halte des ateliers	————	Le tunnel cadre
Le tunnel cadre	————	Puits de ventilation PV4
Puits de ventilation PV4	————	Station Aïn – Naadja 1
Station Aïn – Naadja 1	————	Puits de ventilation PV5
Puits de ventilation PV5	————	Station Aïn – Naadja 2
Station Aïn – Naadja 2	————	Puits de ventilation PV6

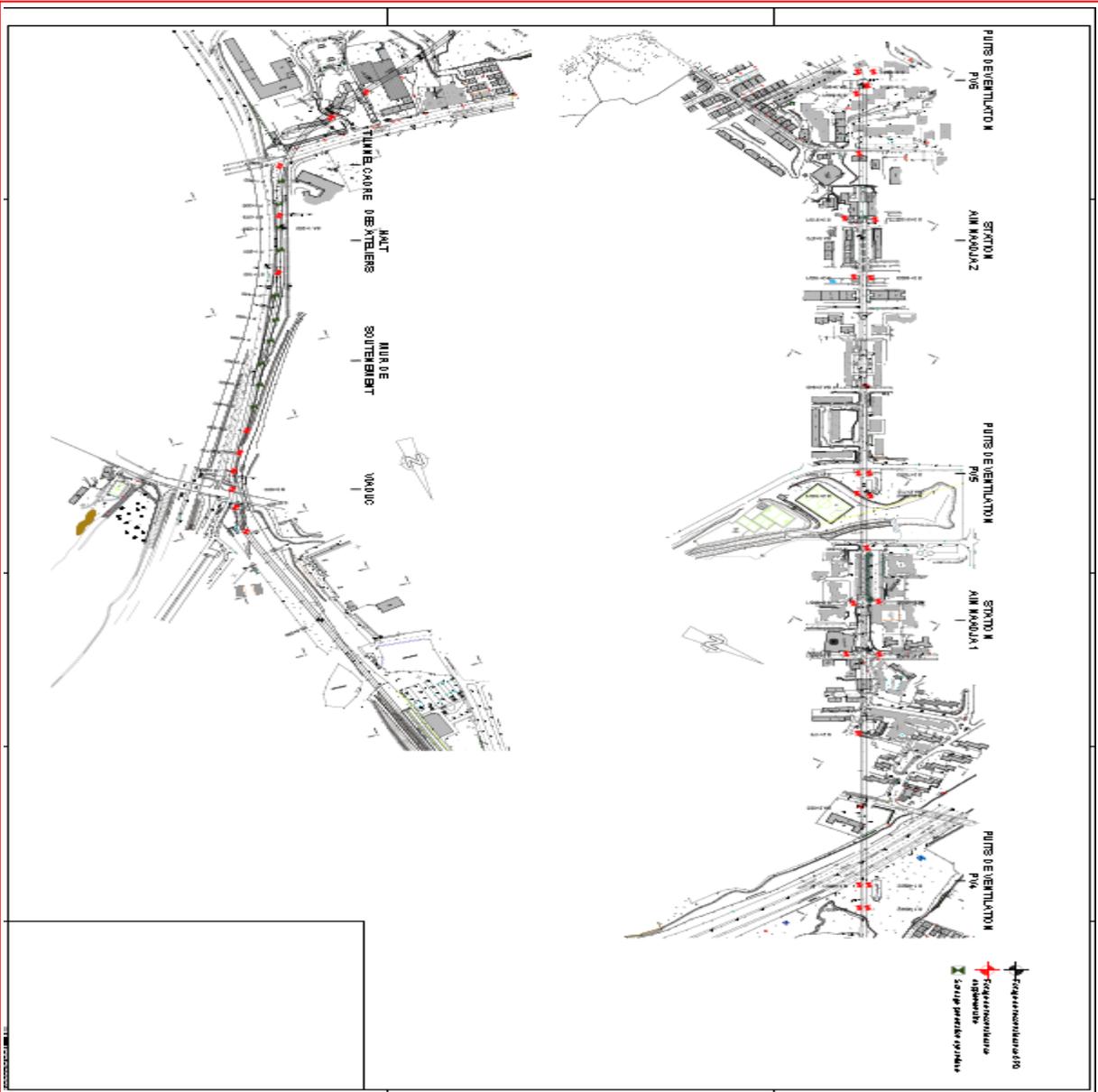


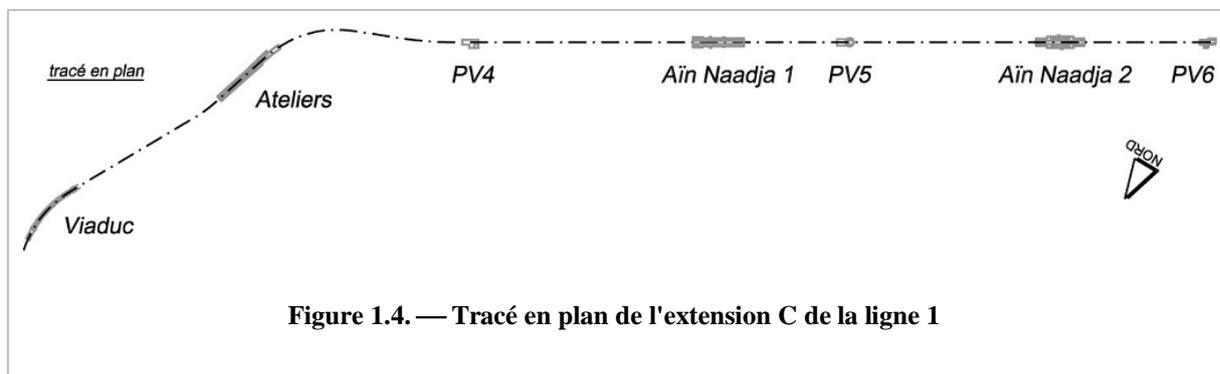
Figure 1.3. — Tracé de l'extension C de la ligne 1

3.1. Tracé en plan.

Le tracé en plan d'un tunnel de transport (routier, ferroviaire ou hydraulique) doit respecter les conditions imposées par l'utilisateur futur de l'ouvrage. Dans le cas d'un ouvrage souterrain de type métropolitain, le tracé en plan doit respecter l'inégalité de la distribution des habitants dans les régions qui traverse, de tel sort que les stations vont avoir lieux aux quartiers les plus peuplé (quartiers populaires) où la demande sur le transport en commun est au moins de 15000 *voyageurs/heure/sens* pendant les heures de pointe. Ainsi, les lignes inter – stations du métro doivent relier la périphérie au centre-ville, le long d'importants couloirs desservant les quartiers les plus peuplés, de façon à attirer beaucoup de voyageurs.

De plus, le tracé en plan est conditionné par :

- la nature des terrains à traverser ;
- l'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités ;
- l'activité sismique de la région du tracé ;
- la densité de la vie urbaine et des infrastructures dans la zone du tracé ;
- Les coûts de construction.



3.2. Profil en long.

Le profil en long d'un tunnel métropolitain est conditionné par :

- la présence d'accidents géologiques. On appelle couramment par son nom un tronçon où le terrain à traverser est de très mauvaise tenue et dont l'excavation nécessite une modification fondamentale des méthodes d'exécution (c'est par exemple un tunnel au rocher rencontrant une zone faillée avec venues d'eau en charge nécessitant un traitement à l'avancement par injection). Il faut chercher à les éviter ou à les franchir perpendiculairement ;
- l'orientation et la valeur des contraintes principales naturelles, la recherche notamment d'éventuelles contraintes résiduelles tectoniques élevées. De façon générale, l'orientation et la valeur des contraintes naturelles peuvent avoir une influence très sensibles en particulier sur les galeries de grandes dimensions ;
- la nature et l'épaisseur des terrains de couverture ;
- la présence d'eau et les débits d'eau prévisibles ;

De plus, notre profil en long est conditionné par :

- la pente maximale admissible est de 0,5%, cette pente assurant l'écoulement des eaux apparaissant pendant le creusement, réduira à terme l'usure des rames durant l'exploitation du projet ;
- la profondeur maximal de toi du tunnel le long du tracé est de 25 m au niveau du tronçon entre le puits de ventilation PV4 et la station Ain – Naadja 1 ;
- la profondeur minimal de toi du tunnel le long de tracé est de 2 m au niveau de tunnel cadre ;
- la profondeur maximal admissible du plan de roulement au niveau des stations est de 5 m, pour des raisons de sécurité liées essentiellement aux passagers ;

Le profil en long du tracé de l'extension C, est divisé en huit (08) sections de D1 jusqu'à D8 :

Section D1 : (PK 0 + 527 – PK 0 + 882)

Section D2 : (PK 0 + 882 – PK 1 + 161)

Section D3 : (PK 1 + 161 – PK 1 + 276)

Section D4 : (PK 1 + 276 – PK 2 + 362)

Section D5 : (PK 2 + 362 – PK 2 + 484)

Section D6 : (PK 2 + 484 – PK 3 + 192)

Section D7 : (PK 3 + 192 – PK 3 + 305)

Section D8 : (PK 3 + 305 – PK 3 + 624)

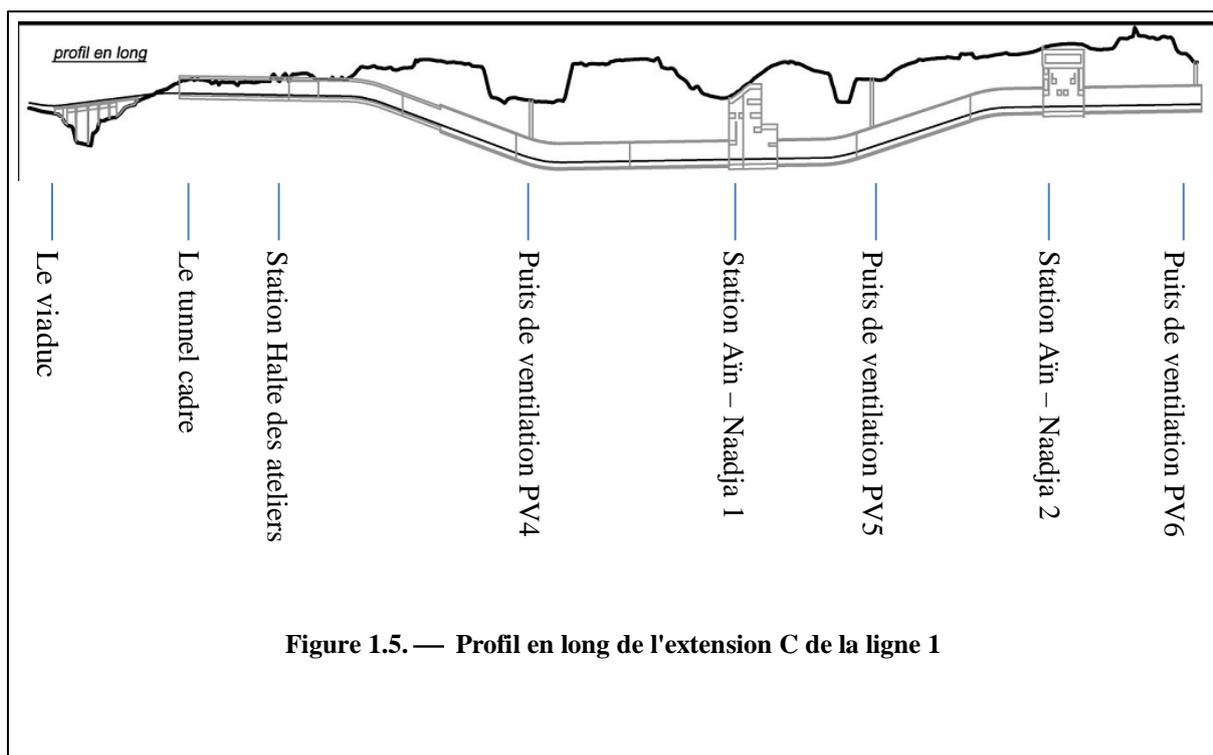


Figure 1.5. — Profil en long de l'extension C de la ligne 1

3.3. Profil en travers.

Le profil en travers est choisi de tel sort qu'il soit le plus uniforme possible tout au long de l'ouvrage pour des raisons de facilité d'exécution. Dans un profil en travers, on distingue deux sections, à savoir : la section excavée et la section utile.

La section utile d'un tunnel ferroviaire dépend de plusieurs facteurs :

- le gabarit du matériel roulant appelé à circuler sur la ligne ;
- le volume minimal d'air à réserver autour du gabarit pour limiter les effets du pistonnement qui nuisent à la fois au confort des passagers et augmentent les dépenses en énergies de traction ;
- la méthode de creusement du tunnel ;
- Le nombre de voies de circulation.

La section utile d'un tunnel est déterminée en ajoutant à la section réservée au gabarit roulant, une autre section qui contient les diverses conduites et canalisations imposées par l'exploitation du tunnel (eau, tuyaux de ventilation, câbles électrique, ligne aérienne et pantographe).

De façon générale, un profil circulaire ou s'en approchant est le plus favorable. Mais si le gabarit est rectangulaire, un tel profil n'est pas toujours économique car la section à excaver est alors bien plus importante que la section utile.

Par ailleurs, les facteurs suivant peuvent imposer un profil circulaire ou pseudo – circulaire :

- la présence d'une forte charge piézométrique ;
- la médiocrité des caractéristiques des terrains traversés (terrains poussant).

A cause des facteurs cités, le choix d'une section pseudo – circulaire est justifié par la présence des nappes perchées en – dessus de tunnel le long du tracé.

Un profil en travers un tunnel en réalisation, indique la présence de trois (03) sections dans le front de taille de tunnel :

- La calotte : la partie haute de la voûte ;
- Le stross : partie inférieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section inférieure) ;
- Le radier contre voûté : construction très ferrailé, agit véritablement comme une voûte de tunnel : il clave le profil et permet de fermé la section pour bénéficier au maximum de l'effet de voûte.

Ces trois sections, suivant le plan d'excavation, ne sont pas réalisées en même temps. La Nouvelle Méthode Autrichienne (ATM) impose un certain avancement de la réalisation de la calotte par rapport aux autres sections.

Un profil en travers un tunnel après le revêtement définitif, de section pseudo – circulaire est représenté dans la figure suivante :

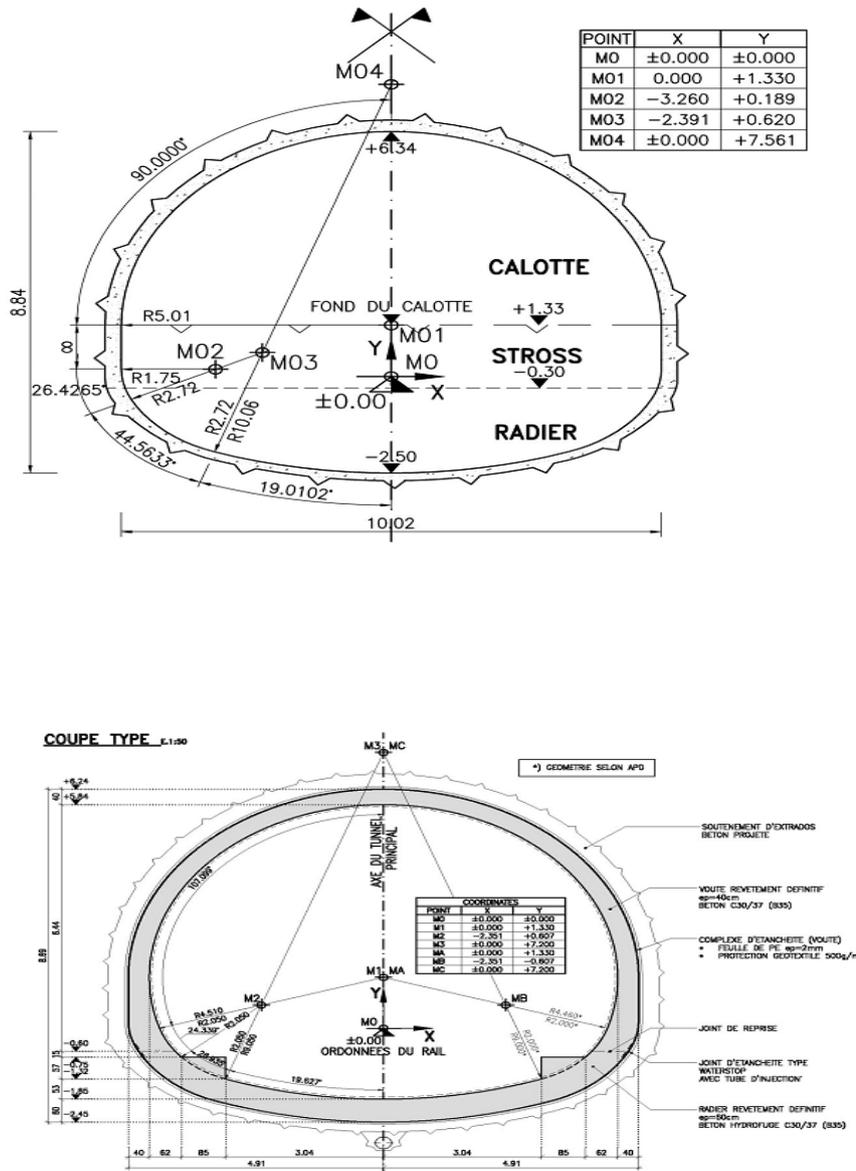


Figure 1.6. — Profil en travers du tunnel

Conclusion.

La réalisation d'un tunnel métropolitain reste le moyen le plus fiable pour faire face aux problèmes liés à la circulation et de l'encombrement dans les grandes villes.

CHAPITRE II.
LES CONDITIONS
GEOLOGIQUES ET
HYDROGEOLOGIQUES

Introduction.

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain, car ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, de soutènement et des revêtement.

Les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques constituent d'une manière générale trois aspects complémentaires de l'étude des terrains dans lesquels doivent être exécutés les ouvrages.

En générale, les campagnes de reconnaissances démarrent au début de l'étude d'avant – projet sommaire pour se terminer au début de l'étude d'avant – projet détaillé. Cela permet d'utiliser les premiers résultats des levés de terrain, de la géophysique, des sondages et éventuellement des galeries de reconnaissances pour arrêter les options essentielles du projet lors des études d'avant – projet sommaire. Le tableau suivant résume les objectifs et les moyens d'une campagne de reconnaissance.

Le volume des reconnaissances dépend de la nature et de l'importance de l'ouvrage, des difficultés de sa réalisation et des reconnaissances elle – même. Cette reconnaissance ne doit pas être négligée devant le budget de réalisation, selon M.PANET (1981) si l'on dépense :

- 2% seulement sur le coût des études de reconnaissance, on risque d'avoir des problèmes ;
- 8% du coût d'estimation, on limite au maximum les risques sans pour autant l'éliminer.

Les études préliminaires et d'avant – projet sommaire sont exécutées par le bureau d'étude ENSITRANS, ces études ont pour objectif le choix du site de tracé, l'établissement de profil en long et le tracé en plan du tunnel, identification des nappes et l'estimation des coûts.

Les études d'avant – projet détaillé (APD) sont réalisées par le bureau d'étude Allemand Müller + Hereth, ces études ont pour objectif l'établissement des coupes géologique le long de tracé et la définition des hypothèses géotechnique de calcule, ainsi que l'étude des méthodes d'exécution des travaux et le dimensionnement des soutènements et des revêtements.

Les travaux d'exécution sont confiés au groupement Algéro – Allemand : COSIDER – DYWIDAG (GDC) suivis et contrôlés par le Groupement (MIT) : DONG – MYEONG et DONG – IL de la Corée du Sud et CTTT – Alger de l'Algérie.

Le résultat de ces études est un rapport final d'investigation géotechnique basée sur les résultats des études d'avant – projet sommaire et détaillés exécutés en 2006 et 2007 ainsi que les résultats des reconnaissances géotechnique supplémentaires exécuté en Hiver et en printemps de l'année 2010 et 2011.

Le rapport final sous forme des hypothèses de calculs géotechniques résume les résultats des campagnes d'investigations géologiques et hydrogéologiques concernant les calculs statiques de tous les ouvrages sur la ligne planifiée du Métro d'Alger en son extension C entre les stations Hai El Badr et Ain Naadja 2.

PHASE DES ETUDES ET DES TRAVAUX	OBJECTIFS DES RECHERCHES	MOYENS DE RECONNAISSANCE
ETUDES PRELIMINAIRES ET AVANT – PROJET SOMMAIRE	<ul style="list-style-type: none"> • Etude géométrique de la solution de base et des variantes éventuelle • Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du massif • Etude sommaire de l'ouvrage • Définition précise du tracé ou du site retenu 	<ul style="list-style-type: none"> • Choix du meilleur site ou tracé • Plan et profil en long géologiques sommaire • Identification générale des nappes • Identification générale des terrains traversés • Nature des difficultés potentielles et description des difficultés majeures • Etude préliminaire des méthodes d'exécution envisageables • Estimation des coûts
AVANT – POJET DETAILLE ET ETUDES D'EXECUTION	<ul style="list-style-type: none"> • Reconnaissance détaillées géologique, hydrogéologique du massif et des sites des têtes • Etude détaillée de l'ouvrage y compris têtes et accès • Etude des méthodes d'exécutions et des conditions de chantier 	<ul style="list-style-type: none"> • Levé géologique détaillé • Etude hydrogéologique détaillée • Télédétection • Géophysique • Sondages carottés • Sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de forages • Essais de laboratoire sur échantillons • Galerie et mesures in situ et sondages en galerie • Essais in situ en vraie grandeur des méthodes envisagées
EXECUTION DES TRAVAUX	<ul style="list-style-type: none"> • Vérification des prévisions et adaptation aux accidents géologiques éventuels • Adaptation des méthodes et dimensionnement aux conditions réelles • Mise au point des documents conformes à l'exécution 	<ul style="list-style-type: none"> • Sondages complémentaires éventuels • Essais en laboratoire et in situ complémentaires éventuels • Suivi d'auscultation • Sondages à l'avancement • Galerie pilote éventuellement • Lever géologique des parois de l'excavation • Auscultation

Tableau 2.2. — Objectifs et moyens d'une campagne de reconnaissance

1. Etudes Géologiques.

Les études géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- la géologie générale et régionale du tracé, histoire géologique et tectonique du site ;
- la structure du sol le long du tracé ;
- l'inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées, ...)
- la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leurs qualités, selon leurs discontinuités.

1.1. Géologie générale d'Alger.

1.1.1. Le cadre morphologique.

La région d'Alger, peut être subdivisée en de grands ensembles identiques par des caractéristiques morphologiques spécifiques :

Le massif de Bouzaréah (ou massif d'Alger). — Selon une direction Est – Ouest, il s'étend sur une longueur de 20 km et sa largeur maximal est de 6 km, sa topographie est très accidentée et son sommet qui culmine à 407 m constitue le point le plus haut de la région.

Le Sahel d'Alger. — Il englobe tous les petits reliefs qui s'étendent entre le massif d'Alger (au Nord) et les rives gauche de l'Oued El – Harrach (au Sud et au Sud – Est) et droite de l'Oued Mazafran (au Sud – Ouest). Il y est reconnu trois parties principales :

- Le Sahel d'Alger essentiellement marneux d'âge plaisancien. Sa topographie mamelonnée (collines à pentes douces) est parcourue par un réseau hydrographique typique des terrains très peu perméables ;
- Le plateau mollassique d'Alger limité par de grandes falaises comme celles du Hamma et du Télémy (qui résultent d'une érosion naturelle) et celle de Hydra et de Birmandreis (conséquentes à l'ouverture d'axes routiers ou qui sont d'anciens fronts de taille de carrières de tuf) ;
- Le piémont Sud du Sahel, formé de dépôts argilo – caillouteux du comblement de la Mitidja, offre des pentes assez fortes qui témoignent de sa faible érodabilité. Cette dernière a contraint les Oueds El – Harrach et Mazafran à longer des versants caillouteux (en dessinant des cours arqués) jusqu'aux embouchures.

La plaine littorale orientale. — Elle se développe entre la mer (au Nord – Est), la corniche mollassique du Hamma (au Sud – Ouest), la Place du 1^{er} Mai (au Nord – Ouest) et la rive gauche de l'Oued El – Harrach (au Sud – Est). Son altitude varie de 2 à 15 m.

Le cordon littoral dunaire. — Il se développe :

- Entre la rive droite de l'Oued El – Harrach et Bordj El Kiffan où il sépare la rive maritime des zones basses septentrionale de la Mitidja; Il s'agit d'une petite barrière sablo – gréseuse allongée parallèlement au rivage ;
- A l'Ouest de Aïn – Benian jusqu'à Zéralda où il forme les piémonts du Sahel marneux. Dans cette zone, sa topographie est étagée (en marches d'escaliers) et recoupée par des Oueds de directions Est – Ouest.

La plaine de la Mitidja. — Dans la zone septentrionale de la plaine de la Mitidja s'étendaient de grands marécages (jusqu'au début du XX^e siècle). Sa topographie plane a très tôt inspiré l'aménagement (zones industrielles, aéroport, zones urbaines, centre universitaire)

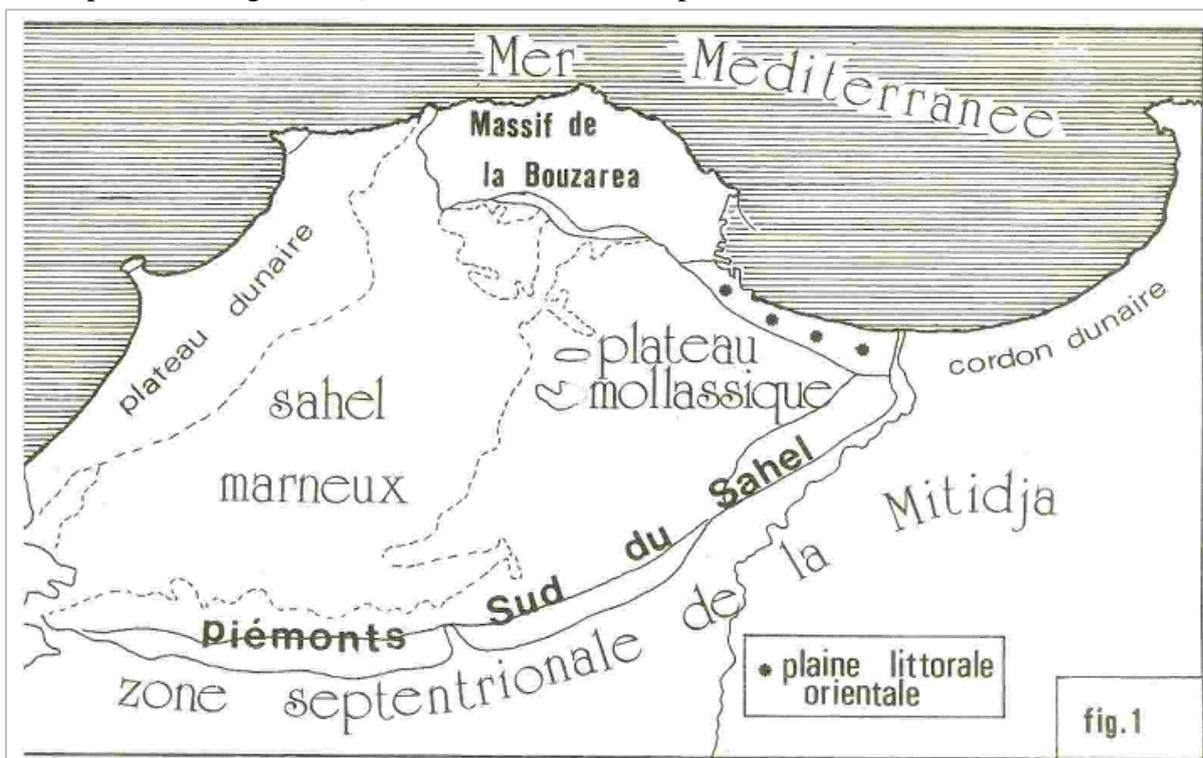


Figure 2.7. — Les grands ensembles morphologiques d'Alger

et ce, malgré la qualité agricole exceptionnelle des sols, le climat et les périmètres d'irrigation qui la parcourent.

1.1.2. Le cadre géologique.

La région d'Alger peut être présentée comme un dôme métamorphique primaire (paléorelief) bordé par des assises sédimentaires tertiaires et quaternaire.

Le Primaire. — Métamorphique (schistes, micaschistes, gneiss, gneiss granitisés, calcaires) et très tectonisé, il est constitué par des roches cristallophylliennes, affleurent entre Aïn – Benian, Bouzaréah et le port d'Alger et réapparaissent à Sidi – Ferruch à l'Ouest et à Bordj – El – Bahri à l'Est.

Le Tertiaire. — Marqué par une lacune de l'Eocène et de l'Oligocène, il recouvre en discordance le substratum métamorphique.

- Le Miocène inférieur (BURDIGALIEN) est formé de grés et de poudingues et affleure dans le Frais – Vallon, à Beni – Messous et près de Télemly.
- Le Miocène supérieur (PONTIEN) est conglomératique et gréseux.
- Le Pliocène inférieur (PLAISANCIEN) est argilo – marneux. Ces faciès verdâtres et bleutés sont dénommés " marnes bleues du plaisancien ". Il affleure dans le Sahel (Sud – Ouest) où son épaisseur dépasse les 200 m et est recouvert par des sédiments astiens (Hydra, Birmandreis, Kouba, El – Mouradia, El – Biar et Ben – Aknoun) ou par des formations plus récentes (littoral oriental algérois). Il forme le substratum du bassin subsident de la Mitidja.
- Le Pliocène supérieure (ASTIEN) est argilo – sableux à nombreux grains de glauconie (d'où sa teinte verdâtre) et à macrofossiles (Térébratules). Ce niveau est surmonté par une épaisse série de calcaire et par des calcaires gréseux à Pecten. Ces faciès sont communément appelés " tuf " dans la région et leur teinte jaunâtre est très caractéristique dans le paysage.

Le Quaternaire. — Il englobe de nombreux termes lithologiques : sables, grés lunaires, alluvions, éboulis, limons, argiles vaseuses, tourbes argileuses. L'érosion des reliefs a entraîné le dépôt du Quaternaire dans les zones basses, dans les aires de subsidence et dans le littoral marin. Les faciès sableux de la région d'Alger ont été subdivisées en : Grés de Birkhadem, Grés d'Oued – Ouchaïah, Grés dunaires littoraux eux – mêmes subdivisés en plusieurs phases marines de sédimentation.

1.2. Géologie régional du tracé.

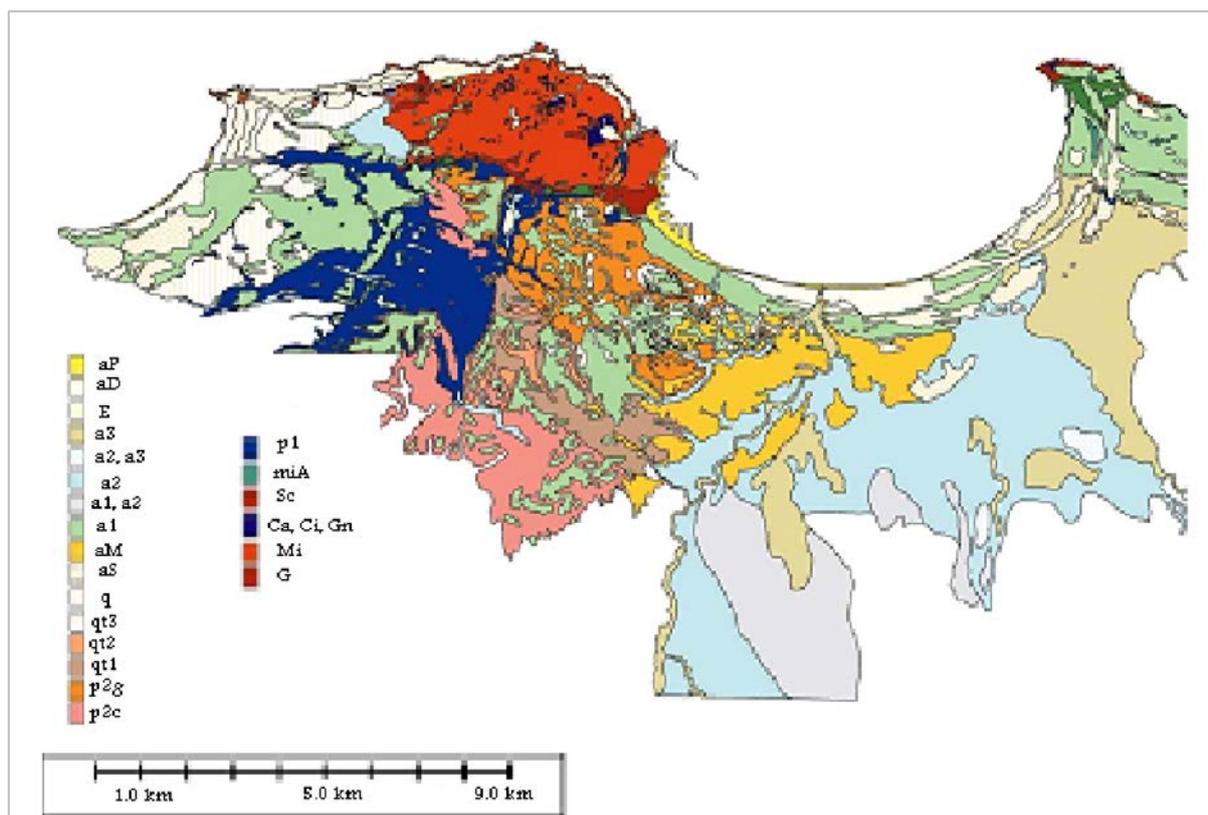
L'ensemble lithologique, traversé par le tracé planifié du tunnel, peut être réduit à deux unités principales qui se superposent plus au moins horizontalement.

- L'unité supérieure se compose des sédiments quaternaires prédominant de caractère cohésif. Cette couche contient un grand nombre d'éboulis. Il se peut qu'il s'y trouve des changements (remplissages) anthropogènes.
- L'unité suivante consiste en des sédiments clastiques de type sableux à argileux d'une grande hétérogénéité, rassemblés sous le terme de molasse.

1.2.1. Les formations de Quaternaire.

Les dépôts récents (R_x). — L'unité supérieure, parfois d'une épaisseur de quelques mètres, habituellement non consolidés, d'un caractère plus ou moins cohésif. Elle est riche en

éboulis et peut être issue de changements anthropogènes, de même qu'elle peut contenir des débris de matériaux de construction. Un groupe de valeurs caractéristiques unique (R_X), caractérisé par des paramètres réduits a été défini spécifiquement pour cette zone fortement remaniée. Pour des grandes zones, il est difficile de différencier entre les matériaux de remplissage d'origine anthropogène et les sédiments quaternaires, situés en dessous.



Quaternaire	Tertiaire
<p>aP : Dépôts de plage aD : Dépôts de dune E : Terrasse / pente colluviale a3 : Dépôt récent tel que plage a2, a3 : Argile, boue avec sable ou gravier a2 : Boue et argile a1, a2 : Argile, boue avec sable ou gravier a1 : Gravier et sable aM : Marne ancienne aS : Sable rouge q : Alluvion ancien</p>	<p>Astien Principale faciès : Argile sableuse p2A : Faciès sableuse et argile sableuse p2q : Faciès calcaire p2C : Faciès calcaire / molasse p2L : Grès avec glauconite p2G : Marne jaunâtre</p>
<p>Terrasse marine</p>	<p>Plaisancien p1 : Marne bleu</p>
<p>qt3 : Terrasse marine tyrrhénienne qt2 : Terrasse marine sicilienne qt1 : Terrasse marine calabrienne</p>	<p>Burdigalien MiA : Marne consolidée</p>
	<p>Roches métamorphiques</p>
	<p>Sc : Schiste Ca : Calcaire Mi : Schiste en mica Ci : Cipolin G : Gneiss Gn : Granite pegmatite</p>

Figure 2.8. — Carte Géologique de la région d'Alger

Le Quaternaire argileux (Q_A). — Un faciès argileux très cohésif, il est caractérisé par une prédominance des argiles sableux et limoneux.

Le Quaternaire sableux (Q_S). — Un faciès des sables limoneux peu cohésif et dans un plus grand part légèrement argileux subordonné.

Le Quaternaire marneux (Q_M). — Le faciès le plus bas du Quaternaire se compose des marnes grises et légèrement sableux très cohésives. Ils forment la limite inférieure du Quaternaire, et séparent les sédiments Quaternaire de sédiments Tertiaire.

1.2.2. Les formations tertiaires.

Le tertiaire argileux (T_A). — Un mélange des couches des argiles sableux et graveleux. De minces couches de grès sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments de la molasse.

Le tertiaire sableux (T_S). — Ce faciès est un mélange des couches des sables limoneux et argileux peu cohésives. De minces couches de grès sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments de la molasse.

1.3. Conditions géologique.

Le tracé est partitionné en huit (08) sections :

Section D1 : (PK 0 + 527 – PK 0 + 882)

Section D2 : (PK 0 + 882 – PK 1 + 161)

Section D3 : (PK 1 + 161 – PK 1 + 276)

Section D4 : (PK 1 + 276 – PK 2 + 362)

Section D5 : (PK 2 + 362 – PK 2 + 484)

Section D6 : (PK 2 + 484 – PK 3 + 192)

Section D7 : (PK 3 + 192 – PK 3 + 305)

Section D8 : (PK 3 + 305 – PK 3 + 624)

L'évaluation des résultats des reconnaissances géologiques, va porter sur la section D8 d'un linéaire de 319 m.

1.3.1. Moyens de reconnaissance géologique. [2]

Inventaire des données géologiques existantes. — La collection des données et documents existants sur le massif étudié :

- cartes géologique (1/50000, 1/25000) ;
- photographie aériennes (1/15000) ;
- documents climatiques et météorologiques ;
- archives de construction d'ouvrages souterrains analogues ;

Levé géologique de surface. — Le levé géologique doit comporter :

- le levé des affleurements ;
- l'inventaire des éléments concernant la tectonique ;
- l'étude des discontinuités avec orientation et réparties sur un diagramme ;
- la description des accidents de surface : altérations, glissements, effondrement ;
- l'examen des sites des têtes et des accès.

Géophysique. — Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique. Leurs résultats ne peuvent être qu'une image globale sur la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité du sol en profondeur, la détermination et la géométrie des accidents. Les méthodes les plus couramment employées dans le cadre du projet d'ouvrage souterrain sont la sismique réfraction et la résistivité électrique.

Télé-détection. — Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations de caractères structuraux tels que les failles anciennes ou actives, zones monétisées, anomalies mécaniques, cavités souterraines naturelles, etc...

Sondage. — Les informations tirées des sondages (en particulier des sondages carottés) sont les plus précieuses car ils permettent de voir la roche et de prélever des échantillons. Ces informations permettent la confirmation des hypothèses concernant la structure du massif faites à partir du levé de surface et d'étalonnage de la géophysique.

Sur le long de l'extension C et dans le cadre de la reconnaissance géologique supplémentaire 2010/2011 en somme 33 sondages carottés (forages de reconnaissance) dont le diamètre est de 101 mm ~ 116 mm, la profondeur des sondages est de 10 m ~ 35 m

1.3.2. Les reconnaissances géologiques. [14]

Le rapport des reconnaissances géologiques concernent les sondages carottés et les sondages en rotation exécutés au niveau de la section D8 : (PK 3 + 305 — PK 3 + 624), la section concernée par notre étude. Dans le cadre des investigations géologiques différentes, 8 sondages en rotation avec l'extraction des échantillons ont été exécutée dans le niveau de la section D8.

L'ensemble des unités lithologique reconnues est présentée dans les tables suivantes.

Sondage S 3+310/1 (RS)				
Intervalle (m)		Lithologie	% des fins	Unité Géologique
0,00	3,00	R_X - emblais		Holocène
3,00	4,50	Q_A : argile ocre à taches grises		Villafranchien
4,50	5,10	Q_S : sable argileux ocre		
5,10	12,0	Q_A : argile ocre à intercalation de niveau de galets		

12,0	15,0	Q_S : sable ocre, plus ou moins argileux, intercalation éparse de niveaux à galets		
15,0	20,5	Q_M : argile ocre à taches grises		Calabrien
20,5	22,0	T_S : gravier à matrice sableuse		Astien
22,0	35,0	T_A : argile sableuse, brun – ocre, petit galets		

Sondage S 3+310/2 (RS)				
Intervalle (m)		Lithologie	% des fins	Unité Géologique
0,00	2,20	R_X - remblais		Holocène
2,20	3,20	Q_A : argile ocre à taches grises et concrétions carbonatées		Villafranchien
3,20	3,60	Q_S : sable argileux graveleux		
3,60	4,20	Q_A : argile ocre à taches grises	85	
4,20	5,80	Q_S : sable argileux, ocres à intercalation éparse par des niveaux à galets		
5,80	12,0	Q_A : argile sableuse à intercalation de niveau conglomératique		
12,0	14,0	Q_S : sable ocre plus ou moins argileux, intercalation par des niveaux de sable grossier avec des galets		Calabrien
14,0	20,0	Q_M : argile ocre plastique à taches grises et concrétions carbonatés	96	
20,0	34,0	T_A : argile ocre plastique à taches grises	91	Astien
34,0	34,5	T_S : des intercalations éparse conglomératiques à gros galets		
34,5	35,0	T_A : argile grise		

Sondage S 3+450 (RS)				
Intervalle (m)		Lithologie	% des fins	Unité Géologique
0,00	0,90	R_X - emblais		Holocène
0,90	13,5	Q_A : argile ocre brune à taches grises, plastique	100	Villafranchien
13,5	18,0	Q_M : argile grise à taches ocre	99	Calabrien
18,0	29,0	T_S : sable grossiers à galets divers bien arrondis dans une matrice argilo – sableuse		Astien

29,0	30,0	T_A : argile ocre à taches grises	94	
<i>Sondage S 3+580/1 (RS)</i>				
Intervalle (m)		Lithologie	% des fins	Unité Géologique
0,00	6,00	Q_A : argile plastique ocre grise à tache grises provenant de l'altération du matériau	79	Villafranchien
6,00	10,2	Q_S : sable argileux avec de gravier peu consolidé à éléments divers dans une matrice argilo-sableuse		
10,2	20,0	Q_M : argile marneuse ocre à taches gris clair et petites concrétions carbonatées	82	Calabrien

<i>Sondage S 3+580/1 (RS)</i>				
Intervalle (m)		Lithologie	% des fins	Unité Géologique
0,00	0,80	R_X : argile plastique ocre à petits galets divers		Holocène
0,80	6,20	Q_A : argile plastique grisâtre rougeâtre à granules carbonatées et galets divers	63	Villafranchien
6,20	8,40	Q_A : argile plastique à petits galets divers		
8,40	20,0	Q_M : argiles marneuse plastique ocre à taches gris claire	99	Calabrien

<i>Sondage S 3+600 (APD)</i>				
Intervalle (m)		Lithologie	% des fins	Unité Géologique
0,00	13,0	R_X : remblais		Holocène
13,0	14,5	Q_M : marne jaunâtre		Villafranchien
14,5	25,0	T_S : alternance de sable et de grés		Astien

<i>Sondage S 3+630/1 (RS)</i>				
Intervalle (m)		Lithologie	% des fins	Unité Géologique
0,00	1,80	R_X : remblais		Holocène
1,80	8,20	Q_A : argile plastique rougeâtre à granules carbonatés		Villafranchien
8,20	20,0	Q_M : argile marneuse plastique grisâtre		Calabrien

<i>Sondage S 3+630/2 (RS)</i>				
Intervalle (m)		Lithologie	% des fins	Unité Géologique
0,00	1,00	R_X : remblais		Holocène
1,00	2,30	Q_A : argile plastique jaune à taches grises et galets divers		Villafranchien
2,30	4,60	Q_A : argile brune		
4,60	6,00	Q_A : argile verte à concrétions de carbonatés		
6,00	7,00	Q_A : argile brunes à débris anguleux		
7,00	9,00	Q_M : argile grise à taches claires (Kaolinite)		Calabrien
9,00	20,0	Q_M : argile marneuse grise		

1.4. Stratigraphie – Lithologie de la section D8. [14]

Le Quaternaire. — La géologie superficielle sur le tracé de l'extension C dans son section D8 est constituée par des matériaux détritiques d'âge Quaternaire, plus ou moins récents, soit Villafranchien ou Holocène. L'unité supérieure quaternaire se compose d'une série colorée de marnes, d'argiles et de sables, au sein de laquelle existent des intercalations de gravier et conglomérats cimentés. Le Quaternaire continental, Calabrien-Villafranchien, contemporain du Calabrien marin, repose sur le Pliocène continental avec lequel il présente d'étroites analogies de faciès qui rendent leur délimitation très délicate. Il se compose d'un ensemble détritique correspondant au démantèlement des reliefs en voie de surrection, constitué aussi bien de faciès argileux, sableux et à galets.

Le Tertiaire. — Le Pliocène représente un cycle sédimentaire complet, débutant par une transgression sur les séries de la fin du Miocène, pour se terminer par la régression astienne qui débouche dans le Pléistocène.

- **Astien : Sables – Conglomérats (T_S).** — L'évolution régulière du bassin et son comblement par un matériel détritique le conduisent à une phase fluviatile subcontinentale marquée par le dépôt de formations grés – sableuses et de limons gris. La sédimentation de ces niveaux est très irrégulière et discontinue et renferme des lentilles irrégulières de sables grossiers et de graviers, ainsi que des passées de conglomérats et de poudingues très cimentés. La faune est représentée essentiellement par des mollusques d'eau douce. Les niveaux de conglomérats et les bancs de grès ont rarement des épaisseurs qui dépassent les quelques décimètres et n'arrivent guère à plus d'un mètre.
- **Astien : Argiles sableuses (T_A).** — L'hétérogénéité des dépôts détritiques irréguliers de la Molasse Astienne permet de différencier un faciès discontinu. Elle peut présenter une nature argilo-limoneuse gris jaunâtre au – delà d'un contenu de fins supérieur à celui des sables et graviers, dont l'origine sédimentaire serait due à des moments de moindre énergie de l'environnement de sédimentation.

1.5. Risques géologiques. [14]

1.5.1. Conditions sismiques.

La région d'Alger est située dans une zone sismique active. Des séismes fortes sont documentés dans une cadence de 5 séismes pendant 10 *ans*.

En accord avec la norme *RPA 99 – 2003* (Règles parasismiques algériennes) l'extension C de la Ligne 1 du Metro d'Alger est située dans la zone sismique III (sismicité élevée).

Tout l'œuvre peut être considérée inclus dans le groupe d'utilisation 1A (œuvre de grande importance).

En accord avec la norme *RPA – 2003* les valeurs de l'accélération sismique sont les suivants :

- La composante horizontale de l'accélération sismique est $a_h = 0,4 * g$;
- La composante verticale de l'accélération sismique est $a_v = \frac{2}{3} * a_h$;
- Le facteur de la réduction par profondeur est supérieur à 0,8 ;

1.5.2. Réaction du terrain dans le cas d'un séisme.

La réaction du terrain dans le cas d'un séisme dépendant des facteurs suivant :

- Types de sol fin sans cohésion et homogène (limon, sable fin, sable) ;
- Compacité faible ;
- Niveau de la nappe phréatique proche le surface de terrain.

Les sédiments quaternaires et tertiaires sur la longueur du trace de la Ligne 1 – Extension C sont caractérisés par des types des sols mélangés avec des sables argileux d'une faible cohésion et compacité bien et des argiles sableux avec une cohésion élevée. Comme facteur plus important, la nappe phréatique dans la section en question se trouve dans une profondeur de 20 – 30 *m* au – dessous la surface. Sur la base des raisons mentionnées, une réaction dangereuse du sol dans la trace de la Ligne 1 – Extension C n'est pas probable.

1.5.3. Tsunami.

La tracé de la Ligne 1 – Extension C est situé dans une élévation de 35 – 70 *m* au – dessus de niveau du Mer Méditerranéen. Par raison de l'implantation élevée des ouvrages planifiés, une influence directe d'un tsunami n'est pas probable.

1.5.4. Volcanisme.

Dans la région d'Alger des volcans actifs n'existent pas. Les volcans actifs plus proches sont l'Aetna dans l'Isle de Sicile et le Vésuve à Napoule dans une distance de 1100 *km*. Une influence directe des deux volcans dans le projet n'est pas probable.

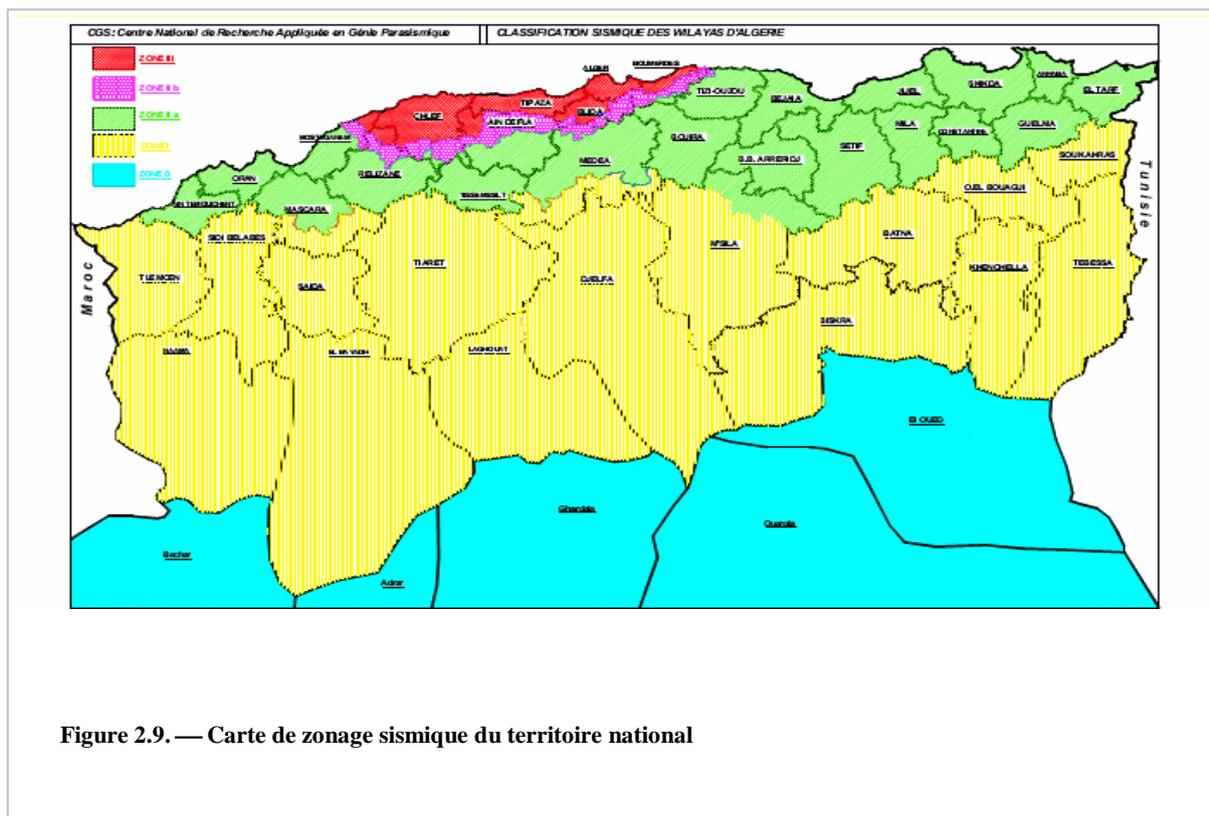


Figure 2.9. — Carte de zonage sismique du territoire national

1.6. Conditions tectoniques. [2]

La formation des chaînes alpines méditerranéennes y compris le tronçon algérien est liée à la dérive et la rotation de la plate – forme continentale de l’Afrique par rapport à l’Eurasie depuis le Jurassique. Les bassins de Mitidja ainsi que ceux de Chélif et de Seybouse sont structurés pendant les dernières étapes de la tectonique Alpine.

Les résultats des mouvements tectoniques se trouvent dans des formations des grandes nappes dans les montagnes européennes et dans l’Atlas Tellien et dans des plusieurs failles tectoniques normales et inverses dans la région d’Alger.

Dans le socle métamorphique de la région d’Alger des failles de type normal et inverse avec une orientation NE – SW à ENE – WSW sont observables. Une continuation des failles normales dans des sédiments du Quaternaire et Tertiaire est supposée.

2. Etudes Hydrogéologique.[2]

Les études hydrogéologiques sont effectuées en même temps que les reconnaissances géologiques et elles ont pour but de déterminer :

- les formations aquifères et les terrains imperméables ;
- le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines) ;
- la perméabilité des terrains ;

— les réseaux karstiques éventuels.

Ces renseignements permettent de définir :

- la nature des venues d'eau possibles le long du tracé ;
- leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux (choix des ciments) ;
- les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement).

Des venues d'eau importantes posent toujours des problèmes aux conséquences souvent lourdes. Dans le cas des sols, la présence d'une nappe peut entraîner :

- l'instabilité de l'excavation provoquée par un gradient hydraulique élevé au voisinage de la paroi (venues d'eau, débouillage) ;
- des diminutions rapides des caractéristiques du sol ;
- des tassements sous les piédroits ;
- des tassements de surfaces dus au rabattement de la nappe.

2.1. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques. [2]

Inventaire des données existantes. — Les données et les documents existants sur le site étudié, leur liste est la suivante :

- Inventaire des circulations souterraines ;
- Documents climatiques et météorologiques ;
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans les conditions analogues ou situés à proximité, puits de pompage en site urbain,...

Levé hydrogéologique de surface. — Il a été effectué en même temps que le levé géologique et il comprend :

- le relevé des sources, puits ;
- le relevé des zones d'infiltration ;
- les mesures de débits des sources et puits (à répéter pour prévoir prendre en compte les variations saisonnières), la recherche ou le contrôle des trajets par traceurs (fluorescéine, isotopes, nuages salins,...).

Géophysique. — La méthode de résistivité électrique peut servir pour la recherche des nappes, pour la recherche de la profondeur et de la continuité d'un horizon étanche (argileux ou marneux) sous une formation perméable (grés par exemple). L'interpolation des données électriques est délicate. Elles doivent être étalonnées par sondages.

Sondages. — Les sondages, quel que soit leur type, ont permis d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté. Il s'agit principalement :

- d'observations pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les carottes ;
- de la pose de piézomètres pour préciser les niveaux de la nappe, sa interdépendance éventuelle, la réaction aux agent atmosphériques ;
- d'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement, transmissivité).

2.2. Reconnaissances hydrogéologique. [14]

Dans le cadre de la reconnaissance hydrogéologique APD et supplémentaire 2010/2011, 14 sondage ont été réalisés pour calculer la perméabilité des différentes couches. La perméabilité des couches différentes a été déterminée par des essais Lefranc – Mandel qui consistent à déterminer la perméabilité des couches à partir d'un forage de diamètre $2r$ dont le tubage est prolongé par une crépine de longueur L . la profondeur de la zone à essayer étant situé à la profondeur H sous la cote de la nappe, on ajoute une hauteur d'eau dH constant, on calcule :

$$K = \frac{Q}{C * dH} \quad (Eq. II.1)$$

Avec

$$C = \frac{4\pi}{\frac{2}{L} * \text{Log}_e \left(\frac{L}{r} \right) - \frac{1}{2H}} \quad (Eq. II.2)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II-3. — Valeurs de Perméabilité K [m/s] des couches différentes			
Q_S	Quaternaire sableux	$1,0 * 10^{-6}$	Moyenne
Q_A	Quaternaire argileux	$1,0 * 10^{-7}$	Faible
Q_M	Quaternaire marneux	$1,0 * 10^{-8}$	Très faible
T_S	Tertiaire sableux	$1,0 * 10^{-5}$	Forte
T_A	Tertiaire argileux	$1,0 * 10^{-7}$	Faible
T_G	Tertiaire gréseux	$1,0 * 10^{-4}$	Très forte

2.3. Conditions hydrogéologiques.

Les piézomètres installés indiquées un niveau d'eau plus ou moins continue dans des sédiments sableux de Tertiaire dans une profondeur des 25 - 30 m (niveau générale d'eau). Ce niveau d'eau doit être classifié comme une nappe phréatique continue et permanente sans des changements saisonniers considérables. Les ouvrages entre la Station Haï – El – Badr et le Puits de Ventilation PV6 sont situés au – dessus de cette nappe phréatique. Seulement la station Ain – Naadja 1 reste avec son fondation dans des sables du Tertiaire proche de la zone influencé par l'eau souterrain. An – dessus de ce niveau continue, dans les sédiments Quaternaire, la situation hydrologique est caractérisé par des petit nappes locales, isolées et temporaires avec des volumes non considérables (nappes perchées). Les conditions en vue de la construction des ouvrages sont supposé sèches pour la plus part des cas, dû au fait que le

niveau d'aquifère permanent se situe en dessous des ouvrages dans les sédiments de la molasse sableux. Néanmoins par temps de fortes pluies, l'apparition d'inclusions d'eaux élevées au sein des parties perméables sableuses est possible.

3. Résultats des reconnaissances géologiques et hydrogéologiques. [14]

Le résultat des reconnaissances géologique et géotechniques exécuté au niveau de la section D8 est La coupe géologique longitudinale qui montre les conditions géologique et hydrogéologique en vue d'une modèle de sous – sol simplifier et généraliser en regard de la répartition des zones des types des sols avec des caractéristiques comparables (unités homogènes).

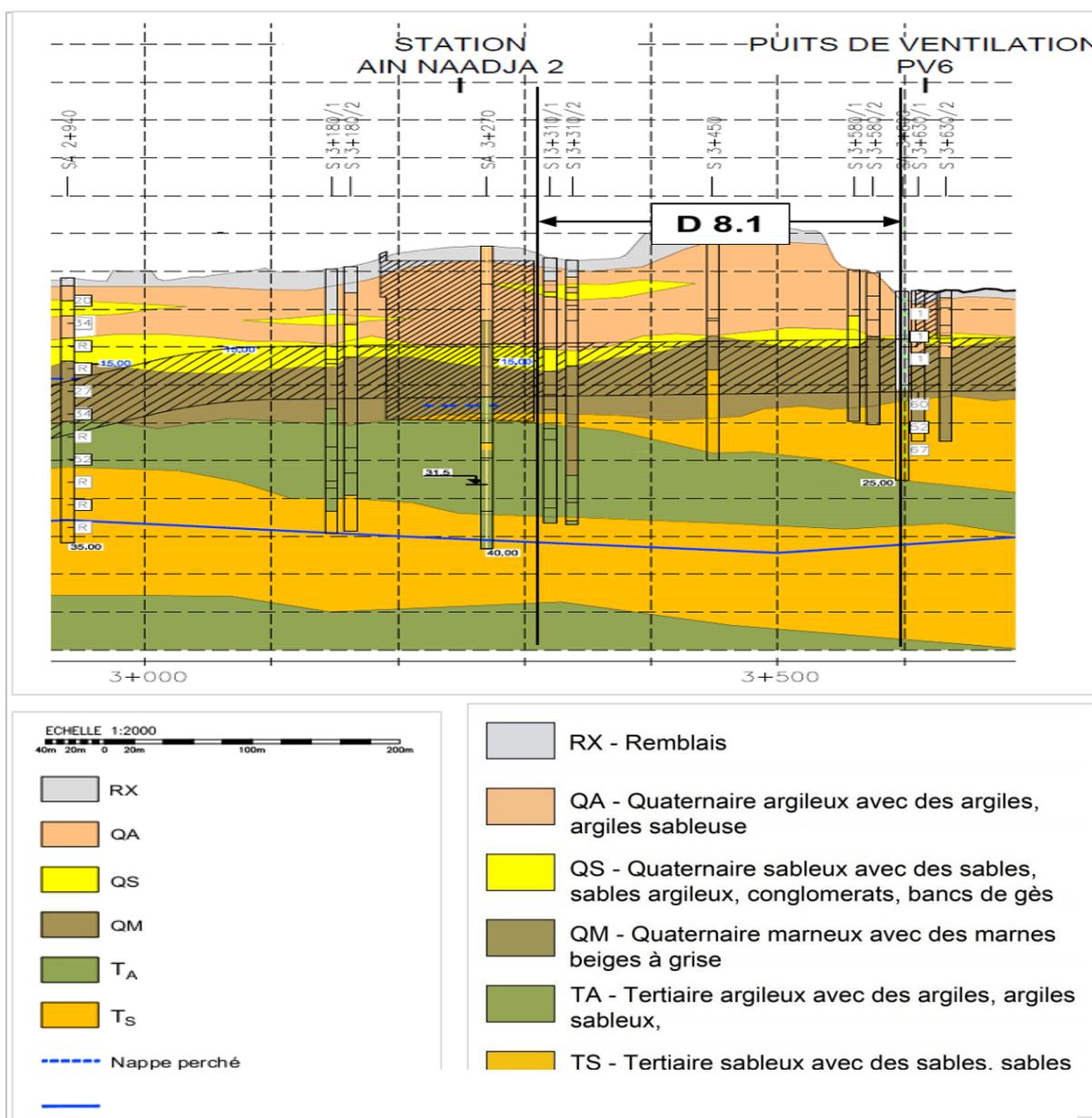


Figure 2.10. Coupe géologique au niveau de la section D8.1

4. Etudes Géotechniques.

Les études géotechniques tiennent compte par la géologie et l'hydrogéologie. Elles doivent permettre de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de tunnel, enfin, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

4.1. Moyens de reconnaissances géotechniques. [2]

Inventaire des données existantes. — Il est indispensable de réunir les données et les documents existants sur le site étudié, leur liste est la suivante :

- Documents et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols dans des conditions analogues ;
- Archives de construction d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs similaires.

Essais in situ. — Ils permettent de déterminer les caractéristiques de sol en place (résistivité, perméabilité, cohésion, cisaillement, indice des vides, etc.)

- **Géophysique.** — Les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Ils peuvent être déterminés par des essais sismiques et électriques simples à l'échelle de la dizaine de mètres entre deux forages.
- **Sondages.** — Ils permettent de prélever des échantillons (cas des sondages carottés) pour des essais de laboratoires.
- **Essai de pénétration statique.** — qui peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel réalisé dans un sol et sous faible couverture et pour le dimensionnement des ouvrages de têtes situés dans des sols ;
- l'essai pressiométrique permet de définir trois (03) caractéristiques fondamentales, à savoir le module de déformation, la pression de fluage et la pression limite ;

Essais de laboratoire. — On se bornera à citer les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains :

- **Essais d'identification :** masse volumique, teneur en eau naturelle, indice des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentation, minéralogie.
- **Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer la déformation de surface :** essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œdométriques, essais de gonflement, essais de compression simple, ...

Dans le cadre de la reconnaissance géotechnique supplémentaire 2010/2011 et sur le long de l'extension C de la ligne 1 en somme 33 forages carottés, 286 essais de pénétration dynamique SPT, 10 essais de pénétration dynamique DPH, 129 essais pressiométrique de Menard et plus de 150 échantillons de sol ont été essayés en laboratoire.

4.2. Mesures des reconnaissances géotechniques. [14]

4.2.1. Essais in situ.

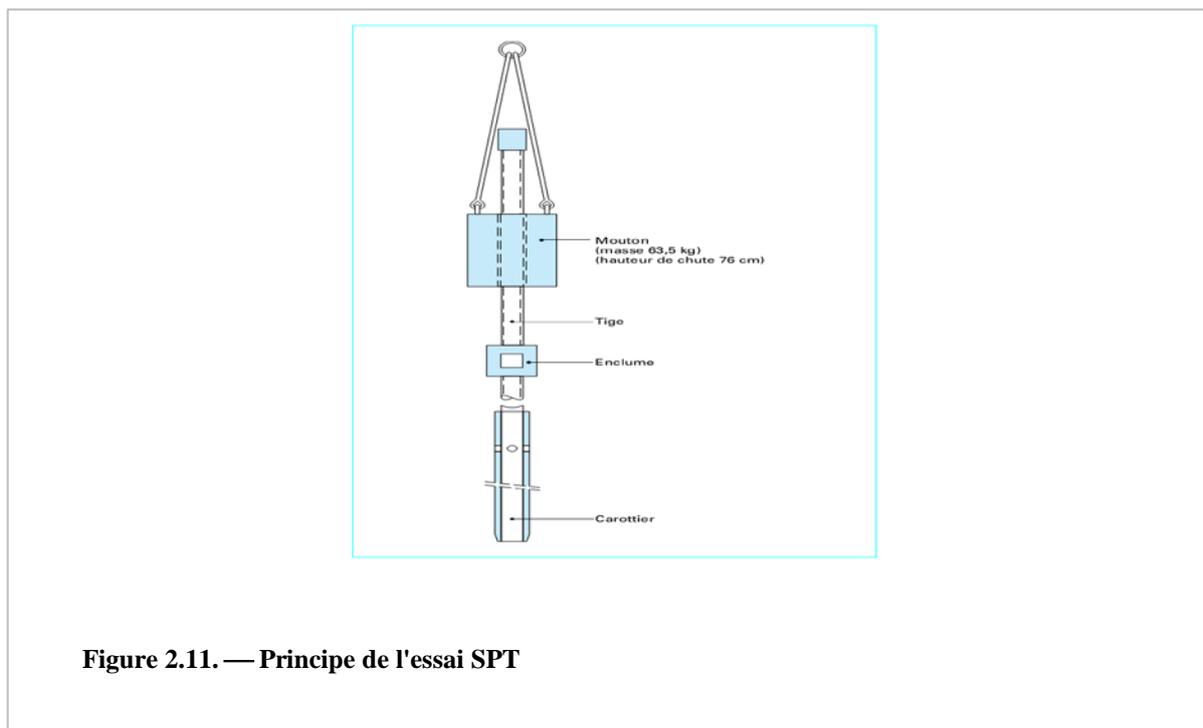
4.2.1.1. Les forages carottés.

les mesures des reconnaissances géotechnique concernent les sondages carottés et les sondages en rotation exécutés au niveau de la section D8 : (PK 3 + 305 – PK 3 + 624), la section concernée par notre étude. Dans le cadre des investigations géotechniques différentes, huit (08) sondages en rotation dont le diamètre est de 101 mm ~ 116 mm, la profondeur des sondages est de 10 m ~ 35 m ont été exécutée dans le niveau de la section D8.

Sondages	Coordonnées (m)			Profondeur (m)
	X	Y	Z	
S 3 + 310/1	534310,531	378371,116	66,415	35
S 3 + 310/2	534340,459	378350,500	69,159	35
S 3 + 450	534090,500	534300,456	70,301	30
S 3 + 580/1	534067,244	378247,183	63,874	20
S 3 + 580/2	534043,735	378252,490	62,231	20
S 3 + 630/1	534024,995	378224,624	62,613	20
S 3 + 630/2	534012,724	378245,143	62,786	20

4.2.1.2. Essai de pénétration au carottier (SPT). [6]

L'essai de pénétration au carottier (Essai de Pénétration Standard ou SPT), est un essai de pénétration dynamique qui consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de conception et de dimensions normalisées (figure 2.11). On compte le nombre de coups de mouton nécessaires pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface, vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester. Le carottier, placé au fond d'un forage préalable, est battu par l'intermédiaire d'un train de tiges (figure n). Le battage s'effectue par passes successives à l'aide d'un marteau de 63,5 kg qui tombe en chute libre d'une hauteur de 76 cm sur la tête du train de tiges. La profondeur de chaque passe de pénétration est de 45 cm. La compacité de terrain est indiquée par le nombre des coups nécessaire pour la pénétration d'une profondeur de 30 cm.



Durant le battage, on note trois enfoncements successifs :

- **L'enfoncement de mise en place** : c'est l'enfoncement du carottier sous son propre poids et sous celui du train de tiges et du dispositif de battage ; la pénétration est poursuivie immédiatement si ce premier enfoncement dépasse 45 (cm) ;
- **L'enfoncement d'amorçage** : le carottier est enfoncé de 15 (cm) sous l'effet de N_0 coups de mouton ;
- **L'enfoncement d'essai** : le carottier est enfoncé de deux fois 15 (cm) sous l'effet de N_1 puis N_2 coups de mouton.

Le nombre :

$$N = N_1 + N_2$$

est appelé résistance à la pénétration (au carottier standard). Les résultats sont présentés sous forme de tableau, comme indiqué par la norme, et éventuellement sous forme d'une courbe de variation de N en fonction de la profondeur (figure 2.12). La norme précise que l'essai ne s'applique qu'aux sols dont la dimension des plus gros éléments ne dépasse pas 20 mm, dont la valeur N est comprise entre 0 et 50 et pour des profondeurs d'investigation ne dépassant pas 50 m. En outre, le fond du trou de forage ne doit pas être trop modifié par la succession des opérations, qui peuvent entraîner éboulements ou décompression, notamment dans les sols placés sous la nappe. Le strict respect des conditions d'exécution de l'essai doit être assuré, faute de quoi la dispersion des mesures devient très importante. Les résultats de l'essai de pénétration standard (SPT) sont utilisés, par le biais de corrélations, pour la détermination de

la cohésion non drainée C_u des argiles, et de l'angle de frottement interne φ et de l'indice de densité I_D des sols purement frottants.

Le nombres des coups N .

Le nombre N est le nombre de coups nécessaire pour enfoncer le carottier normalisé sur une hauteur de 30 cm. Due à l'influence négative de l'eau dans la résistance de pénétration et l'abaissement de la friction entre les grains de sol, le nombre des coups a été corrigé. La correction du nombre de coups en – dessous de niveau d'eau (eau naturelle, eau de forage) a été faite selon la corrélation suivante.

$$N' = 1,1 * N + 5 \quad (Eq. II. 3)$$

Compacité D et l'indice de densité I_D à base des essais SPT.

La compacité des différent couches des sous – sol, situées au – dessus de la nappe a été déterminées sur la base du nombre des coups N . Les corrélations entre N et la compacité D et l'indice de densité I_D sont donnés dans les formules suivantes :

$$D = 0,02 + 0,4 * \log N \quad [\%] \quad (Eq. II. 4)$$

$$I_D = 0,1 + 0,385 * \log N \quad [\%] \quad (Eq. II. 5)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 2.5. — Compacité D des différentes couches [%]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	33	64	79	66	55	65
Max	66	91	92	82	78	79
Moyen	47	71	86	75	68	73
<i>Compacité</i>	<i>moyenne</i>	<i>compacte</i>	<i>Très compacte</i>	<i>Compacte</i>	<i>Compacte</i>	<i>Compacte</i>

Tableau 2.6. — Indice de densité I_D des différentes couches [%]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	40	69	85	71	61	69
Max	71	96	97	87	83	84
Moyen	53	76	91	80	74	79
<i>Densité</i>	<i>moyenne</i>	<i>compacte</i>	<i>Très compacte</i>	<i>Compacte</i>	<i>Compacte</i>	<i>Compacte</i>

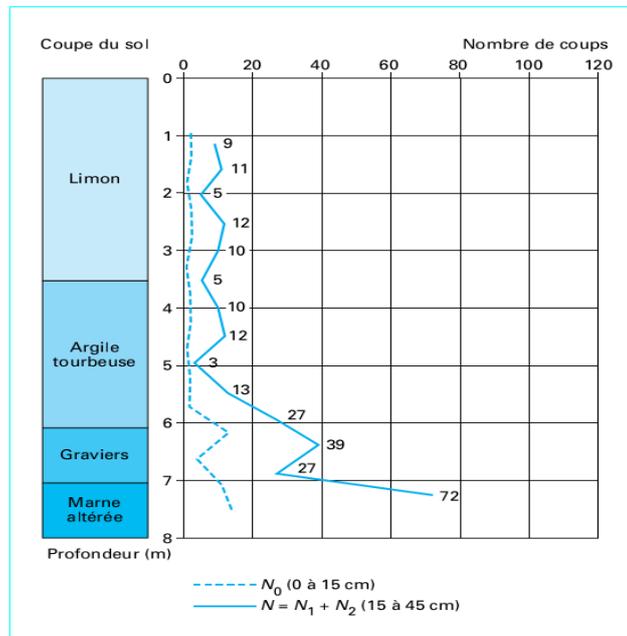


Figure 2.12. — Profil de pénétration au SPT

Consistance I_c des types de sol cohésive.

La corrélation entre le nombre des coups N et la consistance I_c des types de sol cohésive doit être postulé comme suivant.

N	0 ~ 3	3 ~ 8	8 ~ 14	14 ~ 27	> 27
I_c	0,25 ~ 0,50	0,50 ~ 0,75	0,75 ~ 1,00	1,00 ~ 1,25	> 1,25

Les essais de pénétration dynamique standard SPT montrent une répartition de I_c :

Type de sol	Nombre des coups N				I_c
	0 - 15 cm	15 - 30 cm	30 - 45 cm	Moyen	
R_X	6	10	9	8	0,50 - 0,75
Q_A	14	18	25	19	1,00 - 1,25
Q_S	26	39	63	43	> 1,25
Q_M	17	24	33	25	1,00 - 1,25
T_A	10	17	23	17	1,00 - 1,25
T_S	13	19	39	24	1,00 - 1,25

Résistance de point q_c à base des essais SPT.

Les résistances de point des différents types de sol ont été déterminées à base du nombre des coups N selon la corrélation suivant :

$$q_c = 0,5 * N \quad [MN/m^2] \quad (Eq. II.6)$$

Les résultats sont mentionnés dans la table suivante.

	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	3	17	49	20	11	17
Max	23	85	91	50	39	47
Moyen	10	26	60	33	24	31

Le Module de rigidité de sol E_s à base des essais SPT.

Le module de la rigidité du sol E_s pour les différents types de sol a été déterminé à base du nombre des coupes N des essais de pénétration dynamique SPT. La détermination des valeurs est faite selon les corrélations suivantes :

$$E_S = \nu * \sigma^w \quad [MN/m^2] \quad (Eq. II.7)$$

Avec :

$$\sigma = \text{profondeur} * g \quad (Eq. II.8)$$

$$\begin{aligned} \nu &= 217 * \log N + 146 & w &= 0,5 \quad (\text{sable}) \\ \nu &= 4 * N + 50 & w &= 0,6 \quad (\text{argile}) \end{aligned} \quad (Eq. II.9)$$

ν : coefficient de poisson

g : accélération de la pesanteur

Les résultats de mesure du module de rigidité du sol E_S à base des essais SPT sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 2.10. — Module de rigidité des sols E_S [MN/m^2]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	22	32	79	62	71	82
Max	29	77	100	103	106	115
Moyen	25	48	83	77	87	88

Le Module de déformation E à base des essais SPT.

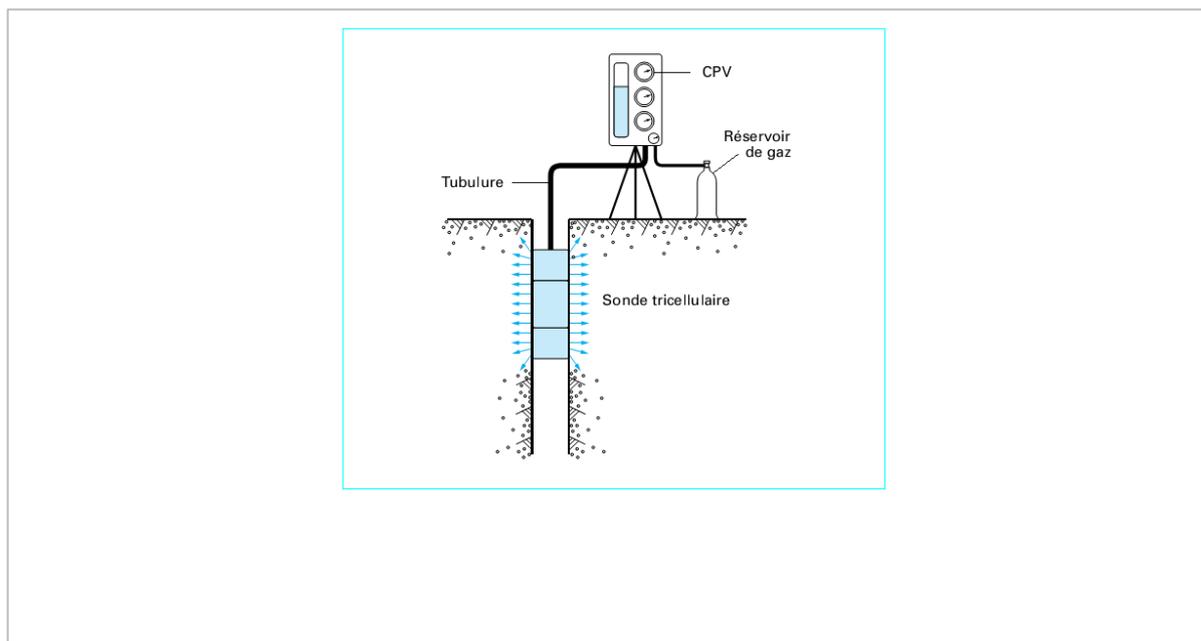
Le module de la déformation E pour les différents types de sol a été déterminé à base du nombre des coupes N des essais de pénétration dynamique SPT, selon la formule suivante :

$$E = \frac{(1 + \nu) * (1 - 2\nu)}{1 - \nu} * E_S \quad (Eq. II.10)$$

Tableau 2.11. — Module de rigidité des sols E [MN/m^2]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	14	20	49	38	44	51
Max	18	48	63	64	66	72
Moyen	16	31	53	49	56	56

Angle de frottement interne φ à base des essais SPT.

L'angle de frottement dans de type des sols différents a été déterminé à base des essais de pénétration dynamique SPT. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 2.12. — Angle de frottement interne φ à base des essais SPT [°]

φ [°]	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
	33	42	47	43	41	43

4.2.1.3. Essais Pressiométrique Ménard [6]

Cet essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalable (figure n). C'est la réalisation de l'essai dans un forage préalable qui différencie essentiellement cet essai des autres essais pressiométrique réalisés par autoforage ou par fonçage direct de la sonde par battage ou vérinage. Le pressiomètre Ménard comprend deux parties principales : *la sonde* et *l'unité de contrôle*, dite *contrôleur pression-volume*, en abrégé *CPV*. Ces deux parties sont reliées par des *tubulures* semi-rigides de plastique.

— *Sonde pressiométrique.*

Elle se compose de trois cellules indépendantes, montées autour d'une âme métallique :

- *La cellule centrale*, dite cellule de mesure, qui contient de l'eau et dont la mise en pression en cours d'essai provoque la variation de volume ;
- *Les cellules de garde*, qui contiennent du gaz et qui encadrent la cellule de mesure ; la mise en pression des cellules de garde en cours d'essai est réalisée simultanément à celle de la cellule de mesure, de manière à maintenir la forme globalement cylindrique de la

Figure 2.13. — Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard

sonde ; ainsi, la déformation de la cellule de mesure est uniquement radiale et l'essai pressiométrique est un essai en déformation plane.

Pour évaluer les conditions de la déformation des sous – sol, en exécute 33 essais pressiométrique selon la méthode de Ménard.

Le module de rigidité de sol E_S à base des essais Ménard.

La corrélation entre le module Menard E_M et le module de rigidité de sol E_S doit être postulé de la façon suivante :

$$E_M = \alpha * E_S \quad (Eq. II. 11)$$

En fonction de type de sol, et la corrélation entre le module Menard E_M et la pression limite P_L des essais, le coefficient α est dérivé comme expliqué dans la table suivant :

<i>Type de sol</i>	E_M/P_L	α
<i>Argile</i>	> 16	1,00
	10 – 16	0,67
	07 – 09	0,50
<i>Sable</i>	> 12	0,67
	07 – 12	0,50
<i>Gravier</i>	> 10	0,50
	06 – 10	0,33

Tableau 2.13. — Relation entre E_M et P_L avec α

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 2.14. — Module de rigidité des sols E_S [MN/m^2]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	6	22	87	26	41	155
Max	28	70	369	297	132	338
Moyen	13	40	105	46	65	178

Le module E à base des essais Ménard.

Le module de la déformation E pour les différents types de sol a été déterminé des essais Ménard, selon la formule suivante :

Tableau 2.15. — Module de rigidité des sols E [MN/m^2]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	4	14	54	16	26	97
Max	17	44	230	186	83	211
Moyen	9	26	65	37	45	114

4.2.1.4. Essais en laboratoire.

Dans le cadre de la reconnaissance géotechnique, 21 échantillons, issus des différentes unités lithologiques, ont été prélevés pour des essais en laboratoire pour les identifier et pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer les déformations de surface.

Densité humide à base des essais en laboratoire.

L'essai consiste à sécher puis à mesurer la masse et le volume d'un échantillon. La masse de l'échantillon est obtenue par pesage, après séchage dans une étuve à $105^\circ C$, et son volume déduit à l'aide d'un picnomètre. La densité des types de sol différents ont été déterminées dans les laboratoires différents en accordance avec la formule suivante :

$$\text{Densité humide} = \frac{\gamma_h}{\gamma_w} \quad [kN/m^3] \quad (\text{Eq. II. 12})$$

Tableau 2.16. — Densité humide des sols [kN/m^3]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	21,32	20,57	20,70	20,25	20,31	20,85
Max	21,32	21,76	20,70	22,23	20,59	20,85
Moyen	21,32	21,02	20,70	20,86	20,41	20,85

Teneur en eau naturelle ω à base des essais en laboratoire.

C'est le poids d'eau contenu dans le volume de l'échantillon rapporté à l'unité de poids des grains solides contenu dans ce volume. On prélève 50 g de sol pour le cas des argiles, 3 kg pour les sables. On pèse l'échantillon à sa teneur en eau naturelle, soit W son poids. On passe ensuite cet échantillon à l'étuve jusqu'à ce que le poids reste constant, désigné par W_d .

La teneur en eau est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$\omega = \frac{W - W_d}{W_d} = \frac{W_w}{W_d} \quad [\%] \quad (\text{Eq. II. 13})$$

La distribution des valeurs dans des types des sols est indiquée dans la table suivante :

Tableau 2.17. — Teneur en eau naturelle ω [%]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	16,83	13,42	17,52	16,98	19,79	17,04
Max	16,83	21,07	17,52	25,34	22,96	17,04
Moyen	16,83	16,54	17,52	21,08	21,18	17,04

Consistance et plasticité à base des essais en laboratoire.

Les limites d'ATTERBERG sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (fraction passant au tamis de 0,4 mm), car ce sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance. La comparaison de la teneur en eau naturelle ω d'un sol et des limites d'ATTERBERG permet de faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance :

$$I_c = \frac{\omega_l - \omega}{\omega_l - \omega_p} = \frac{\omega_l - \omega}{I_p} \quad (\text{Eq. II. 14})$$

L'indice de consistance croît en même temps que la consistance du sol. A partir de tableau suivant, le sol peut être éventuellement réutilisé en remblai (on peut travailler).

Indice de consistance I_c	Etat du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 1$	Liquide

Tableau 2.18. — Etat de solide en fonction de I_c

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 2.19. — Indice de consistance I_c						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	1,30	1,16	1,59	1,07	0,83	1,50
Max	1,30	1,41	1,59	1,37	1,08	1,50
Moyen	1,30	1,26	1,59	1,23	0,95	1,50

Indice de compression C_c et paramètre de gonflement C_g .

Lorsque des couches de sols sont soumises à des sollicitations de grande étendue, on peut considérer que la compression est unidimensionnelle. La déformation verticale qui en résulte

est appelée tassement. Pour assimiler en laboratoire ces chargements unidimensionnels, on comprime des échantillons intacts de sol dans un appareil appelé Oedomètre. Cet essai permet d'établir, pour un échantillon, deux types de courbes :

- La courbe de compressibilité, qui indique le tassement total $\Delta h/h$ en fonction de la contrainte appliquée σ ;
- La courbe de consolidation, qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.

L'essai de chargement unidimensionnel s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une enceinte cylindrique rigide appelée, Oedomètre de Tarzaghi. Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. Interprétation de la courbe de compressibilité : on appelle

σ'_{v0} : La contrainte effective verticale du sol en place au moment de son prélèvement ;

σ'_p : La contrainte effective de préconsolidation sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire ;

σ_c : La contrainte de consolidation ;

C_c : Indice de compression, c'est la pente de la tangente à la courbe vierge qui permet de préciser la sensibilité du sol au tassement le long de cette courbe ;

C_s : Indice de gonflement, il traduit la déformabilité d'un échantillon non gonflant en de ça contrainte de consolidation à laquelle il a été soumis.

La courbe donnant la variation de l'indice des vides e en fonction de $\log(\sigma)$ met la valeur du tassement finale sous la forme suivante :

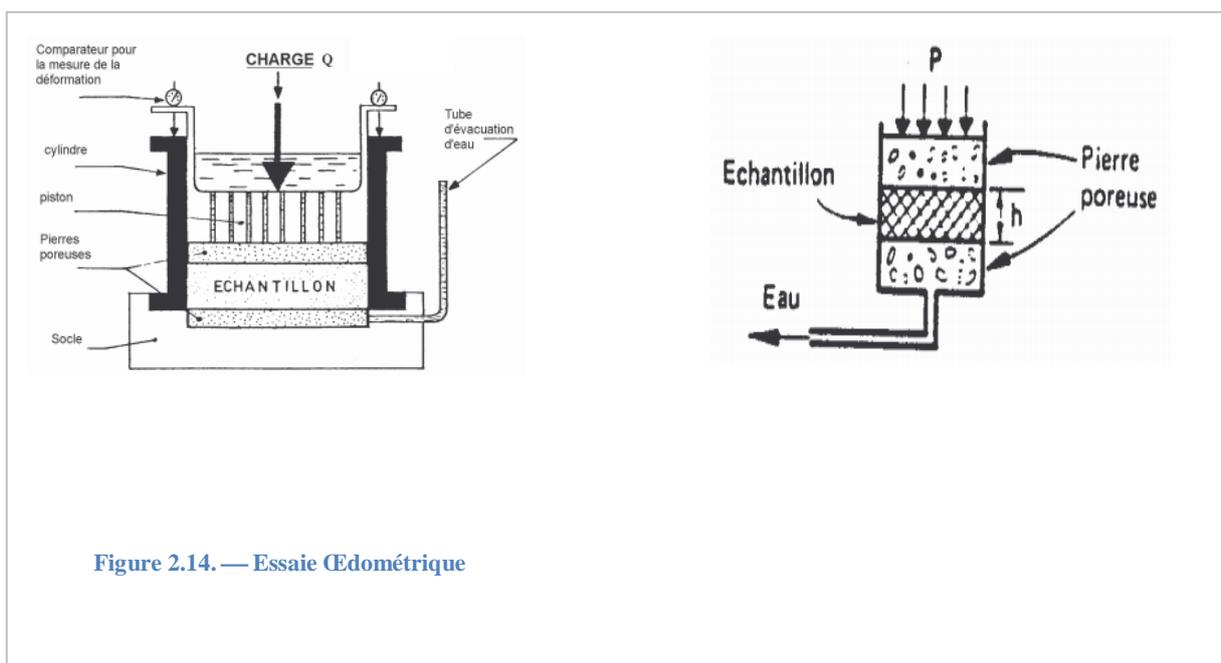


Figure 2.14. — Essai Oedométrique

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

h : épaisseur de l'échantillon [m]

e_0 : indice de vide de l'échantillon

On constate que :

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma}$$

Or,

$$\Delta \log \sigma = \log(\sigma'_{v_0} + \Delta \sigma) - \log \sigma_c = \log \left(\frac{\sigma'_{v_0} + \Delta \sigma}{\sigma_c} \right)$$

D'où :

$$C_c = - \frac{\Delta h * (1 + e_0)}{h * \log \left(\frac{\sigma'_{v_0} + \Delta \sigma}{\sigma_c} \right)}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 2.20. — Indice de compression C_c [%]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	12,97	7,33	8,14	7,82	10,13	11,41
Max	12,97	13,82	8,14	16,67	14,94	11,41
Moyen	12,97	11,15	8,14	12,35	11,57	11,41

Les valeurs de L'indice de gonflement C_g sont données dans le tableau suivant :

Tableau 2.21. — Indice de gonflement C_g [%]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	3,67	1,08	1,50	2,26	1,46	1,41
Max	3,67	5,32	1,50	5,09	4,58	1,41
Moyen	3,67	2,71	1,50	3,50	2,59	1,41

Tableau 2.22. — Classification des sols selon C_c		
Type de sol	Indice de compression C_c	Classification
Incompressible	$C_c < 0,02$	Sables
Très peu compressible	$0,02 < C_c < 0,05$	
Peu compressible	$0,05 < C_c < 0,10$	
Moyennement compressible	$0,10 < C_c < 0,20$	Kaolinites
Assez fortement compressible	$0,20 < C_c < 0,30$	Illite
Très compressible	$0,30 < C_c < 0,50$	
Extrêmement compressible	$0,5 < C_c$	Montmorillonite

Module de rigidité de sol E_S à base des essais en laboratoire.

On appelle module de rigidité de sol (ou module œdométrique) E_S le paramètre qui, dans une loi de comportement, relie les déformations aux contraintes. On écrit :

$$E_S = - \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta H}{H}} = - \frac{\Delta\sigma \cdot (1+e_0)}{\Delta e} = \frac{1+e_0}{C_c} \quad [MN/m^2] \quad (Eq. II. 15)$$

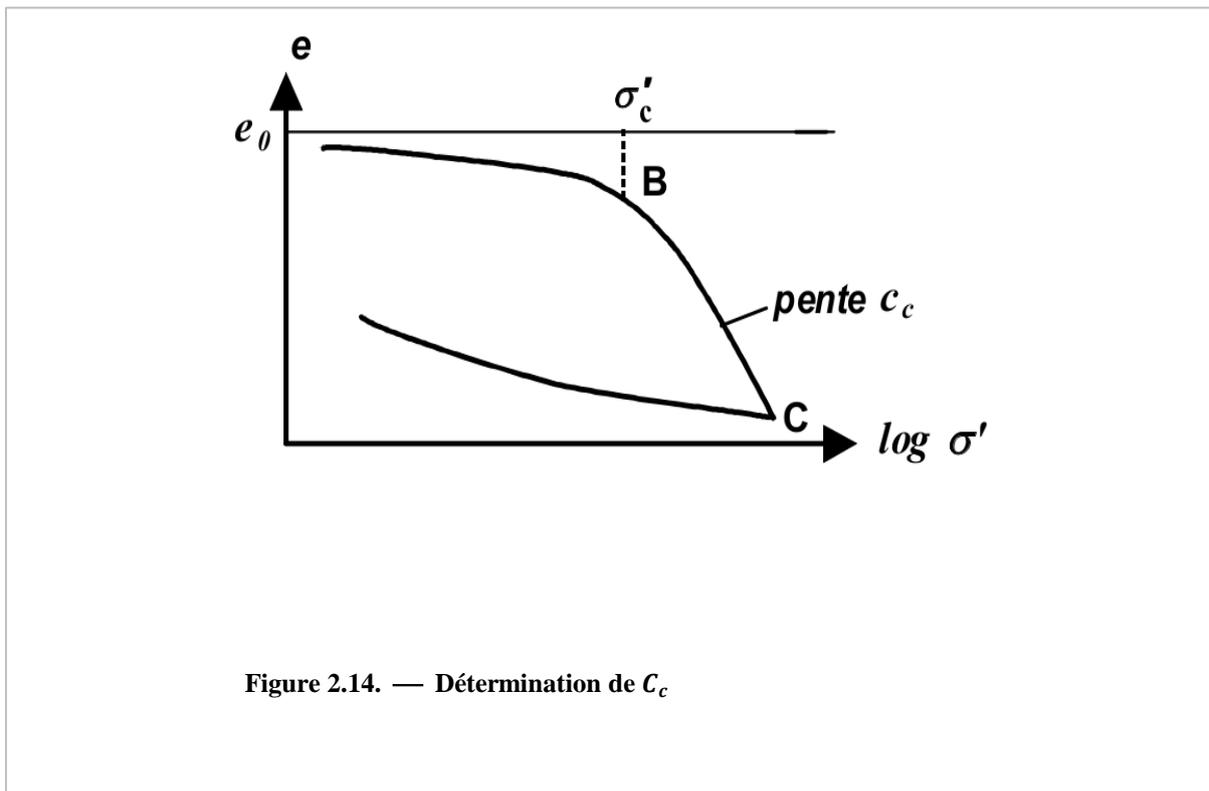


Tableau 2.23. — Module œdométrique E_S [MN/m^2]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	25	18	63	14	32	70
Max	25	49	63	40	35	70
Moyen	25	28	63	24	33	70

Les résultats sont données dans le tableau suivant :

Module de déformation E à base des essais en laboratoire.

Le module de déformation des sols, est calculé sur la base de E_S avec la formule suivante :

$$E = \frac{(1 + \nu) * (1 - 2\nu)}{1 - \nu} * E_S \quad [MN/m^2] \quad (Eq. II. 16)$$

ν : Coefficient de poisson

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 2.24. — Module de déformation E [MN/m^2]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	16	11	40	9	20	44
Max	16	31	40	25	22	44
Moyen	16	18	40	15	21	44

Paramètres de cisaillement.

L'essai consiste à soumettre les différentes couches de sol à un cisaillement direct, rectiligne, suivant un plan imposé. L'éprouvette de sol (section circulaire ou carrée dont l'épaisseur est de 4 cm) est placée à l'intérieur de deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement, l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol un effort normal N constant pendant toute la durée de l'essai. Une demi-boîte est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force de cisaillement T est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique.

Un capteur de déplacements permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi-boîtes, un second capteur, vertical, permet de mesurer la variation de hauteur de l'échantillon (tassement ou gonflement). On exerce sur le plan de séparation AB des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne :

$$\sigma = \frac{N}{S_c} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{S_c}$$

Où : S_c : section corrigée de l'éprouvette

L'essai consiste, en maintenant N constant, à faire croître T jusqu'à la rupture. Si :

L : longueur (ou diamètre) de l'échantillon ; ΔL : déplacement relatif horizontal

A chaque essai correspond, dans le plan de Mohr ($O\sigma\tau$), un point de la courbe intrinsèque de coordonnées (σ, τ) . La courbe intrinsèque est obtenue en portant pour plusieurs essais, effectués avec des valeurs de σ différentes, les points correspondant à la rupture dans le plan de Mohr. Les essais ont montré l'existence d'une résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle dans les différents couches de sol, cette résistance est appelé la cohésion C . La droite de Coulomb est définie par la cohésion C et l'angle de frottement interne φ par la relation suivante :

$$\tau = C + \sigma * \tan \varphi$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 2.25. — Cohésion à base des essais en laboratoire C [kN/m^2]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	—	61	03	16	26	32
Max	—	89	03	96	73	32
Moyen	—	71	03	53	39	32

Tableau 2.26. — Cohésion à base des essais en laboratoire C [kN/m^2]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	—	61	03	16	26	32
Max	—	89	03	96	73	32
Moyen	—	71	03	53	39	32

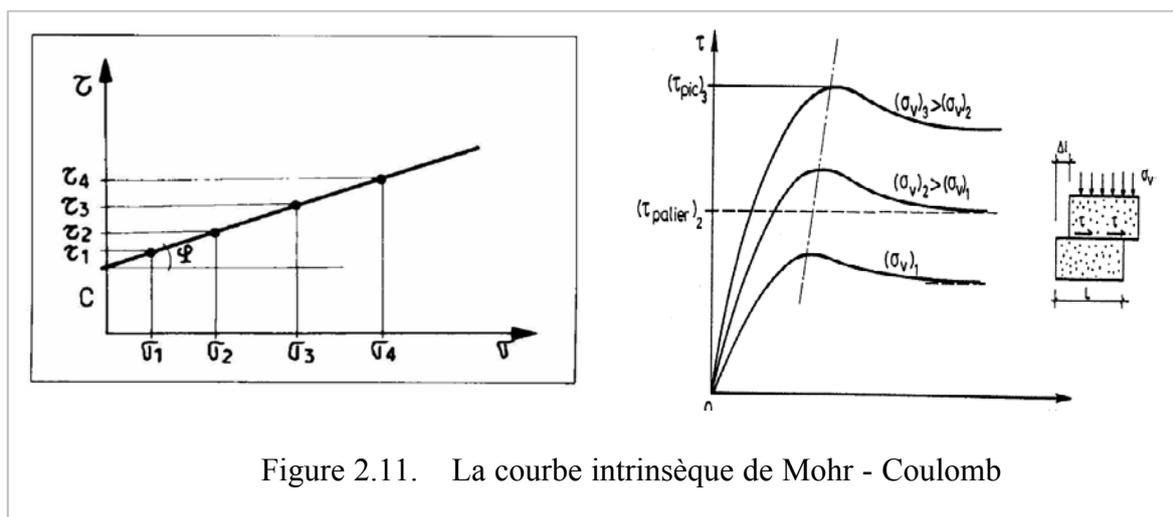


Figure 2.11. La courbe intrinsèque de Mohr - Coulomb

Les valeurs résultantes de l'angle de frottement à base des essais de cisaillement non drainée sont récapitulées dans la table suivant.

Tableau 2.27. — Angle de frottement interne φ [°]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	—	06	28	08	11	29
Max	—	19	28	17	14	29
Moyen	—	12	28	11	12	29

Essaie de compression simple.

Pour déterminer la résistance à la compression simple de différentes couches de sol, un nombre de neuf (09) essais de compression simple consolidé et non drainé ont été effectué dans les laboratoires différents. L'essai de compression simple est un cas particulier des essais triaxial. L'essai de compression simple consiste à écraser un échantillon cylindrique de sol intact entre les deux plateaux d'une presse. La compression axiale à la rupture R_c est appelée la résistance à la compression simple. La cohésion non drainée C_u n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol mais un paramètre de comportement en régime non drainé. Elle traduit la résistance au cisaillement de l'ensemble (grains + eau) en régime non drainé. Elle dépend de l'état de consolidation du matériau. De nombreux facteurs interviennent dans la définition de cet état.

Les valeurs résultantes de la résistance à la compression simple R_c et de la cohésion non drainée C_u sont récapitulées dans les deux tables suivantes.

Tableau 2.28. — Résistance à la compression simple R_c [kN/m^2]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Min	—	302	—	342	677	111
Max	—	302	—	342	677	111
Moyen	—	302	—	342	677	111

Tableau 2.29. — Cohésion non drainé des couches de sol C_u [kN/m^2]						
	R_X	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S

Min	—	151	—	171	339	56
Max	—	151	—	171	339	56
Moyen	—	151	—	171	339	56

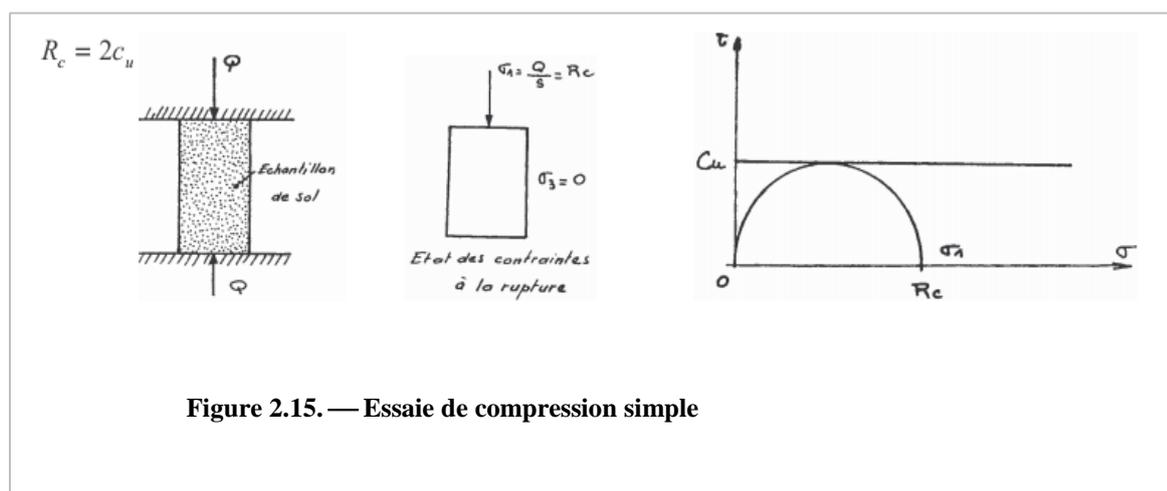


Figure 2.15. — Essai de compression simple

Conclusion.

Les valeurs recommandées pour la section D8.1 sont les suivant :

Tableau 2.30. — Valeurs caractéristiques recommandées pour D8.1						
Type de sol	R_x	Q_A	Q_S	Q_M	T_A	T_S
Densité humide [kN/m^3]	19	20,5	20,5	20,5	21	21
Module E [MN/m^2]	15	30	50	45	60	85
Module E_S [MN/m^2]	25	45	70	60	90	135
Cohésion c' [kN/m^2]	5	30	10	30	40	15
Cohésion c_u [kN/m^2]	15	100	20	100	120	30
Angle de frottement interne φ [°]	30	25	32,5	27,5	27,5	32,5

CHAPITRE III.
EXCAVATION
DU TUNNEL

Introduction.

Lors de creusement d'un tunnel souterrain, on substitue à l'état initial une succession d'états dont on ne sait s'ils sont d'équilibre et qui résultent de la création d'un vide au sein du massif (annulation de la contrainte normale à la paroi le long du pourtour de l'excavation et redistribution des contraintes. Dans ce cas, on n'ajoute pas des forces, mais on supprime des volumes de matière qui participaient à l'équilibre des forces de pesanteur préexistantes et que l'on remplace, après un certain délai, par des éléments de structure non équivalents.

1. Ouverture d'accès. [14]

Le processus d'excavation du tunnel commence par la réalisation d'un puits d'attaque d'un diamètre $\varnothing = 14\text{ m}$ et d'une profondeur $H = 18\text{ m}$, représentant un moyen d'accès pour l'exécution d'un tunnel, et sert aussi à la ventilation du chantier. La section du puits en générale dépend de la quantité de déblais à évacuer ainsi que des dimensions des bennes ou des cages, ces puits peuvent aussi permettre des prélèvements d'échantillons de sol.

Les méthodes utilisées pour le creusement des puits sont très diverses. Elles varient en fonction de la nature des terrains, de la présence ou non de venues d'eau, de la profondeur des ouvrages, de leur géométrie (section, inclinaison) et de l'équipement utilisés des entreprises. On peut néanmoins les regrouper en trois familles :

- les méthodes directes de creusement en puits,
- les méthodes de creusement en cheminée,
- les méthodes mixtes utilisant un avant-trou.

Le creusement de puits de ventilation *PV6* se fait directement en pleine section du haut vers le bas à l'aide d'engins dans les sols, les déblais étant remontés à la surface au moyen d'une machine d'extraction. A partir d'une certaine profondeur, le puits doit être équipé à cet effet au fur et à mesure de l'avancement. Comme il s'agit des terrains meubles, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fouilles verticales au moyen de blindages (palplanches) ou de parois blindées (berlinoise, parois moulées, colonnes jointives de jet).

- Le soutènement en béton est mis en place au fur et à mesure de l'avancement. Son importance est variable selon la nature des terrains. Il peut comporter en particulier l'exécution d'un prérevêtement en béton projeté auquel est adjoint généralement un dispositif d'étanchéité. Ce prérevêtement est exécuté à l'avancement par tronçons qui peuvent atteindre 10 à 20 m.
- Le revêtement définitif est exécuté de façon continue en suivant l'avancement avec un certain retard, par tronçons successifs. Il peut être éventuellement armé. Il doit comporter en particulier des appuis logés dans les parois du puits, suffisants pour assurer son ancrage au terrain.

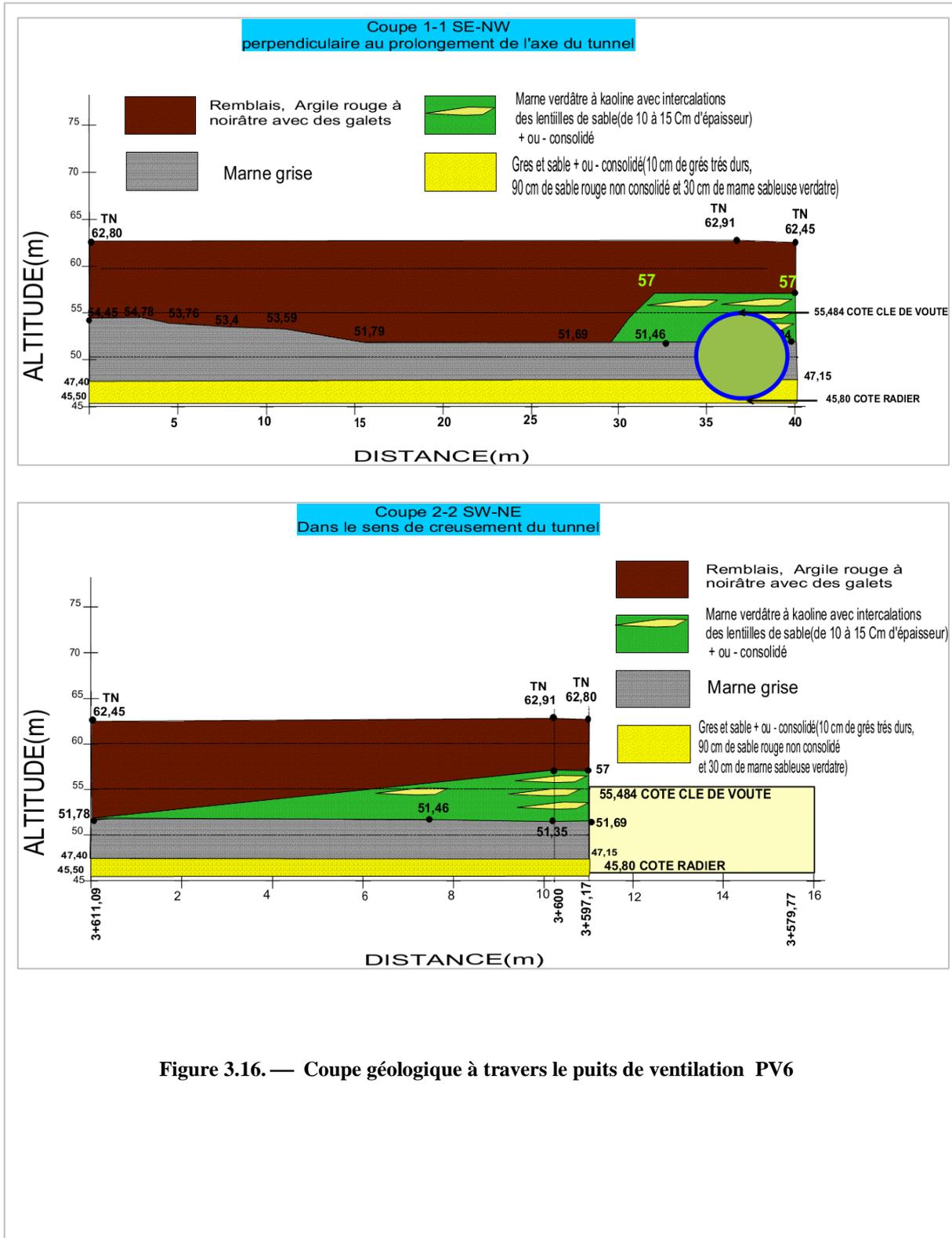


Figure 3.16. — Coupe géologique à travers le puits de ventilation PV6

2. Méthode d'excavation.

Il est assez difficile, en matière de souterrain, de traiter indépendamment des différents choix qui concourent à la définition d'une méthode d'exécution des travaux, car ces choix sont très souvent étroitement liés et dépendants les uns des autres. Plus précisément, le choix d'une méthode de creusement est loin d'être indifférent par rapport au choix d'un type de soutènement provisoire ou même de revêtement définitif, et l'ensemble de ces choix est évidemment conditionné en tout premier lieu par les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du massif traversé.

2.1. Processus de choix. [8]

2.1.1. Première phase.

Le choix résulte, en première phase, d'un arrangement entre les exigences suivants :

- L'état du terrain encaissant ;
- du site et de l'environnement ;
- de la géométrie du tunnel ;
- du procédé de construction lui – même.

2.1.2. Deuxième phase.

La règle est alors en priorité l'étude de ces procédés de construction, qui assurent le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance :

- la sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction ;
- une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux) ;
- la souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles) ;
- la limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

2.1.3. Troisième phase.

Ultérieurement, lors du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet, etc.

- conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés ;
- niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expérience acquise) ;
- insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution ;
- coût de la solution et aléas correspondants.

En matière de travaux souterrains, la procédure de consultation doit conserver une certaine souplesse, la solution proposée par le maître d'œuvre étant rarement la seule possible. Il est souhaitable dans certains cas, d'autoriser les soumissionnaires à présenter des variantes d'exécution utilisant des méthodes particulières dont ils ont l'expérience ou des matériels déterminés en leur possession.

2.2. La nouvelle méthode autrichienne. [7]

L'excavation du tunnel le long du tracé de l'extension C de la ligne 1 du métro d'Alger est fait par la Nouvelle Méthode Autrichienne.

2.2.1. Description.

La nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M. selon l'abréviation anglaise) se caractérise par :

- la mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué de boulons consolidant le terrain et d'une couche de béton projeté ;
- la réalisation de mesures des efforts et des déformations engendrées dans la voûte et dans le terrain avoisinant dont l'interprétation permet d'adapter les dimensions, les quantités et les phases de mise en place des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voûte, au front, en radier, boulons, cintres). Le but de soutènement provisoire est de garantir la stabilité de l'excavation non pas en bloquant tout mouvement mais en créant un anneau porteur de terrain armé.

L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.

Le soutènement comprend :

- des ancrages scellés (mortier ou résine) contribuant à créer dans le terrain une voûte armée ;
- une coque mince de béton projeté (5 à 25 *cm*) (généralement armée de treillis soudé ou de fibres métalliques) solidaire du terrain. Son rôle est de protéger le terrain contre l'altération, de créer une continuité entre les éléments du terrain, d'apporter une certaine pression radiale de confinement et de répartir les efforts rapportés aux têtes des ancrages ;
- éventuellement, des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté.

Le dispositif de mesure comprend essentiellement :

- des mesures de déplacement par chaînes de convergence, tassomètre, extensomètre.
- des mesures de contraintes au contact béton-terrain (mesures radiales) ou dans le béton lui-même (mesures tangentielles).

Cette méthode de soutènement assure en principe la stabilité de l'ouvrage de façon définitive. Le béton du revêtement éventuel, mis en place après stabilisation des déformations à l'intérieur de la voûte de béton projeté, augmente la sécurité par un confinement supplémentaire, mais a essentiellement un rôle de conservation de soutènement, d'étanchéité, de protection de l'espace utile.

On doit veiller à utiliser une méthode d'abattage perturbant aussi peu que possible le terrain encaissant, qui devra participer, de manière importante, au soutènement de l'excavation. Pour cela, on utilisera de préférence des moyens d'abattage mécaniques qui peuvent assurer des différents plans d'excavation.

2.2.2. Méthodes de creusement.

Les méthodes de creusement dépendent de plusieurs paramètres permet lesquels on peut citer, la nature du terrain, la profondeur et les dimensions de l'ouvrage, le matériel disponible, le délai d'exécution et de l'environnement de l'ouvrage. Le creusement s'effectue selon des classes d'excavation qui appartiennent aux trois (03) modes de creusement :

- Creusement en plein section ;
- Creusement en demi – section supérieure ;
- Creusement en sections divisés.

2.2.2.1. Creusement en plein section.

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Le creusement en pleine section est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté. La méthode de creusement en plein section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 m par jour en procédant par volées de 4 m.



Figure 3.17. — Creusement d'un tunnel en plein section

Avantage.

- La rapidité de cette méthode nous facilite l'organisation du chantier car elle nous permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du soutènement.
- La méthode de creusement à plein section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 m par jour en procédant par volées de 4 m.
- La méthode de creusement à pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà dé confiné.

Inconvénient.

- L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'un accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile.
- La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

2.2.2.2. Creusement en demi – section supérieure.

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase le demi – section supérieure du tunnel (calotte et stross) suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 m ou 6 m. Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi – section inférieure appelée radier. La mise en place du soutènement provisoire s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase d'excavation. Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (de 40 m² à 50 m²) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vue de la dimension réduite de front de taille.

Le creusement par demi – section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier le pas d'avancement de creusement.

L'intérêt fondamental de la demi – section, par rapport à une méthode de creusement en section divisée, est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement sur toute la partie supérieure, il peut être réalisé une fois le creusement du tunnel en demi – section supérieure terminé, ou avec un certain décalage (20 m à plusieurs centaines de mètres).

Dans la méthode par demi – section, le raccourcissement de l'avancement unitaire (pas d'avancement) jusqu'à moins de 1 m dans les terrains médiocres et la grande durée de pose des soutènements peut diminuer considérablement l'avancement journalier jusqu'à 3 m par jour.

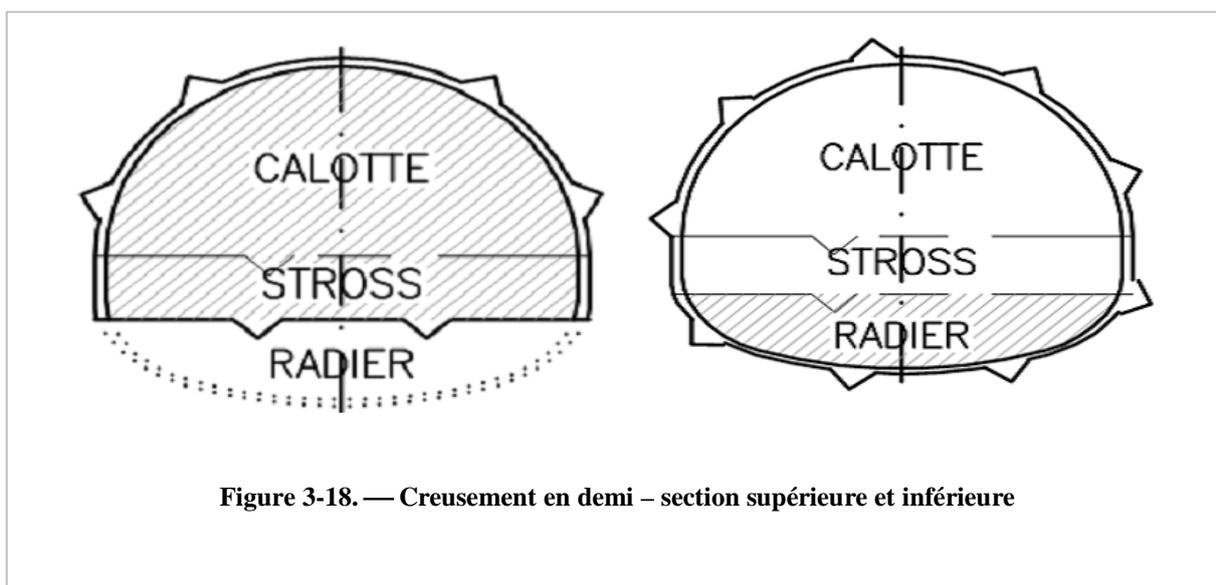


Figure 3-18. — Creusement en demi – section supérieure et inférieure

2.2.2.3. Creusement en sections divisées.

Avant développement des procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille, on avait recours à la méthode d'avancement en section divisée lorsque les caractéristiques du terrain étaient insuffisantes pour assurer une stabilité suffisante du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi section.

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. La section peut être divisée de différentes façons. Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section.

La division de la section à excaver est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire qui peut rester stable par elle – même avant mise en place du soutènement. La position par rapport au tunnel fini de la première galerie excavée ainsi que la succession des phases d'excavation suivantes peuvent être très variées. Elles doivent être adaptées à la situation de l'ouvrage, à sa forme et au matériel disponible.

On distingue deux modes de creusement à sections divisées :

- Le premier mode d'excavation consiste à creuser, dans une première phase, une galerie de faite en clé de voûte (1), puis élargir latéralement pour achever la demi – section supérieure (2) et (3). Le terrassement de la demi – section inférieure (4), (5), (6) et (7) peut ensuite être réalisé par des tranches horizontales à l'abri du soutènement de la voûte. (Voir figure).
- Le deuxième mode consiste à commencer par deux galeries de base (6), au niveau des piédroits, pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section.

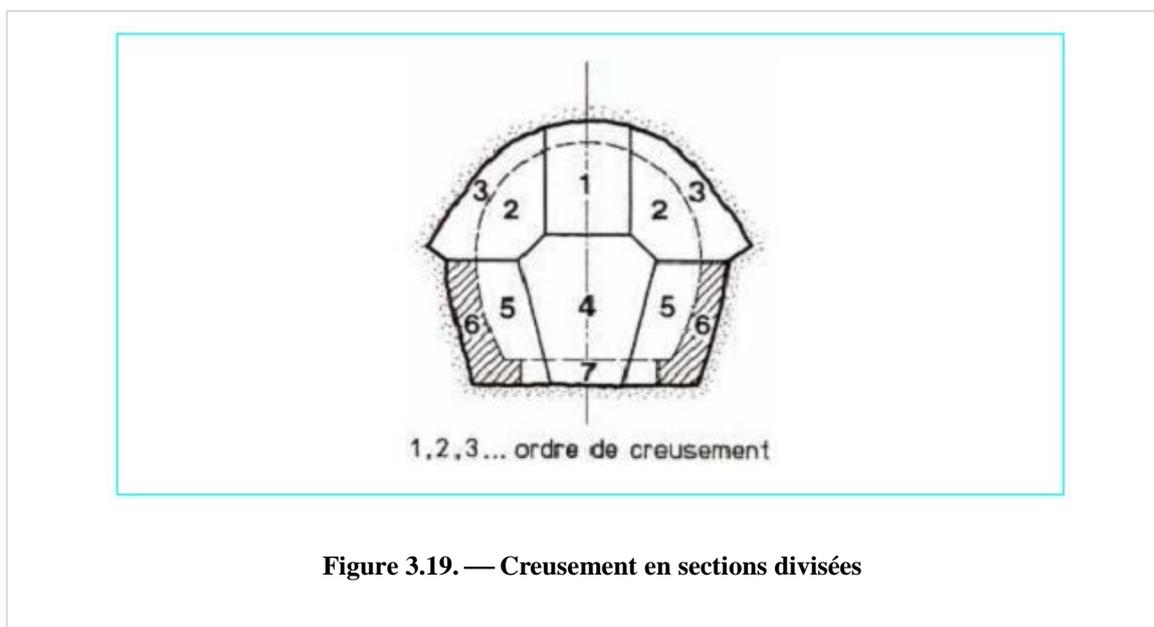


Figure 3.19. — Creusement en sections divisées

Il existe plusieurs variantes de cette méthode :

Méthode de la galerie de faite (Méthode franco-belge).

Le principe de cette méthode consiste à exécuter rapidement la voûte pour protéger le chantier par – dessous et terminer le revêtement par pieds droits. Dans le cas d'un bon terrain on procède d'abord à l'exécution d'une galerie d'avancement, de faible section, à l'axe supérieur du tunnel étayé par des cadres métalliques, on procède alors à l'abattage de la calotte et à son soutènement progressif par cintres métalliques, et l'exécution du revêtement de la voûte. Par la suite la cunette du stross est creusée, pour permettre la mise en place des cintres et le revêtement des pieds droits.

La méthode des deux galeries.

La différence qui existe par rapport à la méthode franco – belge est l'exécution de deux galeries une à l'axe supérieur et l'autre à l'axe inférieur relié par un puits pour permettre l'évacuation des déblais.

Méthode des trois galeries (méthode Allemande).

Le principe de cette méthode consiste à creuser deux galeries de base de part et d'autre de la cunette du stross, ainsi que d'une galerie supérieure. Cette méthode est utilisée pour des sections de très grande importance ($> 50 m^2$ environ).

Méthode contre voûtée (méthode Italienne).

Cette méthode est utilisée dans les terrains particulièrement mauvais. Après l'exécution de la galerie de base, on met en place la maçonnerie du radier, l'exécution de la voûte du radier précède celle des murs latéraux. La phase suivante consiste à l'excavation du rocher de la calotte, et l'exécution de la voûte. Les travaux débutent par le creusement d'une galerie de faite, on procède alors à l'abatage du terrain de part et d'autre de la galerie.

Méthode de creusement à pleine calotte.

Cette méthode consiste à excaver une galerie de faite étayée par des cadres métalliques, le soutènement est assuré par des cintres métalliques. Lorsque les cintres sont complets, les étais peuvent être supprimés, cela permet l'intervention des gros engins (pour le marinage), et le bétonnage de la voûte. Après la construction de la voûte, la cunette de stross est terrassée, les piédroits abattus et bétonnés. L'exécution est achevée par le terrassement et le bétonnage du radier.

3. Mode d'excavation. [5] [14] [7] [8]

La nature du terrain est le critère essentiel dans le choix du mode d'excavation, mais il est loin d'être le seul. D'autres critères peuvent jouer un rôle déterminant dans le choix du mode comme les exigences de l'environnement, le délai imposé à la construction ou la nature du matériel existant dans l'entreprise peuvent jouer un rôle déterminant dans le choix du mode.

On s'appuyant sur le critère de la nature du terrain, on distingue deux modes d'excavation :

- L'excavation du tunnel dans les terrains meubles ;
- L'excavation du tunnel dans les terrains durs.

3.1. Excavation dans les terrains meubles.

Le développement des agglomérations, souvent situées dans des vallées, a conduit de réaliser de plus en plus d'ouvrages souterrains dans des terrains meubles. Parmi les technologies conçus pour excaver le sous – sol, on peut citer :

3.1.1. La pelle hydraulique.

C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile (pelle) pouvant se déplacer aisément sur le front de taille et les parois latérales. Dans le cas où l'on rencontrerait des passages de terrains durs on peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur.

3.1.2. Le bouclier mécanisé.

Un bouclier est un système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

Le bouclier joue un rôle de soutènement provisoire, sa progression est assurée par des vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière. Il convient de différencier les boucliers non pressurisés (à front ouvert) et les boucliers pressurisés (avec un soutènement du front).

3.1.2.1. Les boucliers non pressurisés (front ouvert).

Laissant le front visible et accessible, ils sont utilisables préférentiellement dans les sols cohérents sans gradient hydraulique important et qui ne représente pas d'instabilité au front de taille. Ils assurent simultanément les fonctions d'abattage et du soutènement latéral de l'excavation. Le front d'attaque du tunnel n'est pas soutenu.

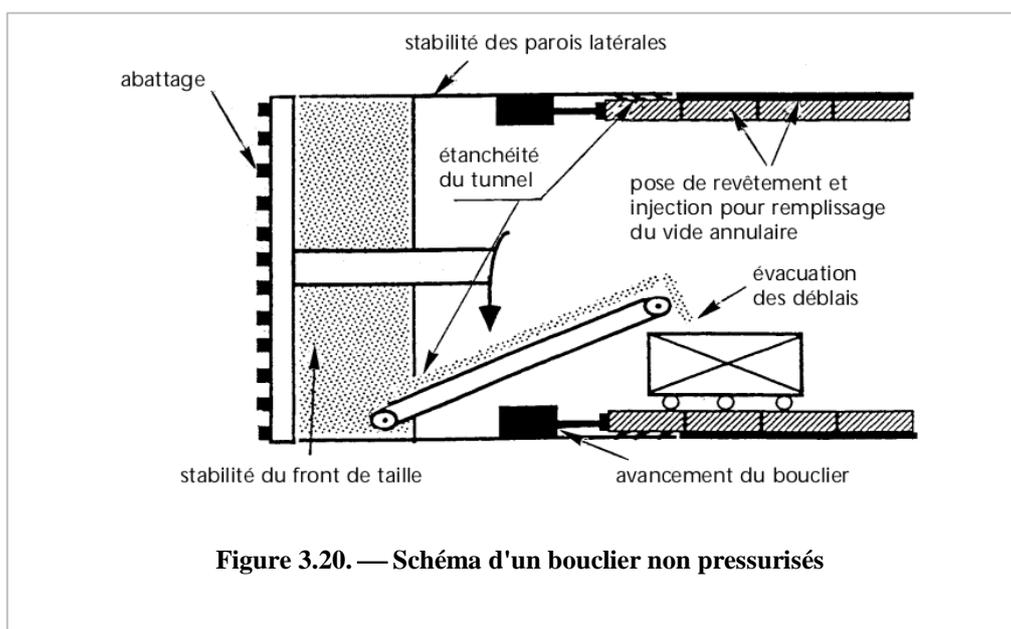


Figure 3.20. — Schéma d'un bouclier non pressurisés

Les trois (03) configurations des tunneliers à soutènement latéral sont:

- Bouclier mécanisé à appui longitudinale.
- Bouclier mécanisé à appui radiale.
- Bouclier mécanisé à appui mixte.

3.1.2.2. Bouclier pressurisé.

Le creusement est réalisé par un organe d'abattage travaillant dans celle – ci. La progression est assurée par des vérins de poussée prenant appui longitudinalement sur le revêtement en voussoirs monté à l'abri d'une jupe arrière à l'aide d'un érecteur. La stabilité du front de taille n'est pas assurée, il faut le soutenir par une pression qui peut être appliquée :

- Soit par l'air comprimé (bouclier à air comprimé).
- Soit par la roue de taille elle – même (à pression mécanique).
- Soit par le marinage (pression de terre).
- Soit par un liquide dense comme la boue bentonite (bouclier à pression de boue).

3.2. Excavation dans les terrains durs.

Pour les terrains durs ou les roches on peut avoir deux types d'excavation :

- Excavation mécanisé.
- Excavation à l'explosif.

3.2.1. Excavation mécanisé.

Ce type d'abattage est développé principalement à partir des années 1950, les machines correspondante, appelées machines à forer, sont devenues capables d'excaver les roches les plus dures.

On distingue deux grandes familles de machines :

- Machines à attaque globale (Tunnelier) ;
- Machines à attaque partielle ou ponctuelles.

3.2.1.1. Machines à attaque globale (Tunnelier).

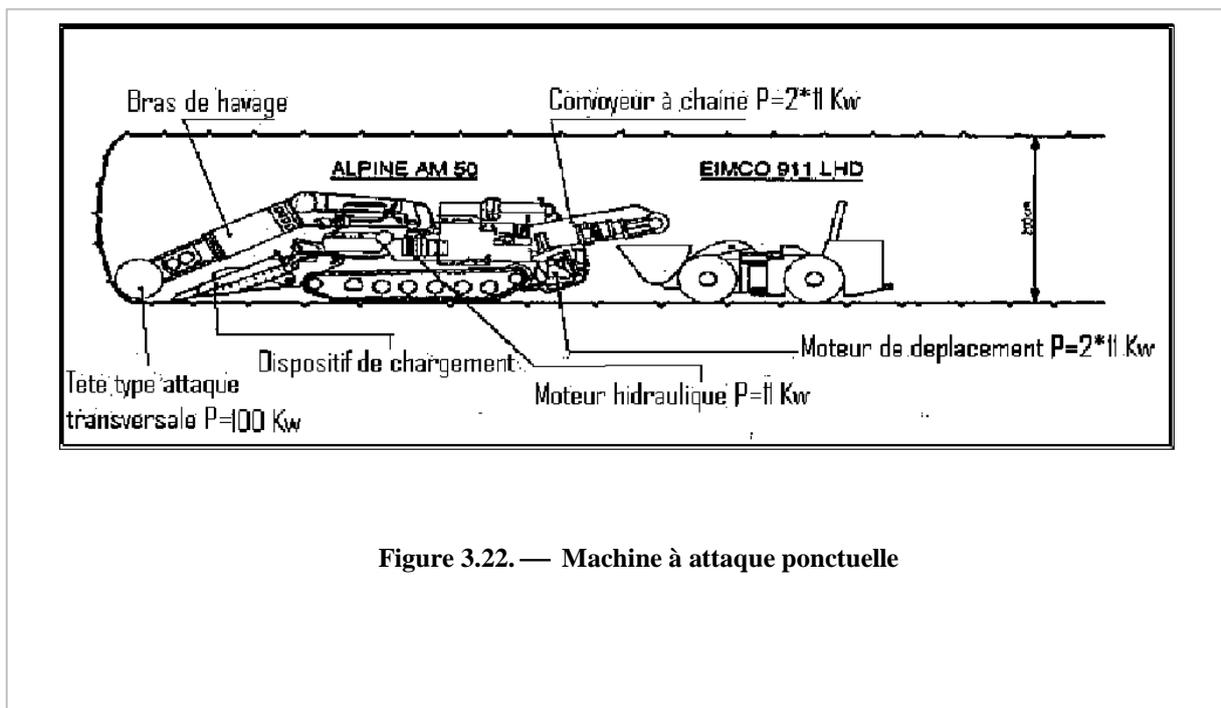
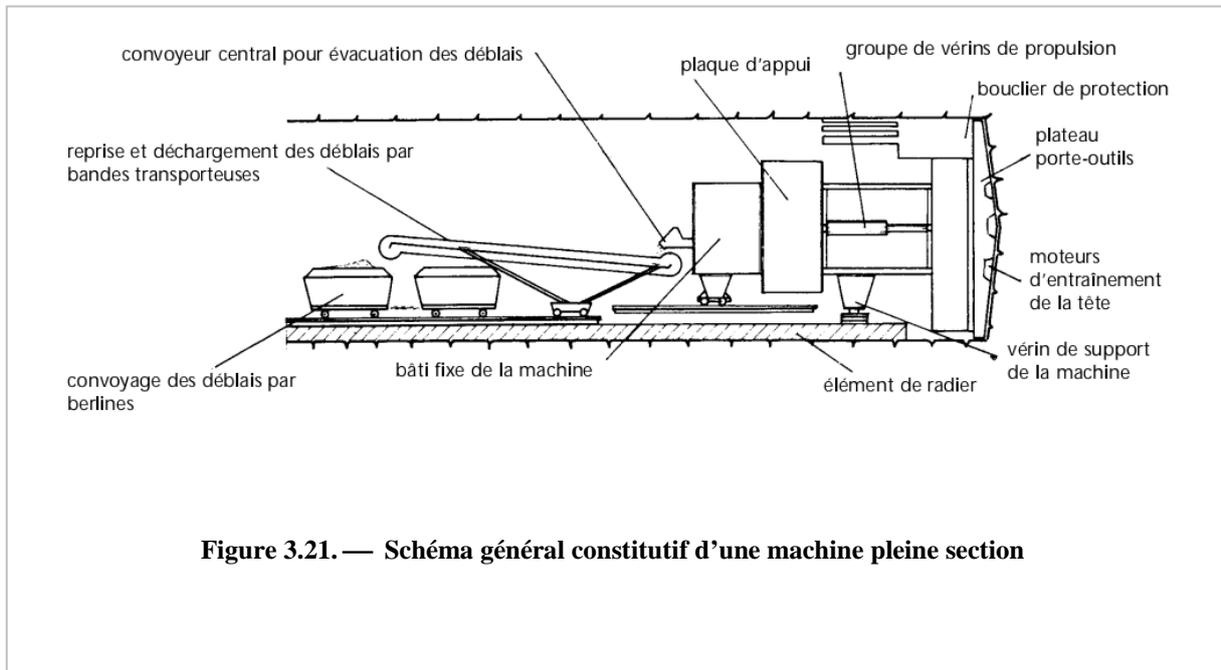
Les machines à attaque globale (machine plein section, tunnelier ou tunnel boring machine – TBM) attaquent en une seule passe la totalité de la section. Elle possède à l'avant un plateau circulaire rotatif d'un diamètre égal à la section à excaver, le plateau appelé tête de forage, porte les outils de creusements.

3.2.1.2. Machines à attaque partielle ou ponctuelle.

Les machines à attaque partielle ou ponctuelle (boom type machine – BTM) représentent les machines qui n'abattent qu'une partie de la section. Elles permettent de creuser n'importe quel profil de dimension variable, elles sont équipées d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout porté sur un châssis automoteur à roues ou à chenilles.

Le principe du travail d'abattage de la machine consiste en un éclatement de la roche sous les effets conjugués d'une pénétration des pics dans le front de taille et du balayage du bras. Les déblais sont ensuite repris au front par un système d'évacuation propre ou non à la machine.

Ce moyen d'abattage reste bien adapté aux travaux en site urbain, et à l'exécution de galeries de dimensions faibles à moyenne (reconnaissance, avancement, pilote ou travaux annexes, niches, garages, locaux techniques).



3.2.2. Excavation à l'explosif.

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelles hydrauliques) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique.

L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volet d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- Traçage et perforation du plan de tir.
- Chargement des trous de mines et tir de la volée.
- Ventilation et purge de l'excavation.
- Evacuation des déblais du front de taille (marinage).

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de Les explosifs actuels sont dits de sûreté car ils ne peuvent détoner sous l'action d'un choc ou d'une élévation de température. Ils détonent sous l'action d'une onde de choc générée par l'un des quatre types de détonateurs :

- à mèche (non-utilisés en tunnels) ;
- électriques instantanés ou à retard (très utilisés en tunnel) ;
- électroniques.

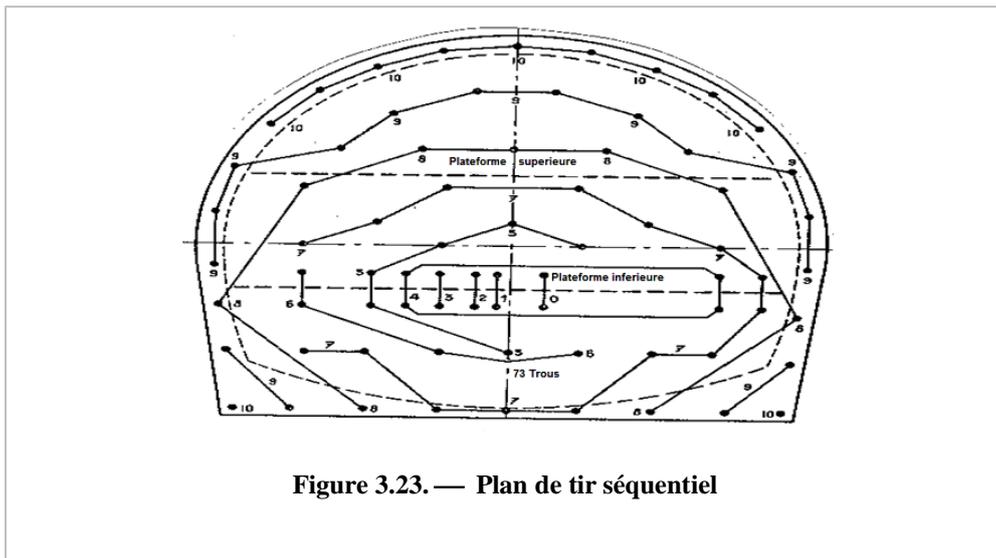


Figure 3.23. — Plan de tir séquentiel

4. Exécution des travaux :

4.1.1 Excavation de partie supérieure

L'exécution des travaux se commence par l'excavation de partie supérieure. En utilisant la pelle hydraulique sur chenille « Caterpillar 325C », avec un pas d'avancement varie entre 0.8 m dans le cas de creusement sous les ouvrage de génie civile jusqu'à un pas de 1 m dans les situations moins dangereuse, cette méthode permet l'emploi de même matériel pour chaque demi section, ainsi que la réduction du nombre des équipements utilisées et une meilleure coordination des travaux.

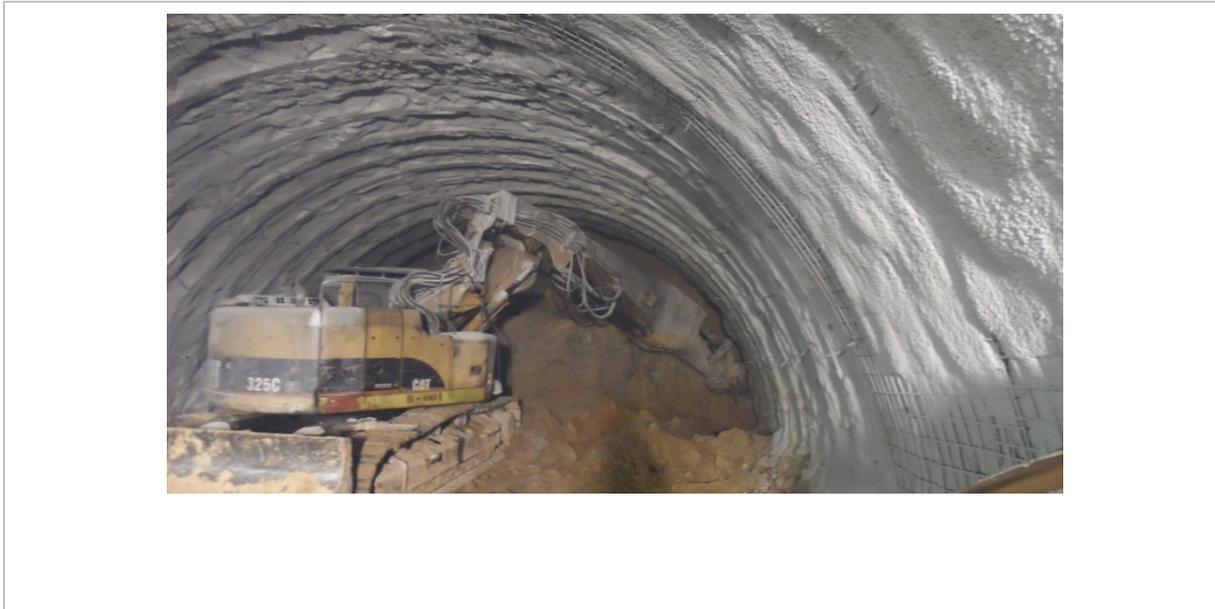


Figure 5.24. — Engin de creusement

La stabilité de front de taille pendant le creusement est assuré par des boulons d'encrage en acier ou bien de laisser un merlon stabilisateur pour ne pas avoir d'éboulement de train et mettre les travailleur dans des conditions de travail bien sécurisés.



Figure 25 Merlon stabilisateur

Après le creusement de la partie supérieure on passe au marinage qui consiste à collecter et évacués les déblais vers l'extérieure à l'aide d'une chargeuse Caterpillar.



Figure 26 l'engin de chargement

Pour le bon déroulement des travaux, la ventilation de chantier s'impose. En sus de la ventilation continue dans le tunnel, il sera procédé à la ventilation ponctuelle du front d'abattage,

L'éclairage du chantier nécessite l'emplacement des grands projecteurs devant le front

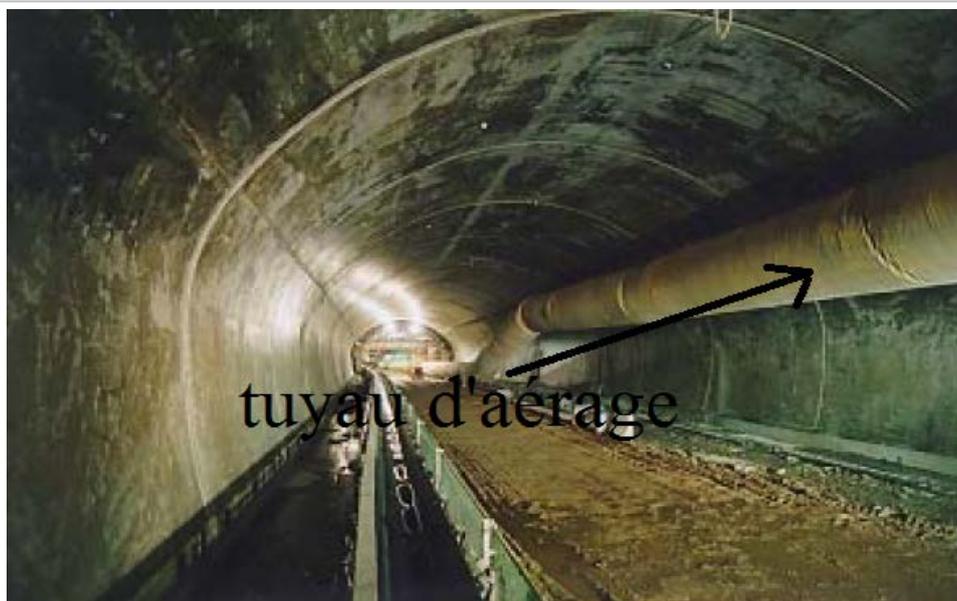


Figure 27 Aérage de chantier

d'abattage.



Figure 5.28. — Eclairage du chantier

4.2. Mise en place de soutènement provisoire

Après une avance d'un pas de creusement, en passe à la mise en place de soutènement provisoire on suit les étapes suivantes :

- réalisation d'une couche mince de béton projeté avec deux feuille de treillis soudés qui servira comme un appui pour les cintres métalliques de la section supérieure et le remblaiement des vides pour donner une forme régulière de la section excavé.
- avant de placer les cintres on fait l'assemblage des éléments de cette dernière en utilisant quatre boulons de fixation. la figure suivante l'assemblage des deux éléments de cintre.

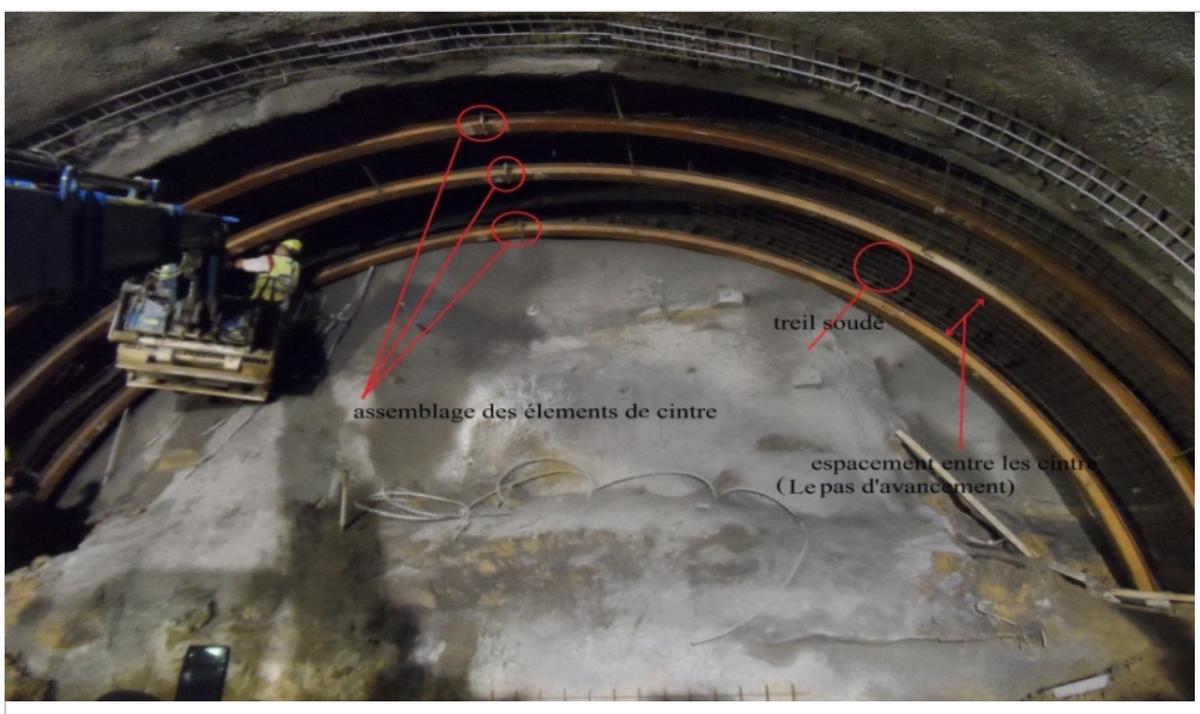
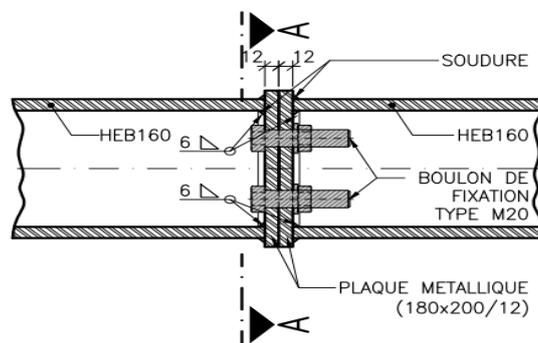
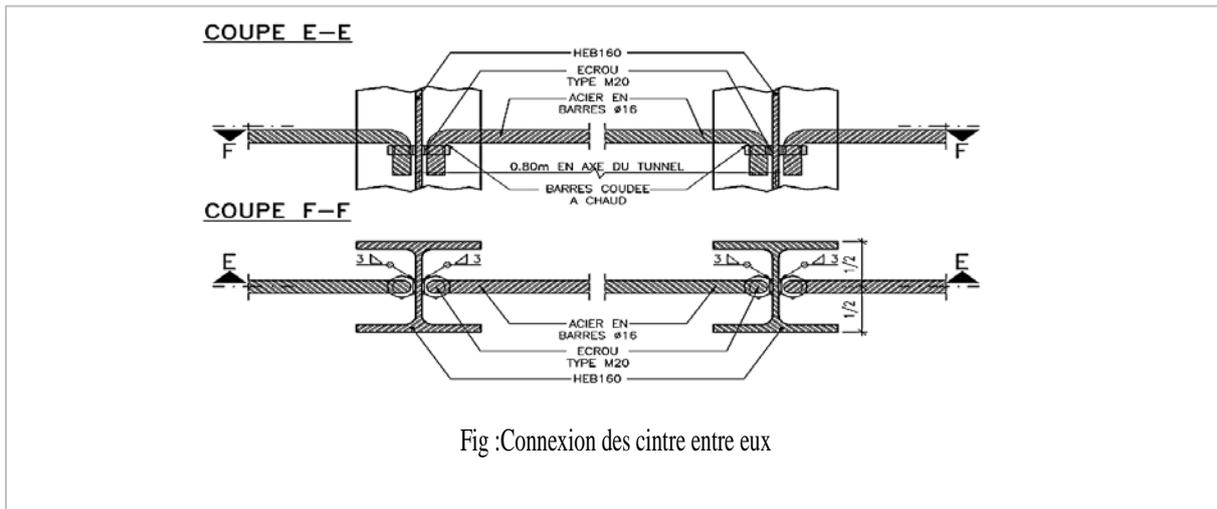


Figure 29 Mise en place de soutènement provisoire

En utilise une Grue munie d'une cage qui porte l'équipe chargé de mettre les cintres dans leur place on les fixant sur les parois à l'aide des crochés spécial, tout en respectons l'espacement entre les cintre on se sert d'un appareillage muni d'un laser pour mettre en place les cintre correctement.

Les cintres métalliques seront scellés entre eux à l'aide d'une tige en fer coudées aux deux bouts et ancrées dans des réservations prévues à cet effet dans le cintre Pour assurer la stabilité des et avoir un espacement régulier entre les cintres.



L'opération de soutènement provisoire se termine par la mise d'une couche de 20 *cm* à 30 *cm* (selon les calculs) de béton projeté caractérisé par un faible temps de prise. Cette opération sera exécutée immédiatement après le calage des cintres, les charges grandissantes seront transmises sur les cintres et la voûte en béton durcissant

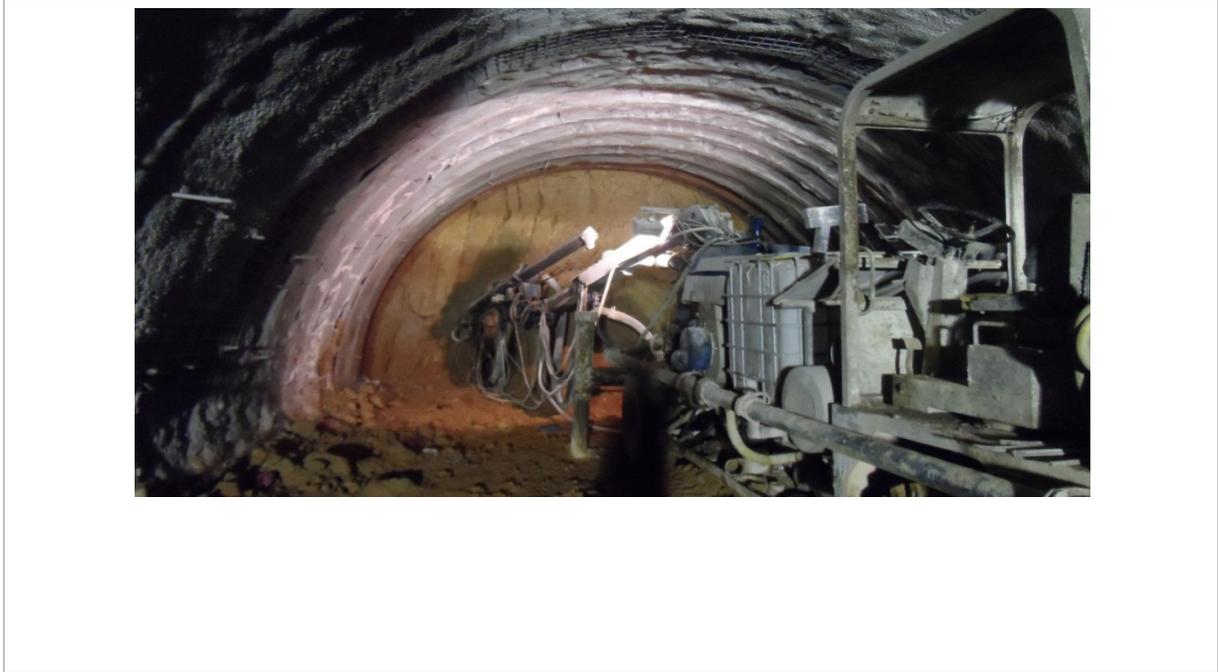


Figure 5.30. — Mise en place du béton projeté

Conclusion.

Il existe plusieurs méthodes d'exécution des tunnels, mais le choix de la méthode la plus adéquate dépend de plusieurs paramètres, vu le type de terrain traversé, la forme et les dimensions du profil transversal du tunnel sans oublier l'aspect économique qui est très important.

CHAPITRE IV.

LE SOUTENNEMENT

PROVISOIRE

Introduction.

Après la détermination des différentes charges agissant sur l'excavation, on passe au dimensionnement, qui représente une phase très importante. Ce chapitre traitera de la démarche de calcul d'un tunnel en général qui commence par le soutènement provisoire suivi du revêtement définitif.

1. Calcul de tassement :

Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible Profondeur et en site urbain. Les méthodes de calcul reposent sur la constatation, que le profil transversal de tassement engendré en surface par le creusement d'un tunnel est assez bien représenté (figure) par une courbe de Gauss inversée. Il peut donc être entièrement caractérisé par la valeur S_{max} du tassement maximal observé au – dessus de l'axe de l'ouvrage et la distance i du point d'inflexion de la courbe de Gauss au plan médian. Le tassement en un point M , situé à une distance x du plan médian peut alors être calculé à partir de l'expression :

$$S(x) = S_{max} * \exp\left(\frac{-x^2}{2 * i^2}\right) \quad (Eq. IV.1) \quad [< M]$$

La cuvette de tassement est également caractérisée par sa demi-largeur : $L_c = 2.5 * i$ et son volume total : $V_s = 2.5 * i * S_{max}$. Ce volume comprend l'aire entre la surface du massif dans l'état initial et la surface déformée. V_t représente la différence entre le volume initial et le volume de sol après déformation autour de la cavité :

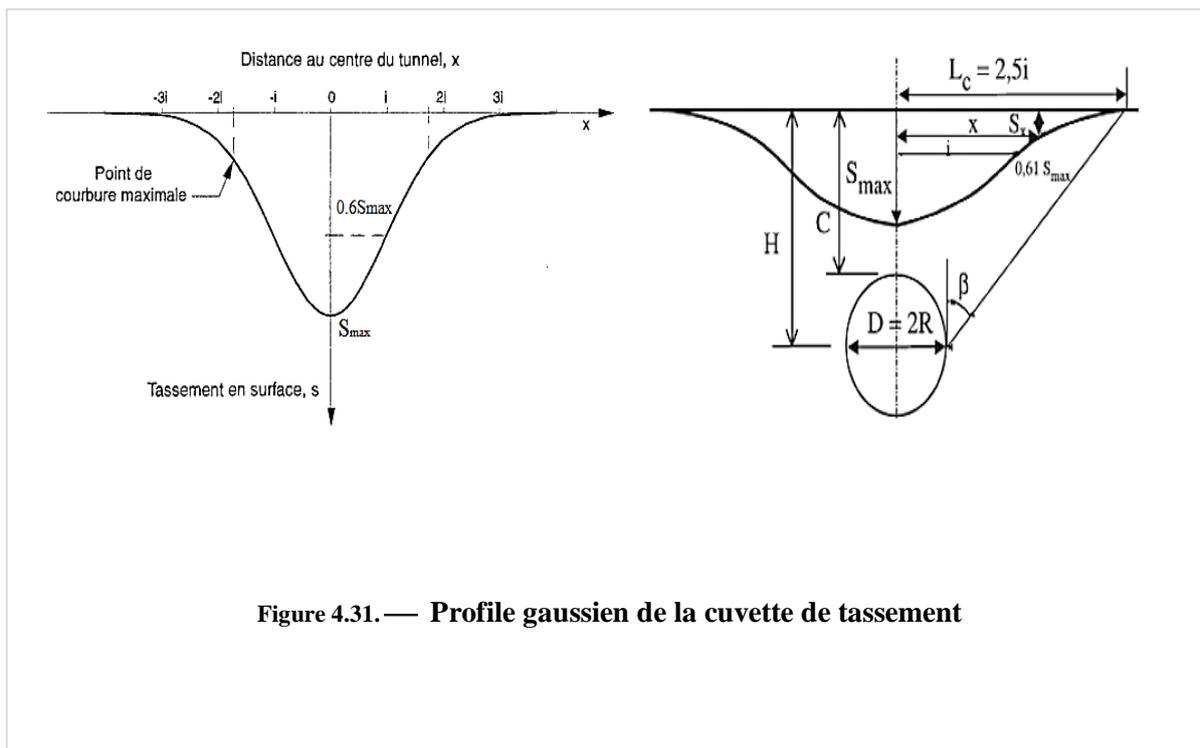


Figure 4.31. — Profil gaussien de la cuvette de tassement

Le tableau suivant représente la relation entre V_s et V_t :

Auteurs	Expression proposées
Atkinson & Potts (1977)	$\frac{V_s}{V_t} = 2 \sqrt{\frac{2}{\pi}} \left(\frac{i}{D}\right) * \left(\frac{S_{max}}{S_{clé}}\right)$
Laboratoire de l'EPFL	$\frac{V_s}{V_t} = 0.009 * \left(\frac{i}{D}\right) * \left(\frac{H}{D} - 0.6\right)$
Tableau 4.31. — Relations empiriques permettant l'estimation de V_s / V_t	

Le rapport V_s / V_t permet de savoir quel type du sol nous étudions ;

- Si $V_s / V_t < 1$ alors le sol est dilatant ;
- Si $V_s / V_t > 1$ alors le sol est contractant.

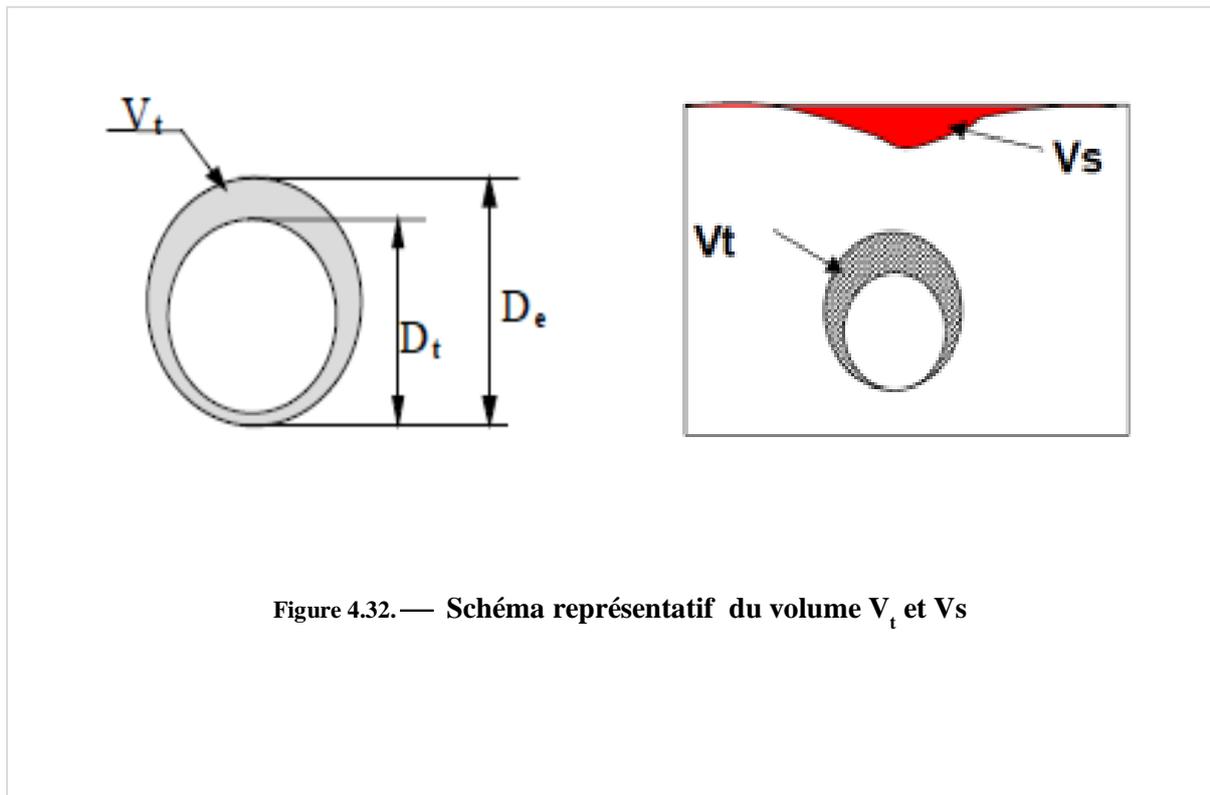


Figure 4.32. — Schéma représentatif du volume V_t et V_s

L'expression de $S(x)$ doit être éventuellement corrigée pour tenir compte de l'inclinaison de la surface du terrain ou d'autres facteurs pouvant contribuer à un profil de tassement dissymétrique, en section transversale.

L'estimation des paramètres S_{max} et i est basée sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels.

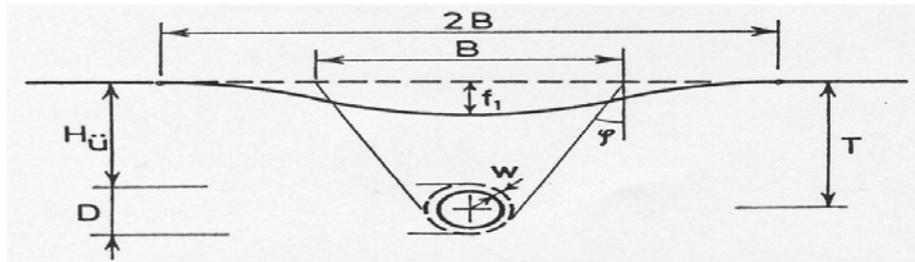
Auteurs	Type de sol	Expression proposée
Attewell [1977]	argiles	$i = 0,5 H$
Atkinson & Potts [1977]	sable lache sans surcharge	$i = 0,25 (C + D)$
	sable denses avec surcharge	$i = 0,25 (1,5 C + D)$
Clough & Schmidt [1981]	argiles	$i = 0,5 H^{0,8} D^{0,2}$
O'Reilly [1982]	sols granulaires	$i = 0,25 H$ ou $i = 0,28 H - 0,1$
	sols argileux	$i = 0,5 H$ ou $i = 0,43 H + 1,1$
Oteo & Sagaseta [1982]	facteur correctif de 0,7 à 1,3 selon la nature du terrain	$i = 0,525 H - 0,42 R$
Sagaseta [1987b]	argiles	$i = 0,575 H$
Rankin [1987]	en première approximation	$i = 0,5 H$
Chapeau [1991]	argiles	$i = 0,45 H$
	sables	$i = 0,2 H$
Mair & Tailor [1993]	sols argileux	$i = 0,175 H + 0,325 H (1 - h/H)$

Tableau 2.1 : Relations empiriques permettant l'estimation de i .

D : Diamètre du tunnel

H : Hauteur de la couverture du sol.

On peut estimer la valeur de S_{max} a partir des caractéristique du sol on introduit la pression de la charge supplémentaire sur la surface (Théorie de tassements selon Herzog (en allemand)).



P_0	Charge supplémentaire de la surface
T	Distance entre axe du tunnel et surface du terrain
γ	Poids spécifique
φ	Angle de frottement (φ)
E	Module E - (deuxième charge)
D	Diamètre du tunnel (Bord extérieur du soutènement)
B	Demi largeur de la dépression de tassement
f_1	Hauteur de la dépression de tassement

$$\varphi = \frac{\pi}{2} - \vartheta$$

$$B = \frac{D}{\cos \varphi} + 2T \tan \varphi$$

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} (p_0 + \gamma T) \frac{D^2}{BE}$$

Figure 4.33. — Tassement dans les tunnels

Il y a aussi des formule empirique pour le calcul de S_{max} , citons la formule proposé par AFTES (1995) :

$$S_{max} = K * \lambda * \frac{\gamma * R^2}{E} \quad [m] \quad (Eq.IV.2)$$

K : facteur dépendant de l'état des contraintes dans le massif, de sa nature et de sa configuration.

λ : taux de déconfinement.

R : rayon de l'excavation.

γ : poids volumique du terrain.

E : module élastique moyen du massif.

2. Méthode de convergence – confinement. [7] [8] [18]

Le dimensionnement des ouvrages souterrains au stade des études préliminaires se fait fréquemment à partir des classifications des massifs rocheux. Ces méthodes sont, en effet, rapides d'emplois et économiques. Il existe de nombreuses méthodes de classification basées sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font les différences d'une méthode à l'autre.

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement du soutènement qu'on peut classer en trois catégories :

Méthodes métrologiques. — On peut citer trois méthodes :

- Pression sur le soutènement.
- Mouvement du massif.
- Contrainte dans le soutènement.

Méthodes empiriques. — Il existe plusieurs méthodes empiriques dont les suivantes :

- M. Protodiakonov.
- A.F.T.E.S.
- Barton et Al.
- Z. Bieniaswski.
- D. Deer.
- Lauffer.
- Terzaghi.

Méthodes analytiques et numériques.

- Réactions hyperstatiques.
- Éléments finis.
- Blocs rigides.
- Éléments distincts.
- Convergence-confinement.

2.1. La méthode convergence-confinement.

La méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974) s'appuie sur la mécanique des milieux continus et fait donc nécessairement appel pour le massif à une loi de comportement d'un milieu continu isotrope ou anisotrope. Toute modélisation implique à la fois une simplification des lois de comportement et une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif et, par conséquent, le recours à un milieu équivalent qui, à l'échelle de l'ouvrage, permet une représentation convenable du comportement du massif. Le choix des caractéristiques de ce milieu équivalent constitue l'étape la plus délicate de la modélisation, le plus souvent, elle ne consiste pas seulement à transcrire les résultats d'essais de laboratoire ou d'essais in-situ mais véritablement à construire un modèle de comportement à partir de toutes les données de la reconnaissance géologique et géotechnique.

La méthode de convergence-confinement s'appuie sur la constatation que le champ de déformation obtenu à partir d'un calcul axisymétrique, dans une section perpendiculaire à l'axe de tunnel, est analogue à celui donné par un calcul plan, dans lequel la paroi du tunnel est soutenue par une pression fictive :

$$P = (1 - \lambda) * \sigma_0 \quad (Eq. IV.3)$$

σ_0 Représentant la valeur de la contrainte naturelle en place supposée uniforme et isotrope et un coefficient compris entre 0 et 1 (voir figure). Ce résultat est valable à condition de se placer à une distance suffisante (de l'ordre de $R/2$) du front de taille du tunnel. Le coefficient λ qui caractérise le degré de décompression derrière le front de taille du tunnel, porte le nom de taux de déconfinement.

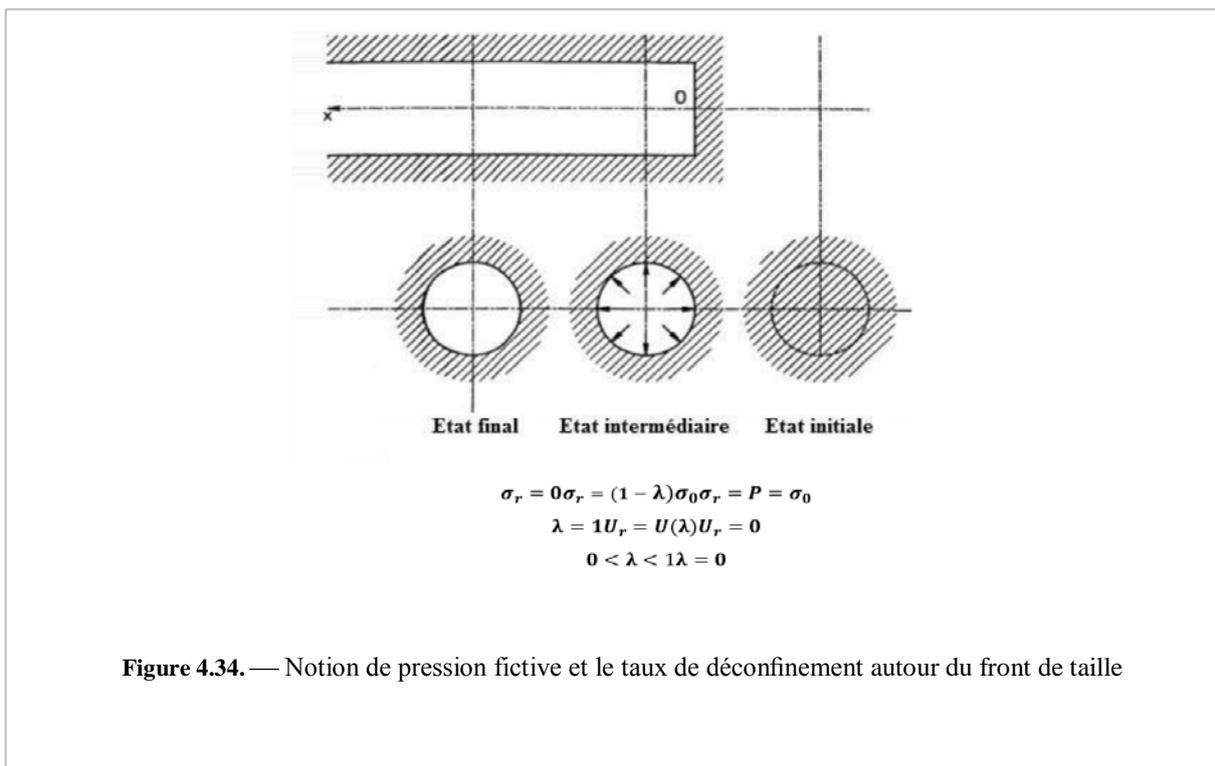


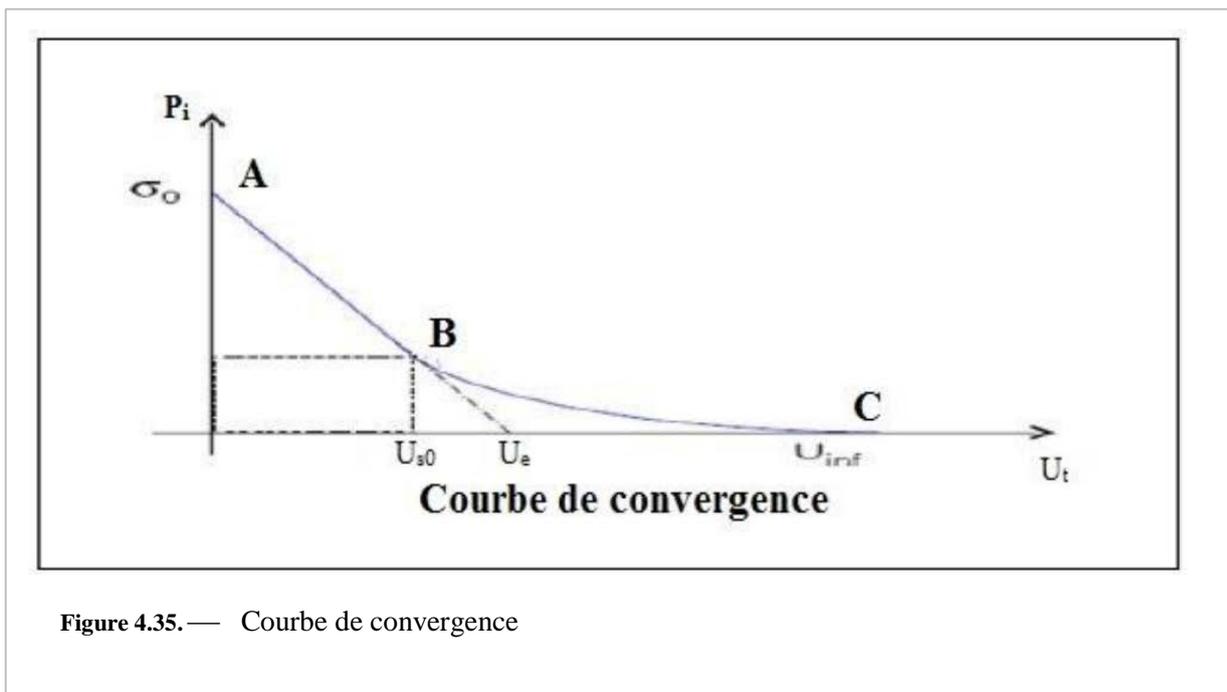
Figure 4.34. — Notion de pression fictive et le taux de déconfinement autour du front de taille

Partant de cette constatation Panet et Guellec (1974) ont suggéré de prendre en compte, en géométrie plane, l'effet stabilisant lié à la proximité du front de taille, en appliquant la pression sur la périphérie de tunnel. La progression du front de taille est alors simulée en faisant croître λ progressivement de la valeur 0, correspondant à l'état de contrainte initial, à la valeur 1, correspondant à l'état de déformation stabilisé derrière le front de taille. Dans le cas d'un comportement linéaire-élastique du terrain, cette valeur est atteinte à une distance de l'ordre de deux diamètres du front de taille. Le comportement de l'ensemble terrain – soutènement est alors analysé dans un diagramme (p, u) .

Considérons une section plane du terrain soumise à une contrainte naturelle correspondant à un initial isotrope σ_0 . La cavité est pré-excavée ainsi que 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). En diminuant la pression P_i , 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 $P_i = f(u)$ 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.

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur U_{s0} pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.



L'équilibre final qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique (voir figure). Le point d'intersection définit le point d'équilibre.

2.2. Principes de calcul.

Etape n° 1 : courbe caractéristique du massif.

Le calcul est fait d'abord pour la phase élastique, à partir de $\lambda = 0$ ($\sigma_r = \sigma_0$). Le confinement dépasse la frontière élastique, puis dans la phase élasto – plastique jusqu'à $\lambda = 1$.

Au début du calcul, les paramètres caractéristiques suivants de la courbe de terrain sont calculés :

$$R_c = \frac{2c * \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{Eq. IV. 4})$$

Avec :

R_c : La résistance en compression simple du terrain

σ_0 : Contrainte initiale du massif

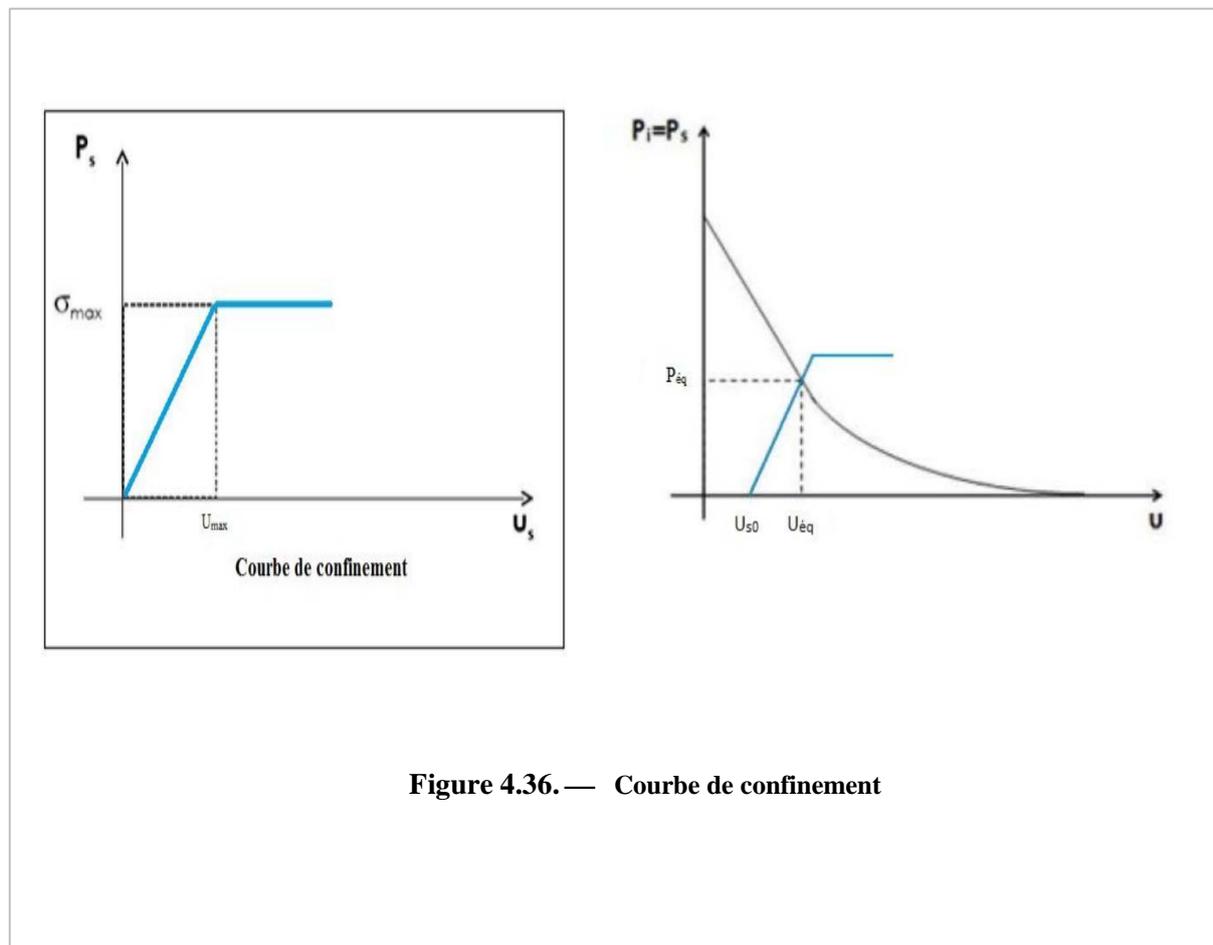


Figure 4.36. — Courbe de confinement

Si $\sigma_0 < \frac{R_c}{2}$: Le creusement n'entraîne que des déformations élastiques. La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse :

$$U_e = \frac{1 + \nu}{E} * R * \sigma_0 \quad (Eq. IV.5)$$

E : Module de Young

ν : Coefficient de Poisson

R : Rayon d'excavation

σ_0 : Contrainte initiale du massif

Si $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$: C'est le cas qui représente la fin de l'élasticité. La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture s'exprime par l'expression suivante :

$$P_a = \sigma_0 * (1 - \sin \varphi) - c * \cos \varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) * (1 - \sin \varphi) \quad (Eq. VI.24)$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}}{k_p + 1} \quad (Eq. IV.6)$$

Le déplacement des parois à l'apparition de la rupture vaut :

$$u_a = \lambda_a * U_e \quad (Eq. VI.26)$$

Pour $P_a < P < \sigma_0$: La courbe caractéristique est une droite.

Pour $P_a < P$: Calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie. Par exemple PANET

$$U(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} * \lambda_a \sigma_0 * \frac{1}{1 + \alpha} * \left\{ 2 * \left[\frac{r_p(\lambda)}{R} \right]^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right\} * R \quad (Eq. IV.7)$$

$$\left[\frac{r_p(\lambda)}{R} \right] = \left[\frac{2}{k_p + 1} * \frac{(k_p - 1) * \sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda) * (k_p - 1) \sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}} \quad (Eq. IV.8)$$

- Si $\alpha = 1$: La déformation se fait avec un volume constant.
- Si $\alpha > 1$: La déformation se fait avec une augmentation de volume, le milieu est dilatant.

On peut donc distinguer les piédroits et la voûte en prenant le poids de la zone décomprimée :

$$\text{En voûte} \quad P' = P + \gamma * (r_p - R) \quad (Eq. IV.9)$$

$$\text{En piédroits} \quad P' = P \quad (Eq. VI.30)$$

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme.

Etape n° 2 : Convergence à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement, elle est généralement plus du tiers du déplacement élastique à $P = 0$:

$$U_{S_0} > 0,265 * U_e \quad (Eq.IV.10)$$

Etape n° 3 : Courbe caractéristique du soutènement.

Pour réaliser cette courbe il faut déterminer la raideur du soutènement k_b choisi et la pression maximale de soutènement P_{bmax} état limite admissible ou état limite de rupture, puis tracer la courbe.

Dans le cas d'un revêtement cylindrique mince de module E_b et d'épaisseur (e) :

$$K_S = E_b * \frac{e}{R} \quad (Eq.IV.11)$$

$$P_b^{max} = \sigma_{max} * \frac{e}{R} \quad (Eq.IV.12)$$

Etape n° 4 : Equilibre finale.

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne le point d'équilibre. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimension et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimension et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front de taille à laquelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables.

Par la méthode convergence-confinement on obtient, dans le cas où les caractéristiques du terrain sont suffisamment connues et relativement homogènes, un ensemble de documents prévisionnels qui oriente le choix initial du mode de soutènement et serviront de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux.

Il ne peut s'agir toutefois que de fixer des ordres de grandeur compte tenu de l'incertitude de la plupart des paramètres. La souplesse de la méthode permet son adaptation rapide aux conditions rencontrées sur le site pendant les travaux. Le contrôle continu du comportement de l'ouvrage est donc une composante essentielle du projet.

La méthode convergence-confinement permet enfin la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul plus élaboré.

3. Calcule de Soutènement provisoire.

Le soutènement provisoire jouera le rôle d'un support, la reprise des charges aux naissances de la calotte peut être réalisée grâce à l'utilisation de cintres métalliques. La reprise en sous – œuvre des cintres de voûte ne sera pas nécessaire dans les roches dures, néanmoins, elle peut s'avérer indispensable dans les roches tendres et les zones broyées, la fermeture du cintre en radier devient nécessaire si le comportement du massif ne correspond pas aux hypothèses prise en compte lors du choix de la méthode.

3.1. Réalisation. [18] [1]

Le soutènement provisoire est réalisé en trois phases :

Première phase.

Excavation de deux galeries latérales à la base du tunnel. Leur soutènement sera fait à l'aide de profilés métalliques (*HEB300, HEB160, HEB120*) et de béton projeté.

Deuxième phase

- Bétonnage des culées des galeries latérales qui serviront d'appuis pour les cintres de la demi-section supérieure ;
- Remblaiement de l'espace vide ;
- Bétonnage des culées et remblaiement des vides par plots successifs.

Troisième phase

Excavation de la demi-section supérieure en conservant le merlon central qui servira de butée au front de taille. Elle comprend les opérations suivantes :

- Excavation de la travée en conservant le merlon central ;
- Mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté ;
- Pose du cintre de la demi-section supérieure en prenant appuis sur les culées latérales ;
- Calage du cintre au terrain pour minimiser le tassement ;
- Excavation du merlon central ;
- Renforcement du front de taille à l'aide de boulons et une couche de béton projeté.

3.2. Hypothèses de calcul. [18]

On propose trois hypothèses pour le système de charges agissant sur le tunnel :

Hypothèse I.

La réaction élastique du sol est prise en considération. Le soutènement provisoire et le revêtement se déforment sous l'action des charges extérieures. Dans la zone où les déformations du soutènement sont orientées vers l'extérieur du tunnel, apparaît la réaction élastique du sol.

Hypothèse II.

Le système de charges considéré comporte les charges verticales, les charges horizontales ainsi que la réaction élastique du sol correspondant.

Hypothèse III.

On adopte les charges verticales comme uniformes et symétriques et on néglige les charges verticales asymétriques. Les valeurs de charges verticales symétriques ont été établies en admettant la création de la voûte naturelle qui décharge le soutènement provisoire du tunnel.

3.3. Détermination des efforts. [1] [18]

La voûte supérieure est calculée tel un arc porteur encastré à ses extrémités. Les charges agissant sur l'arc, provenant de la pression souterraine ainsi que le poids propre sont considérées comme uniformément réparties.

$$p_v = \frac{Q_0 + \Delta G + Q}{l} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. IV. 13)$$

p_v : Pression verticale

ΔG : Partie de la charge d'intensité variable

Q : Poids total de l'arc

Q_0 : Partie uniformément répartie de la pression géologique

On peut admettre en première approximation que la pression verticale se répartie uniformément sur la portée de l'arc mesurée dans l'axe. La charge horizontale sera calculée à partir de la poussée verticale en se basant sur la relation de COULOMB-RANKINE

$$e_0 = \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c * \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (Eq. IV. 14)$$

$$e_1 = \gamma * (H + f) * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c * \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (Eq. IV. 15)$$

Tel que :

e_0 : charge horizontale en clé de voûte H : hauteur de couverture f : hauteur de courbe de voûte
 e_1 : charge horizontale en pied de longrine h : épaisseur de la couche q : charge d'exploitation

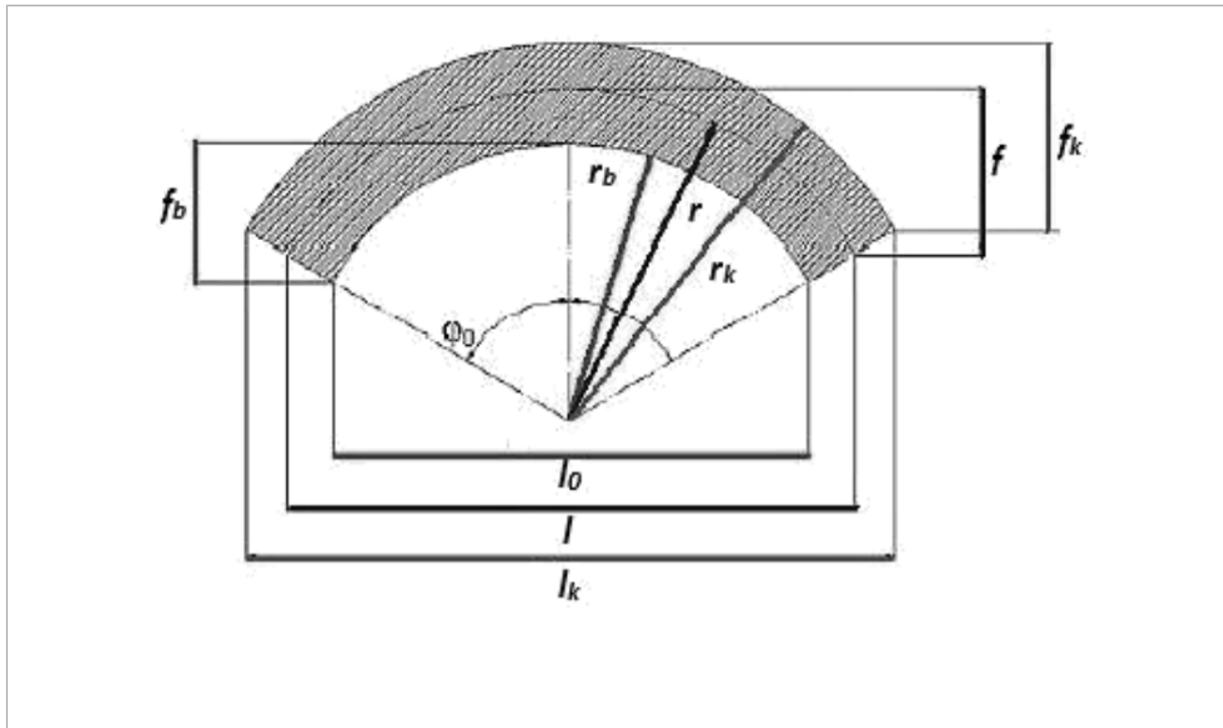


Figure 4.37. — Représentation des dimensions utilisées dans le soutènement provisoire

Comme approximation supplémentaire, on admet qu’au lieu d’une répartition trapézoïdale, la pression se répartie uniformément :

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} \quad (\text{Eq. IV. 16})$$

On admet comme valeur de la pression horizontale :

$$P_h = \frac{e * f_k}{f} * E_q \quad (\text{Eq. IV. 17})$$

3.4. Réactions d’appuis. [1] [18]

Les réactions au niveau des naissances (extrémités du cintre) seront calculées en fonction du rapport f/l en utilisant le tableau suivant :

Rapport f/l	Moment à la naissance		Poussée à la naissance	
	α_m	β_m	α_h	β_h
0,1	0,00120	-0,00120	1,2750	-0,0750
0,2	0,00425	-0,00425	0,6335	-0,1085
0,3	0,01010	-0,01010	0,4415	-0,1749
0,4	0,01748	-0,01748	0,3385	-0,2260
0,5	0,02668	-0,02668	0,2801	-0,2801

Tableau 4.32. — Les moments et les poussées en fonction de f/l

Pour la charge verticale.

$$M_v = \alpha_m * P_v * l^2 \qquad H_v = \alpha_h * P_v * l \quad (Eq.IV.18)$$

$$V_v = \frac{P_v * l}{2} \qquad N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} \quad (Eq.IV.19)$$

Pour la charge horizontale.

$$M_h = \beta_m * P_h * l^2 \qquad H_h = \beta_h * P_h * l \qquad V_h = 0 \quad (Eq.IV.20)$$

Les sollicitations cumulées.

$$\begin{aligned} M_f &= M_h + M_v \\ H_f &= H_h + H_v \\ V_f &= V_h + V_v \end{aligned} \quad (Eq.IV.21)$$

Les contraintes de la voûte ne sont contrôlées qu'à la clé et aux naissances, on négligera l'influence favorable de la charge horizontale ce qui a pour effet d'augmenter la sécurité. Ayant les valeurs respectives du moment fléchissant ainsi que l'effort normal, les contraintes agissant sur le cintre peuvent être vérifiées de la façon suivante :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_s} \mp \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e \quad (Eq.IV.10)$$

3.5. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté.

La répartition des efforts internes dépend des rigidités respectives du cintre métallique et du béton projeté.

3.5.1. Rigidités des cintres métalliques.

En compression.

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} \quad (Eq.IV.22)$$

$E_s A_s$: La rigidité des cintres à la compression avant mise en place

$E_s A'_s$: La rigidité des cintres à la compression après la mise en place

a : Dimension entre axes de deux cintres respectives

E_s : Module d'élasticité de l'acier

A_s : Section du profilé en acier

En flexion.

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} \quad (Eq.IV.23)$$

$I_s E_s$: La rigidité des cintres à la flexion avant mise en place

$I_s E'_s$: La rigidité des cintres à la flexion après la mise en place

a : Dimension entre axes de deux cintres respectives

E_s : Module d'élasticité de l'acier

I_s : Moment d'inertie de l'acier

3.5.2. Rigidités de la voûte en béton projeté.

En compression.

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_n * E_s * A'_s \quad (\text{Eq. IV. 24})$$

$E_b A_b$: Rigidités du béton projeté à la compression avant la mise en place

$E_b A'_b$: Rigidité du béton projeté à la compression après la mise en place

E_b : Module d'élasticité du béton projeté

A_b : Section du béton projeté

θ_n : Coefficient d'équivalence de l'effort normal

En flexion.

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_m * E_s * I'_s \quad (\text{Eq. IV. 25})$$

I_b : Moment d'inertie de la section en béton projeté

θ_m : Coefficient d'équivalence du moment fléchissant

3.5.3. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement.

Dans les cintres.

$$M_s = \frac{3}{3 + \theta_m} * M N_s = \frac{3}{3 + \theta_n} N T_s = \frac{3}{3 + \theta_n} T \quad (\text{Eq. IV. 26})$$

Dans le béton projeté.

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N T_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} T \quad (\text{Eq. IV. 27})$$

3.5.4. Vérification du cintre.

La vérification vis à vis du cisaillement.

On doit vérifier que :

$$\tau < \gamma_f * \frac{T a S}{I \delta} < \frac{\sigma_e}{1,54} \quad (\text{Eq. IV. 28})$$

Tel que :

$\gamma_f = 1,33$: Coefficient de pondération

T : Effort tranchant calculé

δ : Epaisseur de lame du profilé

S : Moment statique de la demi – section par rapport à xx

a : Distance entre axes des cintres de soutènement

I : Moment d'inertie par rapport à l'axe xx

Et que :

$$\bar{P} > P_v * \frac{\sigma_e}{\tau} \quad (\text{Eq. IV. 29})$$

\bar{P} : La charge verticale admissible de la voûte

La vérification d'assemblage des éléments du cintre :

$$T' = n * \frac{\pi d^2}{4} * \frac{\sigma_e}{1,54} \quad (\text{Eq. IV. 30})$$

Avec :

n : Nombre de boulons

d : Diamètre du boulon

On doit vérifier que :

$$\bar{P} > P_v * \frac{T'}{\gamma_f * T * a} \quad (\text{Eq. IV. 31})$$

La vérification sera faite à l'ELU et à l'ELS, le calcul sera détaillé dans les prochains chapitres.

Conclusion.

On obtient ainsi par la méthode convergence-confinement, dans la mesure où les caractéristiques du terrain sont relativement homogènes et suffisamment connues, un ensemble de documents prévisionnels qui oriente le choix initial du mode de soutènement et serviront de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux.

Il ne peut s'agir toutefois que de fixer des ordres de grandeur compte tenu de l'incertitude de la plupart des paramètres. La souplesse de la méthode permet son adaptation rapide aux conditions rencontrées sur le site pendant les travaux. Le contrôle continu du comportement de l'ouvrage est donc une composante essentielle du projet.

La méthode convergence-confinement permet enfin la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul plus élaboré.

CHAPITRE V.
APPLICATION
NUMIRIQUE

1. Organisation des travaux d'Excavation.

La réalisation d'un tronçon du tunnel souterrain doit passer par les étapes suivantes :

- Creusement du tunnel ;
- Marinage et évacuation des déblais ;
- Réalisation de soutènement provisoire ;
- Exécution du revêtement définitif.

1.1. Creusement du tunnel.

1.1.1. Description.

Le creusement du tunnel s'effectue en excavation classique avec la méthode utilisée dans les mines. Il s'agit d'un creusement mécanisé avec une pelle hydraulique sur chenille à attaque partielle ou ponctuelle. C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile (pelle) pouvant se déplacer aisément sur le front de taille et les parois latérales et muni d'un godet d'attaque. Dans le cas où l'on rencontrerait des passages de terrains durs on peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur.

À partir des caractéristiques du terrain et les caractéristiques du soutènement, on détermine les paramètres de creusement :

d : Longueur des volées (distance non – soutenue) (m)

p : pas d'avancement de tunnel (m)

Pour un cycle de creusement classique en plein section, on distingue deux phases de travaux :

- phase d'abattage sur une longueur p ;
- phase de mise en place de soutènement sur une longueur égal.

En début et en fin de cycle. — Le front d'abattage se situe à une distance d_1 de l'extrémité du soutènement mis en place.

À la fin de la phase d'abattage. — après le creusement d'une longueur p , la distance non soutenue sera d_2 , avec :

$$d_2 = d_1 + p \quad (m)$$

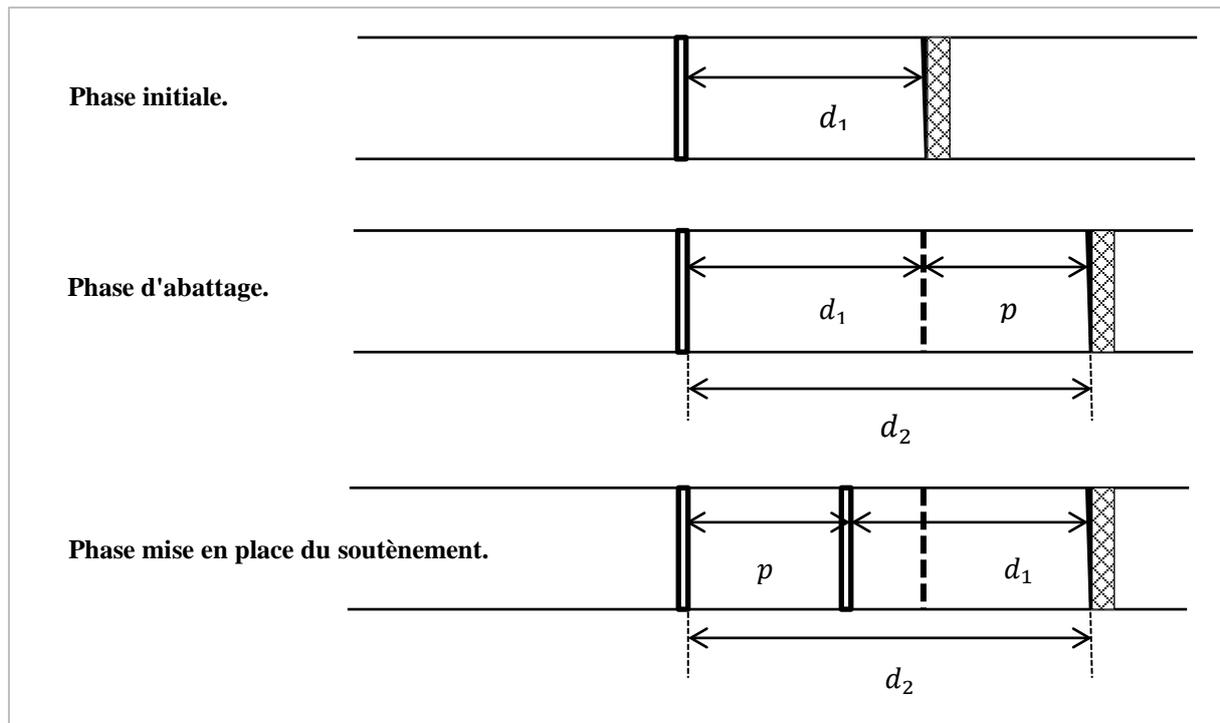
d_2 : distance non soutenue (m)

d_1 : distance entre le front d'abattage et le soutènement mise en place (m)

p : pas d'avancement de creusement (m)

Pour un pas d'avancement p faible, la relation suivante est vérifiée :

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2} \quad (m)$$



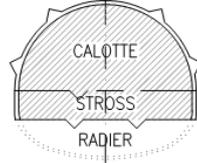
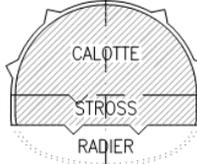
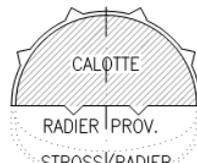
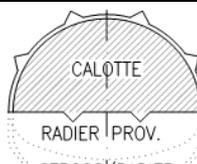
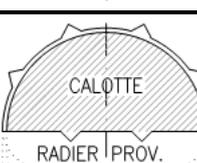
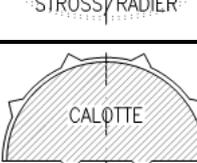
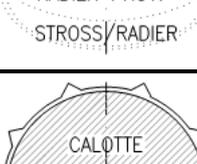
1.1.2. Les classes d'excavation.

La technique de creusement selon des classes d'excavation, doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité.

Méthodes de creusement	Classes d'excavation	Longueur de volées d (m)
Demi – section supérieure	CE TP – 1	Calotte/Stross : $d \leq 1,8$
		Radier : $d \leq 3,0$
Demi – section supérieure	CE TP – 2	Calotte/Stross : $1,0 \leq d \leq 1,2$
		Radier/Radier provisoire : $2,0 \leq d \leq 2,4$
Sections divisées	CE TP – 3	Calotte : $d = 1,0$
		Radier provisoire : $d = 2,0$
		Stross/Radier : $d = 2,0$
Sections divisées	CE TP – 4	Calotte : $d = 1,0$
		Radier provisoire : $d = 2,0$
		Stross/Radier : $d = 2,0$
Sections divisées	CE TP – 5a	Calotte : $d = 0,8$
		Radier provisoire : $d = 1,6$
		Stross/Radier : $d = 1,6$
	CE TP – 5b	Calotte 1 + 2 : $d = 0,8$
		Radier provisoire 1 + 2 : $d = 1,6$
		Stross/Radier : $d = 1,6$
Sections divisées	CE TP – 6	Calotte 1 + 2 : $d = 0,8$
		Radier provisoire 1 + 2 : $d = 1,8$
		Stross/Radier : $d = 1,6$

Tableau 5.33. — Les plans d'excavation.

Le passe aux plans d'excavation en sections divisées est justifié par la difficulté d'excavation en demi – section dans des endroits où la profondeur de tunnel est inférieure à 10 m, et dans le cas où le tunnel passe sous des immeubles d'habitation.

Classes d'excavation	Description	
CE TP – 1	Calotte/Stross	
	Radier	
CE TP – 2	Calotte/Stross	
	Radier/Radier provisoire	
CE TP – 3	Calotte	
	Radier provisoire	
	Stross/Radier	
CE TP – 4	Calotte	
	Radier provisoire	
	Stross/Radier	
CE TP – 5a	Calotte	
	Radier provisoire	
	Stross/Radier	
CE TP – 5b	Calotte 1 + 2	
	Radier provisoire 1 + 2	
	Stross/Radier	
CE TP – 6	Calotte 1 + 2	
	Radier provisoire 1 + 2	
	Stross/Radier	
Tableau 5.34. — Les phases de creusement pour chaque plan d'excavation		

1.2. Marinage et évacuation des déblais.

On appelle marinage l'opération qui consiste à collecter les déblais et à les évacuer à l'extérieur. Le mode de marinage dépend de la consistance des déblais, c'est – à – dire à la fois des caractéristiques du terrain et de son mode d'excavation. Il dépend aussi de la section et de la longueur du tunnel et de l'organisation générale du chantier.

L'opération de marinage peut être décomposée en : chargement, transport et déchargement.

Le chargement. — L'opération de chargement s'effectue par un chargeur sur pneus type CATARPILLAR, roule à moteur Diesel, à cause de son grande maniabilité.

Transport des déblais et leur déchargement. — Le transport de déblais est effectué par l'engin de chargement jusqu'à la sortie du tunnel à cause de la courte longueur de tracé. On note qu'il est possible de faire appel à du matériel roulant sur pneumatiques pour le transport des déblais à l'extérieure. À considérer toutefois, en cas de terrain meuble, la nécessité de la construction d'un radier bétonné provisoire pour assurer la circulation correcte des engins. Il faut également prévoir, si la galerie est longue et pour éviter la multiplication du nombre de ces engins, un poste intermédiaire de déchargement des déblais à une centaine de mètres du front, d'où le chargement dans les véhicules de transport pourra être effectué.

2. Calcule des contraintes.

Le tableau suivant résume les différents contraintes du terrain

	A la fin de R_X	A la fin de Q_A	A la fin de Q_S
H [m]	1,0	12,0	1,5
γ [kN/m^3]	19,00	20,50	20,50
c [kN/m^3]	5,00	30,00	10,00
b [m]	10,02	10,02	10,02
L [m]	9,09	9,09	9,09
φ [°]	30	25	25
B [m]	20,52	21,6	21,6
σ_v [kN/m^2]	27,45	192,27	212,58
σ_h [kN/m^2]	13,73	111,01	122,74
τ [kN/m^2]	12,93	81,77	67,23

Donc d'après la méthode de TERZAGHI les contraintes verticale et horizontale du sol sur la section étudiée sont :

Contraint verticale $\sigma_v = 212.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Contraint horizontale $\sigma_h = 122.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Avec les contraintes du cisaillement $\tau = 67.23 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

2.1. Charge des bâtiments résidentiels et de Chantier.

Les édifices voisins sont pris en compte avec une charge supplémentaire de 55 kN/m^2 .

En comparaison, les tensions supplémentaires dans le sol par les charges d'installation du chantier sont très limitées et c'est la raison pour laquelle sont négligeables. Une charge de 10 kN/m^2 sera admise.

2.2. Charge d'eau.

Des charges d'eau ne deviennent pas considérées, parce que les soutènements provisoires sont drainés et donc une pression d'eau aux classes d'excavation ne peut pas s'établir. Les mesures de drainage sont dessinées aux plans d'excavation. Pour les calculs statiques d'anneau intérieur, la situation hydrostatique (position de la nappe phréatique) est analysée.

3. Calcul de tassement de surface.

Le $PK 3 + 500$ est situé au-dessous de bâtiment et c'est pour cette raison nous avons introduire la charge supplémentaire P_0 engendrée par le bâtiment.

3.1.1. Première méthode : (Théorie de tassements selon Herzog).

P_0 [kN/m^2]	55,00
T [m]	21,15
$H\ddot{u}$ [m]	14,50
γ [kN/m^2]	20,50
θ [$^\circ$]	25
E_s [MN/m^2]	40,00
D [m]	9,09
ϕ [$^\circ$]	65
B [m]	112,22
f_1 [mm]	21,19

Tableau 5.36. Les paramètres de terrains

$$B = \frac{D}{\cos \varphi} + 2T * \tan \varphi = \frac{9,09}{\cos 65} + 2 * 21,15 * \tan 65 = 112,22 \text{ (m)}$$

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} * (p_0 + \gamma T) * \frac{D^2}{B * E} = 3 * \frac{3,14}{4} * (55 + 20,5 * 21,15) * \frac{9,09^2}{112,22 * 40 * 10^3} = 21,19 \text{ m}$$

3.1.2. Deuxième méthode : Sagasta (1980).

γ [kN/m^3]	20,50
D [m]	9,09
ν	0,33
E [MN/m^2]	40,00
S_{max} [m]	22,020

$$S_{max} = \frac{\gamma * D^2}{E} * (0,85 - \nu) = \frac{20,5 * 9,09^2}{40 * 10^3} * (0,85 - 0,33) = 22,02 \text{ mm}$$

Point d'inflexion Attwell [1977] : par ce que le type du sol est argileux.

H [m]	14,50
D [m]	9,09
I [m]	9,52

3.2. Cuvette de tassement :

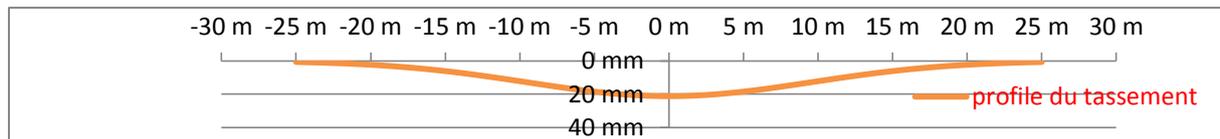


Figure 5.38. La cuvette de tassement

3.3. Conclusion.

Notre calcul du tassement éventuel provoqué par le creusement du tunnel. Selon les paramètres géotechniques et géométriques un tassement maximal de **22.02 mm (21,19 mm)** était estimé pour PK3 + 500.

Comparaison des deux résultats : en remarque que les deux valeur de tassement sont très proche (différence de 0.83mm)

Le profil de tassement tracé montre que le champ de tassement peut aller jusqu'à 50 m de diamètre Et pour cela il faut prend en compte l'influence éventuel des ouvrages génie civil qui se trouveraient à l'intérieur de ce champ.

4. Résultats pour la méthode de convergence confinement.

4.1. La courbe de convergence du terrain :

Les paramètres du sol et de galerie :

Tableau 4.38. Résultats des calculs.	
R [m]	5,6
σ_0 [kN/m ²]	212,58
c [kN/m ²]	35,00
φ [°]	30
ν	0,33
E kN/m ²	40000
σ_c	121,24

Résistance à la compression :

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} = \frac{2 * 35 * \cos 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} = 121.24 \text{ KN/m}^2$$

Module de cisaillement :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{40000}{2 * (1 + 0,33)} = 15037,59 \text{ kN/m}^2$$

Coefficient de butée.

$$k_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} = 3$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture λ_e :

$$\lambda_e = \frac{1}{k_p + 1} \left(k_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right) = \frac{1}{3 + 1} \left(3 - 1 + \frac{121.24}{212.58} \right) = 0.64 = 64\%$$

G (module de cisaillement)	15037,59 KN/m ²
K_p (coefficient de butée)	3
λ_e (à la rupture)	0.64
U_{R0}	3,96 cm
U_{Re}	2,54 cm

Tableau 5.39. Paramètres de terrain en PK 3+500

4.2. Calcul de convergence du terrain en fonction de λ :

Après le calcul et la simplification nous avons trouvé le résultat finale de $U(\lambda)$:

$$R_d/R = \left[\frac{0.642585799}{1.285171598 - \lambda} \right]^{0.5}$$

4.3. Valeurs de la courbe caractéristique du terrain :

Le tableau suivant résumé les résultats de la contraint fictive et le déplacement correspond :

Convergence de terrain		
λ	$\sigma(\text{Pa})$	U(cm)
0,000	212,58 KN	0,00 cm
0,667	70,79 KN	2,64 cm
0,700	63,77 KN	2,79 cm
0,705	62,71 KN	2,82 cm
0,710	61,65 KN	2,84 cm
0,715	60,59 KN	2,87 cm
0,720	59,52 KN	2,89 cm
0,725	58,46 KN	2,92 cm
0,730	57,40 KN	2,94 cm
0,735	56,33 KN	2,97 cm
0,740	55,27 KN	3,00 cm
0,745	54,21 KN	3,03 cm
0,750	53,15 KN	3,05 cm
0,755	52,08 KN	3,08 cm
0,760	51,02 KN	3,11 cm
0,765	49,96 KN	3,14 cm
0,770	48,89 KN	3,17 cm
0,775	47,83 KN	3,20 cm
0,780	46,77 KN	3,24 cm
0,785	45,70 KN	3,27 cm
0,790	44,64 KN	3,30 cm
0,795	43,58 KN	3,33 cm
0,800	42,52 KN	3,37 cm
0,805	41,45 KN	3,40 cm
0,810	40,39 KN	3,44 cm
0,815	39,33 KN	3,48 cm
0,820	38,26 KN	3,51 cm
0,825	37,20 KN	3,55 cm
0,830	36,14 KN	3,59 cm
0,835	35,08 KN	3,63 cm
0,840	34,01 KN	3,67 cm
0,845	32,95 KN	3,71 cm
0,850	31,89 KN	3,76 cm
0,855	30,82 KN	3,80 cm
0,860	29,76 KN	3,84 cm
0,865	28,70 KN	3,89 cm
0,870	27,64 KN	3,94 cm
0,875	26,57 KN	3,98 cm
0,880	25,51 KN	4,03 cm
0,885	24,45 KN	4,08 cm
0,890	23,38 KN	4,14 cm
0,895	22,32 KN	4,19 cm
0,900	21,26 KN	4,24 cm
0,905	20,20 KN	4,30 cm

0,910	19,13 KN	4,36 cm
0,915	18,07 KN	4,42 cm
0,920	17,01 KN	4,48 cm
0,925	15,94 KN	4,54 cm
0,930	14,88 KN	4,60 cm
0,935	13,82 KN	4,67 cm
0,940	12,75 KN	4,74 cm
0,945	11,69 KN	4,80 cm
0,950	10,63 KN	4,88 cm
0,955	9,57 KN	4,95 cm
0,960	8,50 KN	5,03 cm
0,965	7,44 KN	5,10 cm
0,970	6,38 KN	5,19 cm
0,975	5,31 KN	5,27 cm
0,980	4,25 KN	5,36 cm
0,985	3,19 KN	5,44 cm
0,990	2,13 KN	5,54 cm
0,995	1,06 KN	5,63 cm
1,000	0,00 KN	5,73 cm

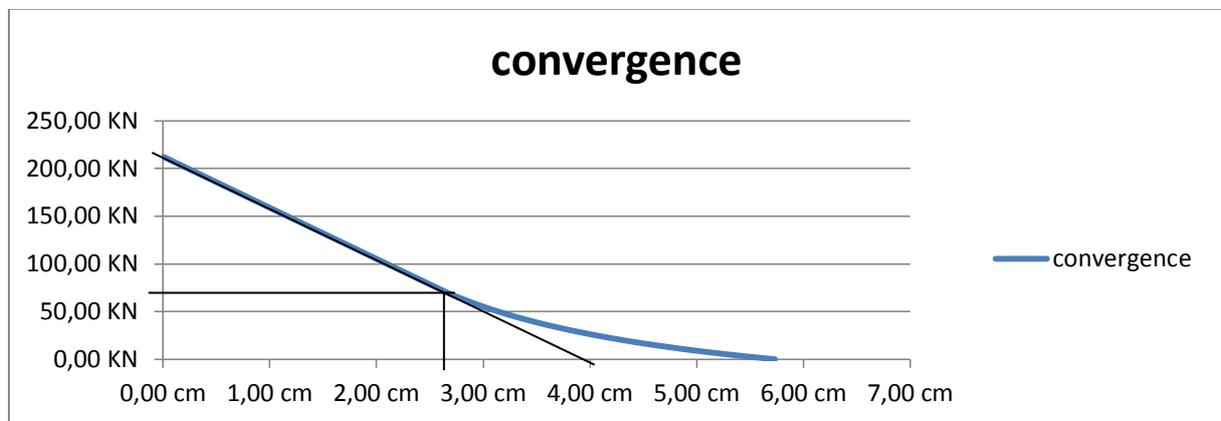


Figure 5.39. Courbe de convergence

Pa (KN)	85 (KN)
U _{Re}	2.54 cm

$$Pa = \sigma_0 (1 - \sin\phi) - c \cdot \cos\phi = 212.58(1 - \sin 30^\circ) - 35 \cdot \cos 30^\circ = 75.98 \text{ KN}$$

Ou bien

$$Pa = (1 - \lambda_e) \sigma_0 = (1 - 0.64) * 212.58 = 75.98 \text{ KN}$$

$$U_{Re} = \lambda_e * U_{R0} = 0.64 * 3.96 = 2.54 \text{ cm}$$

Si le sol reste dans le domaine élastique linière à le déplacement final sera U_{R0}=3.96 (cm) ,dans le cas inverse. le terrain passe à l'état plastique le déplacements d'apparition du rupture est U_{Re}=2.54cm et la pression correspond est Pa=75.98 KN.

4.4. Courbe caractéristique du soutènement.

La Raideur du cintre:

$$K_c = \frac{E_a S}{e \cdot R} = \frac{210000 \cdot 54.30 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 5.6} = 203.63 \text{ MPa}$$

Cintre HEB 160	
E	210000
As	54.30
e	1,00 m
R	5,60 m
σe	240 MPa
K _c	203,63 MPa

L'Epaisseur de béton projeté :

$$e = 2 \frac{\sigma_v \cdot R}{f_{bu}} + e'$$

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85}{1.5} 25 = 14.17 \text{ MPa}$$

e' (cm) ∈ [2 ; 4]

$$e = 2 \frac{212.58 \cdot 5.6}{14.17 \cdot 10^3} + 0.04 = 20 \text{ cm}$$

Avant de mise en place de béton projeté on fait une couche de 3cm pour régler la forme de la voûte. Donc dans les calcule en prend e=23cm

La Raideur du béton projeté :

$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1-\nu^2) \cdot R} = \frac{10000 \cdot 23 \cdot 10^{-2}}{(1-0.3^2) \cdot 5.6} = 451,33 \text{ MPa}$$

Pression maximale de soutènement :

Pression maximale de cintre HEB160 :

$$\sigma_{cmax} = \frac{\sigma_{a,s}}{R \cdot e} = \frac{240 \cdot 10^3 \cdot 54.3 \cdot 10^{-4}}{5.6 \cdot 1} = 232.714 \text{ KPa}$$

Pression maximale de béton projeté :

$$\sigma_{bmax} = f_{bu} \cdot \frac{e}{R} = \frac{14.17 \cdot 10^3 \cdot 20 \cdot 10^{-2}}{5.6} = 0.513 \text{ KPa}$$

$$P_{max} \text{ de soutènement (béton+Cintre)} = \sigma_{cmax} + \sigma_{bmax} \\ = 232.714 + 513.702 = 746.42 \text{ KPa}$$

béton projeté	
E _b	10000
e	0,20
ν	0,3
K _b	451,33 MPa

pression maximal de soutènement	
σ_{cmax} (Cintre)	232,714 KPa
σ_{bmax} (béton)	513,702 KPa
Pmax de soutènement (béton+Cintre)	746,42 KPa

Tableau 4.40. pression maximal de soutènement

Déplacement de cintre HEB160 :

$$U_{cmax} = \frac{\sigma_{cmax} * R}{Kc} = \frac{232,714 * 5.6}{203,63 * 10^3} = 6.40 \text{ mm}$$

Déplacement de béton projeté :

$$U_{bmax} = \frac{\sigma_{bmax} * R}{Kb} = \frac{513,702 * 5.6}{451,33 * 10^3} = 6.37 \text{ mm}$$

Déplacement de soutènement	
U_c (Cintre)	6,40 mm
U_b (béton)	6,37 mm

Tableau 4.41. Déplacement de soutènement

Déplacement du soutènement (cintre +béton projeté) :

$$U_{(c+b) max} = \frac{(\sigma_{cmax} + \sigma_{bmax}) * R}{Kc + Kb} = \frac{746.42 * 5.6}{203.63 + 451.33} = 6.38 \text{ mm}$$

Valeur de la courbe caractéristique de soutènement :

Les valeurs de soutènement qui se trouve au-dessus sont calculées à partir de l'équation suivant (prend en considération la valeur de déplacement du terrain au moment de la mise en place le soutènement provisoire U_{s0}).

$$\sigma(U) = P_{max} \quad \text{si} \quad U \geq 3.23 \text{ cm}$$

Remarque : la valeur 3.23 est calculée à partir de la valeur de U_{s0} et $U_{(c+b)max}$

$$U = U_{s0} + U_{(c+b)max} = 2.60 + 6.38 = 3.23 \text{ cm}$$

ξ	1
a_d	0,541
U_{s0}	2,60 cm

Tableau 4.42. Valeurs calculées

$$\xi = \frac{\sigma_0 R}{2G u_0} = 1/\chi = \frac{212.58 * 5.6}{2 * 15037.59 * 3.96 * 10^{-2}} = 0.99 \approx 1$$

$$a_d = 1 - \left[\frac{mR}{mR + \xi d} \right]^2 = 1 - \left[\frac{0.75 \cdot 5.6}{0.75 \cdot 5.6 + 1 \cdot 2} \right]^2 = 0.541$$

Déplacement du terrain au moment de la mise en place du soutènement provisoire:

$$U_{s0} = \frac{1}{\xi} [\alpha_0 + (1 - \alpha_0) a_d] \frac{\sigma_0 R}{2G} = \frac{1}{1} [0.25 + (1 - 0.25) 0.541] \frac{212.58 \cdot 5.6}{2 \cdot 15037.59} = 2,60 \text{ cm}$$

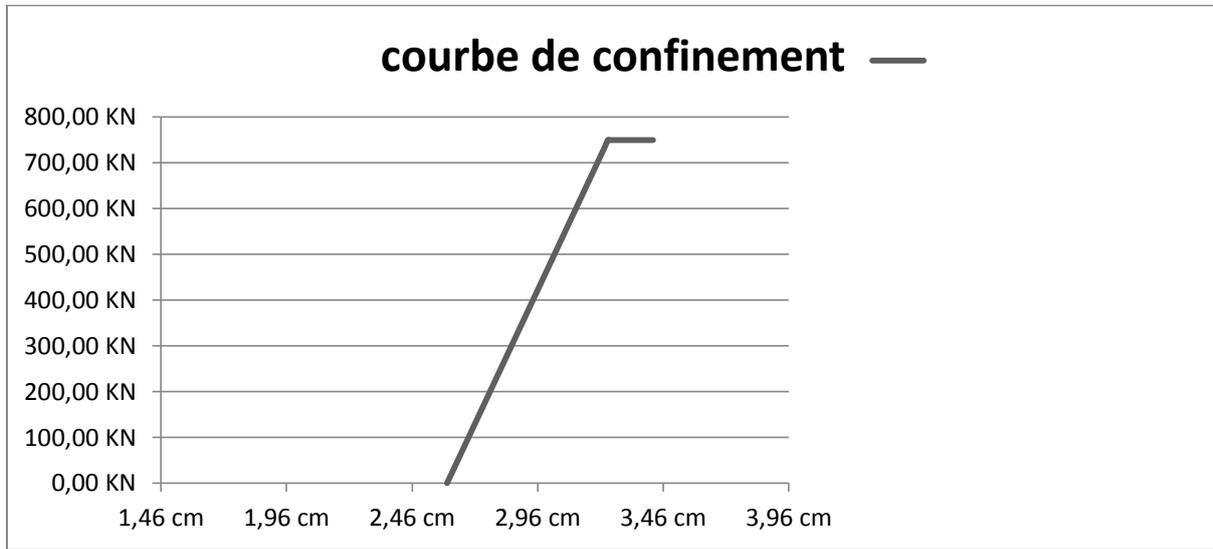


Figure 5.40. Courbe de confinement

4.5. La courbe finale de la convergence confinement :

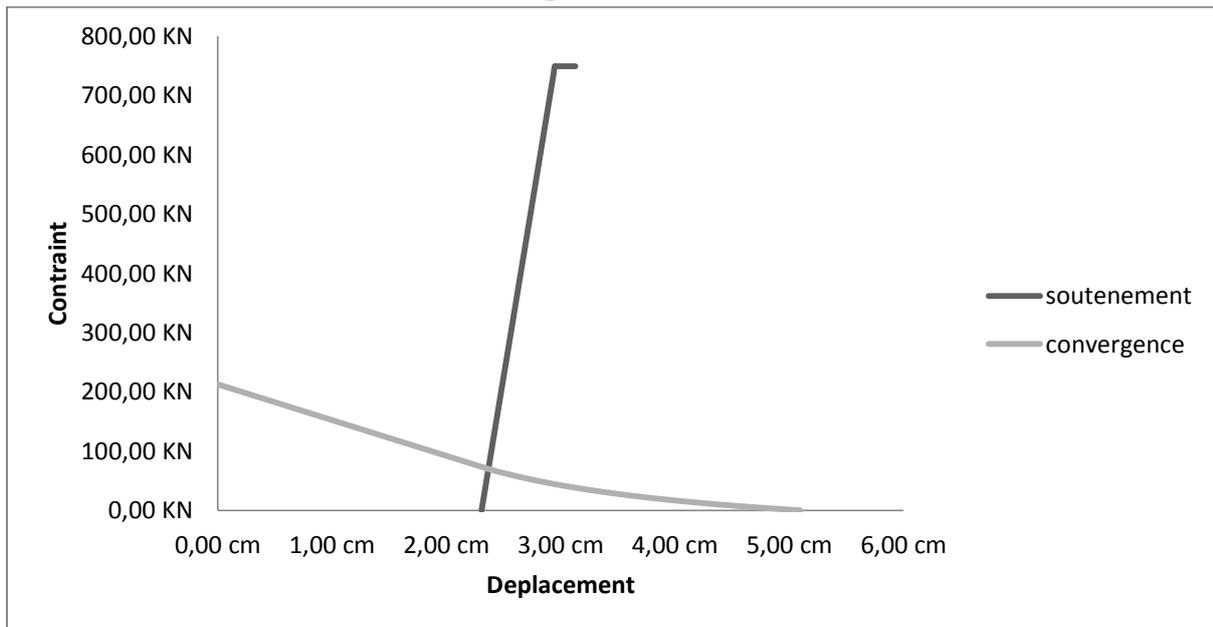


Figure 4.41. Courbe de convergence – confinement

Graphiquement ; le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement :

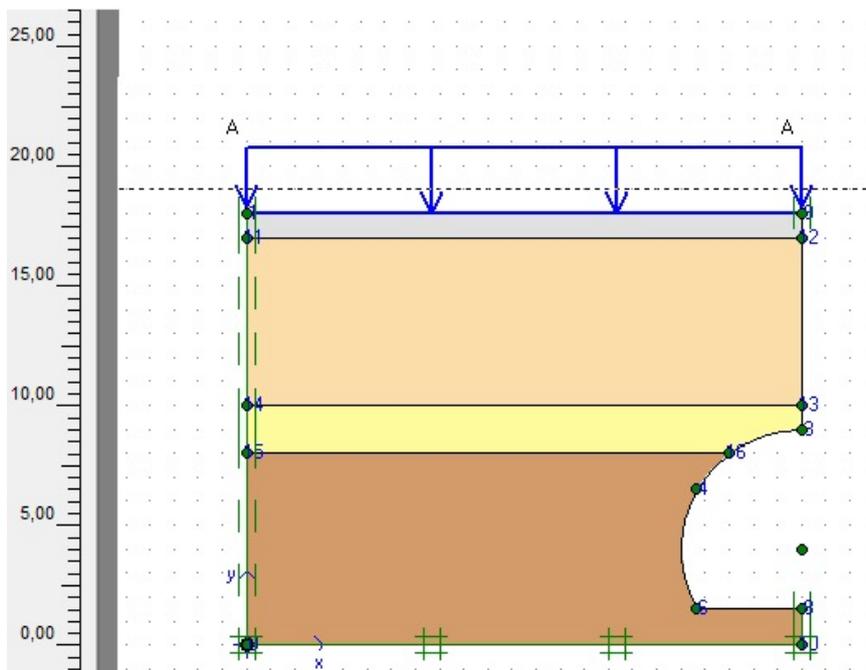
Point d'équilibre	
U	2,34 cm
σ	85,00 KPa

Tableau 5.43. Point d'équilibre

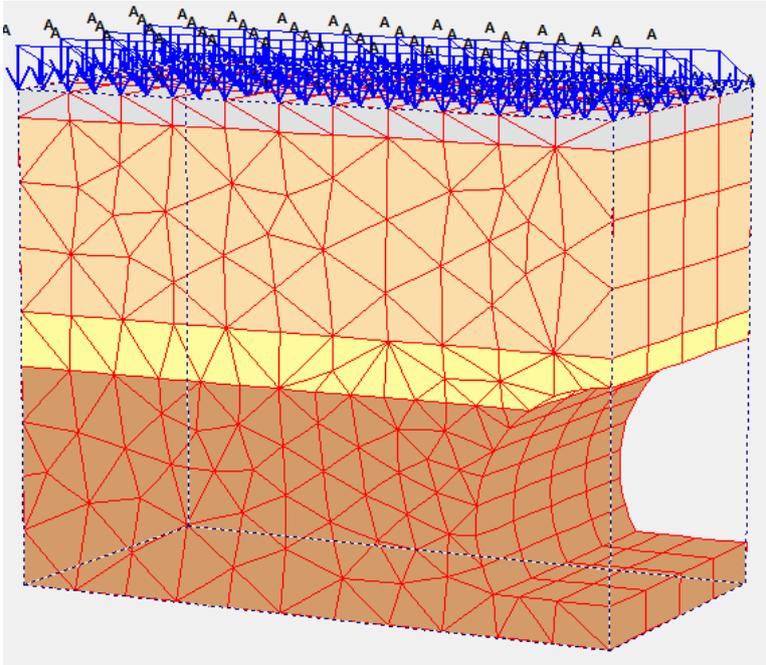
Equilibre final	
vérification du soutènement	
$\sigma_0=212.58 \text{ KN} < (P_{cmax}+P_{bmax})=746.41\text{KN}$	VRAI

Tableau 5.44. Equilibre final

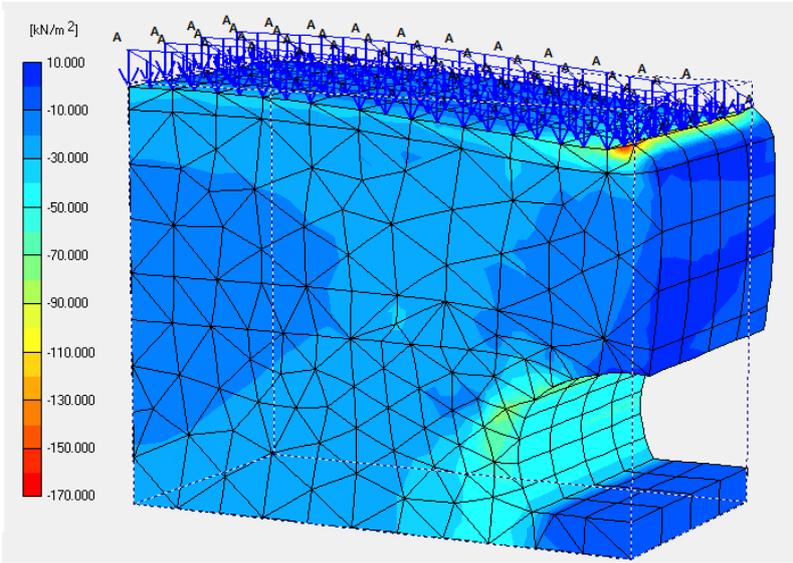
Simulation numérique : la simulation se fait à l'aide de Plaxis 8.2



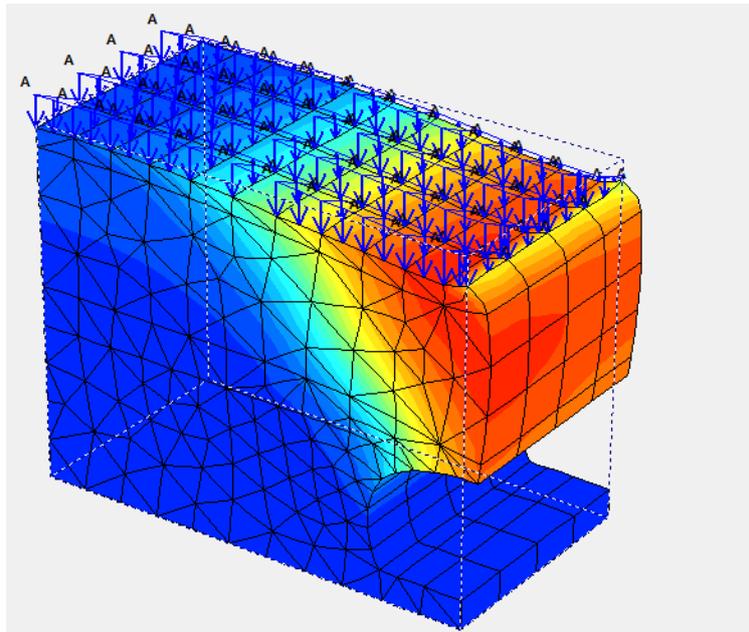
1-Etat initial



2-Maillage (élément finie)



3-etat des contraintes



4- Déplacement du terrain

Node	X [10 ⁻³ m]	Y [10 ⁻³ m]	Z [10 ⁻³ m]	U _x [10 ⁻³ m]	U _y [10 ⁻³ m]	U _z [10 ⁻³ m]
1	23	1,5	9	0	5,3403E-05	0
2	23	0,75	9	0	2,12E-05	0
3	22,019049	1,5	9	0,00011487	7,5155E-05	0
4	21,954545	0	9	0	0	0
5	23	0	9	0	0	0
6	22,019049	0,75	9	8,1778E-05	4,2684E-05	0
7	20,973595	0,75	9	0,00019143	6,683E-05	0
8	20,344461	1,5	9	0,00030184	0,00012056	0
9	21,038098	1,5	9	0,00022984	0,00014018	0
10	20,909091	0	9	0	0	0
11	20,279957	0,75	9	0,00030184	7,0061E-05	0
12	19,863636	0	9	0	0	0
13	19,650824	1,5	9	0,00040913	-1,0475E-05	0
14	19,234503	0,75	9	0,00052984	-0,000198	0
15	19,160348	1,5	9	0,00063238	-0,00028536	0
16	18,818182	0	9	0	0	0
17	18,744027	0,75	9	0,00061612	-0,0004557	0
18	17,772727	0	9	0	0	0
19	17,698573	0,75	9	0,00051457	-0,0008566	0
20	18,669873	1,5	9	0,00088342	-0,00098955	0
21	18,432273	1,9663168	9	0,00129263	-0,00186391	0

22	17,797725	1,7236164	9	0,00090236	-0,00207535	0
23	17,585148	2,2010739	9	0,00105129	-0,00299745	0
24	18,244717	2,454915	9	0,00156179	-0,00286937	0
25	17,611923	2,9430034	9	0,00133096	-0,00444388	0
26	18,109262	2,9604415	9	0,00187583	-0,004183	0
27	16,826425	0,97361643	9	0,0003738	-0,00130361	0
28	16,727273	0	9	0	0	0
29	15,958273	0,76267066	9	0,00010624	-0,00093472	0
30	15,681818	0	9	0	0	0
31	16,057426	1,7362871	9	0,00028267	-0,0022922	0
32	16,925578	1,9472329	9	0,00064519	-0,0027795	0
33	16,952353	2,6891623	9	0,00082521	-0,00410787	0
34	16,33355	2,3594331	9	0,0004706	-0,00331738	0
35	18,027391	3,4773577	9	0,00264009	-0,00601528	0
36	17,503259	3,4542247	9	0,00145691	-0,00571932	0
37	18	4	9	0,00359447	-0,00848084	0
38	14,912819	0,76267066	9	-2,8753E-05	-0,00082338	0
39	14,636364	0	9	0	0	0
40	13,755271	0,73584435	9	-6,3912E-05	-0,00066743	0
41	13,590909	0	9	0	0	0
42	16,360325	3,1013626	9	0,00061877	-0,00454466	0
43	15,465398	2,1484874	9	0,00019388	-0,00262669	0
44	15,189274	1,5253413	9	5,4012E-05	-0,00175404	0
45	14,709924	2,2432181	9	0,00013526	-0,00236346	0
46	14,031726	1,498515	9	-2,2501E-05	-0,00141455	0
47	15,741522	2,7716334	9	0,00037646	-0,0036041	0
48	15,563045	3,3829526	9	0,00054505	-0,00420418	0
49	14,986048	2,8663641	9	0,00032467	-0,00316324	0
50	17,503259	3,976867	9	0,00193829	-0,00754549	0
51	16,979128	3,4310917	9	0,00103615	-0,00569362	0
52	16,740789	4,1402733	9	0,00121211	-0,00696267	0
53	16,181848	3,7126818	9	0,00077655	-0,00535729	0
54	17,26492	4,6860486	9	0,00232556	-0,00970516	0
55	18,027391	4,5226423	9	0,00456468	-0,01166165	0
56	18,109262	5,0395585	9	0,00618658	-0,01645685	0
57	17,71625	5,1312177	9	0,00416263	-0,01357021	0
58	18,244717	5,545085	9	0,0083576	-0,0225067	0
59	17,824913	5,642439	9	0,00598839	-0,01787567	0
60	18,432273	6,0336832	9	0,01046741	-0,03013573	0
61	16,953779	5,294624	9	0,00305389	-0,01037873	0
62	15,943509	4,4218633	9	0,00133685	-0,00592355	0

63	16,502449	4,8494549	9	0,00197635	-0,00775098	0
64	15,781537	5,1321293	9	0,00245546	-0,00632876	0
65	16,330443	5,4219799	9	0,00332025	-0,00803064	0
66	13,552376	2,2163918	9	0,00012879	-0,0019279	0
67	12,545455	0	9	0	0	0
68	12,709817	0,73584435	9	-4,6344E-05	-0,00059092	0
69	11,5	0	9	0	0	0
70	14,807571	3,4776833	9	0,00061372	-0,00361903	0
71	15,384569	3,9942718	9	0,00094831	-0,00462437	0
72	15,222597	4,7045377	9	0,00170516	-0,00505694	0
73	14,588645	4,2659857	9	0,00121245	-0,00410916	0
74	14,230574	2,9610949	9	0,00037209	-0,0028151	0
75	13,315575	3,2134827	9	0,00050787	-0,0026732	0
76	14,011647	3,7493972	9	0,00081384	-0,00336175	0
77	11,664362	0,73584435	9	-2,4087E-05	-0,00054237	0
78	12,874179	1,4716887	9	-4,8928E-06	-0,00118896	0
79	12,637378	2,4687796	9	0,00022504	-0,00193368	0
80	11,768509	1,9106621	9	0,00010074	-0,00140612	0

Déplacement du terrain dans les différentes directions

CONCLUSION :

On peut utiliser La méthodes de convergence- confinement pour provisionner le comportement du terrain à l'intérieur de la galerie (convergence des parois) et aussi pour savoir la réponse du soutènement à ce phénomène.

Les résultats trouvés par cette méthode donne une vue générale sur le déplacement de terrain et le pouvoir du soutènement provisoire d'arrêté ce déplacement jusqu'à mise en place le revêtement définitif.

A partir du point d'équilibre on peut optimiser notre soutènement (mais à court terme).

4. Calcul de soutènement provisoire

La voûte supérieure est calculée comme un arc porteur encastré à ses extrémités. Les charges agissant sur l'arc, provenant du poids propre et de la pression souterraine sont considérées comme uniformes.

4.2. Calcul de la charge verticale :

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

$$Q = \gamma c * \frac{2\varphi_0}{2\pi} * 2\pi R = 25 * \frac{120}{360} * 2 * 3.14 * 5.6 = 293.22 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_0 = \sum (h_i \gamma_i + q) * a = (1 * 19 + 12 * 20.5 + 1.5 * 20.5 + 10) * 1 = 305.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta G = \left(\frac{f_k l_k}{3} * \gamma_h \right) * a = \frac{2.85 * 9.87}{3} * 20.5 = 192.27 \text{ KN/m}^2$$

$$P_v = \frac{293.22 + 305.75 + 192.27}{9.70} = 81.59 \text{ KN/ml}$$

4.3. Calcul de la charge horizontale:

$$e_0 = \left(\sum \gamma_i * H_i + q \right) * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$= 305.75 * \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) - 2 * 30 * \sqrt{\tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right)} = 67.27 \text{ KN/m}^2$$

$$e_1 = \gamma(H + f) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$= 20.5 * (14.5 + 2.8) \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) - 2 * 30 * \sqrt{\tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right)} = 83.56 \text{ KN/m}^2$$

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} = \frac{67.27 + 83.56}{2} = 75.41 \text{ KN/m}^2$$

$$P_H = e \frac{f_k}{f} = 75.41 * \frac{2.85}{2.8} = 76.85 \text{ KN/ml}$$

4.4. Réactions d'appuis :

Charge verticale :

f/l	0,28868
α_m	0,0101
B_m	-0,0101
α_h	0,4415
B_h	-0,1749

Tableau 5.45. Le rapport f/l

Pour la charge verticale :

$$M_v = \alpha_M * P_v * l^2 = 0.01010 * 81.59 * 9.7^2 = 77.53 \text{ KN.m}$$

$$H_v = \alpha_H * P_v * l = 0.4415 * 81.59 * 9.7 = 349.40 \text{ KN}$$

La réaction verticale :

$$V_v = P_v * L/2 = 81.59 * \frac{9.7}{2} = 395.40 \text{ KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} = \sqrt{308.20^2 + 349.03^2} = 527.87 \text{ KN}$$

Pour la charge horizontale :

$$M_H = \beta_M * P_H * l^2 = -0.01010 * 76.85 * 9.7^2 = -73.03 \text{ KN.m}$$

$$H_H = \beta_H * P_H * l = -0.1749 * 76.85 * 9.7 = -130.37 \text{ KN}$$

$$V_H = 0$$

Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_H = 68.39 + (-73.03) = -4.64 \text{ KN.m}$$

$$H_f = H_v + H_H = 308.20 + (-130.37) = 177.83 \text{ KN}$$

$$V_f = V_v + V_H = 349.03 + 0 = 349.03 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume tous les résultats :

charges verticales	
M _v	77,53
H _v	349,40
V _v	395,69
N _v	527,8741498
Charges Horizontales	
M _h	-73.03
H _h	-130.37
V _h	0
solicitations cumulé	
M _f	9,93
H _f	228,70
vf	395,69

Tableau 5.46. Résultats pour les charges

On vérifie :

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A} \pm \frac{M_v}{W} < \sigma_e \quad ?? \rightarrow \frac{527,87}{54.3 \cdot 10^{-4}} + \frac{77,53}{311 \cdot 10^{-6}} = 346.506 > 240 \text{ MPa}$$

Mauvais choix du cintre métallique .

Interprétation :

Les calculs géotechniques qui sont faits par le bureau d'étude provisionnent un éboulement du front de taille dans la section étudiée. Et Pour protéger Les édifices qui se trouvent au-dessus de tracé ils ont indiqué de réaliser une voûte parapluie, cette dernière diminue la charge verticale du sol sur le soutènement provisoire, pour cela ils ont choisi d'utilisé les cintre HEB160.

Hypothèse :

On suppose qu'il n'y a pas d'éboulement du front de taille, (pas de voûte parablue)

Dans ce cas il faut choisir un autre Type de cintre Métallique qui a le pouvoir de supporter la charge plus que HEB160.

-Cintres HEB180

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A} \pm \frac{M_v}{W} < \sigma_e \quad \rightarrow \frac{527,87}{65.3 \cdot 10^{-4}} + \frac{77,53}{426 \cdot 10^{-6}} = 262,8 \text{ MPa} > 240 \text{ MPa}$$

Le cintre HEB180 n'est pas vérifier.

-Cintre HEB200

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_V}{A} \pm \frac{M_V}{W} < \sigma_e \rightarrow \frac{527,87}{78,1 \cdot 10^{-4}} + \frac{77,53}{569,7 \cdot 10^{-6}} = 203,7 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

Nous avons trouvé que les contraintes sont vérifiées pour les cintres métalliques HEB200 donc on adoptera ce profilé pour toute la suite de calcul.

4.5. Rigidités des cintres métalliques :

A la compression :

$$E_a A_s' = \frac{E_a A_s}{a} = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 78,1 \cdot 10^{-4}}{1} = 1640,1 \text{ MN/m}$$

À la flexion :

$$E_s I_s' = \frac{E_s I_s}{a} = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 5697 \cdot 10^{-8}}{1} = 11,96 \text{ MN.m}$$

Rigidités de la voûte en béton projeté :

A la compression :

$$E_b A_b' = \frac{E_b A_b}{a} = \frac{10000 \cdot 1 \cdot 0,20}{1} = 2000 \text{ MN/m}$$

2-La flexion

$$E_b I_b' = \frac{E_b I_b}{a}$$

$$I_b = \frac{a d_1^3}{12}$$

$$E_b I_b' = \frac{E_b \left(\frac{a d_1^3}{12} \right)}{a} = \frac{10000 \cdot \left(\frac{1 \cdot 0,23^3}{12} \right)}{1} = 10,13 \text{ MN.m}$$

Portance maximale du soutènement \bar{P} :

Pour l'acier du profilé :

$$\bar{P} = P_v \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 81,59 \cdot \frac{240}{208,7} = 93,82 \text{ KN/ml}$$

Pour le béton projeté :

$$\bar{P} = \frac{f_{bu}}{\sigma_b}$$

Conclusion Générale.

L'objectif de ce travail est l'étude des procédés du creusement et de soutènement provisoire d'un tunnel métropolitain représentée par la section D8.1 de l'extension C de la ligne 1 de métro d'Alger.

L'étude de ce projet nous a permis de :

- avoir des connaissances sur les différentes études préalables et leur importance dans le choix de la méthode d'exécution du projet (choix de type de section et la méthode de creusement et le dimensionnement de soutènement provisoire).
- connaître les méthodes d'évaluation des différentes charges appliquées sur le tunnel et l'utilisation des résultats obtenus dans le dimensionnement de l'ouvrage
- connaître les différentes méthodes de calculs des tassements maximaux, et de tracer la cuvette de tassement pour prendre en compte tous les risques au – dessus du tunnel, surtout dans les milieux urbain.
- l'application de la méthode de convergence – confinement pour provisionner la convergence des parois de la cavité excavé et la réponse du soutènement à cet phénomène .ainsi d'estimer le déplacement finale de terrain dans le cas élastoplastique.
- Evaluer l'état de stabilité du front de taille par l'étude de son équilibre global avec des différentes méthodes et par le choix de la technique de soutènement en boulons d'ancrage ou de son renforcement par un merlon stabilisateur.
- connaître la méthodologie de vérification du soutènement provisoire et l'importance maximale appliquée sur les cintres et sur le béton pour ne pas tomber dans le mauvais choix du cintre métallique et l'épaisseur du béton projeté.
- savoir les différents équipements utilisés dans les ouvrages souterrains, et l'organisation des travaux.

En fin, ce projet nous a permis de mettre en application notre connaissance théorique acquise tout au long de notre cursus, et nous a incités à nous documenter d'avantage.

ANNEXES

Glossaire des principaux termes utilisés

- **Abattage**

Opération de désagrégation du terrain à excaver provoquant sa chute au pied de la paroi attaquée où les déblais sont repris par les engins de marinage. Ce terme est également employé, notamment au pluriel, pour désigner certaines phases d'exécution en section divisée (abattages latéraux).

- **Anneau**

Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au moyen d'un tunnelier.

- **Anneau universel**

Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au tunnelier dont les faces avant et arrière ne sont pas parallèles de manière à prendre une direction dépendant de la position de la clé.

- **Avancement**

Longueur de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, jour, mois, poste). L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demi-section supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.

- **Blindage**

Opération consistant à bloquer les terrains instables autour de l'excavation. Le blindage est obtenu la plupart du temps à l'aide de plaques en métal ou en béton, jointives ou non, bloquées au terrain encaissant et s'appuyant sur les cintres. Ce terme peut aussi désigner le matériel utilisé pour cette opération.

- **Blocage**

Opération de mise en place d'un matériau (généralement du béton) utilisé pour le remplissage de l'espace vide entre un soutènement et la surface excavée.

- **Bouclier**

Système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

- **Bouclier à air comprimé**

Bouclier travaillant sous enceinte d'air comprimé. La pression d'air comprimé peut être limitée, soit au seul front de taille soit à l'ensemble du chantier d'avancement.

- **Bouclier à boue**

Bouclier utilisant une boue qui, placée dans la partie avant du bouclier, assure à la fois la stabilité provisoire des parois et le transport des déblais.

- **Bouclier à front pressurisé**

Bouclier à front fermé dont la chambre d'abattage est mis en pression contrôlée.

- **Bouclier à pression de terre**

Bouclier à front pressurisé dont la pression sur le front de taille est exercé par le terrain excavé.

- **Boulon**

Tige métallique destinée à renforcer la roche. Mise en place dans un forage, elle est ancrée dans la roche à une extrémité ou sur toute sa longueur et serrée sur la surface rocheuse au moyen d'une plaque et d'un écrou à l'autre extrémité qui est filetée. Pour renforcer le front de taille des tunnels on utilise des boulons en fibre de verre de grande longueur, faciles à détruire lors de l'abattage.

- **Boulonnage radial**

Opération consistant à renforcer le terrain autour d'une galerie par des boulons disposés radialement en auréoles successives.

- **Calotte**

Partie supérieure et centrale de la voûte.

- **Chambre d'abattage**

Espace du bouclier, en contact avec le front où est réalisé l'abattage du matériau. Dans le cas du bouclier fermé, cet espace est clos à l'arrière par une cloison dite "cloison étanche", cet espace peut alors être pressurisé.

- **Cintre**

Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.

- **Cintre lourd**

Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type IPN, HEA, HEB).

- **Cintre réticulé**

Cintre constitué de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une "réticulation".

- **Clé de voûte**

Section de la voûte située dans son plan de symétrie.

- **Contrainte de confinement**

Contrainte qui apparaît à l'interface entre le terrain encaissant et le soutènement (ou le revêtement) et qui résulte de leur interaction.

- **Confinement**

Désigne le phénomène générateur des contraintes de confinement et éventuellement les moyens mis en œuvre pour le provoquer.

- **Pression de Confinement**

Pression appliquée au front de taille dans les boucliers à front pressurisé.

- **Convergence**

Variation de longueur de toute corde d'une section droite d'une cavité souterraine, mesurée après excavation. S'utilise aussi pour désigner le déplacement radial d'un point de la paroi. Désigne également le phénomène qui provoque ces variations de longueur.

- **Couverture**

Distance verticale mesurée entre la cote de la surface du terrain naturel et la cote de la clé de voûte. La couverture latérale est la plus petite distance entre la surface du versant et la paroi de l'excavation.

- **Creusement**

Ensemble des opérations d'abattage et de marouflage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.

- **Décompression**

Phénomènes qui accompagnent la modification des contraintes naturelles dans le terrain au voisinage de l'excavation. Dans les roches, la décompression peut se traduire par l'ouverture

ou la création de fissures dans certaines zones et par le dépassement de la limite de rupture en compression dans d'autres zones.

- **Déconfinement :**

Phénomène de diminution de contrainte à la paroi d'une cavité.

- **Découpage soigné :**

Adaptation du plan de tir consistant à rapprocher les trous de couronne, à limiter la charge d'explosif et à la répartir tout le long des trous en vue de diminuer les irrégularités de la surface de dérochement. Le tir des charges de couronne est effectué en dernier dans la mise à feu de la volée.

- **Demi-section**

Le creusement en demi-section désigne le creusement d'un tunnel en deux phases décalées dans le temps et dans l'espace. On réalise d'abord le creusement de la demi-section supérieure puis celui de la demi-section inférieure (ou stross).

- **Enfilage**

Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés métalliques en pourtour de la future excavation.

- **Erecteur**

Dispositif mécanique permettant la mise en place du soutènement provisoire ou définitif (et notamment des anneaux de voussoirs dans le creusement au tunnelier).

- **Etanchement**

Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un revêtement.

- **Excavation**

Ensemble des deux opérations d'abattage et de marouflage. Peut désigner le résultat c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.

- **Forage**

Opération consistant à réaliser un trou à l'aide d'un outil animé d'un mouvement de rotation et/ou de percussion (pour mise en place de mines ou de boulons).

- **Grippeur**

Ensemble destiné à supporter la poussée d'un tunnelier en bloquant la machine contre le terrain au moyen d'un patin d'appui mû par un vérin. S'utilise sur les machines pleine face en roche dure.

- **Habillage**

Structure légère (ou même simplement peinture) mise en place contre la paroi du tunnel et n'ayant pas de rôle de soutènement.

- **Machine à attaque ponctuelle**

Machine n'attaquant qu'une partie du front de taille et dont la conception initiale n'est pas liée à une forme de section déterminée a priori.

- **Machine pleine face**

Machine excavant en une seule fois la totalité du front de taille et assurant le ramassage des déblais. On emploie aussi le terme : machine foreuse pleine section.

- **Marinage**

Opération comprenant le chargement et l'évacuation à l'extérieur du tunnel des déblais provenant de l'abattage, ou "marin".

- **Piédroits**

Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.

- **Plan de tir**

Plan donnant la position, la profondeur, le diamètre et la direction des trous de mine dans le front de taille d'un tunnel ou d'un puits. Le plan de tir indique les charges mises en place dans chaque trou, le bourrage et l'amorçage utilisés.

- **Pleine section**

Creusement en une seule phase de la totalité de la section d'un tunnel.

- **Pré voûte**

Voûte réalisée par mise en place de béton dans une saignée pratiquée dans le terrain en avant du front de taille selon le contour de la section à excaver.

- **Radier**

Partie inférieure du tunnel située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.

- **Radier contre-voûté**

Radier bétonné en forme de voûte inversée, le point le plus bas du radier étant situé dans le plan de symétrie de l'ouvrage.

- **Revêtement**

Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.

- **Section divisée**

Méthode de creusement consistant en l'ouverture d'une (ou plusieurs) galerie (s) de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser.

- **Séquentiel (creusement)**

Désigne une méthode d'exécution où les opérations de creusement et de soutènement sont bien distinctes, par opposition au creusement au tunnelier où la même machine réalise les deux opérations en continu.

- **Soutènement**

Ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation et la sécurité du chantier : boulons, cintres, blindage, béton projeté. Opération consistant à mettre en oeuvre ces dispositifs.

- **Stross**

Terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise, en hauteur, entre la demi-section supérieure et le radier et, en largeur, entre les piédroits.

- **Terrain encaissant**

Terrain dans lequel est réalisé un ouvrage. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de nature différente.

- **Tir**

Opération consistant à mettre à feu l'explosif.

- **Tir séquentiel**

Système d'amorçage programmé des différentes lignes d'un plan de tir. Travers banc (creusement en) Cas où l'axe du tunnel se rapproche de la direction normale aux couches de terrain ou principaux plans de discontinuités.

- **Tunnelier**

Machine destinée à réaliser des tunnels assurant des fonctions étendues pouvant aller de l'excavation à la pose du revêtement final.

- **Volée**

Ensemble des trous de mine chargés. Désigne également le volume de terrain abattu au cours d'un tir ou la longueur de l'excavation correspondante.

- **Voussoirs**

Éléments préfabriqués dont l'assemblage constitue le soutènement et/ou le revêtement d'un tunnel (généralement creusé au moyen d'un tunnelier). Ils peuvent être en acier, en béton, en fonte ou en fonte ductile.

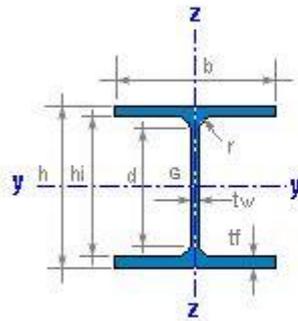
- **Voûte-parapluie**

Voûte constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement ; la voûte peut également être constituée de colonnes de jet-grouting armées.

- **Voûte active**

Procédé consistant à réaliser une voûte constituée d'éléments de voussoirs préfabriqués mis en place par un portique de pose et mis en compression contre le terrain par l'intermédiaire d'une clé de voûte munie de vérins.

HEB 200



$h = 200 \text{ mm}$ $r = 18 \text{ mm}$
 $b = 200 \text{ mm}$ $d = 134.0 \text{ mm}$
 $tw = 9.0 \text{ mm}$ $hi = 170.0 \text{ mm}$
 $tf = 15.0 \text{ mm}$

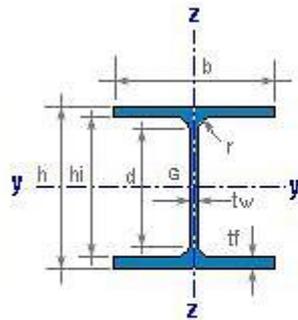
$A = 78.1 \text{ cm}^2$ $M = 61.3 \text{ kg/m}$

$I_y = 5697 \text{ cm}^4$ $I_z = 2003 \text{ cm}^4$
 $W_y = 569.7 \text{ cm}^3$ $W_z = 200.3 \text{ cm}^3$
 $W_{ply} = 642.6 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 305.8 \text{ cm}^3$
 $i_y = 8.54 \text{ cm}$ $i_z = 5.07 \text{ cm}$
 $I_t = 59.7 \text{ cm}^4$ $I_w = 171413 \text{ cm}^6$

$S_y = 321.3 \text{ cm}^3$ $Avz = 24.84 \text{ cm}^2$
 $sy = 17.7 \text{ cm}$

$AL = 1.151 \text{ m}^2/\text{m}$ $AG = 18.78 \text{ m}^2/\text{t}$

HEB 220



$h = 220 \text{ mm}$ $r = 18 \text{ mm}$
 $b = 220 \text{ mm}$ $d = 152.0 \text{ mm}$
 $tw = 9.5 \text{ mm}$ $hi = 188.0 \text{ mm}$
 $tf = 16.0 \text{ mm}$

$A = 91.0 \text{ cm}^2$ $M = 71.5 \text{ kg/m}$

$I_y = 8091 \text{ cm}^4$ $I_z = 2843 \text{ cm}^4$
 $W_y = 735.6 \text{ cm}^3$ $W_z = 258.5 \text{ cm}^3$
 $W_{ply} = 827.1 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 393.9 \text{ cm}^3$
 $i_y = 9.43 \text{ cm}$ $i_z = 5.59 \text{ cm}$
 $I_t = 77.0 \text{ cm}^4$ $I_w = 295814 \text{ cm}^6$

$S_y = 413.5 \text{ cm}^3$ $Avz = 27.93 \text{ cm}^2$
 $sy = 19.6 \text{ cm}$

$AL = 1.270 \text{ m}^2/\text{m}$ $AG = 17.77 \text{ m}^2/\text{t}$

Profil Complet	Recouvrement
PK 2+525	24 m
PK 2+675	11 m
PK 3+500	14,5 m

PK 3+500	dessus couronne	dans profile	Valeurs utilisées pour calcul statique
	QA/QS : Valeurs caractéristiques selon [4]	QM : Valeurs caractéristiques selon [4]	
Poids spécifique γ [kN/m ³]	20,5	20,5	20,5
Module d'Elasticité (recompression) E [MN/m ²]	3 x 35 = 105	3 x 45 = 135	3 x 40 = 120
Cohésion c' [kN/m ²]	40	50	40
Angle de frottement φ [°]	25	27,5	25

5.1 Béton projeté selon EC 2

Béton projeté	C25/30
Poids volumique	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Résistance à la compression	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Résistance à la traction	$f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$
Module d'Elasticité	$E_{cm} = 10.000 \text{ N/mm}^2$ (béton projeté vert)

5.2 Acier de ferrailage selon EC 2

Treillis soudé	BSt 500
Enrobage	$c = 3 \text{ cm}$
Limite d'élasticité	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Module d'Elasticité	$E_{ym} = 200.000 \text{ N/mm}^2$

5.3 Acier de cintres selon EC 3

Acier	S 235
Limite d'élasticité	$f_{yk} = 240 \text{ N/mm}^2$
Module d'Elasticité	$E_{ym} = 210.000 \text{ N/mm}^2$

$$HEB160 \Rightarrow \begin{cases} A_s = 54.3 \text{ cm}^2 \\ I_s = 2492 \text{ cm}^4 \\ W_s = 311 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

Bibliographie

Livres

- [1] C. CHERCHALI. Tunnel calcul soutènement provisoire (tome 1). OPU 1993. Alger.
- [2] G. COLOMBET. Ouvrages souterrains (conception et réalisation). Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1988. Paris.
- [3] Jean COSTET & Guy SANGLERAT. Cours pratique de mécanique des sols (tome1). Dunod 1991. Paris.
- [4] Jean COSTET & Guy SANGLERAT. Cours pratique de mécanique des sols (tome2). Dunod 1991. Paris.

Documents numériques

- [5] Pierre GESTA. Travaux souterrains. Techniques de l'ingénieur 1994. Paris.
- [6] Samuel AMAR & Jean-François JÉZÉQUEL. Propriétés mécaniques des sols déterminées en place. Techniques de l'ingénieur 1998. Paris.
- [7] Centre d'études des tunnels. Conception et dimensionnement (section 3). 1998. Paris.
- [8] Centre d'études des tunnels. Procédés de creusement et de soutènement (section 4). 1998. Paris.
- [9] François MARTIN. Mécanique des Roches et Travaux Souterrains. Paris. 2012.
- [10] Raymond Wong. Photo Illustration to support the teaching of the topic on tunnel construction. 2012
- [11] Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel.
- [12] Notion technique : Convergence – Confinement / manuel théorique et pratique. TERRASOL2004
- [13] Philippe Autuori. Le calcul des tunnels. ENPC – ouvrages souterrains. 2013
- [14] EMA. Note de calcul. Tunnel en mine soutènement provisoire section D8.1. 2012. Alger.
- [15] EMA. Note de calcul. Tunnel en mine soutènement provisoire section D8.1 sous Bâtiment près de PV6 2012. Alger.

Les thèses

- [16] Tunnels en milieu urbain. Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des prés – soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie). L'institut national des sciences appliquées de Lyon. 2012. Lyon.

[17] **Modélisation numérique du creusement d'un tunnel a l'aide d'un bouclier pression de boue. L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.**

[18] **Etude d'un tronçon d'un tunnel en mine multicouches cas du métro d'Alger. Ecole Nationale Polytechnique. Juin 2013. Alger.**

[19] **http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/tunnel/Le_tunnel/index.html**

[20] **appréciation de comportement de massif rocheux sur la stabilité d'un tunnel par la méthode des éléments fini. Juin 2001. ENP Génie Minier. Alger.**

[21] **Implantation physique d'ouvrages métropolitains cas de métro d'Alger. Juin 2011. ENP Génie Minier. Alger.**

