République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MÉMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de

Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

THEME

Calcul d'un tunnel avec couverture (tronçon de hai elbadr)

Etudié par :
- ✓ Oumrich kamel
- ✓ Matib ahmed
- ✓ Tammer lakhedar

Dirigé par :
↳ **Dr:** MENAA LAZAZI

Promotion : Juin 2017



وَقُلِ اعْمَلُوا فَسَيَرَى اللَّهُ
عَمَلَكُمْ وَرَسُولُهُ وَالْمُؤْمِنُونَ

صدق الله العظيم



شكرات

لابد ونحن نخطو خطوات الأخيرة في الحياة الجامعية

من وقفة نعود الى أعوام قضيناها في رحاب الجامعة مع أساتذتنا

الكرام الذين قدموا لنا الكثير باذلين بذلك جهودا كبيرة في بناء جيل الغد

لنبعث الأمة من جديد

وقبل أن نمضي تقدم أسمى آيات الشكر والامتنان والتقدير

والمحبة الى الذين حملوا أقدس رسالة في الحياة

الى الذين مهدوا لنا طريق العلم والمعرفة

الى جميع أساتذتنا الأفاضل

"كن عالما .. فإن لم تستطع فكن متعلما ، فإن لم تستطع فأحب العلماء ،فإن لم تستطع فلا تبغضهم"

وأخص بالتقدير والشكر

الدكتور: منعة لعزازي

الذي نقول له بشراك قول رسول الله صلى الله عليه وسلم

"وَحَتَّى الْحُوتُ فِي الْبَحْرِ لَيُصَلُّونَ عَلَى مُعَلِّمِ النَّاسِ الْخَيْرَ"

اهـــــــداء

الى من جرع االكأس فارغا ليسقيني قطرة حب

الى من كلت أنامله ليقدم لنا لحظة سعادة

الى من حصد الأشواك عن دربي ليمهد لي طريق العلم

الى القلب الكبير (والدي رحمه الله)

الى من أرضعتني الحب والحنان

الى رمز الحب وبلسم الشفاء

الى القلب الناصع بالبياض (والدتي حفظها الله)

الى القلوب الطاهرة والنفوس البريئة الى رياحين حياتي (أبنائي)

عبد الغاني وأميرة ونوررالهدي وعيسى

الى من تجمع بين سعادتي وحزني الى من كانت ملاذي وملجئي (زوجتي)

الى جميع الأهل والحباب والأصدقاء ورفاق دربي

الى كل من يعرفني من قريب ومن بعيد

كمال ام الريش



بسم الله الرحمن الرحيم

{وَقُلِ اعْمَلُوا فَسَيَرَى اللَّهُ عَمَلَكُمْ وَرَسُولُهُ وَالْمُؤْمِنُونَ}

صدق الله العظيم

إلهي لا يطيب الليل إلا بشكرك ولا يطيب النهار إلى بطاعتك .. ولا تطيب اللحظات إلا بذكرك .. ولا تطيب الآخرة إلا بعفوك .. ولا تطيب الجنة إلا برؤيتك "الله جل جلاله"

إلى من بلغ الرسالة وأدى الأمانة .. ونصح الأمة .. إلى نبي الرحمة ونور العالمين "سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم"

إلى من كلله الله بالهيبة والوقار .. إلى من علمني العطاء بدون انتظار .. إلى من أحمل أسمه بكل افتخار .. أرجو من الله أن يمد في عمرك لترى ثماراً قد حان قطافها بعد طول انتظار وستبقى كلماتك نجوم أهتدي بها اليوم وفي الغد وإلى الأبد..

والدي العزيز

إلى ملاكي في الحياة .. إلى معنى الحب وإلى معنى الحنان و التفاني .. إلى بسمة الحياة وسر الوجود

إلى من كان دعائها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحي إلى أغلى الحبايب

أمي الحبيبة

إلى الإخوة و الأخوات ، إلى من تحلو بالإخاء وتميزوا بالوفاء والعطاء إلى ينابيع الصدق الصافي إلى من معهم سعدت، وبرفقتهم في دروب الحياة الحلوة والحزينة سرت إلى من كانوا معي على طريق النجاح والخير

إلى من عرفت كيف أجدهم وعلموني أن لا أضيعهم

الى من عمل معي بكد بغية اتمام هذا العمل

الى جميع الاهل والاحباب والأصدقائي ورفاق دربي والى كل من يعرفني من قريب وبعيد

أحمد معطيب



قل لن يصيبنا الا ماكتب الله هو مولانا وعلى الله فاليتوكل المؤمنون

إهـــــداء

السلام عليكم:

أهدي هذا العمل المتواضع الى روح أبي الطاهرة، والى أمي الغالية حفظها الله

والى زوجتي العزيزة أم أولادي

الى قرة عيني ابنتي أسيل وابني اسماعيل

لى أعز أصدقائي اسماعيل الطيب متمنيا له النجاح في حياته في مسيرته الدراسية

متمنيا له نيل شهادة الدكتوراة في القريب العاجل

الى كل من صديقي العزيزين كمال أم الريش ومعطيب أحمد الذين كانا لهم النصيب

الأكبر في دفعي لمزاولة الدراسة ولم يبخلا بشيء اتجاهي، مشطورين وحفظهم الله

الى كافة الأصدقاء بدون استثناء من قريب كانو او من بعيد

الى جميع أساتذة قسم الهندسة المدنية على العموم... وأستسمحكم عذرا أن أخص بالذكر

الأستاذ مسعد علي

طـــمار لخضر

ملخص

ملخص : يعتبر انجاز نفق الجزائر من أهم الحلول للقضاء على مشكل المرور التي تعاني منها العاصمة .

تنقسم هذه الدراسة الى جزئين ,جزء يهتم بالبحث المرجعي على طرق الحفر,الدعم وكذا تواجد الإجهدات ثم تحديد كل أبعاد هذا النفق,أما الجزء الثاني فإنه يحتوي على حساب النفق بالإعتماد على برنامج **SAP2000** الإصدار الأخير في ظل , خط حي البدر – الحراش .

الكلمات المفتاحية : نفق الجزائر ,إستكشاف,الحفر ,الدعم, **SAP2000** .

Résumé

Résumé : la réalisation d'un tunnel pour métro constitue la solution souterraine pour résoudre le problème d'encombrement de la circulation auquel sont confrontées les grandes villes telles que la capitale Alger.

Notre étude a comporté deux paries, l'une bibliographique concernant la reconnaissance, le creusement, le soutènement, les méthodes d'évaluation des charges et du dimensionnement ; tandis que la deuxième partie traite du calcul et du dimensionnement à l'aide du logiciel SAP2000 version11 du tunnel du tronçon de Haï El Badr – El Harrach.

Mots clés : Tunnel, métro (Alger), reconnaissance, creusement, soutènement, revêtement modélisation, élément frame.

Abstract

Summary: the realization of a tunnel for subway constitutes the underground solution to solve the problem of obstruction of circulation with which the large cities such as the Algiers capital are confronted.

Our study comprised two bet, one bibliographical concerning the recognition, the digging, supporting, the methods evaluation of the loads and dimensioning; while the second milked part of calculation and dimensioning using software SAP2000 version11 of the tunnel of the section of Hated El Badr – El Harrach.

Key words: Tunnel, subway (Algiers), recognition, digging, supporting, coating modeling, element frame.

Remerciements

Je remercie tout d'abord **ALLAH Le Miséricordieux** qui m'a donné la force et la patience pour terminer ce modeste travail.

Je tiens à remercier mon promoteur A.LARIBI pour l'aide qu'il a apporté au cours de ce travail.

Aussi, je tiens à remercier monsieur C.CHERECHALI pour son encadrement efficace, ses conseils avisés et ses remarques pertinentes.

Mes remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepter d'évaluer mon modeste travail.

Enfin, je ne saurais terminer ces remerciements sans les adresser à mes chers parents ainsi qu'à toute ma famille sans oublier tous mes camarades.

B.TIKIALINE

Sommaire

PREMIERE PARTIE : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE
CAPITRE I : : CREUSEMENT

CHAPITRE II : SOUTENEMENT ET REVETEMENT

CHAPITRE III : EVALUATION DES CHARGES

CHAPITRE IV : DIMONSIONNEMENT

CHAPITRE I : CREUSEMENT

I.1 Introduction 3
I.2 Processus de choix 3
I.2.1 Première phase 3
I.2.2 Deuxième phase 3
I.2.3 Troisième phase 4
I.3 Les différentes méthodes de creusement 4
I.3.1 Méthode à pleine section 5
I.3.2 Méthode de demi-section 5
I.3.3 Méthode de section divisée 6
I.3.3.1 Méthode de la galerie de faîte (Méthode belge française)……7
I.3.3.2 Méthode des deux galeries……..... 7
I.3.3.3 Méthode des trois galeries (méthode Allemande)…… 7
I.3.3.4 Méthode contre voûtée (méthode Italienne)……..... 7
I.3.3.5 Méthode de creusement à pleine calotte……... 8
I.4 Modes de creusements des tunnels 8
I.4.1 Exécution dans les terrains meubles 8
I.4.1.1 Le Bouclier……..... 8
I.4.2 Exécution dans les terrains durs 12
I.4.2.1. Creusement mécanique…… 12
I.4.2.2. Creusement à l'explosif……..…… 14
I.4.2.3. Creusement à l'aide du ciment expansif……..…… 15
I.5 Les ouvertures d'accès 16
I.5.1 Le puits 16
I.5.2 Rameau 16
I.5. 3. Galerie pilot 16

CHAPITRE II : SOUTENEMENT ET REVETEMENT

II.1. Introduction 19

II.2. Les différents types de soutènement.....19

II.2.1. Soutènement traditionnel.....19

II.2.1.1. Soutènement métallique..... 19

II.2.1.1.1. Soutènement par boulons d'ancrage 19

II.2.1.1.2. Soutènement par cintres métalliques 20

II.2.1.1.3. Soutènement par blindage… 21

II.2.1.1.4. Soutènement par enfilage….....21

II.2.1.2. Soutènement en béton…….....21

II.2.1.2.1. Béton projeté 21

II.2.1.2.2. Prérevêtement coffré.....22

II.2.1.2.3. Revêtement à l'avancement 22

II.2.1.2.4. Voussoirs métalliques ou en béton préfabriqué.....22

II.2.2. Soutènement par la nouvelle méthode autrichienne 23

II.3. Classification des modes de soutènement 24

II.3.1. Les soutènements agissants par confinement 24

II.3.2. Les soutènements agissants à la fois par confinement et comme armatures 24

II.3.3. Les soutènements agissants par supportage 25

II.3.4. Les soutènements agissants par consolidation.....25

II.4. Choix de soutènement 25

II . 4 . R e v ê t e m e n t 26

II.4.1. Fonction de revêtement 26

II.4.2. Règle de conception du revêtement.....27

II.4.3. Actions à prendre en compte et calcul des sollicitations 27

II.5. Conclusion.....27

CHAPITRE III: EVALUATION DES CHARGES

III.1. Introduction.....29

III.2. Les pressions souterrains.....29

III.2.1. Types et origines 29

III.2.1.1.Poussée de détente.....30

III.2.1.2.Poussée géologique 31

III.2.1.3.Poussée de gonflement. 31

III.3. Les méthodes de détermination des pressions souterraines 31

III.3.1. Pressions verticales 31
III.3.1.1.Théorie de TERZAGHI.....32
III.3.1.2.Théorie de BIERBAUMER 33
III.3.1.3.Théorie des poids des terres 34
III.3.1.4.Théorie de PROTODIAKONOV 35
III.3.2. Pressions horizontales 37
IV.3.2.1.Théorie de TERZAGHI 37
III.3.2.2.Théorie de PROTODIAKONOV 37
III.3.2.3.Théorie de COULOUMB- RANKINE.....37
III.3.2.4.L'expérience SOVIETIQUE 38
III.3.3. Evaluation des pressions agissant au niveau du radier.....40
III.3.3.1.Méthode de TERZAGHI.....40
III.3.3.2.Méthode de TSIMBARIEVICH.....42
III.4. Evaluation des pressions hydrostatique.....44
III.5. Charges et surcharges.....44
III.5.1. Charges intérieures.....44
III.5.2. Charges extérieures 45
III.6. Conclusion 45

CHAPITRE IV: DIMONSIONNEMENT

IV.1. Introduction.....47
IV.2. Soutènement provisoire 47
IV.2.1. Réalisation 47
IV.2.2. Système statique de soutènement 47
IV.2.3. Hypothèses du calcul.....48
IV.2.4. Détermination des efforts 48
IV.2.5. Réactions d'appuis.....50
IV.2.6. Répartition des efforts internes entre les cintres et le béton projeté 51
IV.2.6.1. Rigidités des cintres métalliques 51
IV.2.6.2. Rigidités du béton projeté 52
IV.2.7. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement 52
IV.2.8. La vérification des cintres.....53
IV.2.9. La vérification du béton projeté.....54
IV.2.10. Vérification du soutènement provisoire.....54
IV.2.10.1. Principe générale de la modélisation 55

IV.2.10.2. Les condition aux limites 55
IV.3. Soutènement 55
IV.3.1. Méthode de convergence-confinement 56
IV.3.1.1. Principe de la méthode 57
IV.3.1.2. Tracé de la courbe caractéristique de terrain 59
IV.3.1.2. Etapes de calcul d'un problème type 59
IV.4. Revêtement définitif 60
IV.5. Méthode de convergence-confinement 60
IV.5.1. Introduction 60
IV.5.2. Etapes de calcul d'un problème type 60
IV.5.2.1. Première étape 60
IV.5.2.2. Deuxième étape 61
IV.5.2.3. Troisième étape 61
IV.5.2.4. Quatrième étape : Equilibre final 61

DEUXIEME PARTIE : CALCUL ET DIMONSIONEMENT DU TUNNEL

CHAPITRE V: RECONAISSANCE
CHAPITRE VI : PRESENTATION DU PROJET
CHAPITRE VII : SIMELISATION ET CALCUL
CHAPITRE VII .1: CALCUL DES CHARGES
CHAPITRE VII.1 : SOUTENEMENT PROVISOIRE
CHAPITRE VII.2: : SOUTENEMENT PROVISOIRE
CHAPITRE VII.3: VERIFICATION DE LA STABILITÉ DE SOUTENEMENT
CHAPITRE VII.4: REVETEMENT DEFINITIF

CHAPITRE V: RECONAISSANCE DU SITE

V.1 Introduction 64
V.2 Aperçu géologique d'Alger 65
V.3 Aperçu hydrogéologique 67
V.4 Aperçu tectonique 67
V.5 Aperçu sismique 68
V.6 Caractéristiques du site 68

CHAPITRE VI : PRESENTATION DU PROJET

VI.1. Introduction 71
VI.2. Présentation du projet du métro d'Alger 71
VI.2.1. Historique 71
VI.2.2. Tracé 72
VI.2.3. Présentation technique de l'ouvrage 72
VI.2.4. Facteurs d'implantation d'un tunnel 73

CHAPITRE VII.1 : CALCUL DES CHARGES

VII.1.1. Introduction 79
VII.1.2. Calcul des pressions agissant sur le soutènement de demi-section supérieure 79
VII.1.2.1. Pression verticale 79
VII.1.2.1.1. Méthode de TERZAGHI 79
VII.1.2.1.2. Théorie des pressions des terres 80
VII.1.2.1.3. Théorie de BIERBAUMER 80
VII.1.2.2. Pression horizontale 81
VII.1.2.2.1. Méthode de TERZAGHI 81
VII.1.2.2.2. Théorie des pressions des terres 81
VII.1.2.2.3. L'expérience Soviétique 81
VII.1.2.2.4. Théorie de COULOUMB – RANKINE 82
VII.1.3. Calcul des pressions agissant sur le soutènement de la structure globale 82
VII.1.3.1. Pression verticale 82
VII.1.3.1.1. Méthode de TERZAGHI 82
VII.1.3.1.2. Théorie des pressions des terres 83
VII.1.3.1.3. Théorie de BIERBAUMER 84
VII.1.3.2. Pression horizontale 84
VII.1.3.2.1. Méthode de TERZAGHI 84
VII.1.3.2.2. Théorie des pressions des terres 84
VII.1.3.2.3. L'expérience Soviétique 85
VII.1.3.2.4. Théorie de Coulomb – Rankine 85

CHAPITRE VII.2 : SOUTENEMENT PROVISOIRE

VII.2.1. Introduction 87
VII.2.2. Définition des charges agissant sur l'ouvrage 87
VII.2.2.1. La charge verticale 87
VII.2.2.2. La charge horizontale 88
VII.2.2.3. Réactions d'appuis 88
VII.2.2.3.1. Pour la charge verticale: 88

VII.2.2.3.2. Pour la charge horizontale 89
VII.2.3. Vérification du soutènement provisoire.....91
VII.2.4. Répartition des efforts internes entre cintres métalliques et la voûte en béton projeté…..93
VII.2.4.1. Rigidités des cintres métalliques 93
VII.2.4.2. Rigiditéde la voûte en béton projeté 94
VII.2.4.3. La vérification.....94
VII.2.4.3.1. Première cas.....94
VII.2.4.3.2. Deuxième cas.....96
VII.2.4.4. Vérification au cisaillement.....98
VII.2.4.5. Vérification au cisaillement de l'assemblage 100
CHAPITRE VII.3 : VIRIFICATION DE La STABILITÉ DE SOUTENEMENT
VII.3.1. Application de la méthode convergence-confinement pour notre projet.....102
VII.3.1.1. Courbe caractéristique du terrain.....102
VII.3.1.2. Courbe caractéristique du soutènement.....103
VII.3.1.3. Vérification du soutènement.....104
CHAPITRE VII.4 : REVETEMENT DEFINITIF
VII.4.1. Introduction….....107
VII.4.2. Etude statique….....107
VII.4.2.1. La pression verticale agissant sur le tunnel 107
VII.4.2.2. Les pressions horizontales agissant sur le tunnel… 107
VII.4.2.3. Les pressions actives agissant au niveau de radier… 107
VII.4.3. Etude sismique….....109
VII.4.3.1. Première méthode… 109
VII.4.3.1.1. Séisme horizontal.....109
VII.4.3.1.2. Séisme verticale.....110
VII.4.3.2. Deuxième méthode… 110
VII.4.3.2.1. Formule de NEW MARK….....110
VII.4.3.2.2. Majoration de l'effort normal… 110
VII.4.4. Détermination des sollicitations avec SAP 2000….....111
VII.4.5. Ferraillage de revetement 112
VII.4.5.1. Ferraillage longitudinal….....112
VII.4.5.2. Ferraillage transversal….....113
Conclusion générale 115
Bibliographie
Annexes

Liste des tableaux

Tableau III.1 : Coefficient de réduction α

Tableau III.2 : Coefficient de résistance des roches (f) selon PROTODIAKONOV

Tableau III.3 : Coefficient pris en compte dans la théorie de COULOUMB-RANKINE

Tableau III.4: Coefficient de résistance n_0

Tableau IV.1 : Les coefficients des réactions des appuis

Tableau V.1 : Les caractéristiques géotechniques du site d'étude

Tableau VII.1.1 : Pressions agissant sur le soutènement de la demi-section superieure

Tableau VII.1.2 : Pressions agissant sur le soutènement de la section globale

Tableau VII.2.1 : Les données de calcul

Tableau VII.4.1 : Les pressions agissant sur le revêtement définitif dans le cas calcule

Tableau VII.4.2 : Les pressions agissant sur le revêtement définitif dans le cas dynamique

Tableau VII.4.3 : Efforts internes dans le revêtement définitif dans le cas statique

Tableau VII.4.4 : Efforts internes dans le revêtement définitif dans le cas dynamique

Tableau VII.4.5 : Ferraillage longitudinal dans le cas statique

Tableau VII.4.6 : Ferraillage longitudinal dans le cas dynamique

Liste des figures

Figure I.1 : Méthode à pleine section

Figure I.3 : Méthode de section divisée

Figure I.4 : Méthode de la galerie de faîte

Figure I.5 : Fonctionnement d'un bouclier

Figure I.6: Bouclier mécanisé à appui radial

Figure I.7 : Bouclier mécanisé à appui longitudinal

Figure I.8 : Bouclier mécanisé à appui mixte

Figure I.9 : Bouclier à soutènement mécanique

Figure I.10 : Bouclier mécanisé à confinement d'air comprimé

Figure I.11 : Bouclier mécanisé à confinement de terre

Figure I.12 : Machine à attaque globale T.B.M

Figure I.13 : Machine à attaque globale T.B.M

Figure II.1 : Les boulons d'ancrage

Figure II.2 : Soutènement par cintres

Figure II.3 : Les cintres utilisés

Figure II.4 : Blindage

Figure III.5: Enfilage

Figure III.1 : Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation

Figure III.2 : Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI

Figure III.3 : La poussée selon BIERBAUMER

Figure III.4 : Représentation schématique de la Théorie des poids des terres

Figure III.5 : Répartition des charges selon la théorie de PROTODIAKONOV

Figure III.6 : Répartition des contraintes selon COULOUMB-RANKINE

Figure III.7 : Répartition des poussées selon l'expérience soviétique

Figure III.8 : Répartition des poussées au niveau du radier selon TERZAGHI

Figure III.9 : La poussée au niveau du radier selon TSIMBRIEVITCH

Figure IV.1 : Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire

Figure IV.2: Principe de la méthode de convergence-confinement

Liste des figures (suite)

Figure VI.1 : Coupe de calcul

Figure VI.2 : Dimensions de la section utile

Figure VII.2.1: Le profilé HEB240

Figure VII.2.2: Modélisation en élément frame de soutènement provisoire

Figure VII.2.3 : Diagramme de l'effort normal

Figure VII..24 : Diagramme de l'effort tranchant

Figure VII.2.5 : Diagramme du moment fléchissant

Figure VII.2.6 : Diagramme de la déformée

Figure VII.2.7 : Disposition des deux platines

Figure VII.3.1 : Courbe caractéristique du terrain d'après la méthode convergence-confinement

Figure VII.4.1 : Section type utilisée

Figure VII.4.2 : Modélisation du revêtement définitif en élément frame

Figure VII.4.3 : Disposition des armatures dans le revêtement définitif

INTRODUCTION GENERALE

En Algérie, le taux d'accroissement de la population augmente de jour en jour d'une façon élevé. Ce qui a cause divers problèmes, parmi lesquels on cite celui de la circulation et du trafic des véhicules dans les grandes villes et plus particulièrement dans la capitale.

Ce problème n'est pas du au manque de l'infrastructure de transport, mais à la limitation des surfaces. Et pour faire face à ce dernier, qui ne cesse pas de s'aggraver d'une année à l'autre, les spatialistes proposent des « solutions l'infrastructure souterraines » qui consistent à réalisér des ouvrages souterraines à cause de la difficulté de réaliser des voie de circulation en surface à .

La meilleur solution serait de réaliser de métros.

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

- La demande de qu'il doit s'élever à 15000 voyageurs par heur et par sens pendant les heurs de pointe, le long d'un important couloir de cerculation.
- La ville doit compter au moins 5 millions d'habitants. Des restrictions sont admises pour des villes qui se sont développées de façon linéaire telles que : Alger, Pusan (Corée du sud) et Singapour.
- La ville doit abriter des citadins jouissant de revenus assez élevés, pour attirer un nombre suffisant de voyageurs, capables de payer les titres de transport, dont le cout doit être abordable et augmenter progressivement suivant les distances parcourues.
- Les lignes du métro doivent relier la périphérie au centre ville, le long d'importants couloirs desservant les quartiers les plus populeux, de façon à attirer le maximum de voyageur.
- Les réseaux doivent être gérés par des entreprises autonomes avec des méthodes modernes et rigoureuses de gestion.

Notre mémoire de fin d'etude se compose de deux parties :

- ➢ Une partie bibliographique qui comporte des chapitres traitant les thèmes suivants :
  - Reconnaissance.
  - Creusement

- Soutènement.
- Evaluation des charges.
- Dimensionnement

➢ Une 2 eme partie consacrée au calcul et dimensionnement du tunnel qui comporte les chapitres suivants :

- Présentation du projet
- Calcul des charges
- Soutènement provisoire
- Méthode de convergence-confinement
- Revêtement définitif.

La première partie constitue le support théorique permutant de connaitre les technique de calcul, tandis que la deuxième partie nous a permis de mener a bien le calcule et le dimensionnement d'un tunnel d'une façon générale et celui du tunnel du tronçon de Haï El Badr-El-Harrach.

PARTIE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I

CREUSEMENT

I.1. Introduction

Les techniques utilisées pour le choix de la méthode de creusement des tunnels ont fortement évolué au cours des trois dernières décennies :

1. amélioration (en qualité et en quantité) des études de reconnaissances géotechniques préalables à la construction, la géologie et les conditions hydrogéologiques.
2. mécanisation des travaux d'abattage et de soutènement.
3. prise en compte des problèmes d'environnement, en particulier dans les zones urbaines ;
4. prise en compte des problèmes d'exploitation pour une meilleure conception de l'ouvrage.

I.2. Processus de choix

I.2.1. Première phase

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

- du terrain encaissant.
- du site et de l'environnement,
- de la géométrie.
- du procédé de construction lui-même.

Le processus de raisonnement qui en résulte, procédant par approximations successives doit aboutir à chaque stade :

Une appréciation du bilan économique d'ensemble de l'investissement (y compris accès, expropriations,… etc.). Cette démarche, plus ou moins détaillée selon la complexité du projet étudié, aboutit à 2 ou 3 variantes techniques possibles.

I.2.2. Deuxième phase

La règle est alors en priorité l'étude de ceux, parmi ces 2 ou 3 procédés de construction, qui assure 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.

I.2.3. Troisième phase

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères (liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, ..) tels que :

- 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. Afin d'assurer une certaine homogénéité technique des différentes propositions, il est en général nécessaire pour le maître d'œuvre de limiter dans le dossier de consultation, le champ de variation possible des caractéristiques de l'ouvrage dont certaines ont été fixées ne variant pas dès l'origine du projet pour des raisons administratives ou techniques.

En zone urbaine par exemple, le maître d'œuvre doit définir avec précision les désordres tolérables en fonction de l'environnement local, les concurrents devant justifier que chacune de leur variante apporte la même sécurité. Ceci suppose donc que les solutions possibles aient été appréhendées avec suffisamment de précision pendant les études afin de permettre au maître d'œuvre de juger de l'importance des dépenses supplémentaires que les propositions des soumissionnaires sont susceptibles de nécessiter en cours de travaux et finalement d'une façon globale de leur validité. L'étude détaillée des différentes solutions proposées (procédé d'exécution et organisation du chantier) incombe à chaque entreprise.

C'est ainsi que la qualité des offres des entreprises et finalement l'économie finale de l'ouvrage, le respect de la sécurité et des délais d'exécution sont directement fonction de la qualité des études fournies par l'administration et du délai laissé aux entreprises pour établir leur proposition.

I.3. Les différentes méthodes de creusement

On distingue trois méthodes de creusement :

- ✓ méthode à pleine section
- ✓ méthode de la demi-section
- ✓ méthode de la section divisée

I.3.1. Méthode à pleine section

Cette technique de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase, elle est préconisée beaucoup plus pour les terrains de bonne tenue lorsque la section à creuser n'est pas très importante (généralement inférieure à 12 m^2) au-delà la méthode nécessite un matériel plus performant et devient extrêmement coûteuse



Figure I.1 : *Méthode à pleine 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 revêtement.

Inconvénient:

L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'un accident de terrain séreux cette technique requiert une adaptation très difficile.

I.3.2. Méthode de demi-section

On réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. On doit, si nécessaire, renforcer le soutènement avant creusement du stross, aussi bien en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micro-pieux sous les appuis de cintres, colonnes en piédroits).

En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section.



Figure I.2 : *Méthode de demi- section*

I.3.3. Méthode de section divisée

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

Cette technique a un inconvénient d'ordre économique parce qu'elle est très coûteuse et sa durée d'application relativement longue .Elle ne se justifie que s'il n'y a pas de possibilité d'utiliser une autre méthode. Il existe plusieurs variantes de cette méthode, on citerons par la suite.

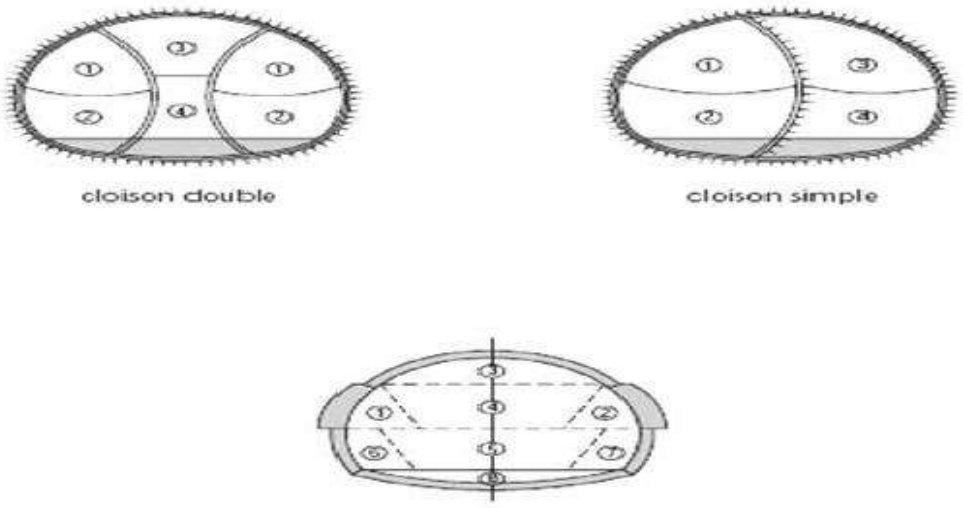


Figure I.3 : *Méthode de section divisée*

I.3.3.1. Méthode de la galerie de faîte (Méthode belge-française)

Le principe de cette méthode consiste à exécuter rapidement la voûte pour protéger le chantier par-dessous et de 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 et le revêtement des pieds droits.

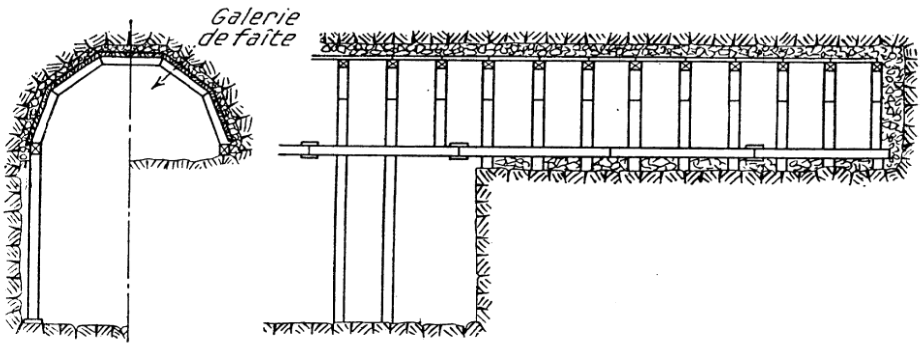


Figure I.4 : *Méthode de la galerie de faîte*

I.3.3.2. Méthode des deux galeries

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

I.3.3.3. Méthode des trois galeries (méthode Allemande)

Le principe de cette méthode consiste au creusement de deux galeries de base de part et d'autre de la cunette de STROSS, ainsi que d'une galerie supérieure. Cette méthode est utilisée pour des sections de très grande importance (>5 0 m^2 environ).

I.3.3.4. 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 contre voûte du

radier précède celle des murs latéraux. La phase suivante consiste en l'excavation du rocher de la calotte, et l'exécution de la voûte.

Les travaux débutent par le creusement d'une galerie de faîte, on procède alors à l'abatage du terrain de part et d'autre de la galerie.

I.3.3.5. Méthode de creusement à pleine calotte

Cette méthode consiste à excaver une galerie de faîte 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.

I.4. Modes de creusements des tunnels

Chaque terrain a ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié. Cette situation a poussé l'ingénierie à développer différentes techniques de creusement, ces techniques peuvent être séparées en deux catégories:

- L'exécution du creusement dans les terrains meubles.
- L'exécution du creusement dans les terrains durs.

I.4.1. Exécution dans les terrains meubles

I.4.1.1 Le Bouclier

Ce type de machine ne peut s'adapter que dans des terrains meubles et aquifères, Le bouclier joue en plus 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 ouverts (à front libre) et les boucliers pressurisés (avec un soutènement du front).

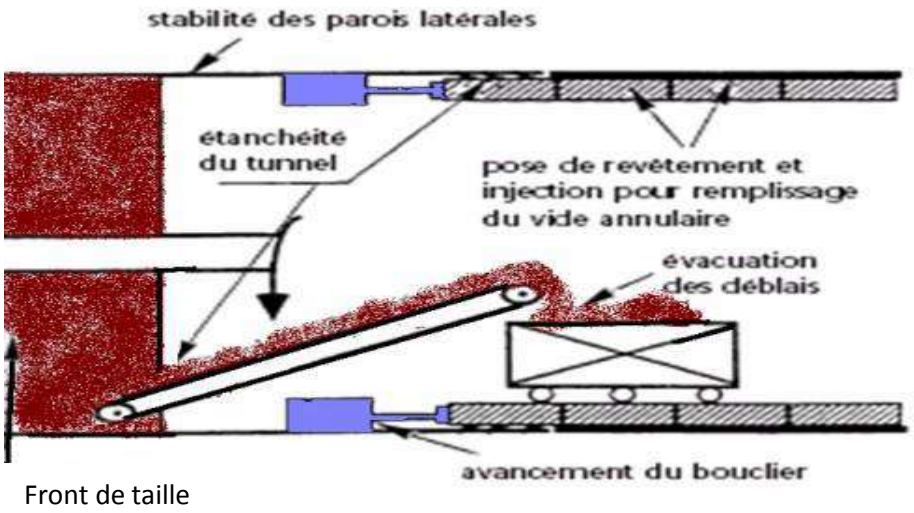
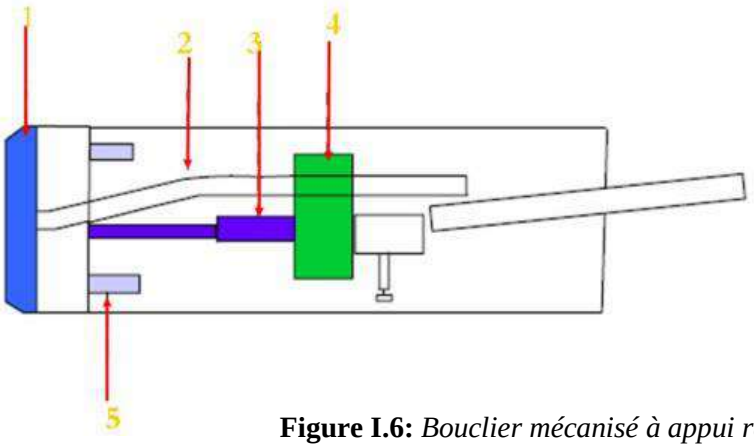


Figure I.5 : *Fonctionnement d'un boulier*

- **Les boucliers ouverts:**

Ce sont des tunneliers qui assurent simultanément les fonctions d'abattage et de soutènement latéral de l'excavation. Le front d'attaque du tunnel n'est pas soutenu. Les (03) configurations des tunneliers à soutènement latéral sont:



1-tête d'abattage

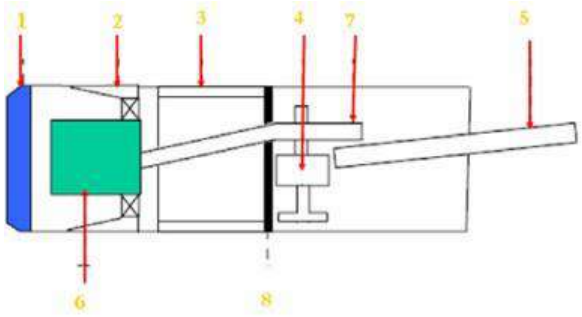
2-convoyeur

3-vérin de poussé

4-gripper

5-motorisation

Figure I.6: *Bouclier mécanisé à appui radiale*



1- Tête d'abattage

2- Bouclier

3- Vérin de poussée

4- Érecteur

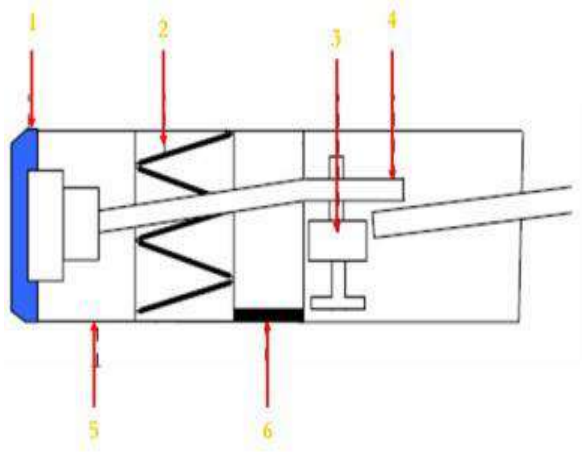
5- Convoyeur extracteur

6- Convoyeur de reprise chargement

7- Trémie de réception des déblais

8- moto réducteur d'entraînement de la

Figure I.7 : *Bouclier mécanisé à appui longitudinale*



1- Tête d'abattage 2-

Vérins de poussée 3-

Érecteur

4- Convoyeur

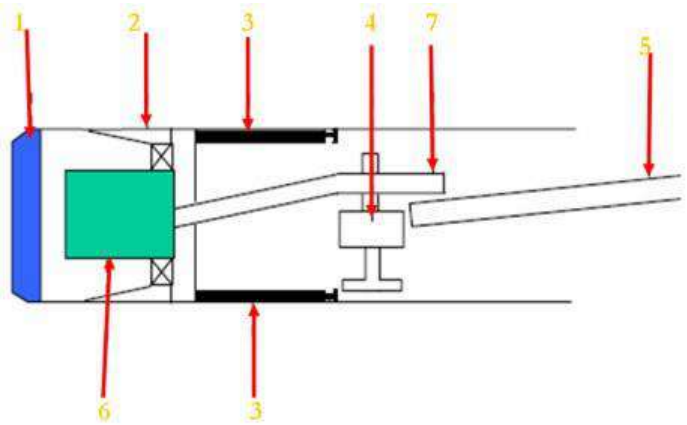
5- Corps avant

6- Vérin d'appuis longitudinaux

Figure I.8 : *Bouclier mécanisé à appui mixte*

- **Les boucliers de type fermé:**

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.



1- Tête d'abattage

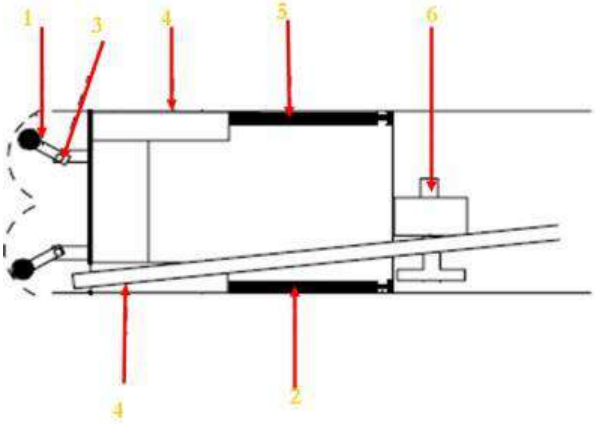
2- Bouclier

3- Vérin de poussée

4- Érecteur

5- **Convoyeur extracteur**

Figure I.8 : *Bouclier à soutènement mécanique*



1- Bras excavateur

2- Chambre d'abattage

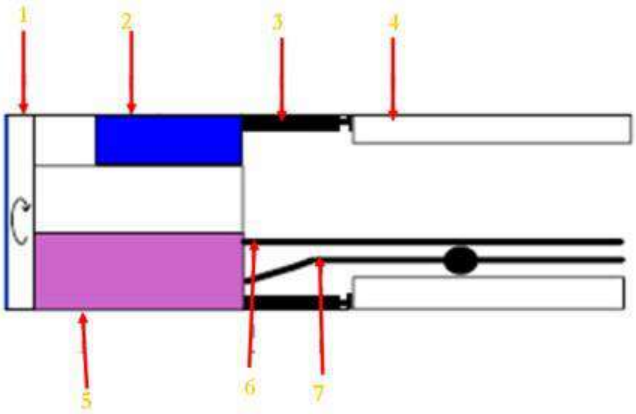
3- Sas d'accès à la chambre d'abattage

4- Vérin de poussée

5- Érecteur

6- Convoyeur de reprise de déblais

Figure I.9 : *Bouclier mécanisé à confinement d'air comprimé*



1- Tête d'abattage

2- Bulle d'air

3- Vérin de poussée

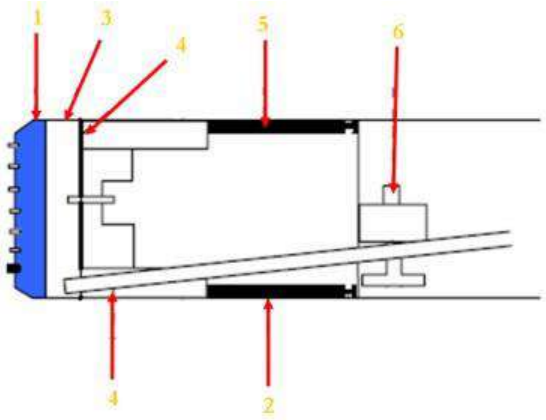
4- Revêtement

5- Chambre d'abattage

6- Conduite d'alimentation

7- Pompe de marinage

Figure I.10 : *Bouclier mécanisé à confinement de*



1- Tête d'abattage

2- Chambre d'abattage

3- Cloison étanche

4- Vérin de poussée

5- Érecteur

6- Convoyeur de reprise de déblais

Figure I.11 : *Bouclier mécanisé à confinement de terre*

I.4.2. Exécution dans les terrains durs

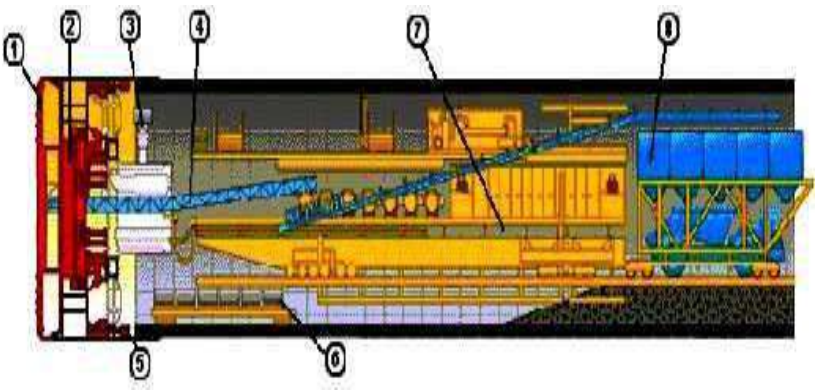
I.4.2.1. Creusement mécanique

On distingue deux types de machines à forer:

- Machine à attaque globale à pleine section dite aussi tunnelier ou Tunnel Boring Machine (T.B.M).
- Machine à attaque ponctuelle dite aussi fraise ou Boom Type Machine (B.T.M).

o Machine à attaque globale T.B.M.

Les machines à attaque globale possèdent quant à elles une tête de coupe rotative qui occupe la totalité de la section de la galerie. L'avancement se fait à l'aide des patins d'ancrages qui prennent appui sur la paroi de la galerie, puis des vérins hydrauliques permettent de faire avancer la tête de creusement. La vitesse de creusement atteinte avec ce type de machine est comprise entre 29 et 86 m par jour en roche dure.



1-Tète de coupe

2-transmission

3-Erecteur de voussoirs

Tapis convoyeurs

5-Vérins de poussée

6-Réservoir à voussoirs

7-Train suiveur

8- Wagon de stockage des déblais

Figure I.12 : *Machine à attaque globale T.B.M*

Avantage:

- Ne nécessite pas beaucoup de main d'œuvre, rapidité d'exécution, ne provoque pas d'ébranlement, ce qui entraîne une bonne tenue du terrain.

Inconvénient:

- L'inconvénient majeur de ce genre de machine est son coût élevé. Son utilisation exige une main d'œuvre hautement qualifiée. ne pas être amortissable que pour une longueur de tunnel assez importante.

- **Machine à attaque ponctuelle B.T.M**

Principe du travail d'abattage 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.

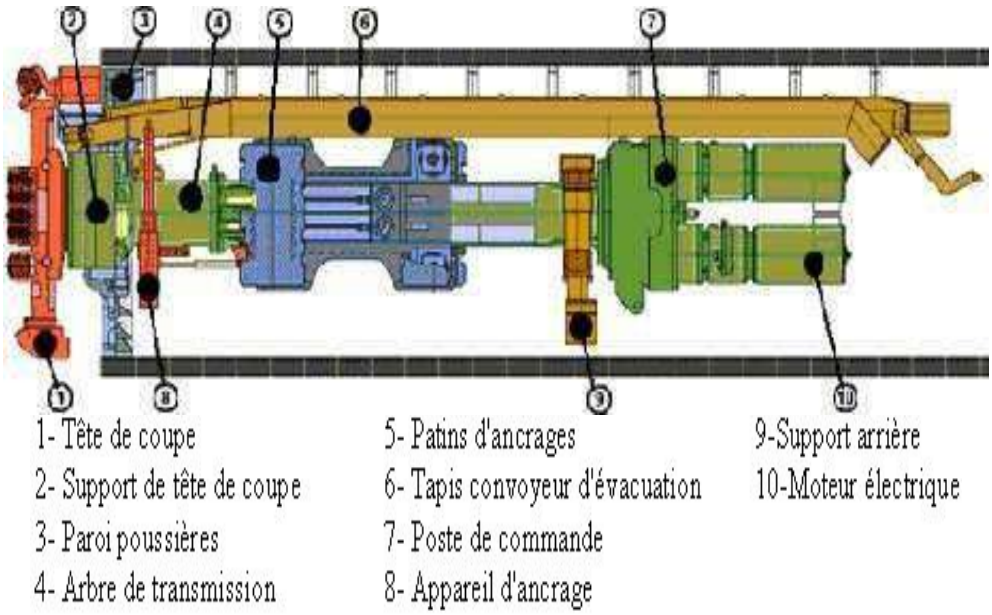


Figure I.13 : *Machine à attaque ponctuelle B.T.M*

Avantages:

- Cette machine peut terrasser une section de forme quelconque, le découpage est bien soigné sans sur profil,
- La technique d'abattage n'entraîne pas d'ébranlement,
- Sa dimension réduite par rapport à la section permet une observation continue du front de taille.

Inconvénients:

- Un coût élevé, cependant plus avantageux que les T.B.M,
- Les têtes d'attaque s'usent trop rapidement et leur changement est relativement coûteux.

I.4.2.2. Creusement à l'explosif

L'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une « bombe ». L'explosif ne doit être utilisé en site urbain que dans le cas où il s'avère strictement nécessaire. Son emploi produit des effets psychologiques défavorables pour la population avoisinante (bruits, fumées, vibrations ...), et représente un risque de

déstabilisation pour les édifices et services voisins, ce qui limite les horaires des volets engendrant ainsi une baisse de rendement du chantier.

Avant la mise en œuvre de l'explosif un plan de tire doit être définie afin de maîtriser le découpage du plan de tir et de limiter au maximum les effets de vibrations. Il comporte essentiellement les opérations suivantes:

- Détermination de l'emplacement des trous et de leur nombre exact.

- Calcul de la puissance d'explosion nécessaire.

- Décalage des détonations par micro-retard.

I.4.2.3. Creusement à l'aide du ciment expansif

Le ciment expansif est un éclateur non explosif pour les matériaux durs et compacts. Son rôle est de fissurer le matériau en petites quantités. Il se présente sous forme de ciment composé notamment de chaux vive.

- **Principe:**

Le principe d'action du ciment expansif consiste à développer une montée de pression à volume constant pouvant varier de 15 *MPa* à 60 *MPa* suivant les conditions d'utilisation. Quand cette pression devient supérieure à la résistance de traction les fissures s'amorcent puis se propagent dans le matériau jusqu'à rupture.

Avantages:

- Découpage relativement précis.
- Pas de nuisance vis à vis du bruit de vibration.
- Sans danger pour l'environnement.

Inconvénients.

- Le facteur temps est plus important que dans les autres procédés.
- Main d'œuvre hautement qualifiée.
- Coût élevé.

I.5. Les ouvertures d'accès

I.5.1. Le puits

Utilisé comme un moyen d'accès pour l'exécution d'un tunnel, sa section dépendra de la quantité des déblais à évacuer et des dimensions des bennes ou des cages (dans notre ouvrage la section de puits est $4\text{m} \times 4\text{m}$), ces puits peuvent aussi permettre des prélèvements d'échantillons géotechniques.

I.5.2. Rameau

Après le creusement des puits, on creuse de petites galeries qui donnent accès à la galerie, c'est-à-dire, permettre la liaison entre le puits et la galerie.

I.5.3. Galerie pilot

On creuse la galerie pour:

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé.
- L'observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type des venues d'eau.
- Les essais et mesurés géotechniques in-situ.
- Les prélèvements d'échantillons.
- Préciser la méthode d'exécution (creusement et soutènement).

En général, la galerie permet de trouver la solution la mieux adaptée.

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), de l'équipement 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.

- **Les méthodes directes de creusement de puits :**

Ces méthodes comportent toutes le creusement du puits en pleine section du haut vers le bas, 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.

L'excavation est effectuée manuellement ou à l'aide d'engins dans les sols, au moyen d'explosif dans le rocher.

- **Les méthodes de creusement en cheminée de puits ou galeries :**

Dans ces méthodes, on s'efforce d'utiliser au mieux la gravité pour assurer l'évacuation des déblais. Elles nécessitent l'exécution préalable d'une galerie de pied du puits pour l'accès au chantier et l'évacuation du marinage (l'exécution du puits en cheminée est souvent conditionnée par l'état d'avancement des tubes principaux). Elles sont adaptées à l'exécution

de puits verticaux ou inclinés.

- **Les méthodes mixtes:**

Ces méthodes combinent les avantages des précédentes : percement d'un avant trou de bas en haut soit par forage soit par minage puis alésage de la cheminée ainsi établie de haut en bas, les déblais étant évacués par la galerie de pied. Cet alésage est effectué à l'aide d'explosifs ou de machine foreuses.

Une méthode mixte consiste également à réaliser le puits ou la cheminée par alésages successifs à la machine de bas en haut avec exécution préalable d'un trou pilote foré.

Chapitre II

SOUTENEMENT

II.1. Introduction

L'excavation d'un tunnel produit une altération dans l'état du terrain. Ceci entraîne des mouvements de la masse du terrain vers l'excavation afin de rétablir l'équilibre. Généralement pour éviter les éventuels risques d'éboulement on utilise un soutènement provisoire qui reprend les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol à court terme. Le soutènement définitif quant à lui intervient à long terme.

II.2. Les différents types de soutènement [4]

II.2.1. Soutènement traditionnel

II.2.1.1. Soutènement métallique

Le premier type de soutènement employé dans les souterrains est le soutènement métallique qui comprend 4 catégories principales :

II.2.1.1.1. Soutènement par boulons d'ancrage

Ceux-ci sont de deux types : boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage continu. Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain :

- le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage.

- le boulon à ancrage continu peut être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent.

On utilise assez souvent un premier boulonnage immédiat et un deuxième boulonnage en dehors du cycle d'avancement.

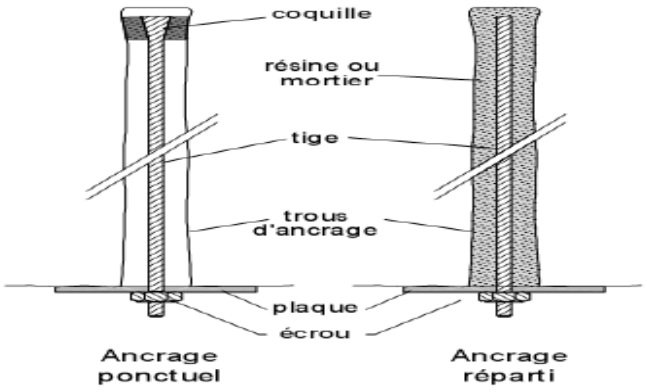


Figure II.1 : *Les boulons d'ancrage*

II.2.1.1.2. Soutènement par cintres métalliques

Ces cintres peuvent être des cintres lourds (H) ou réticulés pour les soutènements en grande section, ou des cintres plus légers (profilés TH, UPN) généralement en petite section. Les cintres réticulés présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté. Leur emploi est déconseillé lorsque de fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle. Le profil de la section doit bien sûr être suffisamment régulier (pas de hors profil trop important).

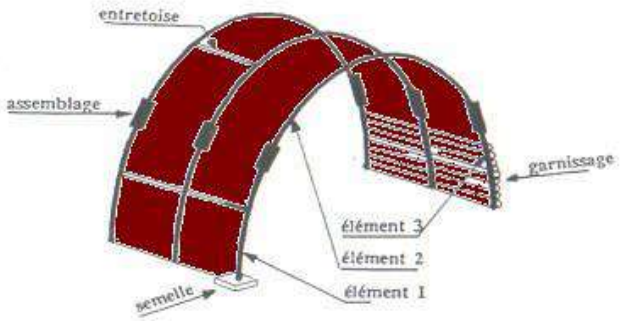


Figure II.2 : *Soutènement par cintres*

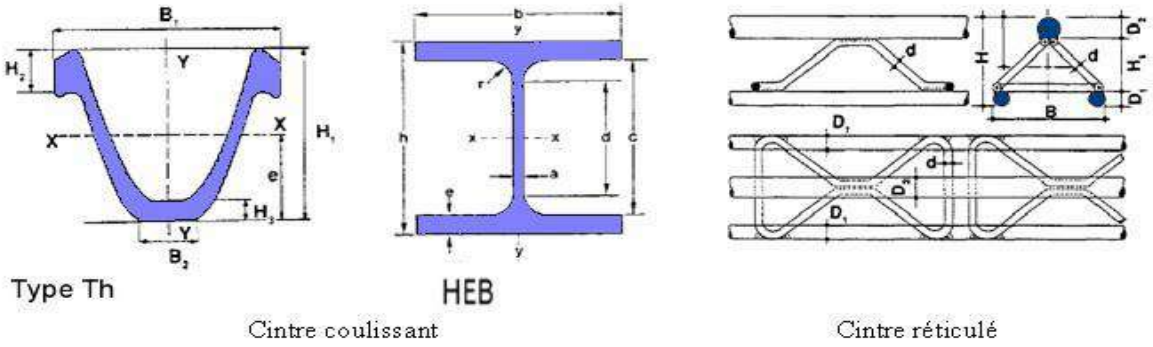


Figure II.3 : *Les cintres utilisés*

II.2.1.1.3. Soutènement par blindage

Les plaques de blindage sont mises, jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons. Elles peuvent également être liaisonnées entre elles, les cintres ne servant qu'à leur montage et sont ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain.

II.2.1.1.4. Soutènement par enfilage

Les plaques barres ou rails (plus épaisses que les plaques de blindage) sont ici foncées dans le terrain préalablement à l'excavation de celui-ci.

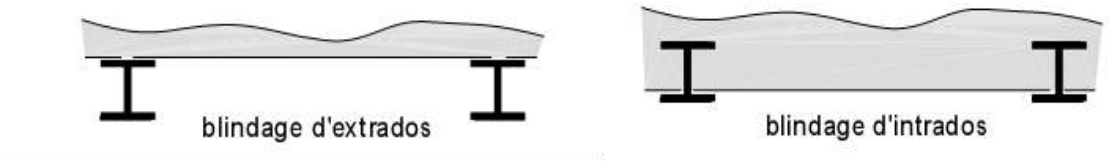


Figure II.4 : *Blindage*

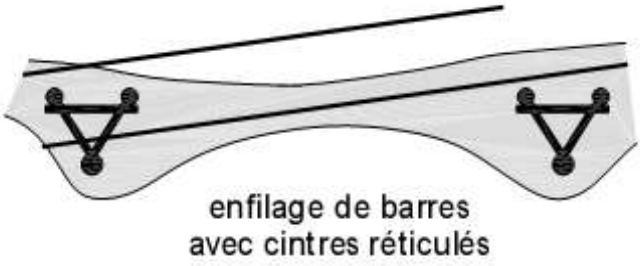


Figure II.5: *enfilage*

II.2.1.2. Soutènement en béton

Le soutènement peut être aussi utilisé en tout ou partie avec du béton préfabriqué ou non. Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

II.2.1.2.1. Béton projeté

Il est très souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés) ou en remplacement du blindage métallique. Il peut être renforcé par des fibres métalliques, voire par un treillis.

II.2.1.2.2. Prérevêtement coffré

Utilisé soit sur de très courtes longueurs, soit en complément d'un soutènement par cintres métalliques pour renforcer ceux-ci. Ce pré-revêtement peut être réalisé avec un coffrage traditionnel ou avec des couchis métalliques jouant ce rôle de coffrage.

Un revêtement définitif est ensuite mis en place à l'intrados du prérevêtement.

II.2.1.2.3. Revêtement à l'avancement

Le revêtement définitif du tunnel joue alors un rôle de soutènement en complétant l'action du soutènement métallique. Une telle méthode permet éventuellement d'utiliser des cintres permettant une décompression du terrain et de récupérer ceux-ci avant bétonnage.

III.2.1.2.4. Voussoirs métalliques ou en béton préfabriqué

Ces voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (en général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement).

Des voussoirs particuliers (généralement en fonte) peuvent être utilisés au droit des réservations.

- **Domaine d'application:**

En raison de leur diversité, les différents types de soutènements décrits dans ce chapitre permettent de traiter les problèmes posés par toutes les catégories de terrain, éventuellement après un traitement de consolidation ou d'étanchéité.

Le choix du soutènement n'est pas seulement lié aux exigences du terrain, mais aussi au souci de protection du personnel.

A l'exception des voussoirs, la décision de leur emploi peut être prise au fur et à mesure de l'avancement du chantier sans qu'il en résulte un délai important d'attente, à condition que leur application ait été prévue au marché et au bordereau des prix et qu'on dispose d'une quantité suffisante d'approvisionnements.

- **Précautions d'emploi:**

Le principal problème posé par l'emploi de ces soutènements traditionnels est celui du choix du type et de la quantité de soutènement à utiliser en fonction des terrains rencontrés. Le choix qui appartient à l'entreprise doit être accepté par le maître d'œuvre. Pour éviter les

désaccords fréquents à ce sujet, il convient généralement de veiller à ce que les prix de rémunération de ces différents types de soutènement soient homogènes. Dans tous les cas, on veille à ce que le soutènement soit posé aussi rapidement que possible après l'excavation et soit bloqué au terrain. Par ailleurs, on doit veiller à la stabilité des assises des pieds de cintres ou du pré-revêtement.

II.2.2. Soutènement par la nouvelle méthode autrichienne[4]

L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et par fois 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 soudés 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).

Avantages:

Cette méthode s'applique à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées et aux sols très consolidés). Un des avantages majeurs de la méthode est que le passage d'une catégorie à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires. Il suffit d'adapter la densité du soutènement, le pas d'avancement ou de modifier les phases d'excavation.

Dans tous les cas, les moyens matériels nécessaires n'impliquent pas d'investissement important.

Enfin, par le fait même que le terrain est appelé à se soutenir partiellement lui-même, le gain sur les quantités de soutènement à mettre en œuvre doit permettre une économie par rapport aux méthodes traditionnelles.

- **Domaine d'application:**

La nouvelle méthode autrichienne est, en fait, une méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains.

Elle est limitée :

- par le temps de décohésion des terrains, qui peut faire que la plus grande section auto-stable pendant la mise en place du soutènement n'a pas des dimensions suffisantes pour des raisons pratiques (mise en place des boulons) ou économiques;

- par l'hétérogénéité du terrain et sa fracturation, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations;

- par l'inaptitude du terrain au boulonnage ;

- par l'importance des venues d'eaux et/ou de la charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

II.3. Classification des modes de soutènement

On peut distinguer quatre classes de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain :

II.3.1. Les soutènements agissants par confinement

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. On a généralement :

- le béton projeté seul.

- le béton projeté associé à des cintres métalliques.

II.3.2. Les soutènements agissants à la fois par confinement et comme armatures

Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- boulons à ancrage ponctuel.

- boulons à ancrage réparti.

II.3.3. Les soutènements agissants par supportage

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas ou le terrain est de mauvaise tenue, nous citerons :

- cintres (lourds ou légers).

- plaques métalliques assemblées.

- voussoirs en béton.

- tubes perforés (voûte parapluie).

II.3.4. Les soutènements agissants par consolidation

Dans ce cas il s'agit de modifier les caractéristiques géotechniques du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même. Ils rentrent dans le cadre des traitements des terrains, ce sont essentiellement :

- l'injection.

- la congélation.

- le drainage.

- l'air comprimé.

II.4. Choix de soutènement

Le soutènement de la section supérieure sera constitué de :

- 5cm de béton projeté placé à l'avancement sur les parois excavés, y compris le front de taille.

-de cintres placés à l'avancement avec un espacement de 1m.

-d'une prévoûte en béton projeté entre les cintres de 15 cm d'épaisseur minimum, armé d'un treillis soudé.

Pour évité le poinçonnement en fondation, les pieds des cintres doivent reposer sur une semelle filante en béton armé coulé dans les galeries de reconnaissances situé latéralement de part et d'autre de la section transversale.

II.4.Revêtement

Les matériaux les plus couramment utilisés pour la constitution des revêtements sont :

- le béton coffré non armé pour les tunnels réalisés de manière séquentielle, le revêtement étant alors exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement.

- les voussoirs préfabriqués en béton armé, qui sont utilisés en cas de réalisation d'un tunnel circulaire à l'aide d'un tunnelier. Une variante consiste à employer des voussoirs métalliques ou du béton extrudé. Le béton projeté est rarement utilisé dans les ouvrages neufs mais contribue beaucoup à la réparation ou à la constitution des revêtements des tunnels anciens.

La maçonnerie de moellons doit être citée pour mémoire, elle n'est plus utilisée dans les ouvrages actuels.

II.4.1. Fonction de revêtement

Le revêtement peut jouer plusieurs fonctions :

L'étanchéité : le revêtement joue un rôle important dans l'étanchement de l'ouvrage :

- il assure l'étanchéité de surface (béton coffré dont les joints de reprise sont traités en joint d'étanchéité).
- il joue le rôle de support dans le cas d'étanchéité d'intrados.
- il assure à lui seul (voussoirs préfabriqués avec joints).

Mécanique : c'est la fonction la plus traditionnelle du revêtement, conçu pour garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage.

- l'intrados d'un tunnel reste la seule partie visible. En fonction du type de tunnel, de sa géométrie, il convient de choisir un niveau de confort au quel contribuent la qualité des parements et leur éclairement.
- un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge, lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique.

II.4.2. Règle de conception du revêtement

Il existe plusieurs règles de conception du revêtement dont les principales sont :

- se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout point une géométrie qui ne concentre pas les efforts.
- le revêtement peut être en plein cintré ou composé d'une sécession d'arcs de cercle, les points anguleux doivent être évités.
- assurer la continuité du contact entre le terrain encaissant et le revêtement, (ainsi ce contact augmente la capacité de transmission des efforts).
- dans le cas des roches évolutives, un radier contre-voûté doit être adopté pour contrecarrer la pression sur le radier. De plus, ce dernier a l'avantage de donner un meilleur raccordement avec les piédroits.
- pour optimiser les cadences du bétonnage, un décoffrage rapide est généralement recherché, cette disposition est compatible avec la condition de résistance du béton aux jeunes âges, soumis à des sollicitations faibles.
- les règles du décoffrage devraient théoriquement êtres déduites de la température de l'environnement, et du taux d'humidité, en générale le temps de décoffrage est le plus souvent, assujetti à une règle de résistance minimale.
- il est généralement recommandé en l'absence d'étanchéité à l'extrados, de respecter une longueur maximale de plot de béton n'excédant pas les huit mètres.
- le calcul de revêtement définitif se ferra avec la méthode des réactions hyperstatiques, et comportera une partie dynamique. On retiendra ainsi les sollicitations obtenues du cas le plus défavorable pour le calcul de ferraillage.

II.4.3. Actions à prendre en compte et calcul des sollicitations

Les méthodes de vérification des revêtements reposent sur la comparaison des sollicitations appliquées et des sollicitations admissibles.les sollicitations appliquées pouvant être déterminées selon différentes procédures de calcul et à partir d'hypothèses de combinaisons d'actions.

II.5. Conclusion

Le choix de la méthode d'exécution revient à l'ingénieur qui doit prendre en considération le type de terrain traversé, la forme et les dimensions de profil transversal du tunnel sans oublier l'aspect économique qui est très important.

Chapitre III

EVALUATION DES CHARGES

III.1. Introduction

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est à dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique.

Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est à dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains.

Ainsi, vu la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, certaines hypothèses simplificatrices ont été émises :

- ✓ Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope.
- ✓ La déformation est bidirectionnelle.
- ✓ Les actions extérieures considérées sont dues au poids des terres sus-jacentes.

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel.

Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes il existe de nombreuses méthodes et de formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons quelques-unes d'entre elles dans ce chapitre.

III.2. Les pressions souterraines

III.2.1. Types et origines: il existe trois types de poussée:

1. **poussée de détente** (dislocation), due au détachement de la masse rocheuse de la calotte engendré par la décompression du massif rocheux.
2. **Poussée géologique** : due au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
3. **Poussée de gonflement** : due à une aug
4. mentation du volume des roches.

III.2.1.1. Poussée de détente

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression du sol. En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse de roche située au-dessus de l'excavation marque une tendance à l'affaissement et si le haut de l'excavation est démuni de soutènement, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale. Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des pieds droits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α.

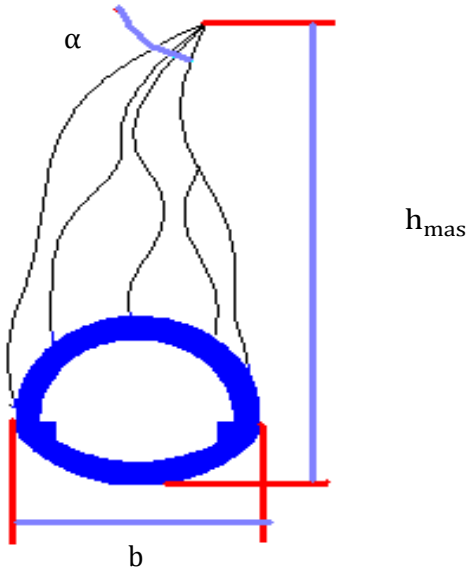


Figure III.1 : *Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation*

La hauteur de l'ogive est donnée par la formule suivante:

$$h_{max} = \frac{h}{2tg\frac{\alpha}{2}} \cong \frac{b}{2sin\varphi}$$

avec:

h : hauteur de couverture.
b : la largeur de l'excavation.
α : angle au sommet de profil d'équilibre.
φ: angle de frottement interne.

III.2.1.2. Poussée géologique

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavation dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les pieds droits. Le processus de mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des pieds droits. La pression atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche. Les parois latérales commencent à flamber en diminuant leur résistance aux charges extérieures.

III.2.1.3. Poussée de gonflement

Dans quelques roches argileuses ou délitées, nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine. Cette poussée peut être:

✓ Soit **d'origine physique**, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provocant une augmentation de volume par apport d'eau.

Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité.

✓ Soit **d'origine chimique**, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates. Parmi les plus connus des causes chimiques provoquant le gonflement est la transformation de l'anhydrite $CaS0_4$ en gypse au contact de l'eau :

$$C\alpha So_4 + H_2O \rightarrow C\alpha So_4H_2O$$

III.3. Les méthodes de détermination des pressions souterraines

III.3.1. Pressions verticales: (σ_v) [4]

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidemment. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel. Dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur. Par

contre, dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de l'ouvrage. Dans ce cas on utilise des méthodes qui ne tiennent pas compte de la profondeur du tunnel.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes :

III.3.1.1. Théorie de TERZAGHI

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion cependant sa validité à été étendue aux terrains cohérents.

TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplacera déjà lors de l'excavation et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition. Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$ agissant le long des plans de glissement.

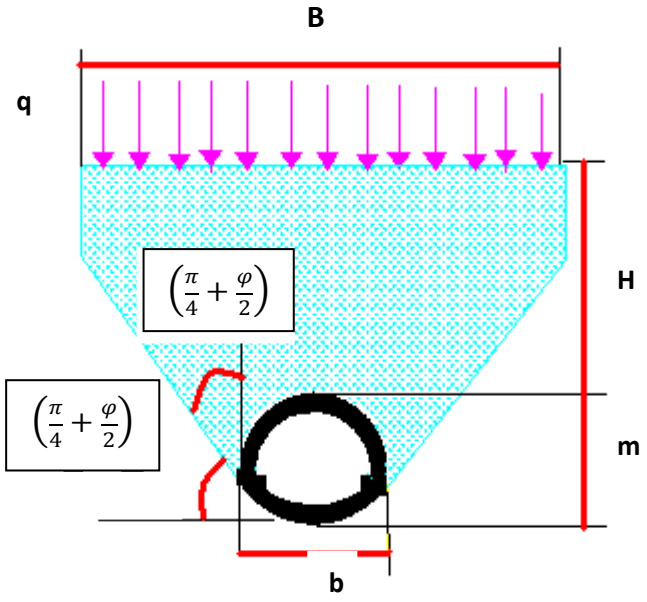


Figure III.2 : *Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI*

H : la couverture.
q : la surcharge en surface.
m : la hauteur de l'excavation.
b : la largeur de l'excavation.

On a:

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$$

La contrainte verticale est calculée suivant la formule :

$$\sigma_v = \frac{(By-2C)}{2K\tan\varphi}\left[1 - e^{\frac{-(2KH\tan\varphi)}{B}}\right] + qe^{\frac{-(2KH\tan\varphi)}{B}}$$

Dont: *K*: coefficient de poussée active. On prend généralement K=1.

III.3.1.2. Théorie de BIERBAÜMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimitée par une parabole de hauteur h et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

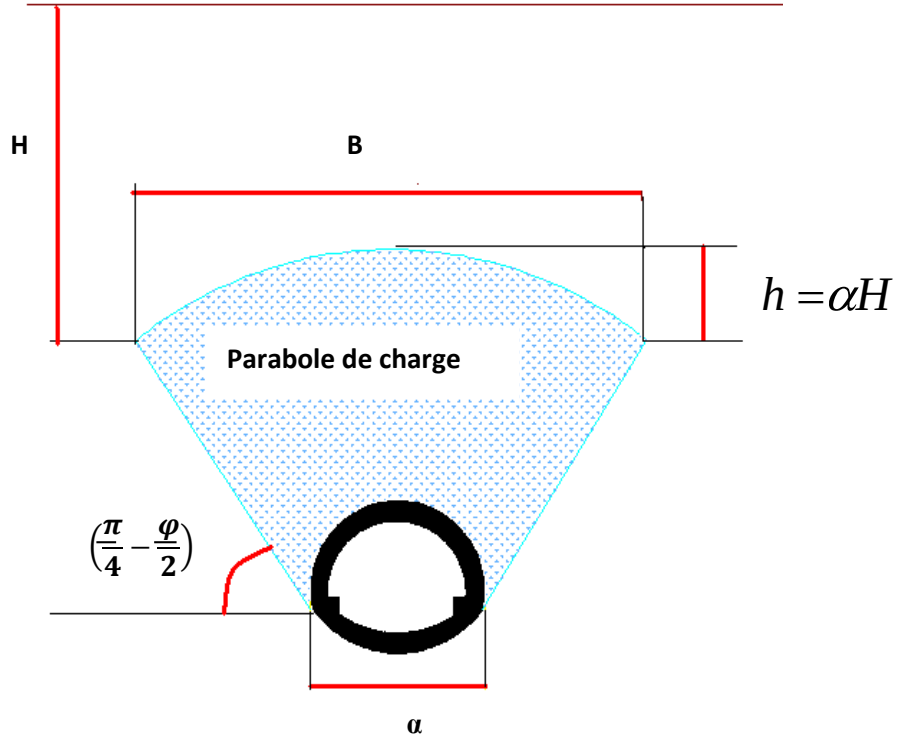


Figure III.3 : *La poussée selon BIERBAUMER*

La contrainte verticale est : $\sigma_r = yh = y\alpha H$

Avec :

H : la couverture.

h : hauteur de parabole de charge.

α : coefficient de réduction.

Le tableau suivant donne les valeurs de coefficient de réduction α en fonction de la couverture :

H	$H \leq 15m$	$H \leq 15m \leq 200m$	$H > 200\text{m}$
α	1	$1 - \frac{Htg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B}$	$tg^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Tableau III.1 : *Coefficient de réduction* α

B : est définie par :

B= $b + 2m\ tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ Pour une section fer à cheval rectangulaire

B= $2R\ tg\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}\right)$ Pour une section circulaire.

B: le rayon de la section circulaire de la parabole de charge.

Cette théorie est applicable aux tunnels situés à une grande profondeur.

III.3.1.3. Théorie des poids des terres

Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges au-dessus du tunnel. Elle est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de la voûte.

La contrainte verticale est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^{n} hiyi + q$$

Avec :

h_i : hauteur de la couche i.
y_i : poids spécifique de la couche i.
q : surcharge.

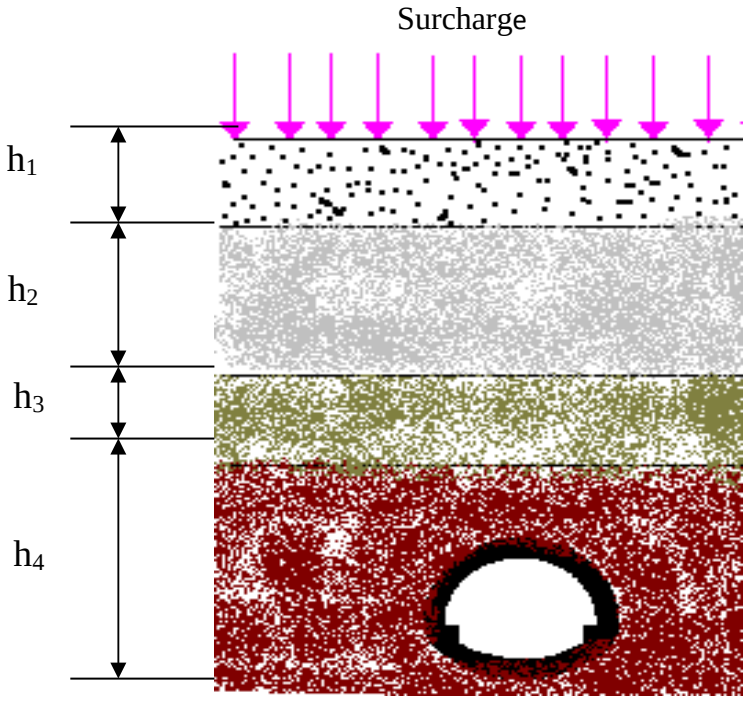


Figure III.4 : *Représentation schématique la Théorie des poids des terres*

III.3.1.4. Théorie de PROTODIAKONOV

Cette théorie est basée sur la définition statique d'une voûte naturelle située au dessus du terrain excavé de forme parabolique et de hauteur h_p et dont l'équilibre est assuré par efforts de compression agissant tout le long. Enfin la contrainte verticale est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_v = yh_p \quad et \quad hp = \frac{B}{f}$$

Avec : B= $b + 2m\ tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

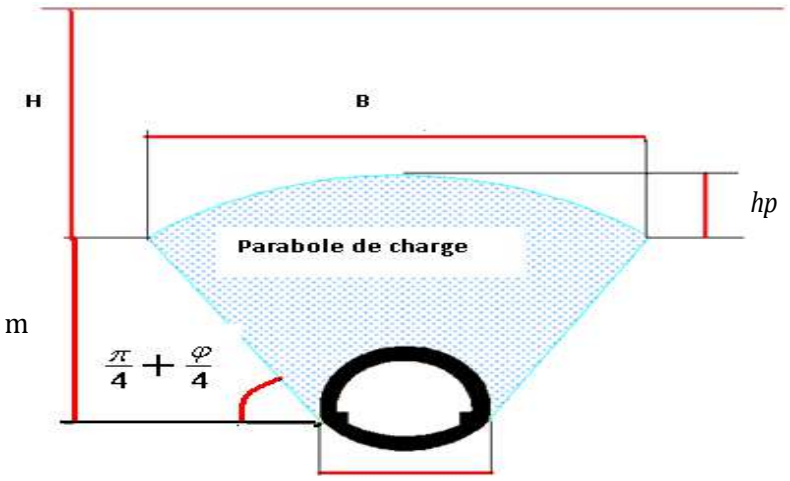


Figure III.5 : *Répartition des charges selon la théorie de PROTODIAKONOV*

f: est calculé comme suite :

Pour sol granuleux : $f = tg\varphi$

Pour sol cohérent : $f = tg\varphi + \frac{C}{\sigma c}$, avec σc : la résistance à la compression.

Pour sol rocheux $f = \frac{\sigma_к}{100}$ $\sigma_к$: la résistance de dureté de roche.

Par expérience on remarque que : $\frac{B}{2f} < H < \frac{B}{f}$

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient de la résistance f :

catégorie	Degré de résistance	Résistance à la rupture	Coefficient de la résistance f	Angle de frottement interne (°)
I	Résistance supérieure	200	20	87
II	Roches très résistantes	1500	15	85,5
III	Roches de bonne tenue	900	8	82
IV	Roches assez résistantes	550	6	75
V	Roches de résistance moyenne	350	3	70
VI	Roches assez inconsistantes	200	1,5	65
VII	Roches inconsistantes	200 à 150	1	50
VII	Terrains meubles	200 à 150	0,6	30

Tableau III.2 : *Coefficient de résistance des roches(f) selon PROTODIAKONOV*

III.3.2. Pressions horizontales : (σ_h) [4]

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique. Nous expliquerons dans ce qui suit quelques méthodes qui permettent d'évaluer ces pressions.

III.3.2.1. Théorie de TERZAGHI

D'après la théorie de TERZAGHI la pression horizontale peut être calculée par les formules :

$\sigma_h = 0{,}3\, y(0{,}5m + h_p)$ dans le cas général.

$\sigma_h = \boldsymbol{yHtg^2}\left(\frac{\boldsymbol{\pi}}{\boldsymbol{4}} - \frac{\boldsymbol{\varphi}}{\boldsymbol{2}}\right)$ pour les terrains granuleux ou éboulis.

$\sigma_h = \sigma v \frac{v}{1-v}$ pour les roches de bonne tenue.

hp : la hauteur de noyau de détente.

v : coefficient de pression.

III.3.2.2. Théorie de PROTDIAKONOV

Suivant cette théorie, la contrainte horizontale est à répartition trapézoïdale en fonction de contrainte verticale, elle est calculée par la formule :

$$\sigma_h = y\, m\, tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\left[\frac{2}{3tg\varphi}b + m\, tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{m}{2}\right]$$

III.3.2.3. Théorie de COULOUMB-RANKINE

COULOUMB et RANKINE admettent que la contrainte horizontale est à répartition trapézoïdale en fonction de la contrainte verticale. On peut la calculée par les formules suivantes :

- **Au niveau de la calotte :**

  $\sigma h1 = k\alpha\, \sigma v$ à court terme.

  $\sigma h1 = k_0\, \sigma v$ à long terme.

$ka = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$k0 = (1 - sin\varphi)x_1x_2x_3$

x_1 : coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

x_2 : coefficient d'influence de la genèse du terrain.

x_3 : coefficient rhéologique.

Le tableau suivant donne les valeurs des coefficients x_1; x_2; x_3 en fonction de la nature de terrain :

Coefficients / Nature de terrain	x_1	x_2	x_3
Remblais	1,00	1,00	1,00
Argile	0,70	1,00	0,50
Sable	1,00	1,00	1,00
Marne	0,70	1,00	0,70

Tableau III.3 : *Coefficient prise en compte dans la théorie de COULOUMB-RANKINE*

- **Au niveau de pieds droits**:

$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

Tel que : $\sigma_{h2} = m\,ytg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Remarque : σ_{h1}: a été définie précédemment.

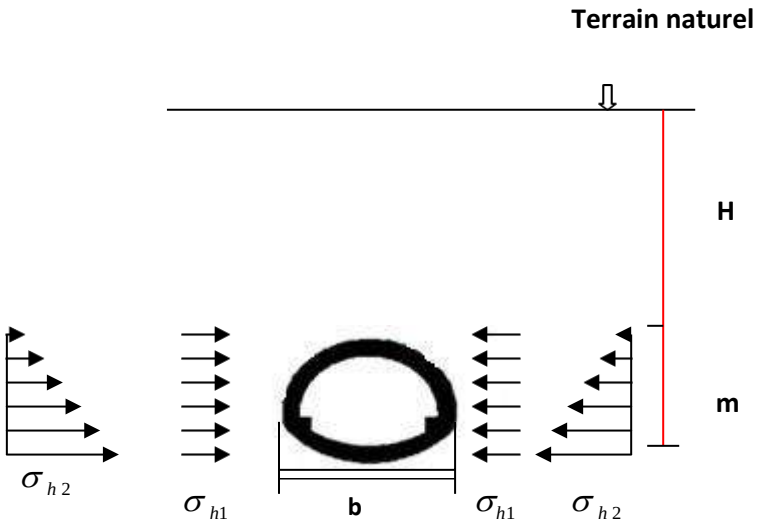


Figure III.6 : *Répartition des contraintes selon COULOUMB-RANKINE*

III.3.2.4. L'expérience SOVIÉTIQUE

La répartition de poussée latérale doit être trapézoïdale. Sa valeur devra être déterminée en fonction de deux valeurs extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier. La poussée spécifique est :

- Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = m\, y h_p tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \mathbf{2}\boldsymbol{C}tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$
- Au niveau des pieds droits : $\sigma_{h2} = y(m + h_p)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \mathbf{2}\boldsymbol{C}tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Tel que : $h_{p=}\frac{b}{sin2\varphi}$

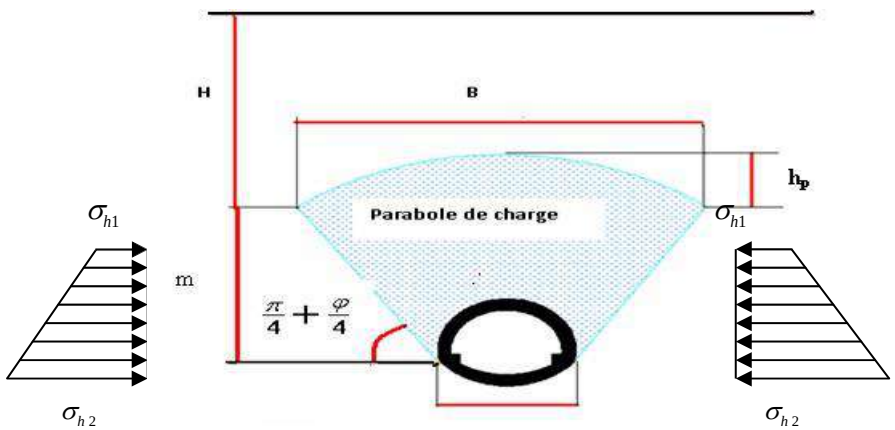


Figure III.7 : *Répartition des poussées selon l'expérience soviétique*

III.3.3. Evaluation des pressions agissant au niveau du radier [5]

Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier. Si les contraintes géostatique ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume et entraîner le fluage du terrain de bas en haut vers l'intérieur de la galerie.

Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous en exposerons deux des plus importantes méthodes à savoir : celle donnée par TERZAGHI et celle donnée par TSIMBARIEVITCH.

III.3.3.1. Méthode de TERZAGHI

TERZAGHI démontré que l'ordre de grandeur de la pression au niveau du radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte, la poussée latérale étant à peu prés au niveau de cette valeur.

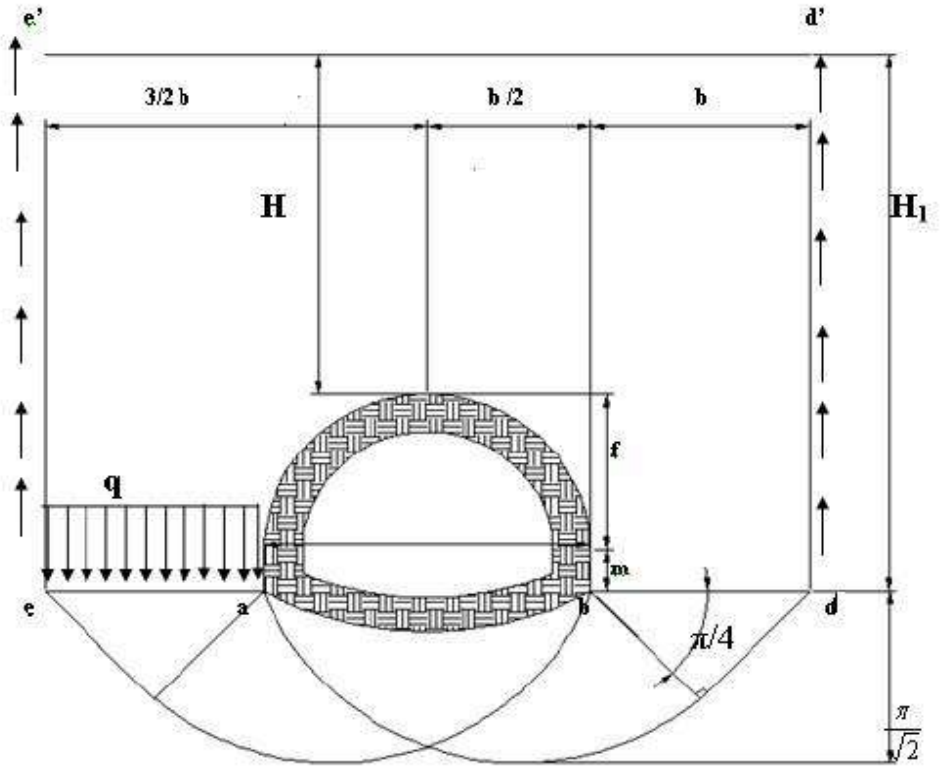


Figure III.8 : *Répartition des poussées au niveau de radier selon TERZAGHI*

Pour un terrain à cohésion parfaite où C# 0 et $\varphi = 0$, l'effort agissant sur le plan (ae) vaut :

$$Q_{0=}\left(\frac{by}{2}\right)\left(3H_1 - m - \frac{2f}{3}\right) - H_1 C$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur ea = b est :

$$Q = P_{\max} b = \left(2 + \pi\right) Cb$$

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2C(2+\pi)}{y\left[H_1\left(3 - \frac{2C}{by}\right)\frac{2f}{3} - m\right]} \geq 1{,}3 \text{ à} 1.5$$

Pour un terrain granuleux sans cohésion où C = 0 et (p# 0, la résistance au cisaillement agissant le long des plans de glissements verticaux sera égale à :

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2}\right) H_1 y - \frac{bmy}{2} - \frac{bfy}{3} - \frac{y}{2} H_1^2 tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) tg$$

Avec « A » : largeur de la zone ‘ae’ :

$$A = H_1 tg\varphi tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{b}{H_1}\left(H_1 - m - \frac{2f}{2}\right) > 0$$

La charge de rupture exprimant la résistance du terrain pour le cas de C=0 s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = A^2 y\, n_0$$

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient de résistance n_0 en fonction de

□	**0°**	**10°**	**20°**	**25°**	**30°**	**35°**	**40°**	**44°**	**48°**
n_0	**0**	**1**	**5**	**10**	**20**	**40**	**140**	**260**	**780**

Tableau III.4 : *Coefficient de résistance* n_0

Dans le cas ou A= 0, la sécurité vis à vis du glissement du radier sera inexistante, il faudra donc mettre une charge d'équilibre appropriée.

III.3.3.2. Méthode de TSIMBARIEVITCH

A cause de l'influence de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales un coin de radier aura déplacé vers l'intérieur de l'excavation. Ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée de terrains située sous l'évidemment.

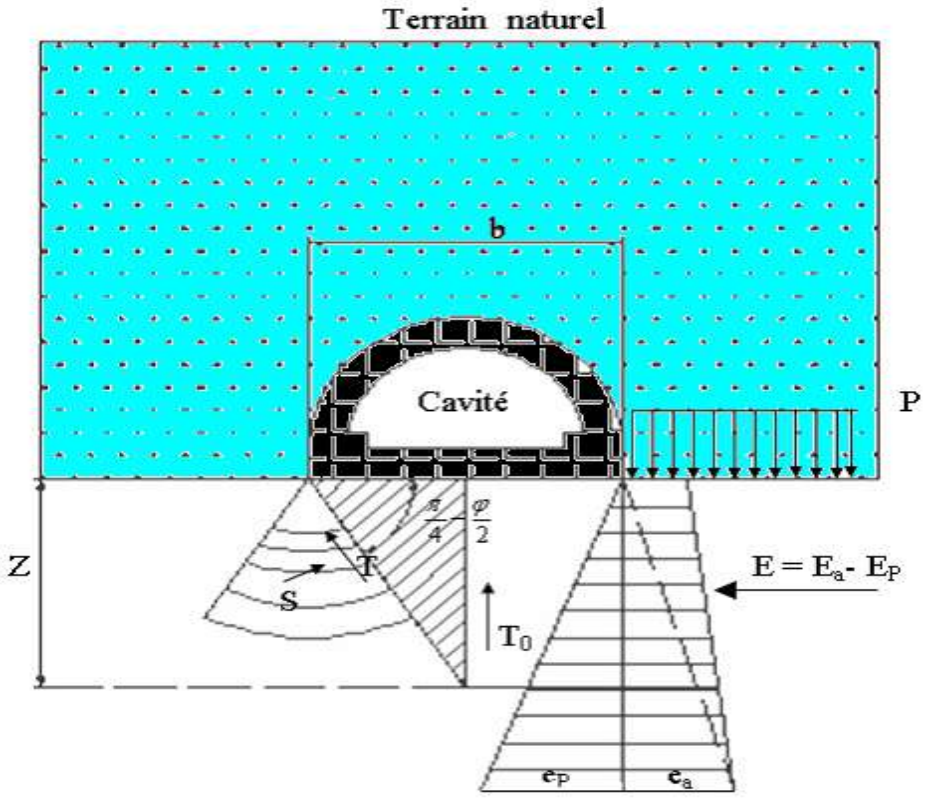


Figure III.9 *: La poussée au niveau de radier selon TSIMBRIEVITCH*

On détermine Z pour $e_a = e_p$par :

$$Z = \frac{Pk_a - 2C\left(\sqrt{k_p} - \sqrt{k_a}\right)}{y\left(k_p - k_a\right)}$$

La poussée de terre est: $E_a = (P + yZ)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

La butée de terre est : $E_a = (P + yZ)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Tel que :

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

$k_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$P = \sum_{i=1}^{n} h_i y_i + q$

La résultante des efforts agissant à la direction de l'excavation est :

$$E = \frac{yZ}{2}(Z + 2H)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2}yZ^2tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

L'effort horizontal agissant dans le sens de l'excavation peut être décomposé en deux composantes:

$T = E\ cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ $S = E\ sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux cotés on obtient une résultante définie par T_0 :

$$T_0 = \frac{2E}{cos\ \varphi} sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

La résultante T_0 exerce son action suivant l'axe centrale verticalement. Cette pression dirigé vers le haut est équilibrée soit par une charge q soit par une contre voute du radier, la charge doit être repartie sur la longueur Y, calculée par la formule suivante:

$$Y = \frac{Z}{tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Enfin la contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

Le soulèvement est vérifié par la formule :

$$\frac{T_0}{Y} \leq \left[\frac{4C}{(1-sin\varphi)}\right](2+sin\varphi)cos\varphi$$

III.4. Evaluation des pressions hydrostatiques

Le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée généralement le long de la moyenne du revêtement.

Il est souvent commode de décomposer ces poussées comme suite:

- une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voute et n'engendre qu'un effort normal de compression.
- une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur.

Remarque: dans le cas où on prend en compte les charges hydrostatiques**,** toutes les charges décrites dans les paragraphes précédents doivent être calculées à partir du poids déjaugé des terrains situés dans la nappe phréatique.

III.5. Charges et surcharges

III.5.1 Charges intérieures

On néglige généralement les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant a l'intérieure du tunnel. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrage soumis à de fortes pression intérieures (comme les galeries d'eau, réservoirs de gaz souterrain) .les charges intérieures ne sont pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire a celui qui extérieures.

Du point de vue de la sécurité du dimensionnement, l'état vide c'est l'état la plus dangereuse.

III.5.2. Charges extérieures

Les charge des provenant du poids de bâtiments et de véhicules circulant à la surface peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement. Cependant ils ne doivent être pris en considération que s'il s'agit des tunnels à faible couverture.

III.6. Conclusion

Le choix de la méthode dépend de plusieurs paramètres tels que les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site d'étude ainsi que la géométrie du tunnel projeté. En tenant compte de toutes ces considérations on a opté pour l'utilisation de la méthode de Terzaghi qui convient très bien dans notre cas.

Chapitre IV

DIMENSIONNEMENT

IV.1. Introduction

La partie calcule commence pour le détermination des différentes charges agissant sur l'ouvrage.

Dans ce chapitre on présenter la démarche de calcul d'un tunnel, qui commence par l'analyse de soutènement provisoire puis le soutènement et enfin le revêtement définitif.

IV.2. Soutènement provisoire

IV.2.1. Réalisation:

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, HEB240,...etc.) et de béton projeté.

✓ **Deuxième phase, elle comprend les opération suivantes:**

- 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 melon 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.

- mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté sur le front de taille.

IV.2.2. Système statique de soutènement

Le soutènement provisoire sera un soutènement agissant comme support, la reprise de charge aux naissances de la calotte peut être réalisée à l'aide de cintres avec jambes de forces. La reprise en sous-œuvre des cintres de voute ne sera pas nécessaire dans les terrains dure

(roches); elle pourrait par contre**,** être indispensable dans les roches tendres et dans les zones broyées si le comportement du massif venait à ne pas correspondre aux hypothèses prises en compte dans le choix de la méthode et dans le calcul en pareille circonstance, la fermeture du cintre en radier serait nécessaire.

IV.2.3. Hypothèses du calcul

Par les hypothèses suivantes, on propose le système de charges sur le tunnel :

Hypothèse 1 :

Prise en considération de la réaction élastique du sol. Le soutènement provisoire (ainsi que le revêtement) se déforme sous l'action des charges extérieures. Dans les zones où les déformations du soutènement sont orientées vers l'extérieur du tunnel, apparait la réaction élastique du sol.

Hypothèse 2:

Le système de charge considéré est la charge verticale et horizontale et la réaction élastique du sol correspondant.

Hypothèse 3:

On adopte les charges verticales comme uniforme et symétrique et on néglige les charges verticales asymétriques.

Les valeurs de charges verticales symétriques ont été établies en admettant la création de la voute naturelle qui décharge le soutènement provisoire du tunnel.

IV.2.4. Détermination des efforts

La voute 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 considérés comme uniformément réparties.

$$p_v = \frac{Q + Q_O + \Delta G}{l}$$

p_v: Pression verticale.

Q : Poids total de l'arc.

Q_O : Partie uniformément répartie de la pression géostatique.

ΔG: Partie de la charge d'intensité variable.

On peut admettre en première approximation que la pression verticale est 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.

$$P_{h0} = \left(\sum_{i=1}^{n} h_i y_i + q\right) tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C\sqrt{tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$P_{h1} = (H + F) y_h K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Tel que:

P_{h0}: la charge horizontale en clé de voute.

P_{h1}: la charge horizontale en pied de longrine.

H: la hauteur de la couverture.

C: la cohésion.

h: la hauteur de la couche.

K_a: coefficient de poussée active.

f: dimension (voir fig. 1).

q: la charge d'exploitation

φ : angle de frottement interne

y_h: poids volumique humide.

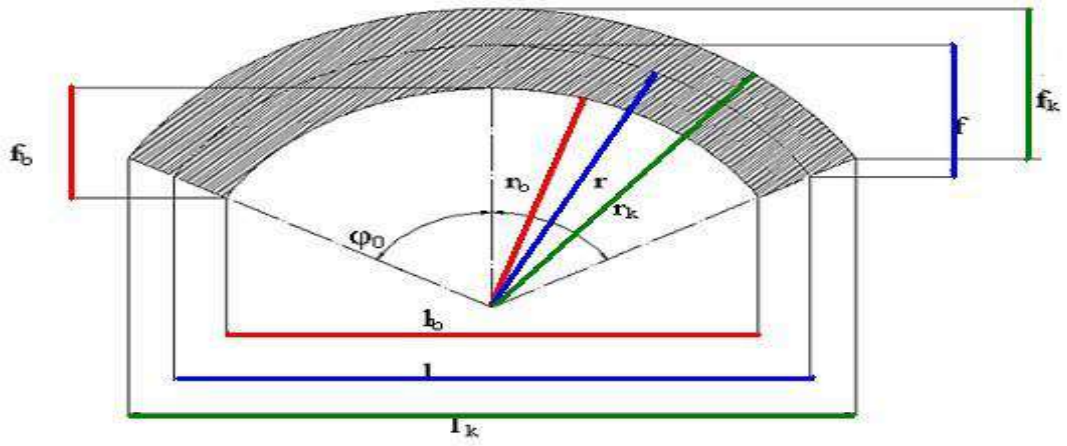


FIGURE IV.1 : *Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.*

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

$$P_h = \frac{P_{h0} + P_{h1}}{2}$$

On admet comme valeur de la pression horizontale:

$$P_h = Ph\,\frac{f_x}{f}$$

P_h: La pression horizontale.

IV.2.5. Réactions d'appuis

Les réactions au niveau de naissance seront calculées en fonction du rapport (f/l) en utilisant le tableau suivant :

Rapport f/l	Moments à la naissance		Poussée à la naissance	
	A_m	Q_m	a_M	a_M
0,10	0,00120	-0,00120	1,2750	-0,0750
0,20	0,00425	-0,00425	0,6335	-0,1085
0,30	0,01010	-0,01010	0,4415	-0,1749
0,40	0,01748	-0,01748	0,3385	-0,2260
0,50	0,02668	-0,02668	0,2801	-0,2801

Tableau IV.1 : *Les coefficients des réactions des appuis*

Les réactions d'appuis seront:

Pour la charge verticale:

$$M_v = \propto_m P_v l^2$$

$$H_v = \propto_h P_v l$$

$$V_v = P_v \frac{1}{2}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2}$$

Pour la charge horizontale:

$$M_h = \propto_m P_h l^2$$

$$H_h = \propto_h P_h l$$

$$V_h = 0$$

Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_r + M_h$$

$$H_f = H_v + H_h$$

$$\mathrm{V_f} = V_v + \mathrm{V_h}$$

Pour assurer la sécurité de l'ouvrage, il faut que les contraintes ne seront contrôlées qu'à la naissance, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée.

En possédant les valeurs du moment et de l'effort normal, les contraintes du cintre peuvent être vérifiées à l'aide de la relation suivante :

$$\sigma = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e$$

Après la vérification des contraintes, on adoptera ce profilé pour toute la suite du calcul.

IV.2.6. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté

La voûte en béton projeté remplira l'espace entre les cintres. Pour le calcul, on admet une épaisseur d_1 suivant le procédé en négligeant l'accroissement de l'épaisseur.

IV.2.6.1. Rigidités des cintres métalliques

A) A la compression : On doit vérifier:

$$E_s A_s{}^{\mathrm{r}} = \frac{E_s A_s}{a}$$

Tel que :

$E_s A_s$: Rigidités des cintres à la compression avant mise en place.

$E_s A_s{}'$: Rigidités des cintres à la compression après mise en place.

a: Dimension entre deux axes de cintre.

E_s: Module d'élasticité de l'acier.

A_s : Section de profile en acier.

b**) A la flexion** : On doit vérifier:

$$E_s I_s{}^{r} = \frac{E_s I_s}{a}$$

$E_s I_s$: Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.

$E_s I_s'$: Rigidités des cintres à la flexion après mise en place.

I_s : Moment d'inertie de profilé.

IV.2.6.2. Rigidités de la voûte en béton projeté

a) A la compression : On doit vérifier:

$$E_b\ A_b' = \frac{E_b\ A_b}{a} = \theta_n E_s A_s$$

$E_b A_b$: Rigidités du béton projeté avant mise en place.

$E_b A_b$ ': Rigidités du béton projeté après mise en place.

E_b : Module d'élasticité de béton projeté.

A_b : Section de béton projeté.

θ_n : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.

A_s : Section de profilé en acier.

b) A la flexion : On doit vérifier

$$E_b I_b' = \frac{E_b I_b}{\alpha} = \theta_m E_s I_s$$

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

θ_M : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

V.2.7. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement

Dans les cintres:

$$M_s = \frac{3}{3+\theta_m} M \qquad N_s = \frac{3}{3+\epsilon_{48}} N \qquad T_s = \frac{3}{3+\theta_n} T$$

Dans le béton projeté**:**

$$M_b = \frac{\theta_m}{3+\theta_m} M \qquad N_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} N \qquad T_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} T$$

IV.2.8. La vérification du cintre

La vérification vis à vis du cisaillement :

Il faut vérifier:

$$\tau < \gamma_f \frac{T \times a \times S}{1 \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54}$$

Tel que:

γ_f : Coefficient de pondération=4/3 [CM 66].

T: Effort tranchant calculé.

S: Moment statique de la demi-section par rapport à x-x.

δ: Épaisseur de lame du profilé.

a : Distance entre axes des cintres de soutènement.

I: Moment d'inertie par rapport à l'axe x-x.

Vérification d'assemblage des éléments du cintre :

$$T' = n \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{\sigma_e}{1.54}$$

Avec:

n: nombre de boulon.

d : diamètre du boulon.

On doit vérifier que:

$$\bar{P} > P_v \frac{T'}{y_f \times T \times a}$$

$$T_s < \frac{T \times a \times y_f}{A_s \times \propto_s} < \frac{\sigma_e}{1.54}$$ (Pour les soudures d'angle)

IV.2.9. La vérification du béton projeté

La vérification sera faite à l'ELU et à l'ELS.

NB: on la détaillera dans la partie de calcul.

V.2.10. Vérification du soutènement provisoire :

La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement d'un ouvrage souterrain est un problème hyperstatique dont les paramètres suivants peuvent être pris en compte par des éléments finis :

- La bi ou tridimensionnalité du problème.
- L'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initiale).
- La géométrie de l'excavation.
- Les propriétés de déformation du terrain et son hétérogénéité éventuelle.
- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments du soutènement ainsi que la nature de son contact avec le terrain.
- Les techniques de réalisation de l'ouvrage, les différentes phases d'exécution des travaux, en particulier la non simultanéité de l'excavation et la mise en place du soutènement.
- Enfin, l'évolution dans le temps des pressions exercées par le terrain sur le soutènement.

SAP 2000 version 11

La verification du souténement proviso ire est mence grace an logiciel "SAP 2000"

LE SAP2000 version 11 représente la version la plus sophistiquée et la plus facile à utiliser de la série SAP (Logiciel d'Analyse des Structures par la Méthode des éléments Finis). C'est la première version complètement intégrée dans le système d'exploitation MICROSOFT WINDOWS. Elle comporte une interface graphique puissante inégalée en termes de facilité d'utilisation et productivité. Doté de puissantes possibilités analytiques, représentant la dernière recherche dans les techniques et algorithmes de résolutions numériques.

IV.2.10.1. Principe général de la modélisation

La méthode de calcul de structure aux éléments finis utilisée est un model tridimensionnel de 1 mètre de longueur (suivant l'axe Y), représentant « le soutènement provisoire ».

Les éléments poutres (FRAME) seront axés sur la fibre moyenne du profilé, reliés entre eux par des nœuds rigides. Le béton projeté et le profilé seront modélisés en section équivalente. Dans les nœuds des extrémités, nous placerons un encastrement, la réaction du terrain n'est mobilisée que lorsque le sens de la déformée du revêtement met le terrain en butée si bien que la rigidité des ressorts est nulle dans le sens de l'excavation. La réaction du terrain n'est mobilisée que lorsque le sens de la déformée du revêtement met le terrain en butée, c'est dans cette zone qu'on va assigner les réactions élastiques du terrain.

IV.2.10.2. Les conditions aux limites

En clé de voûte :

Le nœud en clé de voûte peut se déplacer librement dans le sens vertical et horizontal

En pied de cintre (galerie de reconnaissance) :

Les nœuds situés en pieds de maillage sont appuyés sur les deux galeries selon un encastrement parfait.

IV.3. Soutènement

On peut classer les méthodes de dimensionnement de soutènement en trois grandes catégories (méthodes empiriques, méthodes analytiques, méthodes métrologiques) :

Méthodes empiriques :

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

Méthodes analytiques :

- Réactions hyperstatiques.

- Intégrales frontières.
- Éléments finis.
- Différences finis.
- Blocs rigides.
- Éléments distincts.
- Convergence-confinement.

Méthodes métrologiques :

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

Enfin, dans notre travail on va choisir la méthode de convergence-confinement pour dimensionner le soutènement.

IV.3.1. Méthode de convergence-confinement

La méthode de convergence-confinement est une méthode de calcul simple et largement suffisante. Si elle simplifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie de comportement mécanique éventuel et l'anisotropie des contraintes géostatiques (elle suppose une symétrie de révolution de ces conditions autour de l'axe de la galerie), elle permet par contre de tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe rocher-soutènement, à savoir:

- La déformabilité du terrain, notamment son comportement après la rupture et dans le temps.
- La raideur du soutènement.
- la déformation que le massif rocheux a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement.
- En outre cette méthode de calcul a l'intérêt de pouvoir se présenter graphiquement de façon simple.

La méthode perment d'orienter, au stade de l'avant-projet, le choix des caractéristiques de soutènement et de donnes l'ordre de grandeur des déformations attendres. Elle permet enfin la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul plus élaboré. La méthode de convergence-confinement s'est développée parallèlement à l'utilisation de la « nouvelle méthode autrichienne » (ou « méthode de creusement avec

soutènement immédiat » selon les recommandations de l'AFTES) qui assure la participation effective du terrain à sa propre stabilité.

Le but du soutènement ne consiste généralement pas, en effet, à s'opposer à la déformation du terrain autour de la cavité mais à limiter celle-ci ainsi que l'extension de la zone dite « plastique » pour aboutir à un équilibre satisfaisant.

La méthode de dimensionnement par la convergence-confinement permet ainsi une optimisation des caractéristiques et du coût du soutènement et, associée à l'auscultation pendant les travaux, elle autorise le contrôle et l'adaptation du projet aux conditions effectivement rencontrées sur le site.

IV.3.1.1. Principe général de la méthode

Considérons une section plane du terrain soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope σ_0. La cavité est pré-excavée et supposée remplie de liquide à une pression P correspondant à l'état initial σ_0. Le déplacement u de la paroi de la cavité est nul (point A de la figure).En diminuant la pression P, on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation.

Dans un premier temps le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression déplacement suivi p=f(u) est linéaire du point A au point B. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation. C'est la portion ABC de la courbe. La courbe ABC est appelée « courbe caractéristique » du massif excavé.

Si la courbe ABC coupe l'axe des déplacements (u fini pour P=0) la cavité est stable par elle-même (du moins pour un certain temps).Par contre si la courbe caractéristique ne recoupe pas l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable par elle-même et nécessite impérativement un soutènement. En pratique, la cavité nécessite également un soutènement lorsque la valeur du déplacement correspondant à l'équilibre théorique P=0 est grande ou lorsque le phénomène de rupture autour de la cavité s'étend profondément à l'intérieur du massif.

Sur le même graphique on représente aussi la courbe p=f(u) reliant le déplacement radial du revêtement en fonction de la pression extérieure P qui lui est appliquée. Cette courbe est appelée « courbe caractéristique du soutènement ». Supposons un revêtement dont le comportement est élastique linéaire. Sa courbe caractéristique est une droite.

Parce qu'il n'est pas mis en place qu'a un certain temps après l'excavation, son chargement par le terrain ne commence que lorsque le déplacement de celui-ci est déjà U_{s0} (point O). Le point D, à l'intersection des deux courbes caractéristiques définit l'état d'équilibre. Nous voyons qu'en fonction du moment de la mise en place du revêtement, beaucoup d'autres points de la courbe caractéristique ABC peuvent être point d'équilibre.

La pression sur le revêtement au point D doit être comparée à la pression au point M qui correspond à la pression maximale que peut supporter le soutènement, pression à calculer en fonction des caractéristiques de rupture de celui-ci.

L'influence du temps (fluage, viscosité du terrain) s'exprime de la même façon par les courbes du type 2 et 3. Si le temps n'influe pas sur les caractéristiques du revêtement les points D2 et D3 sont respectivement les points d'équilibre au temps t et au temps infini.

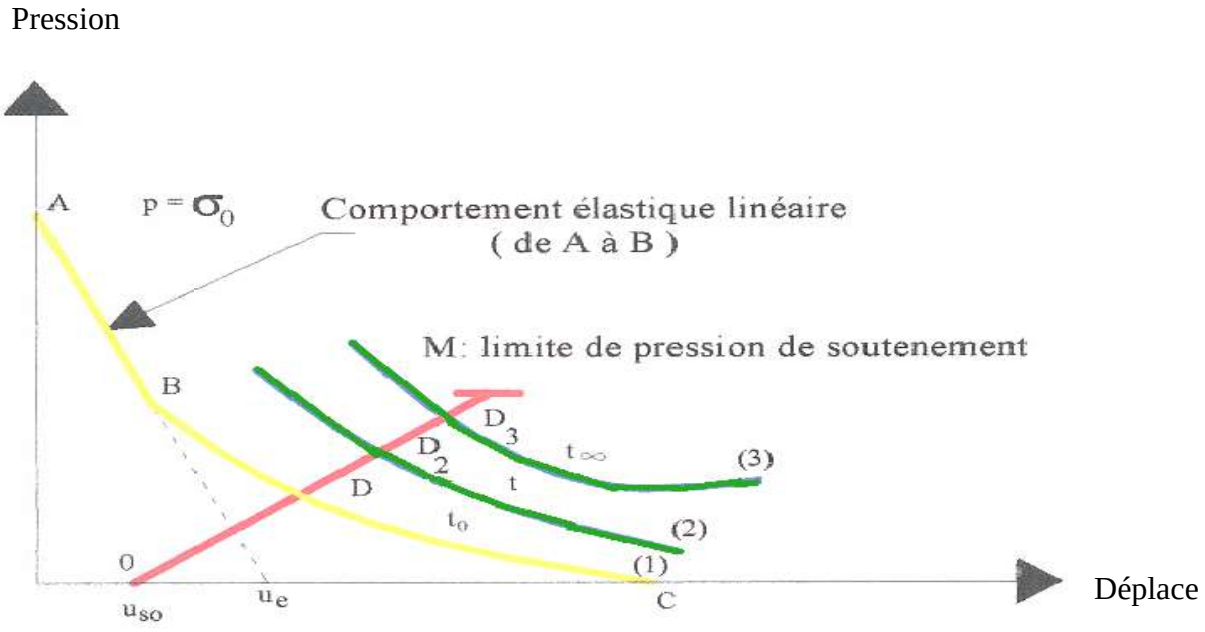


FIGURE IV.2: *Principe de la méthode de convergence-confinement*

IV.3.1.2. Tracé de la courbe caractéristique de

terrain Hypothèses :

- Tunnel de section circulaire(R, rayon de l'excavation).
- Massif homogène et isotrope caractérisé par:
- Contraintes initiales homogènes et isotropes σ_0.

Résistance à la compression simple R_c :

Avec :

E_v : module de déformation

ν: coefficient de Poisson dans la phase de comportement élastique.

C, φ:cohésion et angle de frottement interne.

Coefficient de butée K_p:

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

IV.3.1.3. Etapes de calcul d'un problème type

Cette méthode comporte quatre étapes :

Première étape : Courbe caractéristique du terrain.

Deuxième étape : Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.

Troisième étape : Courbe caractéristique de soutènement.

Quatrième étape : Equilibre final.

IV.4. Revêtement définitif

Les méthodes de vérification des revêtements reposent sur la comparaison des sollicitations appliquées et des sollicitations admissibles. Sollicitations appliquées pouvant être déterminées selon différentes procédures de calcul et à partir d'hypothèses de combinaisons d'actions.

IV.5. Méthode Convergence-Confinement

IV.5.1. Introduction

Comme il a été indiqué dans le chapitre IV, on va présenter dans ce chapitre les étapes de calcul d'un problème type puis on fera une application de cette méthode sur notre projet.

IV.5.2. Etapes de calcul d'un problème type

IV.5.2.1. Première étape : courbe caractéristique du terrain

$\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$ Le comporte ment est élastique et le creusement n'entraîne pas de déformations plastiques.

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

$$U_0 = \frac{1+v}{E} \times \sigma_0 R$$

Dans ce cas la courbe caractéristique de terrain est une droite passant par les deux points de cordonnées suivantes :

P = σ_0	Et	P = 0
U = 0		$U_0 = \frac{1+v}{E} \times \sigma_0 R$

IV.5.2.2. Deuxième étape : convergence acquise 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

$$U_{s\,0} > 0.265\, U_0$$

Soit généralement plus du tiers du déplacement élastique à p = 0

IV.5.3. Troisième étape : Courbe caractéristique du soutènement

Il faut déterminer la raideur du soutènement choisi et la pression maximale de soutènement (état limite admissible ou état limite de rupture) puis tracer la courbe.

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

$$k_b = \frac{E_b e}{R}$$

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

IV.5.4. Quatrième étape : Equilibre final

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

Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimensions et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front à laquelle ils sont mis en place), on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables et des coûts directs et indirects correspondants à chaque mode d'exécution.**[10]**

PARTIE II

CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DE TUNNEL

Chapitre I

RECONNAISSANCE

V.1. Introduction

A partir de la première phase de recherche de tracé, le maître d'œuvre doit être en mesure d'écarter les solutions irréalistes en regard des autres critères techniques et économiques. Pour atteindre cet objectif, il doit donc disposer d'un ensemble de données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques suffisamment exactes.

Les objectifs des ces études sont représentatives :

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

Ces études ont une grande influence sur le choix de la méthode d'exécution (creusement, soutènement et revêtement) qui sont validées où corrigées au stade des travaux. Parmi ces études on peut citer :

- **Le sondage :** généralement exécuté verticalement à partir de la surface libre du sol sur une profondeur donnée, il peut être aussi exécuté d'une façon oblique. les points de sondage sont bien déterminés est espacés de quelques mètres tout le long de la portée du tunnel. On deura calculer systématiquement :

  - Le taux de carottage qui est la longueur cumulée des éléments de carottes sur la profondeur de sondage multiplié par 100.

  - Le taux de carottage modifié RQD (rock quality désignation).

  Le sondage permet d'établir une carte représentant les différentes couches.

- **La diagraphie :** les diagraphies permettent de se faire une idée sur les caractéristiques physiques des terrains à traverser ; elles sont effectuées dans des sondages qui sont simplement destructifs (ne comportent pas de carottage) .Les diagraphies les plus utilisées sont :

- L'examen photographique.
- Le log sonique (mesure de la vitesse sismique).
- Le log électronique (mesure de la résistivité).

❖ **L'exécution des puits :** L'insuffisance des résultats de sondages nous oblige à compléter ces informations par l'exécution des puits répartis sur toute la longueur du tunnel permettant ainsi de constater l'état du sol, ces caractéristiques et son comportement.

❖ **Creusement des galeries** : malgré le coût élevé de la galerie et vu l'importance du projet, le creusement à partir des puits, des galeries de petite section, soutenue par des cardes sont creusé sur toute la longueur de tracé. ce-ci nous permet aussi :

- de prélever des échantillons pour effectuer des essais en laboratoire afin de corriger les études effectuées préalablement.
- de vérifier la stabilité de l'excavation et du futur soutènement

V.2. Aperçu géologique (Alger)

L'Algérie, par le fait de sa taille, comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le Sud :

• L'Atlas Tellien (ou le Tell): constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chélif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.

• Les hauts plateaux

• L'Atlas saharien.

• Le Sahara.

Les alentours de la ville d'Alger se situent dans la première région définie ci-haut, délimitée au Nord par la mer Méditerranée et au sud par l'Atlas Tellien. Cette chaîne correspond à une zone complexe de reliefs jeunes alpins, constitués de nappes mises en place au Miocène inférieur. Les bassins néogènes tardifs se sont installés sur ces nappes et peuvent être considérés comme post-nappes.

En Algérie trois de ces bassins peuvent être distingués: la Mitidja au centre, le Cheliff à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.

Le bassin néogène de la Mitidja qui s'allonge parallèlement à la côte méditerranéenne sur une surface de 1.300 Km^2 est formé de terrains sédimentaires opposés sur le socle kabyle et les unités les plus septentrionales de l'Atlas Tellien.

Sur le socle primaire métamorphique qui constitue les reliefs de la ville d'Alger, composé de divers faciès pétrographiques, principalement de schistes, gneiss et calcaires, se trouveraient des formations sédimentaires tertiaires et quaternaires, dont la stratigraphie s'étend du Miocène inférieur (Burdigalien), au Miocène supérieur et Pliocène, et finalement du Quaternaire ancien (Calabrien) à l'Holocène actuel. Ces formations correspondent au remplissage sédimentaire du bassin de la Mitidja et couvrent une large surface aux alentours d'Alger où elles représentent le substratum sur lequel repose la ville.

Les faciès paléo-stratigraphiques correspondent à des environnements marins constitués en premier lieu par le Miocène Burdigalien, litho-logiquement constitué de grès marins transgressifs. Ils se présentent en bancs relativement durs de teinte gris vert, qui montre une stratification entrecroisée, soulignée par des lentilles de grès calcaire fin et dur.

La série se termine par l'apparition de grès coquilliers qui sont toujours très carbonatés, grossiers et pétris de coquilles le plus souvent fragmentées, avec de fréquents galets de quartz isolés et bien arrondis. Sur le Miocène antérieur se trouvent des formations du Plaisancien, Pliocène inférieur, constituées de marnes bleues, déposées dans une mer profonde, avec une riche microfaune coquillière.

Le Pliocène moyen et supérieur, autrement dit l'Astien, est représenté par des dépôts hétérogènes de mer peu profonde (molasse astienne) qui sont constitués par de marnes, marnes sableuses, sables, conglomérats et grès, avec un contenu fossilifère abondant, constitué de coquillages, coraux et autres. La présence de faciès détritiques tels que conglomérats et grès indiquerait le début de la régression marine et le comblement du bassin sédimentaire, dans le transit au Quaternaire.

Le Quaternaire de son coté correspond à des dépôts continentaux arrachés aux versants et transportés dans un contexte alluvial, soit argileux ou sablo-graveleux. **[9]**

V.3. Aperçu hydrogéologique

Le primaire : il existe dans le complexe métamorphique d'Alger une présence d'eau souterraine, il s'agit d'une eau localisée dans les fractures, fissures et diaclases du socle, les circulations d'eaux souterraines sont importantes comme en témoignent les puits domestiques que l'on rencontre à la Casbah. Les circulations d'eaux permis la formation des gneiss pourris on inverse les consolidations des fissures par dépôts de calcite. Dont les gneiss et micaschistes, ces venues d'eau on minéralisées les fractures en silice (quartz).

Le tertiaire : le terrain à aquifère le plus important de la région Algéroise est la molasse Astienne. Les marnes plaisanciennes imperméables constituent le mur de la nappe. Le plissement du tertiaire et la puissance par endroit très réduits de la molasse conduisent à une géométrie anarchique de la nappe (sens d'écoulement). La nappe de la molasse astienne est responsable localement de désordres importants, tel que le glissement de Telemly par exemple.

Le quaternaire : son importance hydrogéologique est moindre, son caractère argileux le rendant infiniment moins perméable que la molasse astienne. La présence d'alluvions grossiers dans le quaternaire, certains remblaiements ayant été réalisés avec des matériaux très sableux, les faciès argileux de la couverture font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des molasses. **[9]**

V.4. Aperçu tectonique

L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique:

- le Nord du pays portant l'empreinte de la tectonique montagneuse,
- la plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée

Dans la région algéroise les plus typiques sont l'anticlinale de sahel et le synclinal de Mitidja.**[9]**

V.5. Aperçu sismique

Les ouvrages souterrains se comportent mieux que les ouvrages en surface face aux sollicitations sismiques, cette constatation peut être confirmée en terrain homogène, par contre elle n'est pas confirmée dans les terrains avec certaines particularités telles que :

- les franchissements des failles.
- les parties profondes affectées de phénomènes de glissements superficiels du terrain.

On notera que, pour la région algéroise le repère de positionnement de l'aléa sismique autorise une probabilité d'occurrence d'oscillation caractérisé par une accélération borné supérieurement à (0.3 g) et une intensité de séisme ne dépassant pas 8 EMI sur l'échelle de MERCALI (qui en compte 12) provoquant généralement des désordres mineurs telles que les fissurations du revêtement.

A titre préventif, il est souhaitable d'éviter :

- la continuité du revêtement afin de diminuer la propagation des vibrations qui peuvent induire son éclatement.
- la mise en place d'un dispositif constructif approprié en fractionnant longitudinalement l'ouvrage en plots indépendants munis de points parasismiques judicieusement répartis.
- assurer l'étanchéité à ce niveau, en plaçant des joints « water-stop ». **[9]**

V.6. Caractéristiques ses techniques du site

Les études géotechniques complètent celles réalisées par le géologue et l'hydrogéologue. Elles doivent permettre de préciser la description des terrains et de prévoir leur comportement, ainsi que la stabilité de l'ouvrage pendant les différentes étapes de l'exécution et après l'achèvement.

La synthèse de ces études (géologique, hydrogéologique et géotechnique) montre que le tunnel sera excavé ou bien réalisé dans un site comportant cinq couches, la nappe phréatique se trouve à une profondeur lointaine c'est-à-dire qu'elle n'aura aucune influence sur notre projet.

Les caractéristiques des différentes couches sont représentées dans le tableau suivant :

caractéristiques / couches	γ (KN/m^3)	C (bar)	φ (°)	E (MPa)	K (m/s)
Remblais	18	0	25	-	-
Argile jaunâtre	20	0.3	25	26	1.0 E-08
Sable d'oued	20	0.1	33	30	1.0 E-08
Marne jaunâtre	20	0.4	24	25	2.0 E-08
Argile calcareuse	20	0.4	24	40	3.0 E-08

Tableau V.1 : *Les caractéristiques géotechniques du site d'étude*

Chapitre VI

PRESENTATION DU PROJET

VI.1. Introduction

Aujourd'hui, la ville d'Alger comme toutes les grandes métropoles du monde est face au problème d'encombrement dans les transports urbains. Ceci est essentiellement dû au manque d'infrastructures qui pourraient accueillir les nombres croissants de véhicules circulant à Alger. Les espaces en surface étant insuffisants et saturés, une **solution** de type **« souterraine »** a été apportée par l'utilisation du sous sol.

VI.2. Présentation du projet du métro d'Alger [10,11]

VI.2.1. Historique

Les études du métro d'Alger ont commencé en **1932**, dont l'objectif premier était de réaliser une ligne de 14 km entre Bologhine et El-Harrach.

En **1955,** population est passée de 30.000 à 50.000 habitants et la demande de transport a été évaluée à 1700 voyageurs par heure, entre Bab El Oued el Hussein Dey dans les deux sens.

L'étude réalisée par RATP (Transport Parisien), a montré que la solution répondant aux exigences futures du site, consiste à réaliser une ligne de métro, dont son tracé partirait de la rue Didouche Mourad vers El Harrach.

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

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

En **1981**, SOFRETU (Société Française d'étude et de Réalisation de Transport Urbain) a fait une étude pour le compte de la RSTA et a conclu que la meilleure solution serait d'implanter un système de transport de type métro à l'intérieur des zones denses de la ville .Ce système assurerait le transport de 40.000 voyageurs par heure et en un seul sens, dont les premières lignes lieraient Oued Koriche et Les Anasseres et comprendreraient 13 stations.

En **1982**, une étude a été menée a Alger dans le cadre d'une collaboration Franco-Algéroise. Le lancement des études du métro d'Alger s'est concrétisé par la création de L'E.M.A (Entreprise du Métro d'Alger) qui avait pour rôle de veiller au bon déroulement des différentes étapes de ce projet de grande envergure, dont le lancement des travaux n'a débuté qu'en **1990**.

VI.2.2. Tracé

Le tracé est constitué des lignes inter stations suivantes :

1. Oued Koriche-Bab El Oued
2. Bab El Oued-Abderrahmane Taleb
3. Abderrahmane Taleb-Place des Martyrs
4. Place des Martyrs-Casbah
5. Casbah-Emir Abdelkader
6. Emir Abdelkader-Tafourah Grande poste
7. Tafourah Grande poste-Khelifa Boukhalfa
8. Khelifa Boukhalfa-Mustapha
9. Mustapha-Mohamed Belouizdad
10. Mohamed Belouizdad-Sidi M'Hamed
11. Sidi M'Hamed-Hamma
12. Hamma-Jardin d'essais
13. Jardin d'essais-Les Fusillés
14. Les Fusillés-Cité Amirouche
15. Cité Amirouche-Cité Mer et Soleil
16. Cité Mer et Soleil-Haï el Badr
17. Haï el Badr-Complexe de maintenance

VI.2.3. Présentation technique de l'ouvrage

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

VI.2.4. Facteurs d'implantation d'un tunnel

Choix du tracé en plan

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

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

Etude du profil en long

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

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

- La nature de terrain à traverser.
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités.
- La présence des accidents géologiques (zone faillée avec venues d'eaux en charge, nécessitant un traitement à l'avance par injection).
- La nature et l'épaisseur de la couverture.
- La présence d'eau.
- L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instables, les zones humides et les zones bâties.
- Il est important d'implanter les tunnels de haute montagne dans des couches suffisamment épaisse de roches saines, situées de préférence au dessus du niveau de la nappe d'eau souterraine.
- Il convient encore de mentionner la situation des stations, qui veut être surélevée par rapport au profil en long. Cette surélévation rapproche le niveau des quais de la surface diminuant ainsi la hauteur perdue et permettant aux voyageurs de gagner le temps sur le parcours de la montée et de la descente.

Le profil en long du tunnel doit avoir une pente de 2% .Cette pente nous permettra d'avoir des stations de plus en plus rapprochées de la surface libre, car ce n'est pas

commode de faire descendre les gens à 20 où 30 m de profondeur pour prendre le métro.

Choix de la section

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

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

Gabarit libre

La section utile à garder libre à l'intérieur du tunnel, autrement dit le gabarit fonctionnel est nécessaire à l'étude du projet. Outre le gabarit de circulation, il convient de prévoir de la place pour les diverses conduites et canalisations imposées par l'exploitation du tunnel et de la voie de circulation. Lors du dimensionnement de la section, il ne faut pas perdre de vue l'éventualité de l'introduction ultérieure de nouvelles machines, nécessitant un gabarit plus grand.

Présentation de notre projet

Notre ouvrage se situe entre PK1+040 et PK1+820 totalisant une longueur de 780m.

Dans les deux figures suivantes, on présente dans la première la coupe de calcul où figurent les caractéristiques géotechniques des différentes couches rencontrées et dans la seconde figurent les dimensions de la section utile.

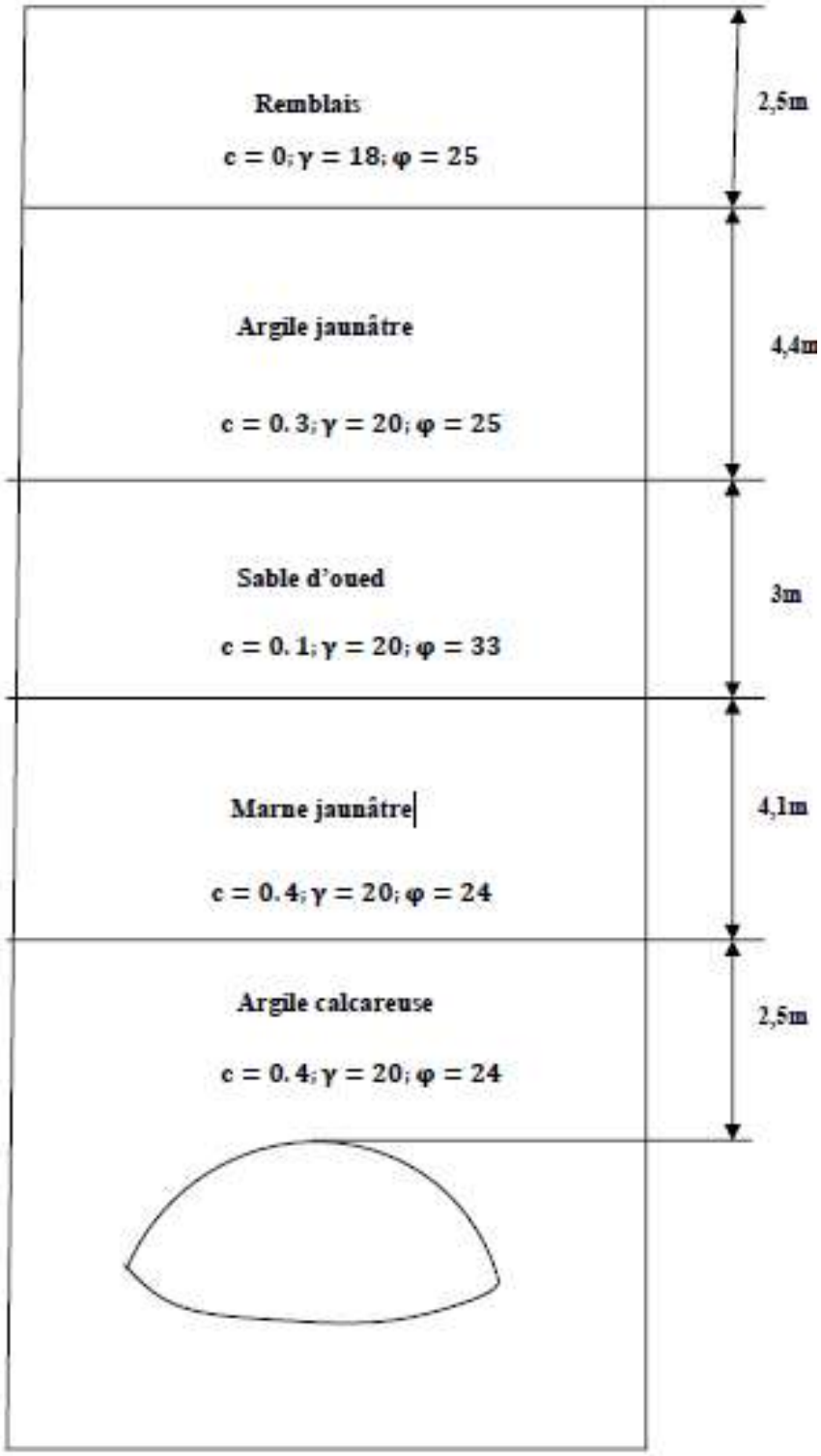


Figure VI.1 : *Coupe de calcul*

NB : les unités de C, y et □ sont respectivement en bar, kN/m^3 et en degré (°).

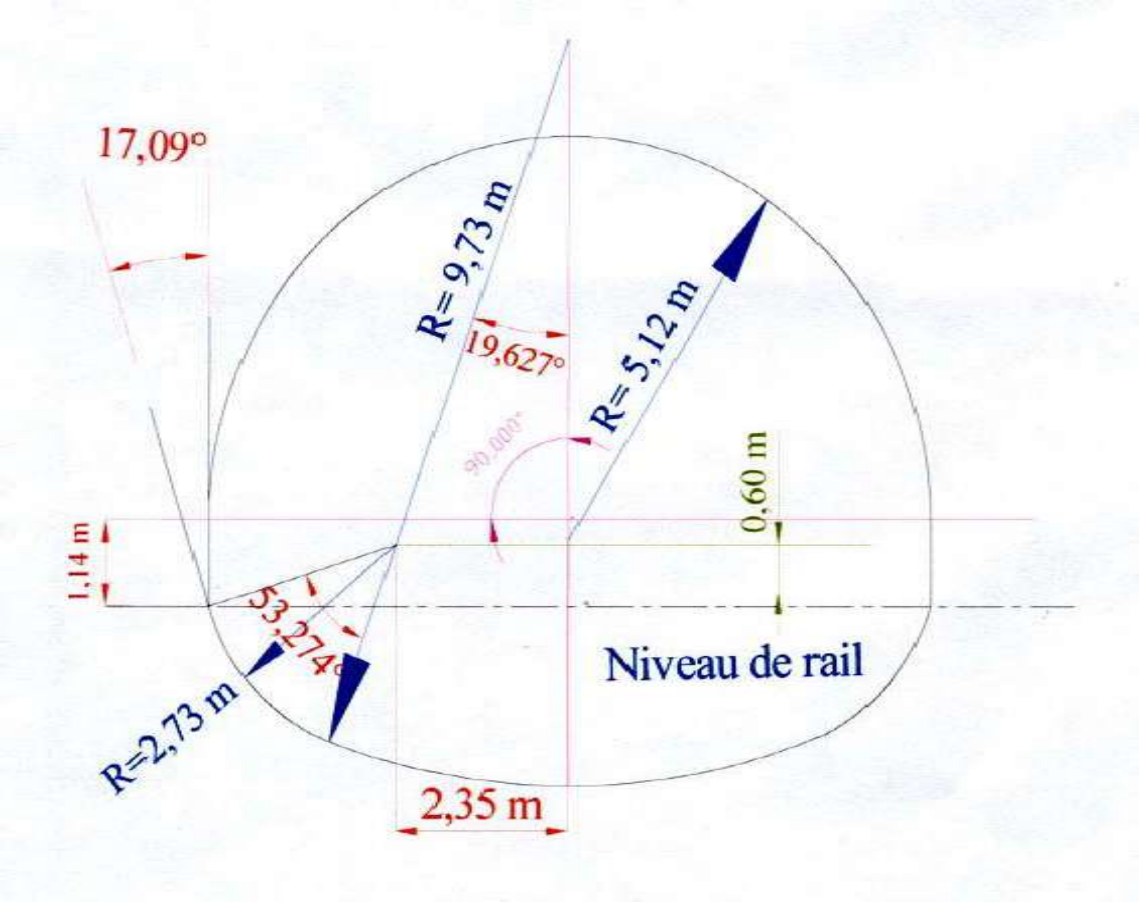


Figure VI.2 : *Dimensions de la section utile.*

Chapitre VII

MODÉLISTION ET CALCUL

Chapitre VII.1

CALCUL DES CHARGES

VII.1.1. Introduction

Dans ce chapitre on va calculer les déférentes charges agissant sur notre ouvrage par l'application des différentes méthodes qui ont été présentées dans le chapitre IV.

VII.1.2. Calcul des pressions agissant sur le soutènement de demi-section supérieure

VII.1.2.1. Pression verticale

VII.1.2.1.1. Méthode de TERZAGHI

La largeur de la voute de décharge :

$$B = b + 2mg\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{4}\right)$$

$$B = 8.92 + 2 \times 8.59 \times tg(33)$$

$$B = 17.67m$$

Dans notre cas, on a : H=16.5, K=1.

La pression verticale est :

$$\sigma_v = \frac{(\mathrm{B}\gamma - 2C)}{2\mathrm{K}\tan\varphi}\left[1 - e^{\frac{-(2KH\ tan\varphi)}{B}}\right] + qe^{\frac{-(2KH\ tan\varphi)}{B}}$$

Pour la couche de remblais :

$$\sigma_{v1} = \frac{(17.67\times18 - 0)}{2\times1\times\tan 25}\left[1 - e^{\frac{-(2\times2.5\times\tan 25)}{17.67}}\right] + 10\times e^{\frac{-(2\times2.5\times\tan 25)}{17.67}}$$

$$\sigma_{v1} = 51.04\ KN/m^2$$

Pour la couche de l'argile jaunâtre:

$$\sigma_{v2} = \frac{(17.67\times20 - 2\times30)}{2\tan 25}\left[1 - e^{\frac{-(2\times4.4\times\tan 25)}{17.67}}\right] + 51.04\times e^{\frac{-(2\times4.4\times\tan 25)}{17.67}}$$

$$\sigma_{v2} = 105.8\ KN/m^2$$

Pour la couche de sable d'oued:

$$\sigma_{v3} = \frac{(17.67\times20 - 2\times10)}{2\tan 33}\left[1 - e^{\frac{-(2\times3\times\tan 33)}{17.67}}\right] + 105.8\times e^{\frac{-(2\times3\times\tan 33)}{17.67}}$$

$$\sigma_{v3} = 135.68\ KN/m^2$$

Pour la couche de marne jaunâtre:

$$\sigma_{v4} = \frac{(17.67\times20 - 2\times40)}{2\tan 24}\left[1 - e^{\frac{-(2\times4.1\times\tan 24)}{17.67}}\right] + 135.68\times e^{\frac{-(2\times4.1\times\tan 24)}{17.67}}$$

$$\sigma_{v4} = 167.76\ KN/m^2$$

Pour la couche de l'argile calcareuse:

$$\sigma_{v4} = \frac{(17.67\times20 - 2\times40)}{2\tan 24}\left[1 - e^{\frac{-(2\times2.5\times\tan 24)}{17.67}}\right] + 167.76\times e^{\frac{-(2\times2.5\times\tan 24)}{17.67}}$$

$$\sigma_{v4} = 184.43\ KN/m^2$$

VII.1.2.1.2. Théorie des pressions des terres

La pression verticale selon cette méthode est:

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^{5} h_i\gamma_i + q$$

$$\sigma_v = [h_1\gamma_1 + h_2\gamma_2 + h_3\gamma_3 + h_4\gamma_4 + h_5\gamma_5 + q]$$

$$\sigma_v = 325\ KN/m^2$$

VII.1.2.1.3. Théorie de BIERBAUMER

La pression verticale est : $\sigma_v = yh = yaH$

Pour une section de type fer à cheval :

$$B = b + 2m\ tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$B = 8.92 + 2 \times 8.59 \times tg(33)$$

$$B = 17.67m$$

$$a = 1 - \frac{Htg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B}$$

$$\alpha = 1 - \frac{16,5 \times 0,42}{17,67} = 0,607$$

Alors :

$$\sigma_v = 20 \times 0,607 \times 16,5 = 200,31 KN/m^2$$

VII.1.2.2. Pression horizontale

VII.1.2.2.1. Méthode de TERZAGHI

$$\sigma_h = 0.3\gamma(0.5m + H_p)$$

$$H_p = \frac{b}{2sin\varphi}$$

$$H_p = \frac{8.92}{2sin24} = 10.96\ m$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 6.74 + 10.96)$$

$$\sigma_h = 86.01KN/m^2$$

VII.1.2.2.2. Théorie des pressions des terres

$$\boldsymbol{\sigma_h = Ka\ \sigma_v}$$

$$Ka = tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.42$$

$$\sigma_h = 0.42 \times 325 = 136.5\ KN/m^2$$

VII.1.2.2.3. L'expérience Soviétique

Au nivaux de la calotte

$\sigma_{h1} = \gamma h_p k_a - 2c\sqrt{k_a}$

$hp = \frac{b}{sin2\varphi} = \frac{8.92}{sin48} = 12m$

$\sigma_{h1} = 20 \times 12 \times 0.42 - 2 \times 40\sqrt{0.42}$

$\sigma_{h1} = 100.8 - 51.84 = 48.96\ KN/m^2$

$\sigma_{h1} = 48.96\ KN/m^2$

Aux nivaux des pieds droits

$\sigma_{h2} = \gamma(m + h_p)k_a - 2c\sqrt{k_a}$

$= 20(6.74 + 12)42 \times 40\sqrt{0.42} = 105.75\ KN/m^2$

$\sigma_{h2} = 105.57\ KN/m2$

VII.1.2.2.4. Théorie de COULOUMB – RANKINE

Au nivaux de la calotte

A court terme (soutènement provisoire) $\sigma_{h1} = k_a\,\sigma_v$ = 0.42 ×184.43 = 77.46KN/m^2

A long terme (revêtement définitif) $\sigma_{h1} = k_0\,\sigma_v$= 0.332 ×184,43 = 61,23KN/m^2

Au niveau des pieds droits

$$\sigma_{h2} = \gamma\, m\, k_a - 2c\sqrt{k_a} = 4.77\ KN/m^2$$

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} = 82.23\ KN/m^2$$

Tableau récapitulatif :

Pression verticale *(KN/m^2)*	Pression horizontale *(KN/m^2)*	
184.43	Au niveau de la calotte	77.46
	Au niveau des pieds droits	82.23

Tableau VII.1.1 : *Pressions agissant sur le soutènement de la demi-section supérieure*

VII.1.3. Calcul des pressions agissant sur le soutènement de la structure globale

VII.1.3.1. Pression verticale

VII.1.3.1.1. Méthode de TERZAGHI

La largeur de la voute de décharge :

$$B = b + 2m\ tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$B = 9.72 + 2{\times}8.59{\times}\ tg\ (33)$$

$$B = 20.66m$$

On a : H=16.5, K=1.

La pression verticale est :

$$\sigma_v = \frac{(\mathrm{B}\gamma - 2C)}{2\mathrm{K}\tan\varphi}\left[1 - e^{\frac{-(2KH\ tan\varphi)}{B}}\right] + qe^{\frac{-(2KH\ tan\varphi)}{B}}$$

Pour la couche de remblais :

$$\sigma_{v1} = \frac{(20.66\times18-0)}{2\times1\times\tan 25}\left[1-e^{\frac{-(2\times2.5\times\tan 25)}{20.66}}\right]+10\times e^{\frac{-(2\times2.5\times\tan 25)}{20.66}}$$

$$\sigma_{v1}= 53.54KN/m^2$$

Pour la couche de l'argile jaunâtre:

$$\sigma_{v2} = \frac{(20.66\times20-2\times30)}{2\tan 25}\left[1-e^{\frac{-(2\times4.4\times\tan 25)}{20.66}}\right]+53.54\times e^{\frac{-(2\times4.4\times\tan 25)}{20.66}}$$

$$\sigma_{v2} = 118.6KN/m^2$$

Pour la couche de sable d'oued:

$$\sigma_{v3} = \frac{(20.66\times20-2\times10)}{2\tan 33}\left[1-e^{\frac{-(2\times3\times\tan 33)}{20.66}}\right]+118.6\times e^{\frac{-(2\times3\times\tan 33)}{17.67}}$$

$$\sigma_{v3} = 150.3KN/m^2$$

Pour la couche de marne jaunâtre:

$$\sigma_{v4} = \frac{(20.66\times20-2\times40)}{2\tan 24}\left[1-e^{\frac{-(2\times4.1\times\tan 24)}{20.66}}\right]+150.3\times e^{\frac{-(2\times4.1\times\tan 24)}{20.66}}$$

$$\sigma_{v4}= 186.5\ \mathrm{KN/m^2}$$

Pour la couche de l'argile calcareuse:

$$\sigma_{v4} = \frac{(20.66\times20-2\times40)}{2\tan 24}\left[1-e^{\frac{-(2\times2.5\times\tan 24)}{20.66}}\right]+186.5\times e^{\frac{-(2\times2.5\times\tan 24)}{20.66}}$$

$$\sigma_{v4} = 205.45\ \mathrm{KN/m^2}$$

VII.1.3.1.2. Théorie des pressions des terres

La pression verticale selon cette méthode est:

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^{5} h_i\gamma_i + q$$

$$\sigma_v = [h_1\gamma_1 + h_2\gamma_2 + h_3\gamma_3 + h_4\gamma_4 + h_5\gamma_5 + q]$$

$$\sigma_v = 325KN/m^2$$

VII.1.3.1.3. Théorie de BIERBAUMER

La pression verticale est : $\sigma_v = yh = yaH$

Pour une section de type fer à cheval :

$$B = b + 2m\ tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$B = 9.72 + 2\times 8.59\times\ tg\ (33)$$

$$B = 20.66m$$

$$a = 1 - \frac{Htg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B}$$

$$a = 1 - \frac{16.5\times 0.42}{\mathrm{B}} = 0.664$$

donc :

$$\sigma_v = 20 \times 0{,}664 \times 16{,}5 = 219{,}12KN/m^2$$

VII.1.3.2. Pression horizontale

VII.1.3.2.1. Méthode de TERZAGHI

$$\sigma_v = 0.3y(0.5m + H_p)$$

$$H_p = \frac{b}{2\ sin\varphi}$$

$$H_p = \frac{9.72}{2\ sin24} = 11.94m$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 8.59 + 11.94)$$

$$\sigma_h = 97.46\mathrm{KN/m^2}$$

VII.1.3.2.2. Théorie des pressions des terres

$$\boldsymbol{\sigma_h = ka\ \sigma_v}$$

$$\boldsymbol{Ka = \ tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.42}$$

$$\sigma_h = 0.42 \times 325 = 136.5KN/m^2$$

VII.1.3.2.3. L'expérience Soviétique

Au niveau de la calotte

$\sigma_{h1} = \gamma h_p k_a - 2c\sqrt{k_a}$

$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{9.72}{\sin 48} = 13.07m$

$\sigma_{h1} = 20\times13.07\times0.42 - 2\times40\sqrt{0.42}$

$\sigma_{h1} = 57.94KN/m^2$

Au niveau des pieds droits

$\sigma_{h2} = \gamma(m + h_p)k_a - 2c\sqrt{k_a}$

$=20(8.59+13.07)0.42\text{-}22 \times 40\sqrt{0.42} = 130.10KN/m^2$

$\sigma_{h2} = 130.10\ KN/m^2$

VII.1.3.2.4. Théorie de Coulomb – Rankine

Au niveau de la calotte

A court terme (soutènement provisoire) $\sigma_{h1} = k_a\sigma_v = 0{,}42 \times 205{,}45$
$= 86{,}28\text{KN/m}^2$

A long terme (revêtement définitif) $\sigma_{h1} = k_0\sigma_v = 0{,}332 \times 205{,}45$
$= 68{,}21\text{KN/m}^2$

Au niveau des pieds droits

$$\sigma_{h2} = \gamma\, m\, k_a - 2c\sqrt{k_a} = 20.31\ KN/m^2$$

$$\boldsymbol{\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} = 106.59\ KN/m^2}$$

Récapitulatif :

Pression verticale(KN/m^2)	Pression horizontale(KN/m^2)	
205,45	Au niveau de la calotte	86,28
	Au niveau de pieds droits	106,59

Tableau VII.1.2 : *Pressions agissant sur le soutènement de la section globale*

Chapitre VII. 2

SOUTENEMENT PROVISOIRE

VII.2.1. Introduction

Le soutènement provisoire peut être défini analytiquement comme étant un cintre en forme d'arc porteur encastré aux deux extrémités, les efforts qui entrent dans le calcul sont les poussées verticales et horizontales.

VII.2.2. Définition des charges agissant sur l'ouvrage

VII.2.2.1. La charge verticale

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

On calcule d'abord la partie uniforme de la pression géologique : Q_0

$$Q_v = \left(\sum h_i \gamma_i + q\right) \times a$$

$$Q_0 = [(2{,}5 \times 18) + (4{,}4 \times 20) + (4{,}1 \times 20) + (3 \times 20) + (2{,}5 \times 20) + 10]$$

$$Q_0 = 325\ KN/m$$

La charge d'intensité variable : $\boldsymbol{\Delta G}$

$$\Delta G = \left(\frac{f_k + l_k}{3} \times \gamma_h\right) \times a$$

Les différentes dimensions sont :

$r_k = 5{,}12\text{m}$; $r = 4{,}99\text{m}$; $r_b 4{,}86m$

$$f = r(1 - cos\varphi_0) = 2{,}495m$$

$$f_k = r_k(1 - cos\varphi_0) = 2{,}56m$$

$$f_b = r_b(1 - cos\varphi_0) = 2{,}43m$$

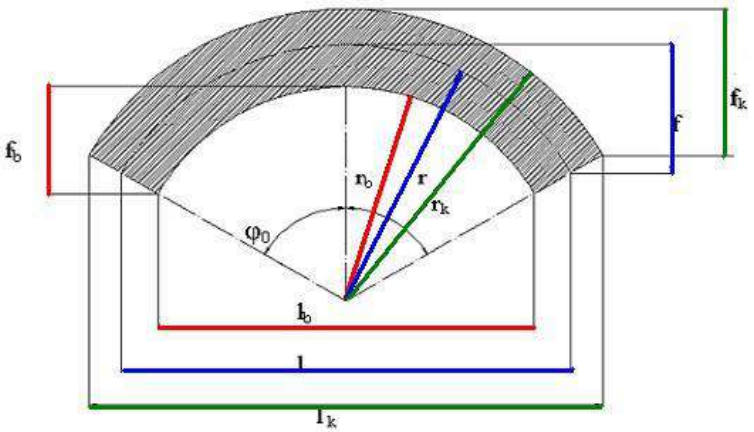


Figure VII.2.1: *Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.*

$$\Delta G = \left(\frac{2{,}56 + 8{,}86}{3} \times 20\right) = 151{,}21\ KN/m$$

Donc la charge verticale est égale :

$$P_v = \frac{8{,}86 + 3{,}25 + 151{,}21}{8{,}64} = 55{,}11\ KN/m$$

VII.2.2.2. La charge horizontale

La charge horizontale est calculée selon la formule de Coulomb-Rankine

$$e_0 = 450tg^2\left(\frac{3{,}14}{4} - \frac{20}{2}\right) - 2\times 20\times tg\left(\frac{3{,}14}{4} - \frac{20}{2}\right)$$

$e_{0\,=}\ 84{,}65KN/m^2$

$$e_1 = (H + f)\gamma_h K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$e_1 = (21{,}5 + 2{,}615)\times 20\times tg^2\left(\frac{3{,}14}{4} - \frac{20}{2}\right) - 2\times 20\times tg\left(\frac{3{,}14}{4} - \frac{20}{2}\right)$$

$\mathrm{e}_1 = 107{,}71Kn/m$

La charge horizontale est donc égale à :

$$\boldsymbol{P_h = e\frac{f_K}{f}a \Longrightarrow P_h = 207{,}54\times 1{,}02\times 1 = 98{,}7\ KN/m}$$

Réactions d'appuis

Selon le rapport f/l on choisit les coefficients α et β à partir du tableau V.1

$$\frac{f}{l} = \frac{2{,}495}{8{,}64} = 0{,}288 \Longrightarrow \begin{cases} a_m = 0{,}01010 \\ B_m = 0{,}01010 \end{cases} \begin{cases} a_h = 0{,}04415 \\ B_m = 0{,}1749 \end{cases}$$

Les réactions d'appuis seront calculées pour la charge verticale et la charge horizontale :

VII.2.2.3.1. Pour la charge verticale:

$M_v = \alpha_{\mathrm{m}}\, P_v\, \mathrm{l}^2$

$M_v = 0{,}01010 \times 55{,}11 \times 8{,}64^2 = 41{,}56KN.\ \mathrm{m}$

$M_v = a_h P_v l$

$M_v = 0{,}4415 \times 55{,}11 \times 8{,}64 = 210{,}25\ KN$

$$\boldsymbol{V_v = 55,11\frac{8,64}{2} = 238,118\ KN}$$

$$\boldsymbol{N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2}}$$

$$\boldsymbol{N_v = \sqrt{210,25^2 + 238,118^2}}$$

$$\boldsymbol{N_v = 317,65\ KN}$$

VIII.2.2.3.2. Pour la charge horizontale

$$M_h = a_m P_h l^2$$

$$M_h = -0{,}01010 \times 98{,}7 \times (8{,}64)^2 = -74{,}41\ KN.m$$

$$H_h = a_h P_h l$$

$$H_h = a_h P_h l = 212{,}303 \times (-0{,}1749) \times 9{,}058 = -149{,}15\ KN$$

$$V_h = 0$$

Comme il a été indiqué dans le chapitre IV, on rappelle que pour assurer la sécurité de l'ouvrage, il faut que les contraintes ne soient contrôlées qu'à la naissance. L'influence de la charge horizontale étant négligée.

En ayant les valeurs du moment M_v et de l'effort normal N_v, les contraintes du cintre peuvent être vérifiées à l'aide de la relation suivante :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e$$

On a comme données :

$$\text{HEB240} \Longrightarrow \begin{cases} A_{v=102cm^2} \\ W_{v=938cm^2} \end{cases}$$

Donc, on obtient :

$$\sigma_{naissance} = \frac{317{,}65}{102 \times 10^{-4}} + \frac{41{,}56}{938 \times 10^{-6}} = 75449{,}2\ kn/m^2$$

On remarque que la condition est vérifiée, alors on adoptera le profilé HEB240 pour toute la suite du calcul.

Les caractéristiques du profilé HEB240 :

$$\begin{cases} W_x = 939\ cm^3 \\ A_x = 102 cm^2 \\ I_x = 10890 cm^4 \\ E_s = 2.1 \times 10^6 MPa \end{cases}$$

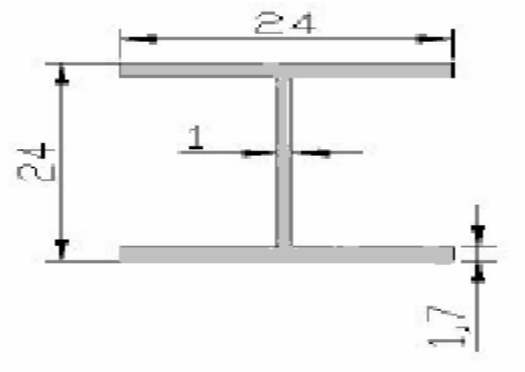


Figure VII.2.2: *Le profilé HEB240 (dimensions en mm).*

Les caractéristiques du béton projeté :

$v = 0.2$

$\sigma_b = 15\ MPa$

$f_{c28} = 25$ MPa

$e = 20\ cm$

$E_b = 3700 \times \sqrt[3]{f28} = 10818{,}86\ MPa$ (D'après le BAEL)

VII.2.3. Vérification du soutènement provisoire

La vérification du soutènement provisoire a été faite à l'aide du logiciel SAP 2000 version 11

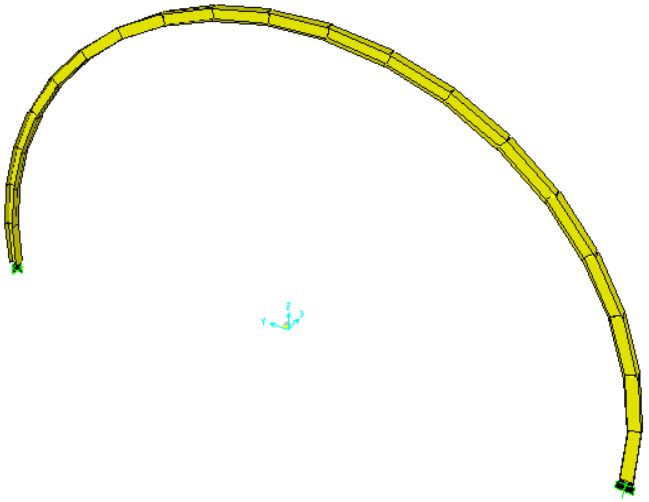


Figure VII.2.3 : *Modélisation en élément frame du soutènement provisoire*

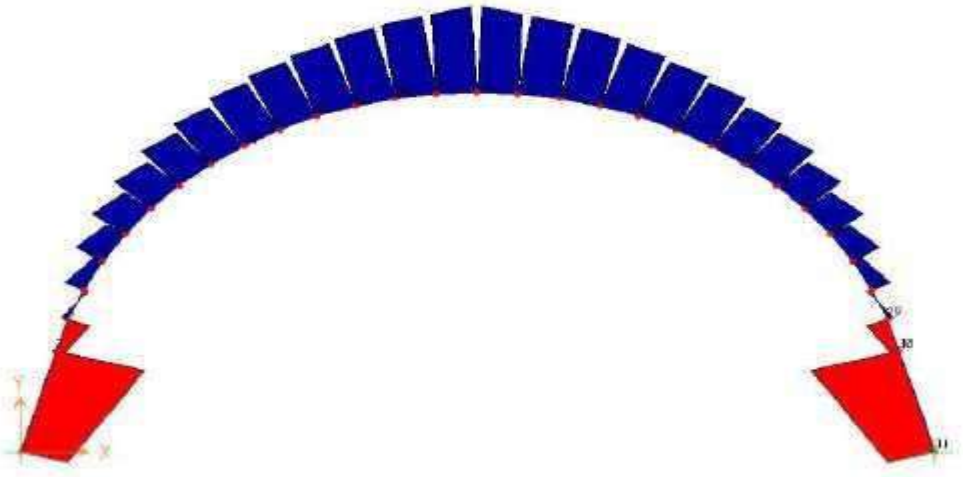


Figure VII.2.4: *Diagramme de l'effort normal*

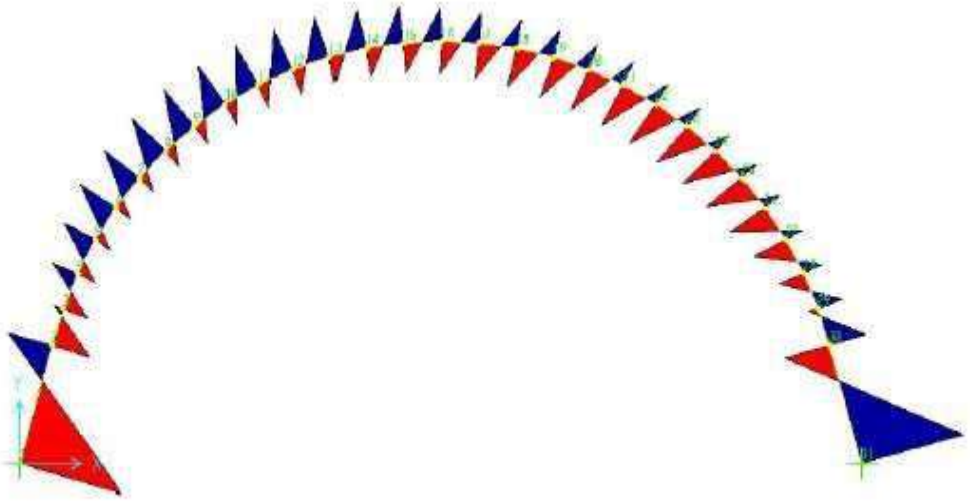


Figure VII.2.5: *Diagramme de l'effort tranchant*

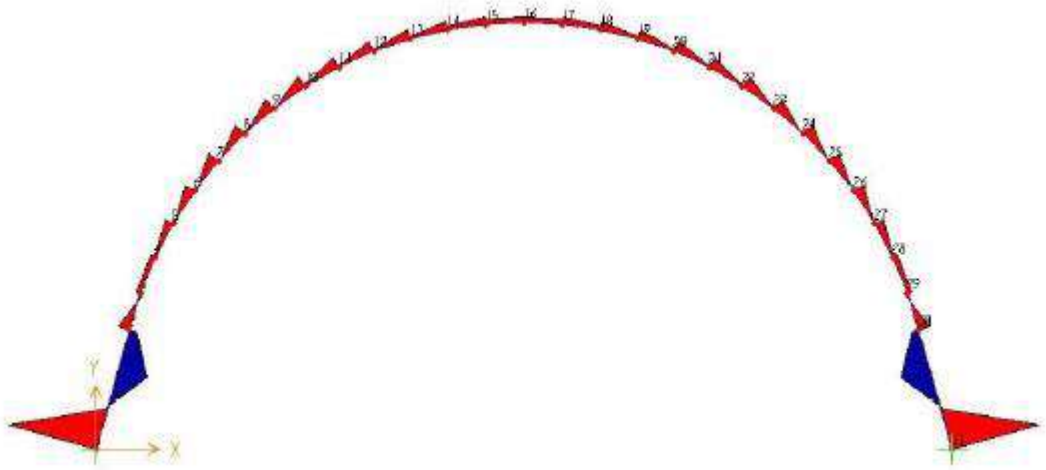


Figure VII.2.6: *Diagramme de moment fléchissant*

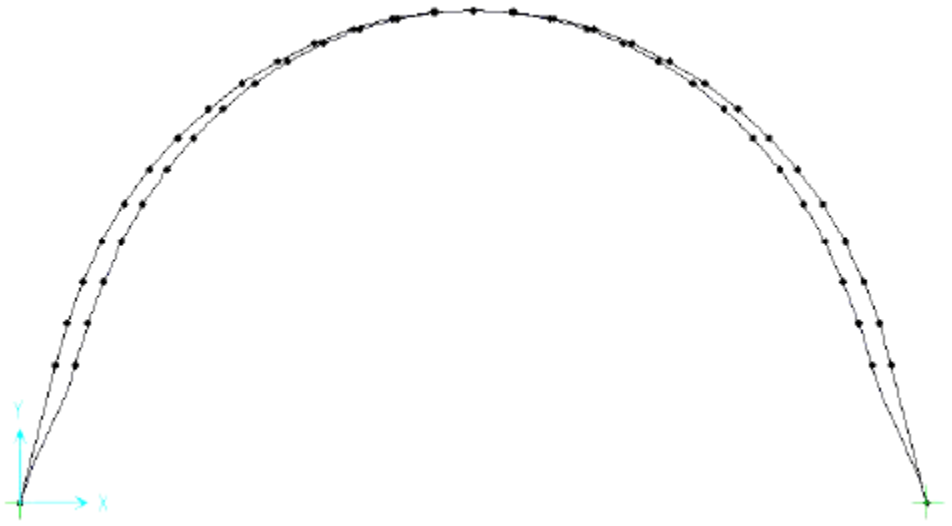


Figure VII.2.7: *Diagramme de la déformée*

NB : les diagrammes précédents, résultent de la combinaison des charges verticales et horizontales.

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

La voûte en béton projeté remplira l'espace entre les cintres. Pour le calcul, on admet une épaisseur e.

Rigidités des cintres métalliques Rigidité

à la compression :

$$\boldsymbol{E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a}}$$

$$E_s A'_s = \frac{102\times10^{-4}\times2.1\times10^{6}}{1} = 21{,}42\times10^{6}\ KN$$

Rigidité à la flexion :

$$E_s l'_s = \frac{E_s l_s}{a} \Longrightarrow E_s l'_s = 2.1\times10^{9}\times108.90\times10^{-6} = 22.869\times10^{4} KN$$

VIII.4.2. Rigidités de la voûte en béton projeté

A la compression :

$$\boldsymbol{E_b l'_b = \frac{E_b l_b}{a} = eE_b = \theta_n E_s A_s}$$

$$\theta_n = \frac{eE_b}{E_s l_s} = 0.01010$$

A la flexin :

$$\boldsymbol{E_b l'_b = \frac{E_b l_b}{a} = \theta_m E_s l_s}$$

$$E_b l'_b = \frac{E_b \frac{ae^3}{12}}{a} \Longrightarrow E_b l'_b = \frac{e^3 E_b}{E_s l'_s}$$

VIII.4.3. La vérification

VIII.4.3.1. Première cas

M = 95,65 KN. m *N = 410,76 kN*

Vérification du cintre :

$$\boldsymbol{M_s = \frac{3}{3+\theta_m} M = \frac{3}{3+0.0315}\times(95.65) \Longrightarrow M_s = 94.65 KN.m}$$

$$\boldsymbol{N_s = \frac{3}{3+\theta_n} N = \frac{3}{3+0.0315}\times(410) \Longrightarrow N_s = 406.49\ KN.m}$$

$$\boldsymbol{\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A_{HEB240}} \pm \frac{M_s}{W_{HEB240}}\right) < \sigma_e}$$

$\boldsymbol{\gamma_f}$: Coefficient de pondération (égal à $\frac{4}{3}$ selon CM66).

Dans les fibres comprimées:

$$\sigma_s = 1.33\left(\frac{426.40}{102\times10^{-4}} + \frac{107.55}{938\times10^{-6}}\right) = 156462.77KN/m^2 < \sigma_e = 240000KN/m^2$$

Dans les fibres tendues :

$$\sigma_s = 1.33\left(\frac{426.40}{102\times10^{-4}} - \frac{107.55}{938\times10^{-6}}\right) = -72854.92\ KN/m^2 < \sigma_e = 240000KN/m^2$$

Vérification du béton projeté :

La vérification sera faite à L'ELU et L'ELS. Tout d'abord, on va calculer l'inertie de la section équivalente béton-acier.

$$l_{equ} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

On a: $A_s = 6Ø8 = 3{,}02cm^2$(la section de treillis soudé $15\times15cm^2$, pour un espacement de 1m).

d : la distance entre l'axe neutre de treillis soudé et la fibre extrême de béton.

$$l_{equ} = \frac{1\times0.18^3}{12} + 15\times3.02\times10^{-4}\left(\frac{0.18}{2} - 0.16\right)^2 = 5.08\times10^{-4}m^4$$

$$A_{equ} = bh + 15A_s$$

$$A_{equ} = 1\times0.18 + 15\times3.02\times10^{-4} = 0.184\ m^2$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3+\theta_m}M = 95.65\times\frac{0.315}{3+0.0315} = 0.993\ KN.m$$

$$N_b = \frac{\theta_m}{3+\theta_m}N = 410.76\times\frac{0.101}{3+0.101} = 13.37\ KN.$$

On a: $f_{c28} = 25\ MPa$

γb: Coefficient de pondération (égal à 1.35).

Vérification à L'ELU :

Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_b = \gamma_b\left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}}\right) < f_{bu}$$

$$\sigma_b = 1.35\left(\frac{13.37}{1\times0.18}+\frac{0.993}{0.0054}\right) = 263.546\ KN/m^2 < f_{bu} = 14170\ KN/m^2$$

Dans les fibres tendues :

$$\boldsymbol{\sigma_b = \gamma_b\left(\frac{N_b}{A_{eq}}-\frac{M_b}{W_{eq}}\right) < \bar{\sigma}_s}$$

$$\boldsymbol{\sigma_b = \frac{f_e}{\gamma_s} = 208695.65\ KN/m^2}$$

$$\boldsymbol{\sigma_b = 1.35\left(\frac{13.37}{1\times0.18}-\frac{0.993}{0.0054}\right) = -147.975\ KN/m^2 < \bar{\sigma}_s = 208695.65 KN/m^2}$$

Vérification à L'ELS :

La fissuration est préjudiciable.

Fibre comprimée :

$$\boldsymbol{\sigma_b = \gamma_b\left(\frac{N_b}{A_{eq}}+\frac{M_b}{W_{eq}}\right) < \bar{\sigma}_{bc}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_b = 1.35\left(\frac{13.37}{1\times0.18}+\frac{0.993}{0.0054}\right) = -263.546\ KN/m^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 15000 KN/m^2}$$

Fibre tendue :

$$\boldsymbol{\sigma_b = \gamma_b\left(\frac{N_b}{A_{eq}}-\frac{M_b}{W_{eq}}\right) < \bar{\sigma}_s}$$

$$\boldsymbol{\bar{\sigma}_s = min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{nf_{c28}}\right) = 201.63 MPa \qquad (n = 1,6)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_b = 1.35\left(\frac{13.37}{1\times0.18}-\frac{0.993}{0.0054}\right) = 147.975\ KN/m^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 201.63 KN/m^2}$$

VII.2.4.3.2. Deuxième cas

N = —980KN , M = 7,15KN. m

Vérification du cintre :

$$\boldsymbol{M_s = \frac{3}{3+\theta_m}M = \frac{3}{3+0.0315}\times(7.15) \Rightarrow M_s = 7.075\ KN.m}$$

$$\boldsymbol{N_s = \frac{3}{3+\theta_m}N = \frac{3}{3+0.0315}\times(-980) \Rightarrow N_s = -969.816\ KN.m}$$

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A_{HEB240}} \pm \frac{M_s}{W_{HEB240}} \right) < \sigma_e$$

Dans les fibres comprimées:

$$\boldsymbol{\sigma_s = 1.33 \left(\frac{-969.816}{102 \times 10^{-4}} + \frac{7.075}{938 \times 10^{-6}} \right) = -106394,6 \ KN/m^2 \ < \sigma_e = 240000 KN/m^2}$$

Dans les fibres tendues :

$$\boldsymbol{\sigma_s = 1.33 \left(\frac{-969.816}{102 \times 10^{-4}} - \frac{7.075}{938 \times 10^{-6}} \right) = -223587 \ KN/m^2 \ < \sigma_e = 240000 KN/m^2}$$

Vérification du béton projeté :

La vérification sera faite à L'ELU et L'ELS, tout d'abord on va calculer l'inertie de la section équivalente béton-acier :

$$l_{equ} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

On a: $A_s = 6Ø8 = 3{,}02 cm^2$(la section de treillis soudé $15 \times 15 cm^2$, pour un espacement de 1m).

d : La distance entre l'axe neutre de treillis soudé et la fibre extrême de béton.

h: L'épaisseur de la section du béton projeté.

$$l_{equ} = \frac{1 \times 0.18^3}{12} + 15 \times 3{,}02 \times 10^{-4} \left(\frac{0.18}{2} - 0{,}16 \right)^2 = 5{,}08 \times 10^{-4} m^4$$

$$A_{equ} = bh + 15A_s$$

$$A_{equ} = 1 \times 0.18 + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} = 0{,}1845 m^2$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M = 7.15 \times \frac{0.315}{3 + 0.0315} = 0.743 \ KN.m$$

$$M_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N = -980 \times \frac{0.101}{3 + 0.101} = -31.91 \ KN$$

On a:

γb : Coefficient de pondération (égal à 1.35).

Vérification à L'ELU :

Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \boldsymbol{f_{bu}}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{-31.91}{1 \times 0.18} + \frac{0.743}{0.0054} \right) = -216.338\, KN/m^2 \; < f_{bu} \; = 14170\, KN/m^2$$

Dans les fibres tendues :

$$\boldsymbol{\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s}$$

$$\boldsymbol{\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 208695.65\, KN/m^2}$$

$$\boldsymbol{\sigma_b = 1.35 \left(\frac{-31.91}{1 \times 0.18} - \frac{0.743}{0.0054} \right) = -425.074\, KN/m^2 < \bar{\sigma}_s = 208695,65\, KN/m^2}$$

Vérification à L'ELS :

La fissuration est préjudiciable.

Fibre comprimée :

$$\boldsymbol{\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_{bc}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_b = 1.35 \left(\frac{-31.91}{1 \times 0.18} + \frac{0.743}{0.0054} \right) = -216.338\, KN/m^2 < \bar{\sigma}_{bc} \; = 15000\, KN/m^2}$$

Fibre tendue :

$$\boldsymbol{\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s}$$

$$\boldsymbol{\bar{\sigma}_s = min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{c28}} \right) = 201.63 MPa} \qquad \boldsymbol{(n = 1,6)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_b = 1.35 \left(\frac{-31.91}{1 \times 0.18} - \frac{0.743}{0.0054} \right) = -425.074\, KN/m^2 \; < \bar{\sigma}_{bc} = 201630\, KN/m^2}$$

VII.2.4.4. Vérification au cisaillement

Vérification de cisaillement des cintres :

$$\boldsymbol{\tau = \gamma_f \frac{T \times a \times S}{l \times} < \frac{\sigma_e}{1.54}}$$

$$T_s = \frac{3}{3+\theta_n} T = \frac{3}{3+0.101} 285.83 = 250.39\ KN$$

$$S = 612\ cm^3$$

$$\Longrightarrow \tau = \frac{4}{3}\left(\frac{250.39 \times 612 \times 10^{-6} \times 1}{11260 \times 10^{-8} \times 0.01}\right) = 181001.3 > \frac{\sigma_e}{1.54} = 155844.15\ KN/m^2$$

Le profilé n'est pas vérifié au cisaillement. Donc, on procède à l'ajout de deux platines de 2mm d'épaisseur au niveau de l'âme pour rigidifier la section de l'HEB 240.

$$I'_x = I_X + I_P$$

$$I_P = 0.0033\ m^4$$

$$\Longrightarrow \tau = \frac{4}{3}\left(\frac{250.39 \times 1012 \times 10^{-6} \times 1}{0.0033 \times 11260 \times 10^{-8} \times 0.05}\right) = 1526.70 > \frac{\sigma_e}{1.54} = 155844.15\ KN/m^2$$

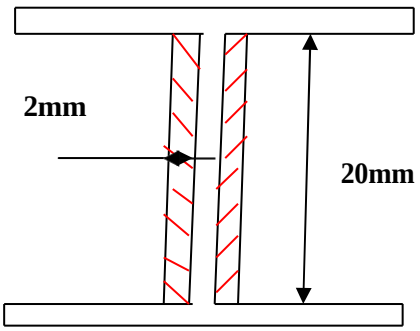


Figure VII.2.8 : *Disposition des deux platiers*

Vérification au cisaillement du béton projeté:

$$\boldsymbol{\tau = \frac{T_b^{max}}{a\ d} \leq \bar{\tau}_u}$$

$\boldsymbol{a}$: L'entre- axe des cintres.

d: La hauteur utile de la section.

Donc, on a :

$$\bar{\tau}_u = \min(0{,}15 f_{c28}; 4M|\ Pa) = 2.5\ MPa$$

$$T_b^{max} = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} T = \frac{3}{3+0.101} 285.83 = 8.43\ K$$

$$\tau = \frac{8.43}{1\times0.16} = 52.688 \leq 2500\ KN/m^2$$

VII.2.4.5. Vérification au cisaillement de l'assemblage

Afin de faciliter la mise en place des profilés, les cintres seront composés de plusieurs éléments assemblés entre eux. L'assemblage sera vérifié avec les sollicitations maximales obtenues dans le cintre.

Les boulons sont de type HR8.8Ø27

$A_r = 561mm^2$; section de la partie filetée.

$\sigma_{eb} = 640000kN/m^2$: limite d'élasticité des boulons.

$T_b < T_b = 1.1\varphi(N_0 - N_N)$

φ : coefficient de frottement pour une surface simplement brossée.
$N_0 = 0.8\sigma_{eb}A_r$: effort de précontrainte dans les boulons.

$$N_N = \frac{N_s}{n} = \frac{980.28}{8} = 122.535\ kN$$

L'effort de cisaillement dû à $\boldsymbol{T_b^{max}}$ exercé sur chaque boulon :

$$T_b = \frac{\boldsymbol{T_b^{max}}}{n} = \frac{258.83}{8} = 32.35\ kN$$

$32{,}35\,\text{kN} < 1.1\times0.3\times(287.23 - 122.535) = 54.35kN \longrightarrow$ **la condition est vérifiée.**

Chapitre VII. 3

VERIFICATION DE LA STABILITÉ DE SOUTENEMENT

VII.3.1. Application de la méthode convergence-confinement pour notre projet

Le tableau suivant donne toutes les données nécessaires pour l'application de la méthode convergence-confinement

Coefficient de poisson v	0.3
Cohésion C	20
Module de déformation E	40 MPa
Angle du frottement φ	20 °
Rayon de l'excavation R	5,40 m
Section de cintre A_s	$102 \times 10^{-4} m^2$
Résistance de l'acier σ_s	240000 KN/m^2
Module d'élasticité de l'acier E_s	$2{,}1 \times 10^6$ MPa
Module de Young (béton projeté) E_b	10818,865 MPa
Coefficient de poisson (pour le béton projeté) v	0,2
Epaisseur de béton e	0,2 m

Tableau VII.3.1 : *Les données de calcul*

VII.3.1.1. Courbe caractéristique du terrain

Charges verticales : selon la méthode de la théorie des poids des terres on va calculer la charge σ_0.

D'après le chapitre IV la charge σ_0 est égale à 325 KN/m^2.

R_c de 0.5 à 6 MPa pour un sol de classe R5a, selon la calcification de l'AFTES (annexe B)

On a bien $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$ alors le comportement est élastique et le creusement n'entraine pas de déformations plastiques.

La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse :

$$U_0 = \frac{1+v}{E} \times \sigma_0 R$$

$$U_0 = \frac{1+0.3}{40} \times 0.325 \times 5.4 = 0.057\ m$$

On remarque que la convergence est très importante, alors il faut disposer le soutènement le plus rapidement possible.

VII.3.1.2. Courbe caractéristique du soutènement

Convergence acquise 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 :

$$U_{s\,0} > 0.265\ U_0$$

$$U_{s\,0} > 0.265 \times 0.057 = 0.015m$$

On prend : $U_{s\,0} = 0.020\ m$

Raideur du cintre :

$$\boldsymbol{k_c = \frac{E_s A_s}{a \times R}}$$

$$k_c = \frac{2.1 \times 10^6 \times 102 \times 10^{-4}}{1 \times 5.4} = 396.66\ MPa$$

Pression maximale de soutènement (cintre) :

$$\boldsymbol{P_c^{max} = \frac{\sigma_s A_s}{a \times R}}$$

$$P_c^{max} = \frac{240 \times 102 \times 10^{-4}}{1 \times 5.4} = 0.457\ MPa$$

$$U_c = \frac{P_c^{max} \times R}{k_c} = \frac{0.457 \times 5.4}{3966.66} = 0.00062\ m$$

Raideur du béton projeté :

$$k_b = \frac{E_b\, e}{(1-\sigma^2)R}$$

$$k_b = \frac{10818.865 \times 0.2}{0.96 \times 5.4} = 416.39\ MPa$$

Pression maximale de soutènement (béton projeté) :

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_s e}{R}$$

$$P_b^{max} = \frac{15 \times 0.2}{416.39} = 0.0072 MPa$$

$$U_b = \frac{P_b^{max} \times R}{k_b} = \frac{0.0072 \times 5.4}{416.39} = 9.33 \times 10^{-5}\ m$$

La convergence acquise par la paroi au moment du soutènement:

$$U_{s0} = 10\%\ U_0$$

$$U_{s0} = 0.0057\ m$$

Pour une mise en place à proximité du front de taille :

$$U_{s0} = 10\%\ U_0$$

VII.3.1.3. Vérification du soutènement

$$P = \sigma_v < P_b^{max} + P_c^{max}$$

$0.325 < 0.0072 + 0.457 = 0.4$ vérifié

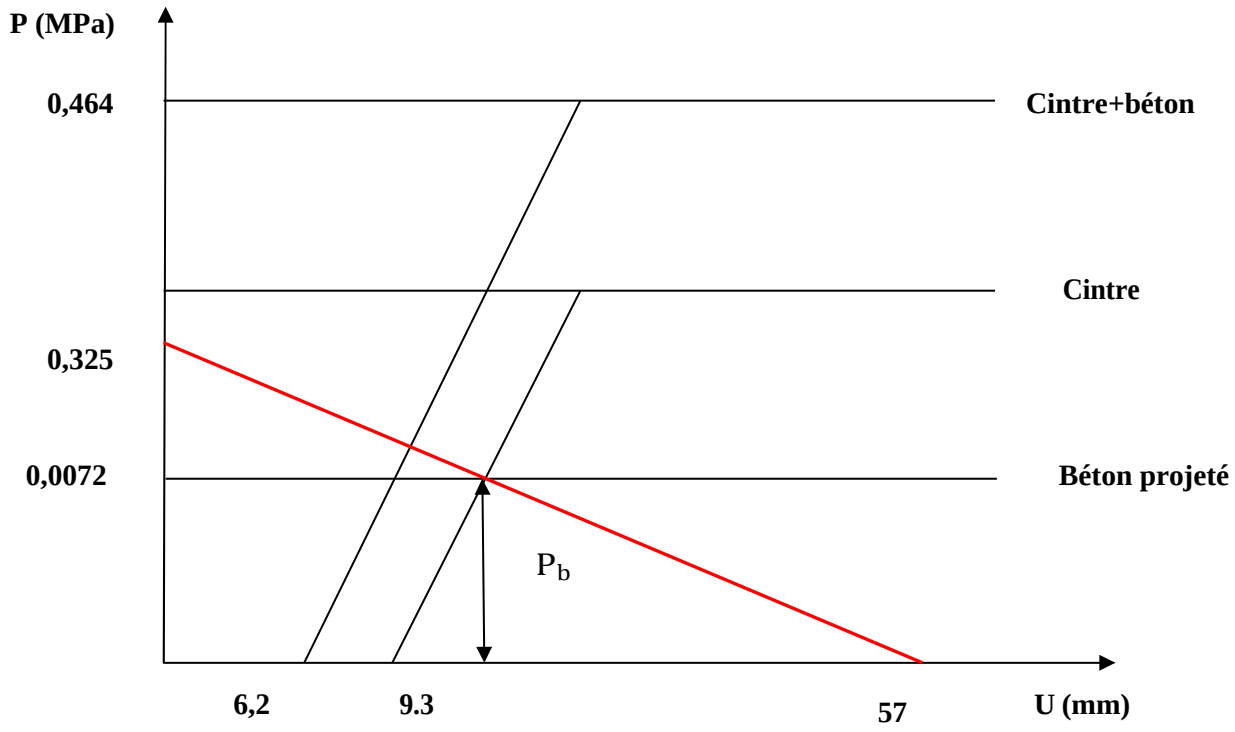


Figure VII.3.1 : *Courbe caractéristique du terrain d'après la méthode de convergence-confinement*

Chapitre VII. 4

REVETEMENT DEFINITIF

VII.4.1. Introduction

Le creusement d'un tunnel engendre une perturbation de 1'état d'équilibre initial du terrain encaissant, entraînant des mouvements de masse de celui-ci vers l'excavation afin d'assurer la stabilité des parois à long terme (stopper la convergence, créer un état d'équilibre avec le terrain), un revêtement définitif en béton armé est exécuté après le creusement de la demi section inférieure.

Dans le cas de notre tunnel, le revêtement définitif sera constitué de plots de 12,5 m de longueur, pour des raisons de disposition parasismique, est coulé en deux phases principales.

- Le radier légèrement contre voûté, afin de contrecarrer la pression agissant à son niveau.
- En suite la section est vérifiée en une seule fois a l'aide d'un coffrage métallique.

VII.4.2. Etude statique

VII.4.2.1. La pression verticale agissant sur le tunnel

Selon TERZAGHI :

$$\sigma_v = 205{,}45 \text{ KN/m}^2$$

VII.4.2.2. Les pressions horizontales agissant sur le tunnel

Selon COULOUMB-RANKINE :

Au niveau de la calotte $\sigma_{h1} = 86{,}28 \text{ KN/m}^2$

Au niveau des pieds droits $\sigma_{h2} = 106{,}59 \text{ KN/m}^2$

NB : les charges ont été définies précédemment.

VII.4.2.3. Les pressions actives agissant au niveau de radier

Par l'application de la méthode de TSIMBARIEVITH, on va calculer les pressions agissant au niveau du radier.

La poussée des terres :

$$p = \sum_{i=1}^{5} h_i \gamma_i + q$$

$$p = 325 KN/m^2$$

Coefficient de poussée :

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

$$k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) = 0.42$$

Coefficient de butée :

$$k_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right)$$

$$k_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) = 2.37$$

On détermine Z pour $e_a = e_p$ par :

$$z = \frac{Pk_a - 2C\left(\sqrt{k_p} - \sqrt{k_a}\right)}{\gamma\left(k_p - k_a\right)}$$

$$z = \frac{325\times0.42 - 2\times40\left(\sqrt{2.37} - \sqrt{0.42}\right)}{20\times(2.37 - 0.42)}$$

$$z = 1.65\, m$$

La résultante des efforts agissant à la direction de l'excavation est :

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2}(Z + 2H)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2}\gamma Z^2 tg^2$$

$$E = \frac{20\times1.65}{2}(1.65 + 2\times16.5)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) - \frac{1}{2}\times20\times1.65^2 tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right)$$

$$E = 175.6\, KN/m^2$$

$$T_0 = \frac{2E}{cos\varphi} sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$T_0 = 114.25\, KN/m^2$$

$$Y = \frac{Z}{tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$Y = 3.92m$$

La contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

$$\sigma = \frac{114.25}{3.92} = 29.14\ KN/m^2$$

Vérification de non soulèvement:

$$\frac{T_0}{Y} \leq \left[\frac{4C}{(1-sin\varphi)}\right](2+sin\varphi)cos\varphi$$

$$29.14 < 120$$

On constate que la condition de non soulèvement est **vérifiée.**

Récapitulatif :

Les pressions agissant sur le revêtement définitif (KN/m^2)		
La pression verticale : 205,45		Les pressions actives agissant au niveau de radier : 29,14
Les pressions horizontales	σ_{h1} = 86,28	
	σ_{h2} = 106,59	

Tableau VII.4.1 : *Les pressions agissant sur le revêtement définitif cas statique*

VII.4.3. Etude sismique

Le calcul sismique dont fera objet notre étude concernera essentiellement les sollicitations de type sismique. En dépit du bon comportement des ouvrages souterrains face aux séismes, un calcul dynamique dans le cadre de notre projet s'impose afin de palier à tout risque d'instabilité lors d'un séisme.

VII.4.3.1. Première méthode

VII.4.3.1.1. Séisme horizontal : *(SI_H)*

Pour ce qui concerne la sismicité horizontale, le revêtement est supposé encaisser une déformation imposée par le terrain soit $Eh_0 = 12\ cm$ en surface.

A une profondeur $Z, Eh(Z) = 12 + 0.07\frac{Z}{50}$

Le Eh maximal entre deux points à des profondeurs Z_1 et Z_2 est :

- Si les deux points sont dans le gneiss : $\Delta Eh = 2Eh_0\left(\frac{Z_1+Z_2}{2}\right)\left(\frac{Z_1-Z_2}{100}\right)$

- Si les deux points sont dans l'argile ou le remblai :

$$\Delta Eh = 2Eh_0\left(\frac{Z_1+Z_2}{2}\right)\left(\frac{Z_1-Z_2}{50}\right)$$

On vérifiera alors que la structure est capable de résister à un déplacement imposé par le terrain entre le milieu du radier et le milieu de la clé de voûte.

VII.4.3.1.2. Séisme verticale : (Sl_v)

Pour le séisme vertical on admettra une majoration de 20% des charges verticales.

VII.4.3.2. Deuxième méthode

VII.4.3.2.1. Formule de NEW MARK

$$\boldsymbol{Séisme} = \begin{cases}\text{Statique} + 0.4Sl_v + Sl_H \\ \text{Statique} + 0.4Sl_H + Sl_v\end{cases}$$

VII.4.3.2.2. Majoration de l'effort normal

$$\text{Séisme} = \text{Statique} \pm 0.2\ \text{Statique} + 0.2 \times 0.4\text{Statique}$$

$$\boldsymbol{Séisme} = \begin{cases}1.28\ \text{Statique} \\ 0.88\ \text{Statique}\end{cases}$$

On peut résumer la vérification au séisme comme suit :

- Faire le calcul statique.
- Majorer les efforts statiques verticaux de 20% pour déterminer le séisme vertical.
- Le séisme horizontal est de 0.4 le séisme vertical et on vérifiera le déplacement ΔEh d'après la formule de NEWMARK.
- Refaire le même calcul avec 20% des efforts horizontaux et SV =0.4SH
- Faire les combinaisons d'après les formules de NEW MARK.

<table>
<tr><td colspan="3">Les pressions agissant sur le revêtement définitif (KN/m²)</td></tr>
<tr><td colspan="2">La pression verticale : 246,54</td><td rowspan="3">Les pressions actives agissant au niveau de radier : 34.96</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Les pressions horizontales</td><td>σ_{h1}= 103,53</td></tr>
<tr><td>σ_{h2} = 127,90</td></tr>
</table>

Tableau VII.4.2 : *Les pressions agissant sur le revêtement définitif cas dynamique*

Détermination des sollicitations avec SAP 2000

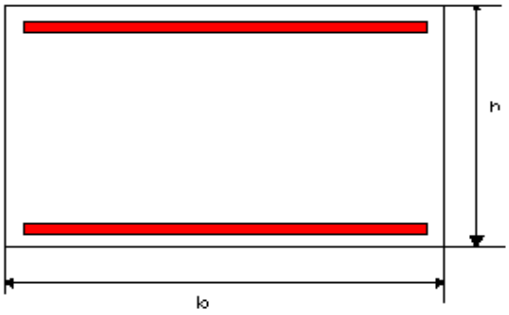


Figure VII.4.1 : *Section type utilisée*

NB : b=100cm, ancrage de 5cm

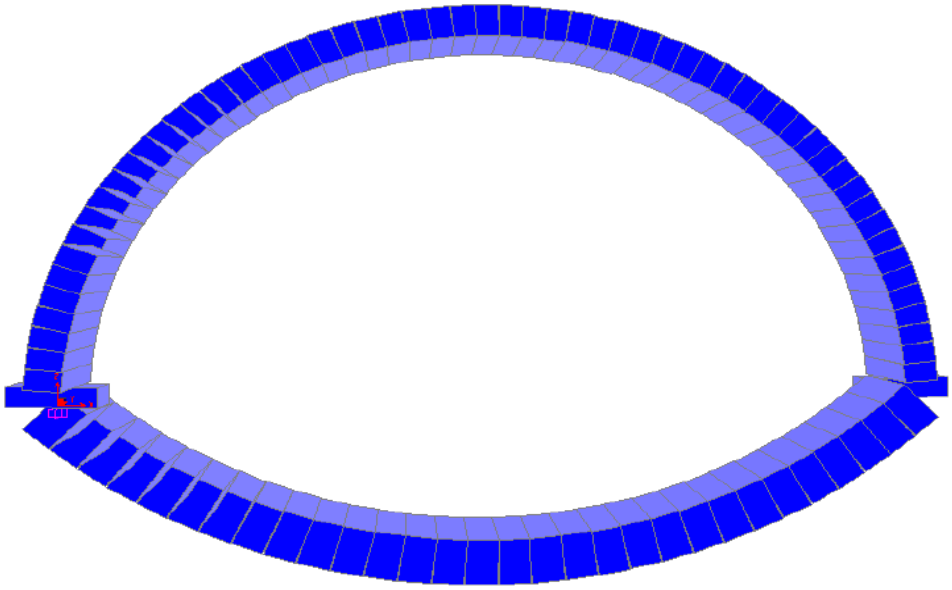


Figure VII.4.2 : *Modélisation de revêtement définitif en élément FRAME*

Les efforts interne exercé sur l'ouvrage se représenter dans les tableaux suivant :

Elément		Moment fléchissant KN.m	Effort normal KN	Effort tranchant KN
Voute	Max	0066.22	0846.98	0453.78
	Min	0010.25	2281.16	0079.77
Pied droit	Max	0004.14	2288.97	0038.99
	Min	0001.29	2367.70	0022.16
Radier	Max	0328.16	2779.75	1512.90
	Min	0298.11	3009.56	1024.90

Tableau X.3 : *Efforts internes dans le revêtement définitif cas statique*

Elément		Moment fléchissant KN.m	Effort normal KN	Effort tranchant KN
Voute	Max	0089.40	1143.42	0612.60
	Min	0013.84	2959.55	0107.69
Pied droit	Max	0005.59	3079.56	0052.64
	Min	0002.28	3196.40	0029.92
Radier	Max	0443.02	3752.67	2042.40
	Min	0402.45	4092.62	1383.60

Tableau VII.4.4 : *Efforts internes dans le revêtement définitif cas dynamique*

VII.4.5. Ferraillage du revêtement

Le ferraillage donné pour 1 m de revêtement, les résultats ont été obtenus d'après les règles du BAEL.

VII.4.5.1. Ferraillage longitudinal

Elément		ELU		ELS		Section
		M_{max}	N_{max}	M_{max}	N_{max}	
Voute	Sup	5.3	6.6	5.3	5.6	5T14
	Inf	5.3	6.1	5.3	5.3	5T14
Pied droit	Sup	5.3	5.3	5.3	5.3	5T14
	Inf	5.3	5.3	5.3	5.3	5T14
Radier	Sup	7.6	8.3	7.6	8.3	5T16+2T20
	Inf	7.6	8.3	7.6	8.3	5T16+2T20

Tableau VII.4.5 : *Ferraillage longitudinal dans le cas statique*

NB : M_{max} en MN.m ; N_{max} en MN.

Elément		Moment fléchissant KN.m		Effort normal KN		Section
		M_{max}	N_{max}	M_{max}	N_{max}	
Voute	Sup	6.2	8	6.6	7.1	5T16+2T14
	Inf	6.2	8	6.6	7.1	5T16+2T12
Pied droit	Sup	6.3	7.2	7	7	5T16
	Inf	6.5	7.2	6.7	7.1	5T16
Radier	Sup	10	11	9.6	9	5T16+2T25
	Inf	10	11	9.6	9	5T16+2T25

Tableau VII.4.6 : *Ferraillage longitudinal dans le cas dynamique*

NB : On remarque que le ferraillage obtenu dans le cas dynamique plus important, il sera retenu pour le ferraillage du revêtement définitif.

VII.4.5.2. Ferraillage transversal

La fissuration étant préjudiciable, d'après le BAEL on à

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq min\left(0.15\ \frac{f_{cf}}{\gamma b}\ ; 4MPa\right) \quad Pour\ les\ armateurs\ \text{à}\ 90^0$$

$$min\left(0.15\ \frac{f_{cf}}{\gamma b}\ ; 4MPa\right) = 2.5\ MPa \qquad Pour\ le\ cas\ statique$$

$$min\left(0.15\ \frac{f_{cf}}{\gamma b}\ ; 4MPa\right) = 3.3\ MPa \qquad Pour\ le\ cas\ dynamique$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj} K \qquad o\text{ù} \qquad K = 1 - 10^{\frac{\sigma}{f_{cj}}}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1\ MPa$$

$$S_{tmax} = min(0.9d\ ; 40cm)$$

On prend :

$$S_t = 20cm$$

$$A_t = \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9\frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 S_t$$

Les résultats représentés dans le tableau suivant :

Elément du revêtement	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	τ_0 (MPa)	S_t(cm)
Voûte	0001	3.260	0.080	0020
Pieds droits	0.200	3.260	0.096	0020
Radier	2.500	3.260	0.540	0020

On adoptera comme ferraillage transversal des cadres T8 espacées entre elles de 20cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 5.75\ cm^2 = 4T14/ml$$

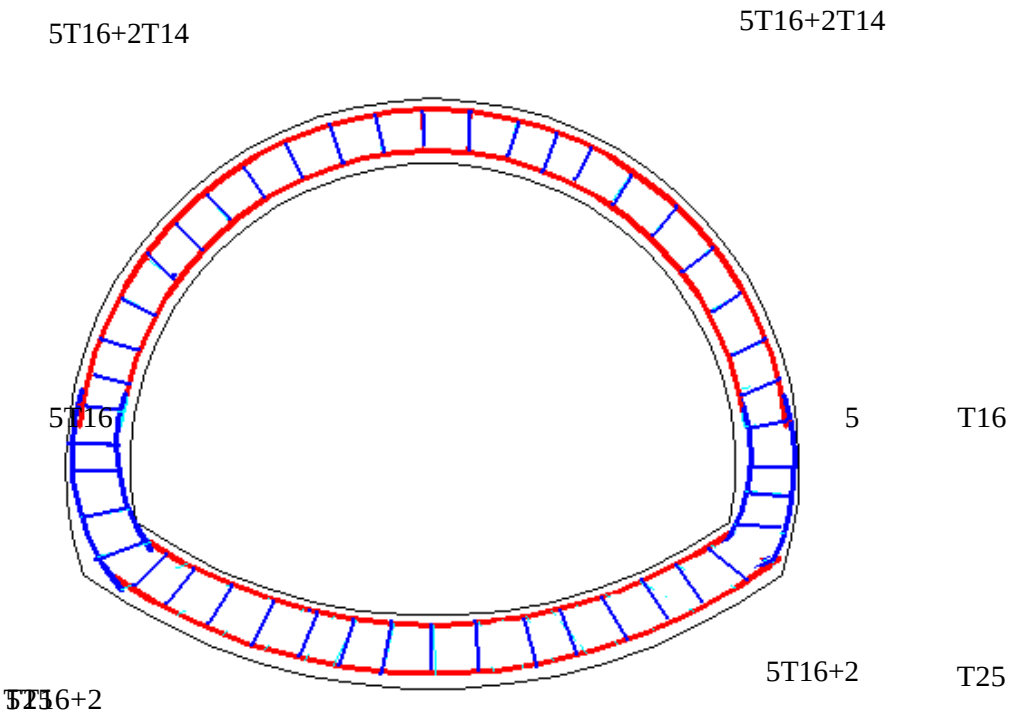


Figure VII.4.3 : *Disposition des armatures dans le revêtement définitif*

CONCLUSION GENERALE

Durant l'élaboration de ce modeste travail, il m'a été permis de connaître les différentes étapes de réalisation d'un tunnel ainsi que les différents problèmes que l'on peut rencontrer.

L'étude de ce projet nous a permis aussi de :

- ✓ Connaître les différentes méthodes de creusement et de soutènement.
- ✓ Saisir l'importance des études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques dans le choix de la méthode d'excavation, du soutènement ainsi que dans le choix du tracé du tunnel.
- ✓ Prendre connaissance des différentes méthodes de détermination des charges agissant sur le tunnel,
- ✓ Maîtriser l'utilisation du SAP 2000 dans sa dernière version pour la modélisation du soutènement et du revêtement définitif d'une part, et de déterminer les efforts internes d'autre part. Les efforts obtenus ont servis à la vérification du soutènement et du ferraillage du revêtement définitif.

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

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

[1] S.BELKACEMI note de cours « Mécanique Des Sols » ENP.ALGER 2007.

[2] R.BOUTEMEUR note de cours « Béton Armé & Béton Précontraint » ENP. Alger.2007.

[3] HAMOUTENNE note de cours « Charpente Métallique » ENP.ALGER 2007.

[4] C.CHERCHALI note de cours «TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome I ».OPU(1993).

[5] C.CHERCHALI note de cours «TUNNEL Calcul Revêtement Définitif Tome II ».OPU(1993).

[6] C.CHERCHALI note de cours «TUNNEL Calcul D'une Station De Métro » Tome III ».OPU(1993).

[7] A. BOUVERD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE « ouvrages souterrains Conception-Réalisation-Entretien ».

[8] KAROLOY. SZECHY « Traite de construction Des Tunnels ».1970.

[9] METRO D'ALGER

Cahier d'éléments géotechniques et géologiques. Documents N=° L1BGCGA1NT2.

Sites internet:

[10] http:// www.solem.ch / tunnel / didacticiel / dimensionnement / analytiques /convergence-confinement / intro.htm

[11] http:// www.aftes.asso.fr , le site de l'AFTES (incontournable).

Logiciel :

- **SAP2000** Integrated Finite Element Analysis And Desing Of Structures Computers And, And Structures, Inc Berkeley, California, USA Version 11.

Annexes

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).

Aléseur : Machine à appui radial réalisant la section définitive par alésages successifs à partir d'un avant-trou axial.

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.

Bouchon : En galerie ou en puits les mines disposent d'un plan unique de dégagement, constitué par le front d'abattage. Le bouchon est le plus petit ensemble de mines susceptible d'engendrer une seconde surface de dégagement en créant une cavité de forme donnée dont la profondeur atteigne la longueur choisie pour l'abattage. Le bouchon peut être creusé manuellement, mécaniquement ou à l'explosif.

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 exercée 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.

Bulle d'air : Dans les boucliers à pression de boue, système de régulation par pression d'air comprimé de la pression de boue au front de taille.et le transport des déblais.

Cake : Fine membrane d'imprégnation de boue se formant sur la surface du front de taille et assurant sa stabilité.

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.

Confinement (contrainte de) : 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.

Confinement (pression de) : 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 marinage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.

Cuvette de tassement : Dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel.

Décompression (zone décomprimée) : 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).

Direction (creusement en) : Cas où l'axe du tunnel est sensiblement parallèle aux couches successives ou aux principales discontinuités.

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

En profil (ou sous profil) : Volume de terrain situé, après excavation, à l'intérieur du contour prévu. Peut également s'appliquer au volume de revêtement qui serait à l'intérieur du contour prévu pour l'intrados.

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 marinage. Peut désigner le résultat c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.

Extrusion : Déplacement axial vers la cavité du noyau de terrain non encore excavé situé en avant du front de taille.

Foration : 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.

Hors-profils : Volume excavé à l'extérieur d'un contour prévu.

Injection de bourrage : Injection de remplissage du vide annulaire laissé à l'arrière du tunnelier, à l'échappement du joint de queue, dans le cas d'un tunnel revêtu par voussoirs.

Jumbo : Matériel utilisé pour la perforation des trous de mines. Le jumbo, quand il est assisté par ordinateur, assure l'implantation, le guidage et la perforation automatique de la volée.

Jupe : Partie cylindrique arrière d'un bouclier, servant de protection et pouvant n'intéresser qu'une partie de la section. Le revêtement par voussoirs est généralement mis en place à l'abri de celle-ci.

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".

Outil : Outil de creusement monté sur la roue de coupe et servant à la désagrégation du terrain (de type molette, pic, dent, couteau).

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.

Plein cintre : Profil voûté dont la fibre moyenne de la voûte est un cercle.

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

Prédécoupage : Réalisation d'une saignée ou d'une ligne de découpe le long du contour de l'excavation avant l'abattage de celle-ci ; elle peut être réalisée :

- soit à l'explosif (prédécoupage à l'explosif) ;

- soit par havage mécanique (prédécoupage mécanique), notamment en vue de réaliser une prévoûte par remplissage de béton dans la saignée.

Pré-soutènement : Soutènement mis en place à la périphérie de la section à excaver, en avant du front de taille (par exemple : prévoûte; voûte-parapluie).

Prévoûte : 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.

Profils types : Coupes types d'un ouvrage souterrain linéaire qui s'appliquent à des tronçons où les caractéristiques du terrain sont sensiblement uniformes. Les profils types fixent les caractéristiques géométriques de l'excavation et de son revêtement ainsi que les dispositions de principe du soutènement.

Purge : Elimination des blocs instables de la paroi de l'excavation.

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.

Rein : Partie de la voûte comprise entre la calotte et les naissances.

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 œuvre 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.

Vide annulaire : Vide situé entre l'extrados de l'anneau de revêtement et le terrain à la sortie de la jupe.

Vis d'extraction : Vis sans fin assurant l'extraction des déblais de la chambre d'un tunnelier ainsi que le maintien de la pression dans celle-ci en mode fermé.

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 : Eléments 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 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.

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.

Le choix du soutènement des ouvrages souterrains est conditionné par les critères relatifs aux terrains encaissants (résistance de la roche, conditions hydrologiques...) et par les critères relatifs à l'ouvrage et son mode d'exécution (dimension de la cavité, le procédé de creusement ...).

Ces classifications ont pour but de choisir le type de soutènement approprié à l'ouvrage. Pour classer le rocher, il faut définir un certain nombre de paramètres quantifiables qui puissent recouvrir toutes les qualités du massif.

Nous citerons les méthodes les plus importantes et les plus utilisées. Nous signalons toutefois que ces méthodes sont empiriques et reposent sur l'expérience acquise.

C.1. Méthode de TERZAGHI-PROCTOR :

La méthode la plus utilisée fut longtemps la méthode de K.TERZAGHI (1946) qui classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observations qualitatives.

La hauteur de terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale

$$H = k \times (b+m)$$

Avec :

H : Profondeur de l'ouvrage.

h : Hauteur de la zone décomprimée.

b : Largeur de la galerie.

m : Hauteur de la galerie.

k : Coefficient dépendant de la nature du terrain (variant de 1 à1.5).

φ: Angle de frottement interne du sol.

Classes	Nature de la roche	Charge h	Remarques
I	Dure et intact.	0 à 0.25 b	Quelques ancrages Dans le cas de chutes de pierres.
II	Dure et stratifiée.	0 à 0.5 b	Soutènement léger.
III	Massive avec quelques joints.	0 à 0.25 b	Variation brutale de la charge d'un point à un autre.
IV	Modérément ébouleuse.	0.25 à 0.35 (b + m)	Pas de pression latérale.
V	Très ébouleuse.	0.35 à 1.10 (b + m)	Peu ou pas de pression latérale.
VI	Complètement broyée mais chimiquement	1.10 (b + m)	Pression latérale considérable.
VII	Roche fluante à profondeur modérée.	1.10 à 2.10 (b+m)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés.
VIII	Roche fluante à grande profondeur.	2.10 à 4.50 (b + m)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés.
IX	Roche gonflante	Indépendant de b et m Jusqu'à une profondeur de 0.75 m	Cintres circulaires. Dans les cas extrêmes, utiliser des cintres coulissants.

Tableau C.1. *Hauteur du terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel (D'après M. PROCTOR et K.TERZAGUI).*

NB : Cette classification suppose que la clé de voûte est en dessous du niveau hydrostatique. Si elle était située au-dessus, les valeurs données pour la classe IV et VI devront être Réduites de 50 %.

C.2. Méthode de D.DEER

Cette méthode se base sur le Rock Quality Désignation pour designer la qualité de la roche et classer le massif.

Le RQD est déterminé à partir d'observations faites sur les échantillons prélevés lors des sondages carottés. Il est égal au pourcentage de la somme des longueurs de morceaux supérieurs à 10 cm, sur la longueur de la passe de carottage.

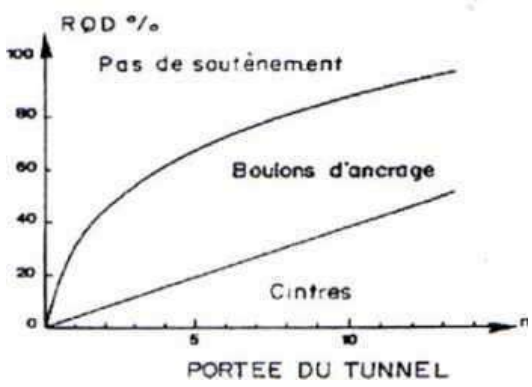
$$RQD = 100 \times \frac{\text{Longueur totale des morceaux supérieurs à l0 cm}}{\text{Longueur de lapa}}$$

NB : Généralement pour plus de précision, le RQD est calculé pour chaque mètres de carottage (la longueur de la passe est alors égale à 1 mètres) et il convient d'utiliser un carottier de 0 > 50 mm.

RQD%	Désignation qualité de la roche
0-25	Très médiocre
25-50	Médiocre
50-75	Moyenne
75-90	Bonne
90-100	Excellente

Tableau C.2. *Classification des massifs rocheux en fonction du RQD (D'après D.DEER).*

NB: Un autre chercheur en l'occurrence AMERRIT, a proposé un diagramme permettant de déterminer le type de soutènement en fonction du RQD et de la portée de l'ouvrage.



Type de soutènement en fonction du RQD et de la portée du tunnel (D'après A. MERRITT)

Méthode de BIENIAWSKI

IENIAWSKI(1973,1983) utilise cinq paramètres pour classer les roches:

- La résistance à la compression simple ou essai FRANKLIN(pour les roches dures).
- Le RQD pour caractériser la qualité du rocher.

- L'espacement des joints. Le terme joint comprend tous les types de discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases).
- La nature des joints.
- Les venues d'eau.

Paramètres			COEFFICIENTS						
1	Résistance de la Roche	Indice F R AN KL I N MPa	>8	4-8	2-4	1-2	Indice de FRANKLIN inutilisable		
		Résistance à la compression MPa	>200	100-200	50-25 100	-50	10 à 25	3 à 10	1 à 3
	NOTE		15	12	7	4	2	1	0
2	RDQ%		90-100	75-90	50-70	25-50	<25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		>3	1-3	0.3-1	0.05-0.3	<0.05		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérée	Surfaces légèrement rugueuses épaisseur <1m Epontes non altérée	Surfaces légèrement rugueuses épaisseur <1m Epontes altérées	Surfaces lustrées remplissage <5m	Surfaces mou remplissage >5m		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau		<25l /m n	25-125l/mn	>25l/mn		
		Pression d'eau contrainte	0		0-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle	Pression d'eau modérée	Problème sérieux de venue d'eau		
	Note		10		7	4	0		

Tableau C.3 :

Cette appréciation générale de la qualité du massif doit ensuite être ajustée, pour tenir compte de la fracturation (Tableau C.4)

	Direction perpendiculaire à l'axe du Tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Autre
	Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse				
Orientation	Pendage 45-90°	Pendage 20-90^0	Pendage 45-90^0	Pendage 450	Pendage 45-900	Pendage 20-45^0	Pendage 0-200
des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très favorable	Moyen	Défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12	-5	-10

Tableau C.4

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux et ajustement on utilise 'le Tableau C-5 Pour connaître :

- La classe du rocher
- La durée de son auto stabilité sans soutènement

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	<2,0
Classe du Rocher et Description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de Tenue Moyenne	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	10 min pour 0.5 m de portée

Tableau C.5

C.4. Méthode de M. PROTODIACONOV

Cette méthode développée lors de la construction du métro soviétique, peut être employée dans des domaines plus spécifiques.

Selon cette théorie, le terrain décomprimé au-dessus de l'excavation est de forme parabolique sa hauteur Hp vaut : $Hp = b / 2f$

Où: b étant la longueur de la base de la parabole, il est donné par :

$b = B + 2Hth\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ Où: $f = tg\,\varphi$ est un coefficient de résistance de la roche développée par PROTODIACONOV, il est donné par le tableau suivant :

Méthode de M. PROTODIACONOV

Nature de la roche	Description	Masse volumique (t/m3)	Coefficient de résistance f
Résistance extrêmement élevée	Basaltes, quartzites, granites les plus durs	2.8-3.0	20
Résistance élevée	Roches granitiques Grès et calcaires de très bonne tenue	2.6-2.7	10
Roche de bonne Tenue	Calcaires légèrement fracturés Grès de bonne tenue	2.5	8
Roche assez résistante	Grès ordinaire	2.4	6
Résistance moyenne	Schistes divers- Marnes compacte	2.4-2.6	3
Roche meuble	Argiles compactes alluvions cohérentes Sols argileux	2.0-2.2	1

Tableau C.6 : *Coefficient de résistance f des roches*

(D'après M.PROTODIACONOV)

C.5. Classifications et recommandations de l'AFTES :

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

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

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

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

➢ Classification selon la résistance à la compression :

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

Tableau C.7

Où R_c: contrainte de compressio (Mpa).

Catégorie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
			A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barres foncées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	Béton			Injection	Air comprimé	congélation
R1	•		•		□			X	X	X	□		X	X
R2a	•		•		□			X	X	X	□		X	X
S2b		•	•	•	□			X	X	X	□		X	X
S3a		•	•	•	□		•	X	X	X	□		X	
S3b		•		•	□		•		X	X	X			
R4	X	•	X			•	•							
R5a	□	•	□			•	•							
R5b	□		□	X		•	•	•	•	•	•	•		

Tableau C.8

LEGENDE:

X: très mal adopté bien qu'éventuellement possible

•: Particulièrement recommandé

□ : En principe possible

Classe	Description	Terminologie
Aml	Pas de signe visibles d'altération, ou très légères traces d'altération	Sain
Am2	Les surfaces de discontinuités principales sont altérées, mais la roche ne l'est que légèrement altérée	Légèrement altérée
Am3	L'altération s'étend sur toute la masse rocheuse, mais la roche n'est pas faible	Moyennement altérée
Am4	L'altération s'étend sur toute la masse rocheuse, la roche est en grande partie faible	Très altérée
Am5	La roche est entièrement décomposée et très friable.	Complètement altérée

Tableau C.9

Catégories	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
			A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
Terrains susceptibles de délitage	X	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp ou O	•	•					
(1) Terrains susceptibles de dissolution	X	•	□	X	X	• Bl	• Bl	•	•					•
Terrains gonflants	X	• (2)							•					
Autres terrains														

Tableau C.10

LEGENDE:

X: très mal adopté bien qu'éventuellement possible

- : Particulièrement recommandé
- : En principe possible

Gr: avecgrillage continu

Bp : avec béton projeté

Bl : avec blindage en bois ou métallique

(1) : dans la mesure où ils sont placés dans les conditions où le risque existe (circulation d'eau

(2) : le béton n'est recommandé qu'en absence de circulation d'eau

➢ **Classification selon la discontinuité, cas d'excavation mécanique matériaux rocheux (classe R1 à R4) :**

Nombre de familles	orientation	espacement	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
					A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barres fonçées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
N1			•				□					□	X	□	X	□
N2	Or2 à Or3	S1 à S2														
N2 N3 ou N4	Quelconques	S1 ou S2			•		□					□	X	X	X	□
		S3			•	•	□		•			□	X		X	X
		S4		•	• Gr ou Bp	• Gr ou Bp	□		•			□	X		X	X
		S5	X	•	Gr ou Bp	• Gr ou Bp	□	• Bl ou Bp	• Bl ou Bp	•						
N5			X	•	X	• Gr ou Bp	□	• Bl ou Bp	• Bl ou Bp	•						

Tableau C.11

NB : pour les terrains de catégories R5 et R6 le scellement au mortier d'un ancrage préférence à résine lorsque les fissures sont ouvertes.

➢ Classification selon l'intervalle entre discontinuités :

Classe	Intervalle entre les discontinuités	Densité de discontinuité dans le massif rocheux
ID1	Plus de 20cm	Très faible
ID2	60à2Ocm	faible
ID3	20à6Ocm	Moyenne
ID4	6à20cm	Forte
IDS	Moins de 6em	Très forte

Tableau C.12

Légende:

N1 : Pas de discontinuité (ou quelque discontinuité très diffuse)
N2a : Une famille principale.
N2b : Une famille principale, et des discontinuités diffuses.
Nia: deux familles principales.
N3b : Deux familles principales et des discontinuités diffuses.
N4a : Plus de deux familles principales.
N4b : Plus de deux familles principales et des discontinuités diffuses.
N5 : Nombreuses discontinuités sans constance dans la répartition.
Orl : Discontinuités subhorizontales. Or2 : Creusement en travers blanc.
OH: Conditions intermédiaires.
Or4 : Creusement de discontinuité.

L'espacement des discontinuités de la famille la plus dense

Sl : Discontinuités très espacées, plus de 200cm.
S2 : Discontinuités espacées, 60à 200 cm.
S3 : Discontinuités moyennement espacées, 20à60 cm
S4 : Discontinuités rapprochées, 6à20cm.
S5 : Discontinuités très rapprochées, moins de 6cm.

➢ **Classification selon la dimension de la galerie**

Dimension de la galerie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
			A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barres foncées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
D<2.5m		X	X	X	X		•	•			•			
2.5m<D<10m														
D>10m		• Bo	•	•		X	Bo et Rev				X			

Tableau C.13

Pousse tube à exclure en principe pour D>4m

Légende:

D : largeur de la galerie
Bo: avec boulonnage obligatoire
Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif
X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible
• : Particulièrement recommandé
□ : En principe possible

➢ Classification selon la couverture du sol:

Catégories		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
				A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barres foncées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
R1 à R4	Couverture <D	□		X	X	□						X			
	CN1	•				□						X			
	CN2					□						X			
	CN3	□	X	• Sf	• Sf	□	X	Sf	Sf	Sf	Sf	X			
R5	Couverture <1.5 D	□	□	□	□	□	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	σ_0 Modérée	□		□											
	σ_0<10MPa	□	□	□	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	•	Sf	• Sf	•		

Tableau C.14

Légende :

Sf : Avec soutènement éventuel du front.

CN1 : R>4 Comportement élastique. CN2: 2<R<4 Comportement élasto-plastique.

CN3: R<2Comportement plastique.

Où R est le rapport entre la résistance en compression uniaxiale de la roche 6_c, et la contrainte géostatique 6o dans le massif à l'emplacement de l'ouvrage.

X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible.

• : Particulièrementrecommandé

□ :

En principe possible

Classification selon l'environnement :

Environnement	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
			A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barres foncées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
Sensibilité au tassement (ouvrages proches)	□	Ci ou Pm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl		Inj			

Tableau C-15

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

Bp : Avec béton projeté.

Act: Cintres actifs à vérins et éventuellement calages expansibles.

Inj : Injections de bourrages immédiats ou anneaux extensibles.

Bel: Avec bouclier. Enf : Avec enfilage.

Pm: Pré découpage mécanique pour terrains R2b à R5b