

EPIGRAPHE

« Dans la construction des tunnels, le vrai art est d'éviter les poussées plutôt que les vaincre. Nous comparons le premier à du travail intellectuel, le second à du travail matériel brut ».

RIZHA

DEDICACES

Je dédie particulièrement en signe de reconnaissance ce modeste travail, fruit de ma persévérance tout au long de mes études d'Ingénieur à :

- Mes très chers Parents à qui je dois énormément. Que Dieu les garde en vie pour moi ;
- Mes frères et sœurs pour leur aide précieuse,
- Ceux qui me sont chers et qui me tiennent à cœur
- Toute personne éprise du bien.

MULANGI KIMPUMBI Justin

REMERCIEMENTS

L'accomplissement de cette modeste œuvre ne pourrait être effectif sans le concours et le soutien aussi bien intellectuel que matériel d'autres personnes. Il est le fruit des efforts conjoints de nombreuses personnes ; ressources rencontrées au cours de l'étude. Tous se sont investis dans cette recherche avec l'objectif de nous faire aboutir à une fin utile.

Nos remerciements s'adressent tout d'abord à Dieu, Maître des temps et des circonstances. Sans son secours, nous ne pourrions faire un pas.

Nous voulons aussi exprimer notre profonde reconnaissance au Professeur Pierre KISITO TALLA ainsi qu'à l'Assistant Ingénieur BISHWEKA Chérif, dont les appuis ont été indispensables à la réalisation de ce travail et qui, malgré leur multiples occupations ont eu un œil critique sur le présent travail et n'ont ménagé aucun effort pour nous accompagner et guider dans notre réflexion.

Nous remercions chaleureusement les autorités académiques de l'Université Libre des Pays des Grands Lacs, ULPGL/Goma pour les sacrifices innombrables et efforts consentis afin de nous doter d'une formation de qualité et pour laquelle nous ne pouvons que nous en sentir très fiers.

Nous ne passerons sans pour autant réitérer nos sentiments de gratitude à tout le corps professoral de la Faculté des Sciences et Technologies Appliquées FSTA de l'Université Libre des Pays des Grands Lacs ; en particulier ceux du Département de Génie Civil dont les savoirs et dévouement ont forgé en nous un esprit de curiosité scientifique qui permet la mise au point de ce travail.

Assez de mots pour dire merci à nos parents, Papa KIMPUMBI KUZINDIA Lameck et Maman WALYA KANKISINGI Godelive pour avoir

placé leur confiance en nous, ils ont investis en nous pour que nous soyons ce que nous sommes en train de devenir.

Que la famille MUHINDI BWANA David accepte notre reconnaissance pour son assistance sociale.

Nous remercions aussi tous nos amis et collègues pour leur aide ; leur patience ; leur compréhension et leurs encouragements.

Nos vifs remerciements s'adressent également à l'Ingénieur Papy MINGA MALENGA, Chef du Laboratoire National des Travaux Publics à l'Office des Routes Antenne de Goma ainsi qu'à toute son équipe qui nous ont soutenus et encouragés.

Nos remerciements s'adressent par ailleurs aux membres du jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Finalement, que tous ceux dont les noms n'ont pas été cités et qui, d'une manière ou d'une autre ont apporté leur pierre à notre édifice soient rassurés de l'expression du témoignage de notre profonde et sincère reconnaissance.

MULANGI KIMPUMBI Justin

RESUME

La réalisation d'un tunnel constitue la solution souterraine pour résoudre le problème d'encombrement de la circulation auquel sont confrontées les grandes villes.

C'est ainsi que dans l'objectif de mettre à l'honneur la ville touristique de Goma, et d'améliorer les conditions de circulation au niveau de la séquence rond-point Signers et Office des Routes à l'aval de l'hôpital Général Provincial de Référence du Nord Kivu, nous avons opté pour la conception d'un tunnel.

Cependant, la construction des tunnels en terrains meubles donne lieu à des désordres géotechniques dont l'importance dépend des nombreux facteurs plus ou moins bien maîtrisés (la méthode de creusement, la profondeur, les conditions hydrauliques et géotechniques,...).

La conception et le calcul d'un tunnel sous le Mont Goma consistent à faire un choix de la méthode de réalisation et à assurer la stabilité de l'ouvrage sous des conditions géotechniques exceptionnelles et cela dans le but de rendre la circulation des gens plus confortables et plus économiques.

Le présent travail, fourni des mesures technologiques spéciales adoptées au tunnel sous le Mont Goma sur base des données des différents types d'essais que nous avons effectués au laboratoire géotechnique de l'Office des Routes à Goma sur des échantillons des sols prélevés sur le site.

Cette étude comporte trois parties : la première a portée sur : Principes de dimensionnement et exception géotechnique du Mont Goma. Elle est subdivisée en cinq chapitres : Les reconnaissances, les méthodes d'exécution, les techniques de soutènement, les évaluations des charges et les méthodes de dimensionnement du soutènement. La deuxième partie concerne la détermination des données de base tandis que la troisième partie traite du calcul et du dimensionnement du tunnel sous le mont Goma.

ABSTRACT

The realization of a tunnel constitutes the underground solution to the problem of obstruction of circulation with which the large cities are confronted.

That is the reason why in the objective to honor the touristic town of Goma and improve traffic conditions of the section of hated signers and Roads Board downstream from the Reference Provincial General Hospital of North Kivu, we opted to build a tunnel.

However, the construction of tunnels in soft ground produces geotechniques disorders of which the importance depends on factors which are more or less well mastered (the digging methods, the depth, the hydraulics and geotechniques conditions...).

The conception and calculation of a tunnel under mount Goma consists in making a choice of the method of realization in the exceptional geotechniques conditions and this in the order to give back the circulation of people more comfortable and more economic.

The present work provides the specials technological measures adopted to the tunnel under Goma mount on basis of the data from different typical tests we did at the geotechnique laboratory of the Roads Boards in Goma on the ground samples drawn from the site.

This study comprises three bet, the first about the dimensioning principles and the geo-technique exception of Goma Mount which having five chapters concerning the recognitions, the execution methods, the supporting techniques, the evaluation of the loads and the dimensioning methods. The second about the determination of the data, the interest of the tests and results and their interpretation of the tests, while the third milked part of calculation and dimensioning of the tunnel under the Goma Mount.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Coupe géologique adoptée pour le terrain	15
Figure II.1 Charge ponctuelle effet soufflant	22
Figure II.2 Machine à attaque ponctuelle	23
Figure II.3 Méthode de la section devisée	26
Figure III.1. Eléments préfabriqués lourds	33
Figure IV.1 Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation	45
Figure IV.2 Hypothèse de théorie de TERZAGHI	46
Figure IV.3 Théorie des poids des terres	48
Figure IV.6 Théorie de COULOMB-RANKINE	49
Figure IX.1. Vérification préliminaire du soutènement.....	86
Figure IX.2. Schéma de calcul des inerties	101
Figure IX.3. Disposition des platines du cintre de la première et deuxième section	101
Figure IX.4. Disposition des platines du cintre de la troisième section.....	101
Figure IX.4. Dispositifs assemblage du cintre sur la culée de béton	102
Figure X.2. Atelier de forage et centrale d'injection	112
Figure X.3.1. Formation de trois zones caractéristiques lors du creusement d'un tunnel	114
Figure X.3.1.1. Méthodes de renforcement du noyau d'un tunnel par pré-confinement.....	116
Figure X.3.2.1. Différents types de boulons longitudinaux en fibre de verre	117
Figure X.2.2. Pose des boulons en fibre de verre au Front de taille	118
Figure X.3.2.3. Deux types de cycles de boulonnage : Court ou long	119
Figure X.3.2.2 Schématisation des différentes étapes en pleine section	120

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Classification des sols suivant leur masse volumique	14
Tableau I.2. Angle de frottement interne des différents types des sols	16
Tableau III.1. Différents types de cintres	32
Tableau III.1. Coefficients des réactions des appuis	36
Tableau IV.1 Théorie de COULOMB-RANKINE.....	49
Tableau VII.1. Valeurs numériques des quelques paramètres d'état	66
Tableau VII.2. Valeurs numériques des paramètres granulométriques	68
Tableau VIII.1. Résultats obtenus par la méthode de Terzaghi, section 1 .	79
Tableau VIII.2. Résultats obtenus par la méthode de Terzaghi, section 2 .	81
Tableau VIII.3. Résultats obtenus par la méthode de Terzaghi, section 3 .	83
Tableau IX.1. Tableau récapitulatif des dimensionnements des cintres	98
Tableau n°IX.2. Classes de qualité pour boulons	99
Tableau 1. Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse granulométrique	133
Caractéristiques mécaniques des boulons à pas gros.....	- 146 -
Caractéristiques mécaniques des boulons à pas fins.....	- 146 -
Sections réelles d'armatures.....	- 147 -
Caractéristiques mécaniques des profilés HEB.....	- 148 -

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE –A-	132
RESULTATS DES DIFFERENTS ESSAIS D'IDENTIFICATION	132
ANNEXE –B-	- 141 -
VALEURS DES EFFORTS INTERIEURS DES CINTRES DE LA PREMIERE ET DEUXIEME SECTION. -	141 -
ANNEXE –C-	- 142 -
VALEURS DES EFFORTS INTERIEURS DES CINTRES DE LA TROISIEME SECTION.....	- 142 -
ANNEXE –D-	- 143 -
VALEURS DES EFFORTS INTERIEURS DU REVETEMENT, DES SECTIONS THEORIQUES D'ARMATURES ET LE FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE	- 143 -
ANNEXE –E-	- 144 -
ELEMENTS DU PROJET	- 144 -
ANNEXE –F-	- 145 -
ABAQUES	- 145 -

SIGLES ET ABREVIATIONS

A :	Section
B :	Largeur de la voûte de décharge
C :	Cohésion du sol
CBR :	Indice Portant Californien
C_c :	Coefficient de Courbure
C_u :	Coefficient d'uniformité de Hazen
e :	épaisseur du revêtement
ES :	Equivalent de Sable
FSTA :	Faculté des Sciences et Technologies Appliquées
H :	Hauteur de couverture
h_{max} :	Hauteur de l'ogive
K_a :	Coefficient des poussées
kg :	Kilogramme
KN:	Kilo Newton
K_p :	Coefficient de butée
m :	Mètre
M :	Moment fléchissant
m^2 :	Mètre carré
m^3 :	Mètre cube
m_d :	Masse de l'échantillon sec
m_h	Masse de l'échantillon humide
mm :	Millimètre
N :	Effort normal
N :	Nombre de coups
OVG :	Observatoire Volcanologique de Goma
P :	Poussée des terres
P_v :	Charge verticale agissant sur le soutènement
RQD :	Rock Quality Designation

SNCC :	Société Nationale de Chemin de fer du Congo
ULPGL:	Université Libre des Pays des Grands Lacs
V :	Effort Tranchant
V_{cy} :	Volume intérieur du cylindre contenant l'échantillon
W :	Module de résistance
w :	Teneur en eau naturelle
W_L :	Limite de Liquidité
W_p :	Limite de Plasticité
W_s :	Limite de retrait
α :	Angle au sommet du profil d'équilibre
σ :	Contrainte
σ_h :	Contrainte(Poussée) horizontale agissant sur le revêtement
σ_v :	Contrainte(Poussée) verticale agissant sur le revêtement
φ :	Angle de frottement interne du sol
ω_{sa} :	Teneur en eau saturé
γ_h :	Poids spécifique humide
ρ :	Masse volumique
ρ_d :	Densité spécifique sèche
ρ_h :	Densité spécifique humide
μ_m :	Micromètre

SOMMAIRE

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT ET EXCEPTION GEOTECHNIQUE DU MONT GOMA.....	6
CHAPITRE I.	7
RECONNAISSANCES	8
Chapitre II	17
METHODES D'EXECUTION	18
Chapitre III	27
TECHNIQUES DE SOUTENEMENT.....	28
Chapitre IV	42
EVALUATIONS DES CHARGES	43
Chapitre V	53
METHODES DE DIMENSIONNEMENT DU SOUTENEMENT.....	54
PARTIE II :	58
DETERMINATION DES DONNEES DE BASE	58
Chapitre VI	59
OBJECTIFS, INTERETS DES ESSAIS.....	60
Chapitre VII.	64
ESSAIS ET INTERPRETATION DES RESULTATS	65
PARTIE III:	74
APPLICATION AU TUNNEL SOUS LE MONT GOMA	74
Chapitre VIII	75
CALCUL DES CHARGES	76
Chapitre IX	84
CALCUL DU SOUTENEMENT	85
Chapitre X.	107
MESURES TECHNOLOGIQUES SPECIALES ADOPTEES AU TUNNEL DU MONT GOMA.....	108
CONCLUSION GENERALE.....	121

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Pour son organisation en société, l'homme a toujours eu besoin de se déplacer, que ce soit sur des longues ou courtes distances (entre les villes ou dans les villes). Parallèlement à ce besoin de déplacement est apparu le besoin de concentration, de convergence, c'est ce qui a donné naissance aux villes. Au cours du temps, ce phénomène est parfois devenu si important que l'on en arrive à parler des mégalofoles (il est en effet courant de rencontrer des villes de plusieurs millions d'habitants).

Ces deux phénomènes conjugués ont conduit les villes à la saturation des réseaux de transport, en particulier en leur centre. Il a donc fallu augmenter significativement la capacité des différents réseaux de transport. Mais la concentration en bâtiments augmentant avec la population, développer ces réseaux n'est souvent plus possible : il est alors nécessaire de penser à aménager la ville autrement.¹

De nos jours, le taux de motorisation est en hausse presque dans les mêmes proportions que la croissance démographique, en milieu urbain. Ce qui n'est sans conséquences sur l'encombrement de la surface conduisant à un manque d'espace. Cette situation entraîne comme conséquence des embouteillages qui sont souvent à la base de bon nombre d'accidents de circulation.

Aller en souterrain présente pas mal d'avantages (la solution souterraine s'avère être la meilleure solution d'un point de vue purement urbanistique).

Cependant, la conception d'un tunnel neuf (ou la rénovation d'un tunnel ancien) nécessite la prise en compte de très nombreux paramètres parmi lesquels la géotechnique. Ces paramètres ne sont pas tous fondamentaux pour la définition de la section fonctionnelle.

Chaque tunnel est un cas particulier et doit faire l'objet d'une analyse spécifique adaptée au contexte rencontrée. Celle-ci est indispensable pour apporter les réponses appropriées et permettre :

- D'optimiser le projet tant du point de vue technique que financier
- De réduire les niveaux des risques techniques, financiers et environnementaux
- De garantir aux usagers le niveau de sécurité requis

¹ De CASTER BRICA, Gathan Romain, Houaïss Tadi, Potamianos Karolas, *Techniques de construction des tunnels en milieu urbain*, ULB, Faculté des sciences Appliquées

Il n'y a pas de solutions « passe-partout », et un simple « copier-coller » est presque toujours inadapté.²

Ainsi, les objectifs des études géotechniques sont-ils :

- De déterminer les valeurs des paramètres déterminants pour l'analyse des conditions de stabilité et pour le dimensionnement de soutènement et revêtement ;
- De recueillir toutes les informations nécessaires pour situer les différents matériaux étudiés au sein des classifications géotechniques ;
- De détecter les points singuliers et les précautions particulières qu'il convient de prendre pendant les travaux ;
- Et de procéder aux études spécifiques relatives à la mise en œuvre des méthodes d'exécution envisagées.

Dans la pratique, et compte tenu des particularités qui leurs sont inhérentes, il convient de distinguer : le cas des sols, les cas des tunnels peu profonds et celui des tunnels à grandes profondeurs. Les sols indurés et les roches tendres, fréquemment rencontrés dans les tunnels peu profonds, peuvent poser des problèmes relevant du cas des sols ou de celui des roches.³

Par conséquent, les conditions géotechniques du sol du Mont Goma amène à se poser des nombreuses questions dont :

- Quelles sont les caractéristiques géotechniques du sol du Mont Goma ?
- Quel mode d'extraction faut-il choisir ?
- Quelle sera la stabilité de l'excavation ?

² Bernard Falconnat, *“Manuel des tunnels routiers”*, Association mondiale de la route, Egis, 2010

³ Dossier Pilote des tunnels, génie civil, section 2, *Géologie-Hydrogéologie – Géotechnique*, CETU, BRON, Juillet 1998

- Quelles mesures technologiques spéciales faudra-t-il adopter au tunnel sous le Mont Goma ?

Bien que l'aboutissement d'un projet tunnel exige l'implication de plusieurs intervenants et disciplines, le but de tous les problèmes traités dans ce travail est de comprendre les phénomènes mécaniques essentiels liés au creusement d'un tunnel dans les conditions géotechniques exceptionnelles, dans l'optique d'un dimensionnement optimal de cet ouvrage. Ce choix s'explique par plusieurs raisons :

La première est que dans l'objectif de réaliser une analyse qualitative approfondie sur la stabilité de l'ouvrage, il nous fallait nous concentrer sur le soutènement et le revêtement qui constituent la structure même du tunnel. Nous avons dès lors préféré nous restreindre à certains points jugés sensibles pour une meilleure tenue de l'ouvrage plutôt que de couvrir plusieurs points de manière superficielle.

Il en est de même du choix du radier au détriment de la chaussée. Notre intention de départ était de mieux comprendre le comportement de la structure face aux différentes actions qui lui sont appliquées et d'approfondir également notre connaissance dans le domaine des structures qui est notre orientation.

Hormis l'introduction et la conclusion, notre travail comporte dix chapitres répartis sur trois grandes parties :

- Une partie consacrée aux principes de dimensionnement et exception géotechnique du Mont Goma qui comporte l'étude des :
 - Reconnaissances
 - Méthodes d'exécutions
 - Techniques de soutènement
 - Evaluations des charges
 - Méthodes de dimensionnement

- On s'intéresse dans la seconde partie à la détermination des données de base. Cette deuxième partie comporte deux chapitres :
 - Objectifs, Intérêts des essais
 - Essais et interprétations des résultats
- La troisième partie est consacrée au calcul du tunnel implanté sous le Mont Goma et qui comporte :
 - Calcul des charges
 - Calcul du soutènement
 - Mesures Technologiques spéciales adoptées au tunnel du Mont Goma

Les chapitres de la première partie constituent le support théorique nécessaire à une bonne conception d'un tunnel, tandis que les chapitres de la troisième partie permettent de mener à bien le calcul d'un tunnel à travers l'exemple du calcul du tunnel urbain de 600 m sous le Mont Goma sur base des résultats des différents essais relatifs à la seconde partie.

PARTIE I :

**PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT ET
EXCEPTION GEOTECHNIQUE DU MONT GOMA**

CHAPITRE I.

RECONNAISSANCES

I.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 de ces études sont représentatifs :

- 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 à 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 ou corrigées au stade des travaux.⁴

Ainsi, les ouvrages souterrains exigent que l'on attache une grande importance à la reconnaissance du sous-sol en raison des interactions très fortes qui existent entre :

- La géologie et les caractéristiques géotechniques du site d'une part ;
- La conception et la définition de l'ouvrage à construire, le choix et la mise en œuvre des méthodes de construction d'autre part.

Les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques constituent d'une manière générale trois aspects complémentaires de l'étude des terrains dans lesquels doivent être exécutés les ouvrages.⁵

⁴ Dossier Pilote des tunnels, génie civil, section 2, *Géologie-Hydrogéologie – Géotechnique*, CETU, BRON, Juillet 1998

⁵ Rufin MUTONDO, *Chemins de fer et tunnels*, Cours inédit, ULPGL/Goma, FSTA, 2011

I.2. Reconnaissances géotechniques

I.2.1. Reconnaissances spécifiques à la mécanisation de l'excavation

Objectif

Les principales caractéristiques définissant l'aptitude d'une roche à être pénétrée et détruite par outil sont :

- La résistance intrinsèque, c'est-à-dire les caractéristiques mécaniques qui déterminent l'énergie que la machine devra transmettre à l'outil pour remplir son rôle ;
- L'abrasivité qui conditionne l'efficacité et le taux de remplacement des outils ;
- Les discontinuités qui jouent un rôle important dans les pressions de rupture sous l'action conjuguée des outils

I.2.2. Reconnaissance pendant l'exécution des travaux

Objectif :

Les reconnaissances que l'on peut effectuer en cours des travaux sont du même type que celles décrites précédemment ; il s'agit principalement :

- Des sondages d'avancement qui donnent des informations sur les terrains à traverser et les venues d'eau éventuelles dans les jours qui suivent et qui préviennent ainsi des accidents géologiques repérés antérieurement ou non ;
- De la galerie pilote dont l'objectif est le même que ci-dessus, qui est exécutée dans les cas où elle est utile à l'exploitation de l'ouvrage futur et dans les cas de terrains prévus difficiles.

Pour les reconnaissances des tunnels, on doit toujours se poser la question préalable de l'intérêt des sondages.

Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé nécessite au préalable des études géologiques, hydrogéologiques, géotechniques, et sismiques. Celles-ci

étant validées ou corrigées ensuite par des observations faites à tout stade des travaux, les études préliminaires se résument généralement dans :

I.2.3. Galerie de reconnaissance

Suivant le but recherché, la profondeur du tunnel, les possibilités d'occupation du terrain, il peut être en effet plus rentable d'effectuer une galerie de reconnaissance. La galerie de reconnaissance permet ainsi d'obtenir toutes les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques nécessaires à l'établissement d'un projet d'exécution détaillée. Et permet aussi d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté.

Une telle galerie permet entre autres :

- L'observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type des venues d'eau (ponctuelles ou diffuses), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, l'influence de l'eau sur la tenue des terrains, les reconnaissances de karsts, les prélèvements pour analyse chimique et mesure de température. Il est également possible d'exécuter des forages depuis la galerie qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité, de pression et de débit ;
- Les essais et mesures géotechniques in situ ;
- Les mesures de déformation ;
- Les prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire ;
- Dans une section élargie aux dimensions finales, les essais en vraie grandeur des procédés d'exécution envisageables.

I.2.4. Les sondages de reconnaissance

Pour les reconnaissances des tunnels, on doit toujours poser la question préalable de l'intérêt des sondages. Suivant le but recherché, la profondeur du tunnel, les possibilités d'occupation du terrain, il peut être en effet plus rentable d'effectuer une galerie de reconnaissance ou des puits.

La campagne des sondages a pour but de fournir avec le plus de précision possible la position, la nature et le pendage des différentes couches géologiques traversées et le régime hydraulique traversé par l'ouvrage. La projection de ces résultats sur un profil en long permet au projecteur d'implanter l'ouvrage sur les couches les plus favorables.

Les sondages permettent d'effectuer un certain nombre d'essais :

1. Prélèvements d'échantillons

- Pour déterminer la nature de la roche ou du sol
- Pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures, diaclases et stratification dans le cas d'une roche ;
- Pour pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches, mécanique des sols, analyses minéralogiques et analyses chimiques)

2. Exécution des diagraphies

3. Mesure in situ des modules et des champs de contraintes

4. Mesures in situ de la perméabilité

En règle générale, l'exécution des sondages mécaniques ne doit être envisagée que lorsque les reconnaissances géologiques et géophysiques ont été exploitées au maximum de leur possibilité. Les sondages sont généralement exécutés verticalement à partir de la surface sur une profondeur donnée. Ils peuvent aussi être exécutés de façon oblique. Les points de sondages sont espacés de quelques mètres sur tout le long de la portée du tunnel et permettent d'établir une carte représentant les différentes couches.

Lors des sondages on mesure systématiquement :

- Le taux de carottage qui est le rapport de la longueur des éléments de carottes prélevées sur la longueur du sondage que l'on multiplie par 100.
- Le taux de carottage modifié plus connu sous l'appellation de RQD (Rock Quality Designation).

I.2.5. Diagraphies

Les diagraphies permettent de se faire une idée des caractéristiques physiques de terrains à traverser, elles sont effectuées dans des sondages qui sont simplement destructifs (ne comporta pas de carottages). Les diagraphies les plus utilisées sont :

- L'examen photographique
- Le log sonique (mesure de la vitesse sismique)
- Le log électronique (mesure de la résistivité)
- Le log neutron (mesure de la teneur en eau par ralentissement des neutrons)

- Le log gamma (mesure relative du poids volumique)
- Le log vitesse d'avancement (il décèle les hétérogénéités et la présence des vides)
- Le log de percussion réfléchi (il indique la rigidité des matériaux par sondage au marteau perforateur).

Ces mesures peuvent être effectuées dans des sondages non carottés et donner des indications sur les caractéristiques du terrain.

I.2.6. Exécution des puits

L'insuffisance des résultats de sondages 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, ses caractéristiques et son comportement.

NB. Les puits jouent aussi un rôle de service car ils permettent de descendre à l'intérieur du tunnel les engins et les matériaux nécessaires à l'exécution de l'ouvrage ainsi que de remonter les déblais.

I.3. Conditions hydrogéologiques

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

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

I.4. Etudes géotechniques

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

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

I.5. Caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du site

Les résultats des essais effectués sur des échantillons des sols prélevés sur le site d'implantation de l'ouvrage nous permettent d'établir une synthèse des éléments géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, de classifier le sol par la mise au point des méthodes d'exécution ainsi que l'étude du soutènement. Signalons par ailleurs que compte tenu de l'inexistence des données géologiques du site et vu sa configuration, nous prendrons le cas où le tunnel sera excavé dans un site comportant une seule couche. Donc le sol est pris comme étant homogène. Le tableau I.1. ci-dessous, classifie les sols suivant leur masse volumique :

Tableau I.1. Classification des sols suivant leur masse volumique

6

Nature de sol	Masse volumique (kg/m ³)	ω_{sat}
Argile	1500 – 1800	>25
Sable	2000	13
Pierre C. 0-20	2300	6,5
Tille	2300 – 2400	5,5
Asphalte	2250	

Au laboratoire géotechnique de l'Office des Routes, nous avons plutôt trouvé une masse volumique $\rho = 1533 \text{ kg/m}^3$. Cependant, les résultats de l'analyse granulométrique matérialisés par la courbe granulométrique situent le sol du Mont Goma parmi les sables alors qu'il devrait être classé parmi les argiles. Cette situation exceptionnelle est aussi appuyée par l'essai de l'équivalent de sable (voir la deuxième partie de ce travail). Ce qui nous ramène à conclure que nous serons en face d'un sol homogène constitué de sable. La figure I.1 suivante illustre donc la coupe géologique que nous avons adoptée pour suite :

⁶ M. CALLAUD, *Cours de mécanique des sols*, Tome I, propriété des sols, EIR – ESTHER, Ouagadougou, 2008

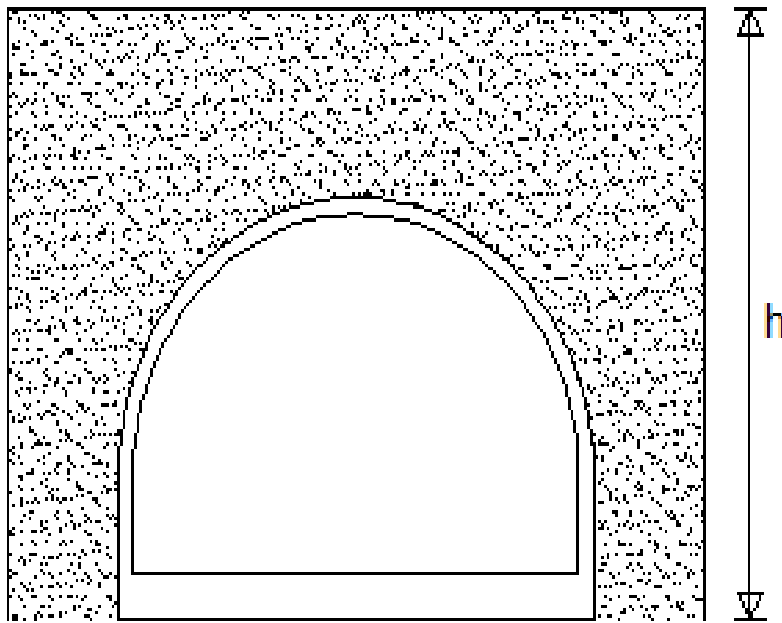


Figure 1.1. Coupe géologique adoptée pour le terrain

- Une couche de sable

Cohésion du sol

$$C = 0$$

Angle de frottement interne du sol :

$\varphi = 16,69^\circ \approx 17^\circ$ Nous prendrons 20° pour la suite des calculs. L'angle de frottement interne pouvant varier de $20'$ à $40'$ selon le degré d'humidité et d'argilosité des éponges.⁷

Poids spécifique

$$\gamma_h = 16 \text{ KN} / \text{m}^3$$

—

—

⁷ Adrien SAITTA, François MARTIN, *Mécanique des roches et travaux souterrains*, cours et exercices corrigés, CETU, Bron, 2005

La valeur du paramètre tel que l'angle de frottement interne susmentionné a été aussi comparée à celles fournies par le tableau I.2.ci-dessous :

Tableau I.2. Angle de frottement interne des différents types des sols⁸

Nature du sol	$\text{tg}\varphi$	$f = \text{tg}\varphi/1,5$
Roche saine (avec surface rugueuse)	0,60	0,40
Sols à gros éléments (sans limons ni argiles) Roche fissurée (fracturée)	0,55	0,37
Sols à gros éléments (avec limons ou argile) Roche altérée	0,45	0,30
Sable fin	0,40	0,26
Sable argileux	0,35	0,23
Argile sableux	0,30	0,20
Argile plastique	0,25	0,17

⁸ Victor DAVIDOVICI, Formulaire du Béton armée, volume 2 : CONSTRUCTIONS

Chapitre II

METHODES D'EXECUTION

II.1. Introduction

L'excavation d'un tunnel produit une perturbation dans l'état de terrain, ceci engendre des mouvements de la masse tendant à rétablir l'équilibre. L'appréciation de ces mouvements, se fait en tenant compte de la nature des terrains et de ses différentes caractéristiques déterminées sur la base des essais en laboratoire. On peut distinguer deux types principaux d'exécution des tunnels :

- Ceux qui sont basés sur les opérations d'avancement cycliques : creusement, soutènement, marinage
- Ceux où les opérations de creusement et de marinage (parfois également soutènement) sont effectuées en quasi-continuité avec l'emploi de machine à attaque globale ou de bouclier.

Un cycle traditionnel de la réalisation d'un tunnel se décompose schématiquement comme suit :

- **Creusement**

Le creusement peut être exécuté mécaniquement avec une machine ou à l'explosif. Dans ce dernier cas l'opération est divisée en trois phases successives :

- Perfection
- Chargement de trous
- Abattage (tir)

- **Marinage**

Le marinage des déblais est toujours précédé de la purge de la voûte et du front. Parfois la mise en œuvre d'une première couche du béton précède également le marinage.

- **Soutènement**

Le soutènement assure la stabilité de l'excavation, il est généralement placé avant de débiter une nouvelle phase d'excavation. Dans les terrains de mauvaises tenues, la longueur d'une phase est égale à la portée maximum de l'excavation, qui peut rester stable par elle-même le temps nécessaire pour placer le soutènement, ainsi lorsque des cintres sont prévus,

la longueur des passes de creusement est généralement égale à l'espacement entre cintres. Pour l'exécution du tunnel sous le mont Goma une méthode est utilisée ; celle d'extraction souterraine.

II.2. Ouverture et accès

II.2.1. Puits

Le puits peut être utilisé comme un moyen d'accès pour l'exécution d'un tunnel, sa section dépendra de la quantité à évacuer et des dimensions des bennes ou des cages. D'autres parts, il faudra prévoir, dans chaque puits un emplacement spécial pour les tuyaux et les câbles électriques, ainsi que les différentes installations entrant dans la bonne marche des opérations. Pour l'exécution des tunnels, ces puits peuvent aussi permettre des prélèvements des échantillons géotechniques.

II.2.2. Rameaux

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

II.2.3. Galerie de reconnaissance

La galerie de reconnaissance, appelée aussi galerie pilote, a pour buts :

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillée
- L'observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type des venues d'eau (ponctuels ou diffuses)
- Les essais et mesure géotechniques in-situ
- Les prélèvements d'échantillons pour des essais en laboratoire
- De préciser les méthodes d'exécutions, creusement et soutènement.

D'une manière générale, une galerie de reconnaissance permet de réduire les aléas du projet et de trouver la solution la mieux adaptée dans les cas difficiles.

II.3. Mode de creusement des tunnels

On distingue deux modes de creusement :⁹¹⁰

1. Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères
2. Exécution du creusement dans les terrains durs (rocher)

Bien que nous présentons ce dernier ; il sort néanmoins du cadre de ce travail.

II.3.1. Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères

La construction de tunnels en terrain meuble et aquifère n'est pas en soi une nouveauté, il faut cependant noter que depuis deux décennies environ, les techniques mises en œuvre ont connu un développement considérable. En effet, alors que les tunnels étaient traditionnellement réalisés depuis longtemps dans des sites plutôt montagneux, et plus souvent dans des terrains rocheux, le développement des agglomérations, souvent situées dans des vallées, a conduit de réaliser de plus en plus d'ouvrages souterrains dans des sites beaucoup moins favorables à la construction de tunnels. Les tunneliers conçus pour forer les tunnels dans les sols meubles et aquifères sont appelées «bouclier» ; ce dernier maintient provisoirement les parois latérales et protège le personnel durant la période des travaux, ainsi que les dispositifs complémentaires ; organe d'abattage, de marinage : de stabilisation de front de taille et de pose de revêtement. L'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de bouclier. En se basant sur le choix du mode de stabilisation du front de taille, on peut classer les différents types de bouclier de la manière suivante :

• Les boucliers ouverts (non pressurisés) :

Laissant le front visible et accessible, ils sont utilisables préférentiellement dans les sols cohérents sans gradient hydraulique

⁹ Dossier Pilote des tunnels, génie civil, Section 4, *Procédés de creusement et de soutènement*, CETU, BRON, Juillet 1998 ;

¹⁰ De CASTER BRICA, Gathan Romain, Houaiss Tadi, Potamianos Karolas, *Techniques de construction des tunnels en milieu urbain*, ULB, Faculté des sciences Appliquées

important et qui ne représente pas d'instabilité au front de taille ; ou dans les roches tendres.

• **Bouclier pressurisé :**

Dans les terrains meubles et aquifères, où la stabilité du front de taille n'est pas assurée, il faut le soutenir par une pression qui peut être appliquée :

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

II.3.2 Exécution du creusement au rocher :

II.3.2.1 Creusement à l'explosif :

Principe de travail des explosifs :

L'explosion d'une charge linéaire, disposée perpendiculairement à la surface libre du massif rocheux, produit une sorte de « cratère » de forme conique, dont l'angle au sommet est fonction de la qualité de l'explosif et de sa puissance. Pour améliorer le rendement de l'explosif, on le fait travailler d'une façon dissymétrique, en inclinant la charge par rapport à la surface libre parallèle au trou de mine, et on superpose les effets des explosions dans le temps, en les espaçant de quelques millisecondes par l'introduction de détonateurs à micro retard. L'explosion d'une charge ponctuelle ou d'une charge linéaire entraîne, selon le cas, un effet brisant ou un effet soufflant, qui engendre trois zones comme représenté par la figure II.1. ci-dessous :

- Zone broyée.
- Zone fracturée.
- Zone ébranlée.

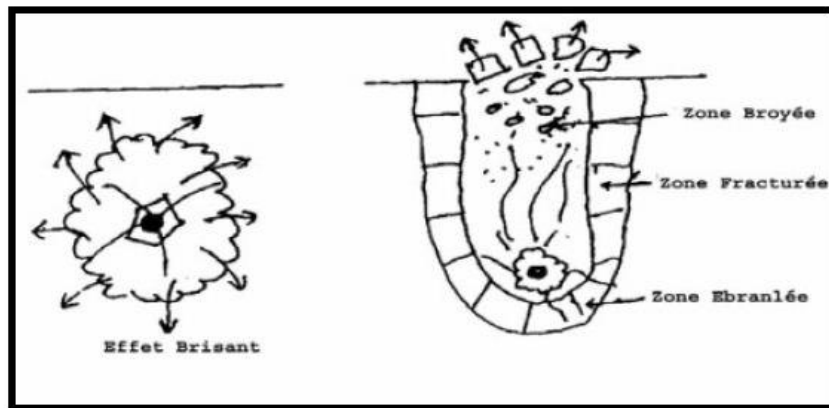


Figure II.1 Charge ponctuelle effet soufflant

II.3.2.2 Creusement mécanique :

On peut citer deux principales machines à forer :

II.3.2.2.1 Tunnelier ou machine à attaque globale

Attaque en une seule passe la totalité de la section, il est conçu pour excaver des galeries circulaires avec un diamètre déterminé.

Avantages du Tunnelier :

- Le tunnelier permet d'atteindre des vitesses de creusement assez élevées de 15 à 30 m/jour théoriquement.
- Pas d'ébranlement, Ce qui assure une bonne tenue de la galerie.
- Pas d'hors profil, d'où une économie de béton.
- Le soutènement est facile et rapide (préfabriqué).
- Les équipes de personnel sont réduites, Ce qui permet d'augmenter le rendement (homme / poste).
- La sécurité des chantiers est accrue.

Inconvénients du Tunnelier :

- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30%.
- Le tunnelier ne peut être valablement utilisé, qu'en terrain homogène.
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine.
- Coût très élevé, d'où la difficulté ou la quasi impossibilité d'amortissement sur des tronçons, dont la longueur est inférieure à 2Km.

- La géométrie du tunnel doit être circulaire, or ce n'est pas notre cas.
- Le coût excessivement élevé des outils de forage.

II.3.2.2.2 Machine à attaque ponctuelle:

Limitée généralement à excaver des rochers de dureté moyenne, elle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable ; elle est équipée d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout est porté sur un châssis AUTOMOTEUR à roues ou à chenilles. (Voir fig. II.2)



Figure II.2 Machine à attaque ponctuelle

Avantages :

- Simultanéité des opérations d'abattage, de chargement et d'évacuation des roches.
- Grande vitesse d'avancement
- La technique d'abatage n'entraîne pas d'ébranlement.
- Découpage soigné de la section (pas de hors profils).

Inconvénients :

- Un coût élevé, mais plus avantageux que les tunneliers.
- Frais de démontage, de transport et de remontage du matériel en souterrain.

- Les têtes d'attaque s'usent très rapidement et leur changement est relativement coûteux.
- Beaucoup de poussières.

II.4 Méthodes de creusement :

Les méthodes de creusement dépendent des paramètres suivants :

- La nature du terrain.
- La profondeur et les dimensions de l'ouvrage.
- Le personnel.
- Le matériel disponible.
- Le délai d'exécution.
- L'environnement.

On distingue trois méthodes de creusement :

1. Méthode de creusement à pleine section.
2. Méthode de la demi-section.
3. Méthode de la section divisée.

II.4.1 Méthode de creusement à pleine section :

Cette méthode prévoit l'excavation complète de la section du tunnel en une seule fois. Elle est appliquée pour les terrains de bonne ou assez bonne tenue ne nécessitant pas un soutènement provisoire «cas des roches» ; mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à la suite d'utilisation d'explosif ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée. Cette méthode facilite l'organisation du chantier ; Elle est la plus rapide dans les tunnels de plus de 40 ou 50m² de section, elle nécessite de gros engins, dont l'amortissement impose en général des chantiers d'une certaine longueur (plusieurs kilomètres). La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

Dans les tunnels de plus faibles sections, elle est la méthode d'exécution habituelle. Tout au moins, dans les terrains dont la tenue est suffisante pour permettre la mise en place du soutènement.

II.4.2 Méthode de la demi-section :

Cette méthode consiste à creuser la demi section supérieure du tunnel (**CALLOTE**) qui peut atteindre 5 à 6 mètres de hauteur, on la met en sécurité avec la mise en place de cintres et bétonnage puis on creuse la deuxième moitié inférieure (**STROSS**). Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50 m²) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vue de la dimension réduite de front de taille.

II.4.3 Méthode de la section divisée :

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode. Avec un creusement en sections divisées, chaque phase des travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée.

Elle s'applique soit :

- Aux grandes excavations souterraines dont les dimensions dépassent la vingtaine de mètres, par exemple; centrales hydrauliques souterraines, des laboratoires de recherche nucléaire et des ouvrages de génie civil souterrains.
- Aux tunnels dans des mauvais terrains, lorsque les autres méthodes de creusement présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements différentiels par exemple en zone urbaine sous faible profondeur.

La division de la section est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire, qui peut rester stable pour elle-même avant la mise en place du soutènement.

On distingue deux modes de creusement en sections divisées :

- Le mode de creusement possible consiste à creuser, dans une première phase, une galerie faite en clé de voûte, puis élargir latéralement pour achever la demi-section supérieure de l'excavation finale. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontales à l'abri du soutènement de la voûte. (voir figure II.3).
- Un autre mode consiste à commencer par deux galeries de base, au niveau des piédroits, pour constituer les appuis rigides du

soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section.

NB : Pour notre projet on utilise la méthode de creusement en demi-section.

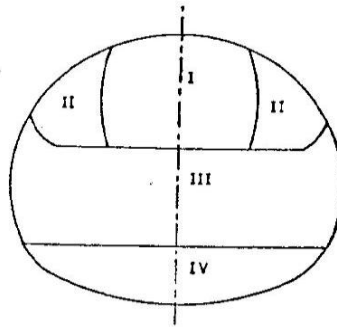


Figure II.3 Méthode de la section devisée

Chapitre III

TECHNIQUES DE SOUTÈNEMENT

III.1 Introduction :

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, on a généralement recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de pallier aux problèmes causés par la décompression du terrain. Ceci permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur.

III.2 Classification des modes de soutènement :

Si l'on entend par soutènement tout dispositif (ou procédé) permettant d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant la période qui s'écoule entre le début de son excavation et la mise en place du revêtement définitif, on peut en fait distinguer quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain, qui sont :¹¹¹²

III.2.1. Les soutènements agissant par confinement :

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

- Le béton projeté seul.
- Le béton projeté associé à des cintres légers.

¹¹ Dossier Pilote des tunnels, génie civil, Section 4, *Procédés de creusement et de soutènement*, CETU, BRON, Juillet 1998

¹² De CASTER BRICA, Gathan Romain, Houaiss Tadi, Potamianos Karolas, *Techniques de construction des tunnels en milieu urbain*, ULB, Faculté des sciences Appliquées

III.2.2. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures :

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

- Boulons à ancrage ponctuel.
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).

III.2.3. Les soutènements agissant par supportage :

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

- Cintres (lourds ou légers).
- Plaques métalliques assemblées.
- Voussoirs en béton.
- Tubes perforés (voûte parapluie).
- Boucliers.

III.2.4. Les soutènements agissant 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.

III.3 Les différents types de soutènements :

Les soutènements sont classés en deux catégories principales suivantes :

- Les boulons, qui arment le terrain, sont associés ou non au béton projeté et apportent aux parois de l'excavation une pression radiale rendant, en quelque sorte, le terrain apte à se soutenir lui-même.

- Le soutènement par anneaux qui sont placés à l'intérieur de l'excavation pour constituer le soutien des parois et qui travaille comme une peau de protection ou une coque (cintres, voussoirs).

Le béton projeté est souvent associé à d'autres éléments de soutènement. Il n'entre pas non plus, dans l'une ou l'autre des catégories précédentes. Il doit être traité séparément.

Les différents types de soutènement sont :

III.3.1 Les boulons d'ancrages :

On peut distinguer deux grands types de boulons : les boulons passifs et actifs.

Les boulons passifs :

On a deux familles principales :

- **Les boulons à ancrage ponctuel mécanique** : Ils nécessitent un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage (roches dures).

- **Les boulons à ancrage réparti** : Comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute la longueur.

On distingue deux sous familles technologiques :

- 1- Les boulons scellés : soit à la résine synthétique, soit au mortier.
- 2- Les boulons à friction : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact de la paroi de forage.
- 3- Les boulons actifs : sont précontraints.

Ils sont utilisés dans des massifs rocheux fissurés et de résistance moyenne à assez faible.

III.3.2 Le béton projeté :

Le béton projeté est un béton mis en œuvre par refoulement dans une conduite et projeté sur une paroi par jet d'air comprimé ; c'est un mélange de sable, de ciment CPA 350 et une partie de gravillons inférieure à 20 mm. En plus de cette composition, des adjuvants peuvent être utilisés pour faciliter la prise.

La mise en œuvre du béton projeté intervient essentiellement dans deux cas bien distincts :

- Comme moyen de soutènement seul ou associé à d'autres moyens, il est mis en œuvre immédiatement après l'excavation du front de taille. Il constitue une peau de confinement souple et continue.

- Comme revêtement, lorsque la mise en œuvre du béton projeté aura lieu dans une phase ultérieure à l'excavation du front de taille.

La projection du béton s'effectue soit par voie sèche ou par voie mouillée.

Les propriétés du béton projeté sont:

- Pénètre en force dans les fissures.

- Protège la roche de l'altération par l'air et l'humidité.
- Assure une bonne adhérence à la roche et une bonne résistance au cisaillement.
- Mise en œuvre rapide.
- Assure une économie de main d'œuvre et de matériaux.
- La liaison roche - béton diminue la détente, la décompression, la flexion et les contraintes de traction.
- Le béton projeté reprend les moments fléchissant.

III.3.3 Blindages métalliques :

Les différents types de blindage métallique sont :

□ **Les Cintres :**

Ce sont des fers profilés en **I** ou **H**, cintrés à la demande selon la courbure de la voûte. Le cintre peut être en plusieurs tronçons, éclissés entre eux pour des raisons de maniabilité.

Il existe différents cintres, qui se résument dans le tableau suivant:

Tableau III.1. Différents types de cintres

Cintres	Diamètres (mètres)
HEB120	2.5 à 5
HEB140	4 à 8
HEB180	7 à 10
HEB220	9 à 12

□ **Marchavants métalliques :**

Ce sont des tôles ayant un moment résistant grâce à une ondulation disposée dans l'axe de la galerie et reposant sur les cintres.

□ **Pièces métalliques de chaînage :**

Elles maintiennent l'écartement des cintres.

□ **Eléments préfabriqués lourds :**

Un revêtement préfabriqué se compose, en général, d'une série d'anneaux juxtaposés qui sont droits pour un tracé rectiligne et biaisés pour un tracé en courbe. Chaque anneau se compose d'un nombre égal de pièces élémentaires appelées voussoirs (voir fig. III.1).

En plus de ces éléments, il existe des voussoirs clés, conçus pour constituer le clavage final de chaque anneau. Il peut s'agir soit d'une clé longitudinale ou d'une clé radiale.

Ainsi, on distinguera selon l'évolution technologique :

- Les claveaux en béton.
- Les voussoirs boulonnés en béton armé.
- Les anneaux mis en place par expansion.
- Les voussoirs articulés.

III.4 Critères à prendre en compte :

Les critères à prendre en compte pour la conception d'un tunnel sont classés en deux grandes catégories :

□ *Suivant qu'ils concernent le terrain encaissant :*

- les discontinuités.
- l'altérabilité.
- les conditions hydrogéologiques.
- les contraintes naturelles.

□ *Ou qu'il concerne l'ouvrage lui-même :*

- relatif à son mode d'exécution :
- les dimensionnements et la forme de cavité
- le procédé d'abattage, soit à l'explosif ou purement mécanique.
- relatif à l'environnement de l'ouvrage.

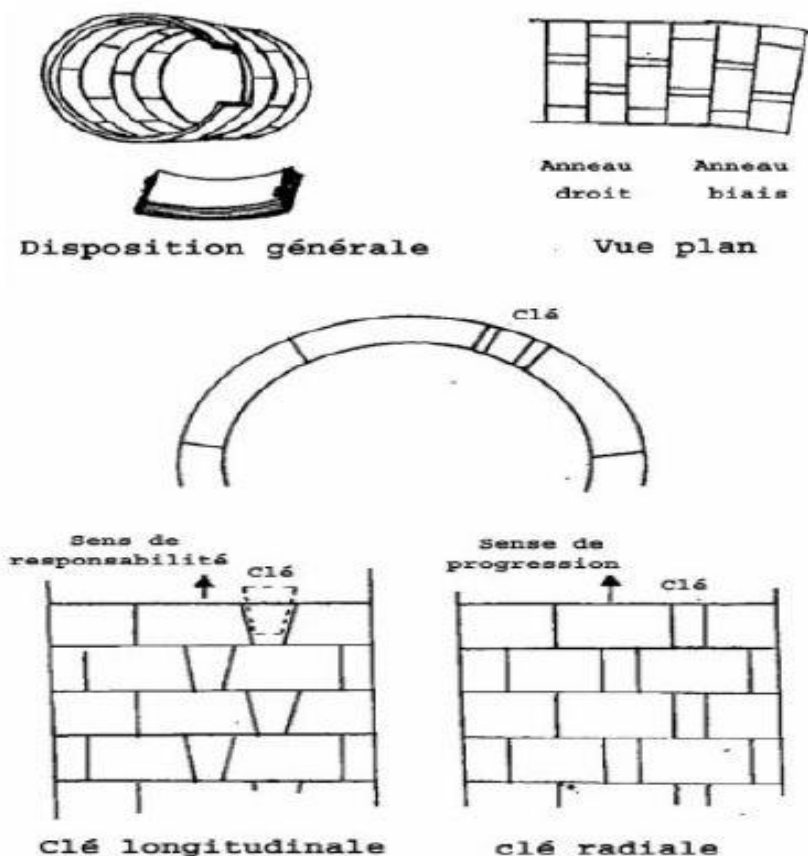


Figure III.1. Eléments préfabriqués lourds

III.5. Système statique de soutènement

III.5.1 Prédimensionnement :

Les charges appliquées sur la voûte dépendent du :

- Facteur dû au terrain (paramètres géotechniques).
- Facteur lié à la géométrie du tunnel.
- Facteur lié à la construction au-dessus du tunnel.
- Injection de blocage (durée, pression etc....).
- Facteur lié au temps.

Tous ces facteurs varient le long de la ligne considérée, malgré cela il est nécessaire de construire un revêtement qui conserve la même géométrie pour des raisons de commodité de chantier ceci, afin de réduire le plus possible le prix de revient au mètre linéaire et réaliser le meilleur compromis : sécurité, prix de revient.

III.5.2 Vérification des cintres de soutènement :

Après abattage de la demi-section supérieure, on pose des cintres avec armatures et béton projeté. Le béton projeté joue un rôle très important dans le soutènement provisoire et pour cette raison on doit contrôler systématiquement:

- ☐ L'épaisseur de la voûte.
- ☐ La résistance du béton de la voûte.
- ☐ L'adhérence précise de la voûte du béton aux ailes côté intrados des cintres.

III.5.3 Système de charges :

Parmi les hypothèses suivantes on proposa le système de charge de notre tunnel :

a) 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, apparaît la réaction élastique du sol.

b) Hypothèse 2 : Le système de charge considéré est la charge verticale et horizontale et la réaction élastique du sol correspondant.

c) Hypothèse3 : On adopte les charges verticales comme uniformes et symétriques et on néglige les charges verticales asymétriques.

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

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (III.1)$$

III.5.5 Détermination des efforts :

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

$$Pr = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{t} \quad (III.2)$$

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

$$e_o = \left(\sum_{i=1}^n h_i y_i + q\right)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C\sqrt{tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (III.3)$$

$$e_i = (H + f)y_h K_a - 2C\sqrt{K_a} \quad (III.4)$$

$$K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (III.5)$$

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

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} \quad (III.6)$$

Valeur rapportée à l'extrados de la voûte donne :

$$P_h = e \frac{f_k}{f} \quad (III.7)$$

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

Tableau III.1. Coefficients des réactions des appuis

Rapport f/l	Moments à la naissance		poussée à la naissance	
	α_m	β_m	α_m	β_m
0,1	0,0012	-0,0012	1,275	-1,275
0,2	0,00452	-0,00452	0,6335	-0,6335
0,3	0,0101	-0,0101	0,4415	-0,4415
0,4	0,01748	-0,01748	0,3385	-0,3385
0,5	0,02668	-0,02668	0,2801	-0,2801

Les réactions d'appuis seront :

III.7.5.1 Pour la charge verticale :

$$M_v = \alpha_m P_v l^2 \quad (III.8)$$

$$H_v = \alpha_h P_v l \quad (III.9)$$

Et la réaction verticale :

$$V_v = P_v \frac{1}{2} \quad (III.10)$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} \quad (III.11)$$

III.7.5.2. Pour la charge horizontale

$$M_h = \beta_m P_h l^2 \quad (III.12)$$

$$H_h = \beta_h P_h l \quad (III.13)$$

$$V_h = 0 \quad (III.14)$$

III.7.5.3. Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_h$$

$$H_h = H_v + H_h \quad (III.15)$$

$$H_f = H_v + H_b \quad (III.16)$$

$$V_f = V_v + V_h \quad (III.17)$$

Les contraintes de la voûte ne sont contrôlées qu'à la clé et aux naissances, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée ; ce qui augmente la sécurité. La section d'un élément arc de largeur unitaire.

A : Section /unité

W : module de résistance.

On vérifie :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_v} \pm \frac{M_v}{W_v} < \sigma_e \quad (III.18)$$

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

III.6. Différentes fonctions du revêtement :

On peut définir le revêtement d'un tunnel comme la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel. Cette position dans l'ouvrage conduit à faire jouer au revêtement plusieurs fonctions possibles.

Fonction mécanique :

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

Fonction d'étanchéité :

Le revêtement joue un rôle important dans l'étanchement de l'ouvrage :

- Soit qu'il l'assure à lui seul (voussoirs préfabriqués avec joints par exemple),
- Soit qu'il assure l'étanchéité de surface (béton coffré dont seuls les joints de reprise sont traités en joints d'étanchéité),
- Soit qu'il joue le rôle de support pour une étanchéité d'intrados ou de soutien et de protection pour une étanchéité d'extrados.

Fonction liée à l'exploitation :

- a) L'intrados d'un tunnel reste la seule partie visible pour l'utilisateur et son aspect, voire sa forme doit être prise en compte dans sa conception. En fonction du type de tunnel, de sa longueur, de la nature et de l'importance du trafic, il convient de choisir un niveau de confort de conduite auquel contribuent la qualité des parements et leur éclairage
- b) Lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique, un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge.

III.7. Règle de conception du revêtement :

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

1. Se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout point une géométrie qui ne concentre pas les efforts.
2. le revêtement peut être en plein cintré ou composé d'une succession d'arcs de cercle, les points anguleux doivent être évités.
3. Assurer la continuité du contact entre le terrain encaissant et le revêtement, (ainsi ce contact augmente la capacité de transmission des efforts).
4. 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.
5. 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.
6. Les règles du décoffrage devraient théoriquement être déduites de la température de l'environnement, et du taux d'humidité. En général le temps de décoffrage est le plus souvent, assujetti à une règle de résistance minimale.
7. Il est généralement recommandé en l'absence d'étanchéité à l'extrados, de respecter une longueur maximale de plot de bétons n'excédant pas les 8 mètres.

Le calcul du revêtement définitif se fera 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 du ferrailage.

III.8. Constat des règles de l'art :

Les revêtements de tunnel sont réalisés soit en béton coffré non armé ou bien en béton coffré armé. Les tunnels anciens comportent un revêtement en maçonnerie ou briques appareillées. Ces différentes structures ont montré qu'elles se comportaient de façon satisfaisante, et assuraient une bonne stabilité de l'ouvrage au cours du temps par le fait qu'elles travaillent en voûte et de manière interactive avec le terrain.

Ce mode de fonctionnement s'articule autour de plusieurs facteurs :

1. Un contact terrain / revêtement quasi continu : La continuité du contact entraîne une uniformisation de la distribution des charges s'appliquant sur le revêtement, et une hyperstatique de la structure : tout déplacement vers le terrain générant une réaction de celui-ci au contact, et par suite un repositionnement du centre de pression à l'intérieur de la section du revêtement.

2. Une flexibilité relative terrain/revêtement suffisamment élevée pour que l'interaction entre ces deux éléments entraîne bien la redistribution des charges évoquée en 1.
3. Une géométrie du revêtement qui ne concentre pas les efforts. Il convient de se rapprocher le plus possible de la forme circulaire ; le revêtement pourra être plein cintre ou composé d'une succession d'arcs de cercle avec une courbure continue aux raccordements, et une variation progressive de l'épaisseur. En particulier, les points anguleux doivent être évités.
4. Une fermeture de la section par un radier contre voûté dans le cas des roches évolutives et poussantes, et dans les terrains meubles.

La mise en place d'un radier augmente considérablement l'aptitude du revêtement à résister à des poussées du terrain (ou de l'eau) ; en lui donnant une forme contre voûtée, sa capacité à résister est encore accrue et les raccordements radier piédroits ont une courbure beaucoup plus régulière.

III.9. 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.

Charges à reprendre :

Parmi les charges que le revêtement doit supporter nous distinguons principalement

- Le poids propre du revêtement.
- Les contraintes normales et tangentielles au contact avec le terrain résultant d'une interaction entre le revêtement et le terrain (contact parfait ou non, glissement, décollement etc.).
- L'effet de pression hydrostatique de l'eau souterraine à l'extrados.
- Les sollicitations thermiques et de retrait.
- Les charges d'exploitation souvent variables.
- En voûte par suite de la présence d'équipements suspendus.
- En radier, les charges mobiles.

La détermination des efforts exercés au contact entre le terrain et le revêtement (ou le soutènement et le revêtement) est un problème très complexe, abordé de différentes manières par les méthodes de calcul usuelles. L'interaction

entre le terrain et le revêtement se traduit différemment le long du périmètre d'une section. En effet, dans certaines zones, le terrain exerce des poussées radiales voire tangentielles sur le revêtement ; dans d'autres zones, c'est l'inverse, en fonction de la déformation relative terrain/revêtement et de l'état de plasticité du terrain.

Le modèle de comportement du terrain doit tenir compte, le cas échéant, de l'hétérogénéité, de l'anisotropie et du comportement différé qui peut traduire différents phénomènes :

- Fluage,
- Radoucissement,
- Endommagement,
- Gonflement.

Les charges dues à l'eau :

En fonction de la perméabilité relative du terrain et du revêtement, avec son système éventuel de drainage, deux sortes d'actions exercées par l'eau peuvent être envisagées :

- avec un revêtement moins perméable que le terrain, ou dans le cas où un complexe d'étanchéité a été mis en place, la hauteur d'eau au-dessus du tunnel agira sur le revêtement sous forme d'une pression hydrostatique.
- avec un revêtement plus perméable que le sol, les pressions de l'eau seront transmises au revêtement sous la forme de poussées du terrain.

Les charges de surface : (Fondations, charges routières...) Ces charges sont susceptibles de se diffuser en profondeur, jusqu'au tunnel éventuellement.

Les effets thermiques :

Les effets thermiques sont variables au cours du temps et peuvent provoquer des contraintes notables dans les structures bloquées au massif encaissant.

Les effets liés au retrait ou au fluage :

Le retrait est principalement de nature thermique à court terme, puis lié au séchage du béton à plus long terme. Le fluage du revêtement peut se produire en cas de fortes poussées du terrain. L'importance relative de chacun de ces types de chargement dépend énormément de la nature du terrain encaissant ; dans le cas où le terrain présente des caractéristiques géotechniques médiocres, les charges dues au terrain pourront être largement prépondérantes tandis que, pour les ouvrages creusés dans un massif rocheux sain, le poids propre du revêtement et les effets

thermiques et de retrait constituent l'essentiel des efforts à considérer pour expliquer le comportement de l'ouvrage, et en particulier le développement et l'évolution de la fissuration.

III.10. Vérification du revêtement :

La vérification du revêtement consiste à comparer les sollicitations calculées aux sollicitations admissibles. Il s'agit d'une vérification à l'état limite ultime. Les revêtements étant de manière générale réalisés en béton non armé, le processus de vérification exposé ci-après s'applique à ce type de revêtements.

III.10.1. Démarche de vérification :

D'une manière générale, la démarche de vérification s'articule autour de plusieurs étapes :

- Le calcul des sollicitations exercées (les efforts interne) : moment M , effort normal N et effort tranchant V dans chaque section de béton.
- L'estimation des sollicitations admissibles à partir des caractéristiques du béton et de l'excentricité « e »

Les sollicitations admissibles dans une section de béton non armé sont calculées en supposant que la section peut se fissurer en partie, mais reste comprimée sur au moins la moitié de son épaisseur.

Cette méthode, inspirée des voûtes en maçonnerie, s'appuie sur le constat d'une fissuration thermique ou de retrait d'espacement aléatoire. Lorsque les sollicitations de calcul sont supérieures aux sollicitations admissibles, ou encore si plus de la moitié de la section du béton se révèle en extension, le dimensionnement du revêtement doit être revu et selon les cas, il est envisageable :

- d'augmenter l'épaisseur,
- de revoir la forme du revêtement,
- de ferrailer les zones à problème.

Il est des cas où le revêtement peut avoir une fonction d'étanchéité à remplir et pour lesquels, par conséquent, la fissuration doit être pleinement maîtrisée.

Chapitre IV

EVALUATIONS DES CHARGES

IV.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. Vu la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, certaines hypothèses simplificatrices ont été émises :

- Le terrain est supposé homogène, non 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 formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale¹³¹⁴¹⁵. Nous exposerons quelques-unes d'entre elles dans ce chapitre.

¹³ BERNARTA FOUAD, KERIKECH ISMAL, *Conception et Calcul d'un tunnel : Cas du métro d'Alger*, Mémoire Inédit, ENA/Alger, Département de Génie Civil, 2007

¹⁴ DERIAS TELDJIA, *Etude comparative d'un tunnel calculé en élément frame et en élément Shell*, mémoire inédit, ENA/ Alger, Département de génie civil

¹⁵ Eynottes, 1995, *Calcul d'un tunnel avec couverture, tronçon du Hai el Badr El Harrach -*, mémoire inédit, Alger, département de génie civil

IV.2. Types et origines des poussées souterraines :

Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées :

- Poussées de détente ou de dislocation: Dues au détachement des masses de roches de la calotte engendrées par la décompression du massif rocheux.
- Poussées géologiques : Dues au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- Poussées de gonflement : Dues à une augmentation du volume des roches.

IV.2.1 Poussées 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 (détente) 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 démunie 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.(voir figure IV.1)

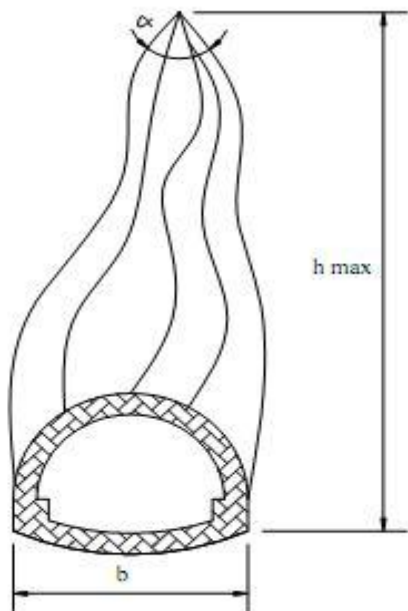


Figure IV.1 Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation

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

$$h_{\max} = \frac{h}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \equiv \frac{b}{2 \sin \varphi} \quad (\text{IV1})$$

b : ouverture de l'excavation

ϕ : Angle de frottement interne.

α : Angle au sommet du profil d'équilibre

h : hauteur de couverture

IV.2.2. Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles) :

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavations 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.

IV.2.3. Poussées de gonflement :

Enfin c'est dans quelques roches argileuses ou délitées, que 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 provoquant 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.

Après avoir exposé les diverses formes de pression souterraine, nous allons passer à l'étude des méthodes de calcul des pressions qui nous permettront par la suite de dimensionner notre tunnel.

IV.3. Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines

IV.3.1 Evaluation des pressions verticales :

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement. 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 deux de ces méthodes.

1. Théorie de TERZAGHI :

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion, mais sa validité est étendue pour des terrains cohérents. Selon la théorie de TERZAGHI, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ agissant le long des plans de glissement. (Voir figure IV.2)

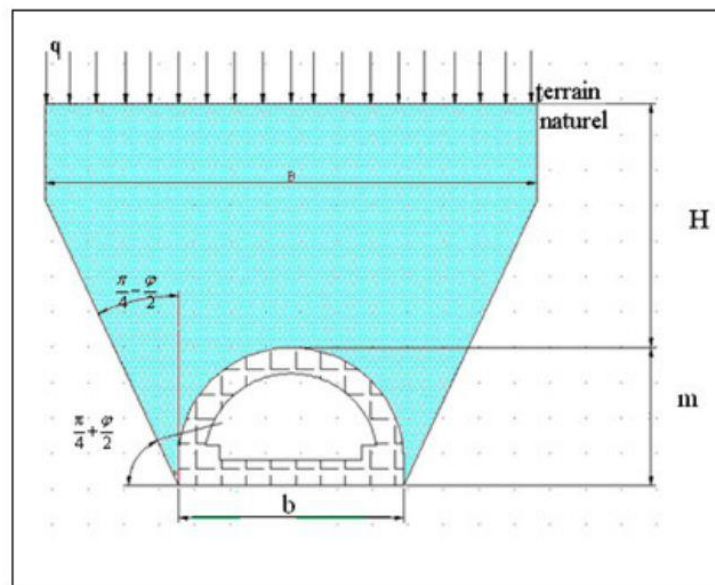


Figure IV.2 Hypothèse de théorie de TERZAGHI

q : la surcharge en surface.

H : la couverture de terre.

m : la hauteur de l'excavation.

b : la largeur de l'excavation.

Avec : $B = b + 2m \tan \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(By - 2C)}{2K \tan \varphi} \left[1 - e^{\frac{-(2Kg\varphi)}{B}} \right] + q e^{\frac{-(2Kg\varphi)}{B}} \quad (\text{IV.2})$$

C : cohésion du terrain.

q : surcharge

φ : angle de frottement interne.

K : Coefficient de poussée active généralement égal à 1.

3. Théorie des poids des terres :

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_y = \sum \gamma_i h_i + q \quad (\text{IV.3})$$

γ poids de la couche i.

h_i : hauteur de la couche i.

q : surcharge

Notons que cette méthode est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage. (Voir figure IV.3)

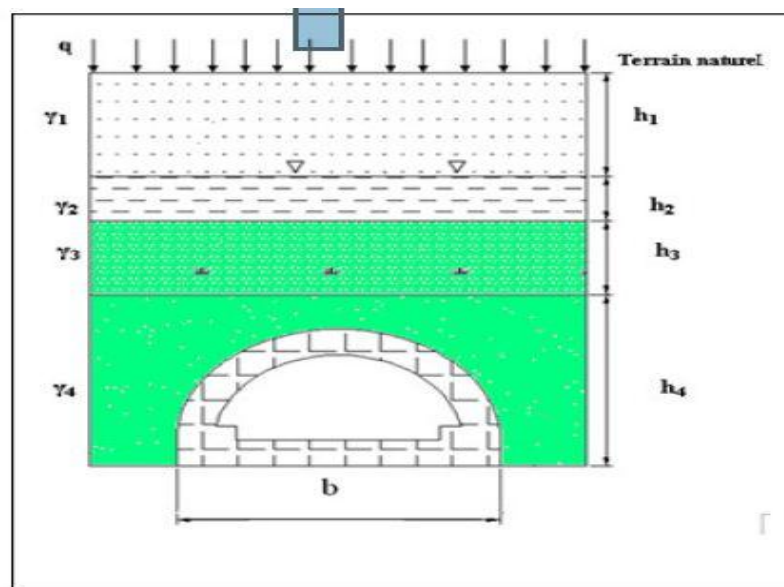


Figure IV.3 Théorie des poids des terres

La théorie de TERZAGHI tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de la couverture et ses caractéristiques ; donc on adopte la théorie de TERZAGHI pour la détermination de la pression verticale. (Voir figure IV.2).

IV.3.2. Evaluation de la pression horizontale

1. La théorie de COULOMB-RANKINE σ_h

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

Au niveau de la calotte :

$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$ A court terme, (c'est le cas d'un soutènement provisoire).

$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$ A long terme, (c'est le cas d'un revêtement définitif).

Avec σ_v : contrainte verticale de TERZAGHI

$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ Coefficient de poussée active

$K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3$ Coefficients de terre au repos :

Coefficient d'influence de la cohésion du terrain. X_1

Coefficient d'influence de la genèse du terrain. X_2

Coefficient rhéologique X_3

Tableau IV.1 Théorie de COULOMB-RANKINE

Nature du terrain	X ₁	X ₂	X ₃
Remblai	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

Au niveau du radier :

Tel que : $\sigma_{h2} = mytg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ (IV.4)

2. Théorie de TERZAGHI :

Selon **TERZAGHI** la pression latérale peut être calculée approximativement par la formule :

$$\sigma_h = \begin{cases} 0,3\gamma(0,5m+h_p) \\ yHtg^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2}\right) \\ \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} \end{cases} \quad (IV.5)$$

H_p : Etant la hauteur de noyau de la détente

ν : Coefficient de poisson.

NB : On adopte la théorie de **TERZAGHI** pour déterminer la pression horizontale pour ce qui concerne le revêtement et celle de **COULOMB-RANKINE** pour le soutènement.

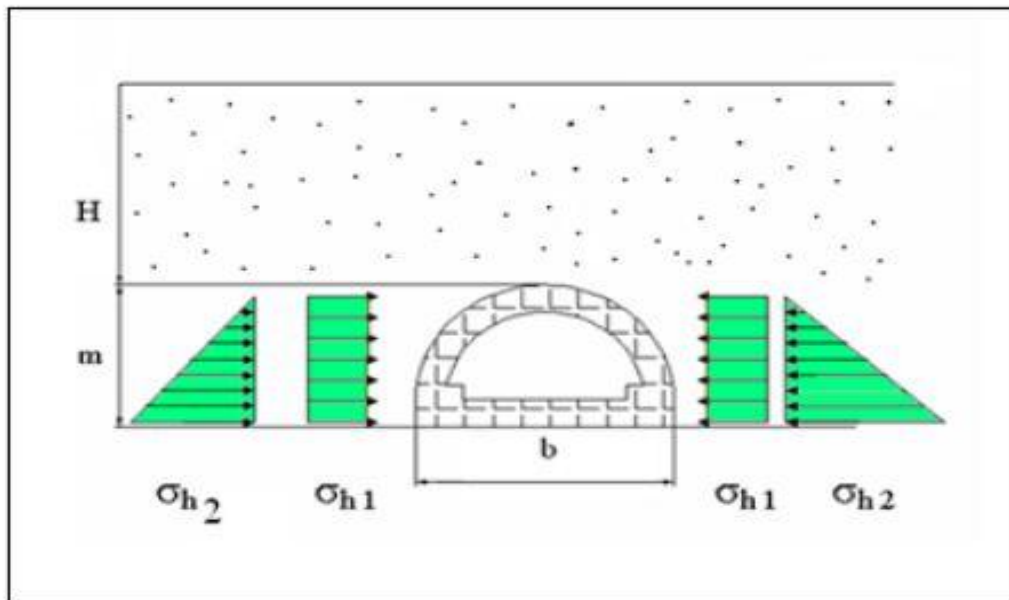


Figure IV.6 Théorie de COULOMB-RANKINE

IV.3.3 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier:

La poussée géologique et de gonflement se manifeste aussi bien au radier qu'aux pieds droits. Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous radier.

Si les contraintes géostatiques 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 exposerons la méthode donnée par TSIMBARIEVITCH.

1. Théorie de TSIMBARIEVITCH :

Une approche au problème a été donnée par TSIMBARIEVITCH en prenant en considération la butée qui s'exerce sous le niveau du radier de part et d'autre des plans verticaux tangents aux pieds droits du tunnel. Cette poussée peut être calculée en fonction des caractéristiques Π et C du terrain situé sous le radier de la poussée verticale, σ supporté par le terrain au niveau du radier de part et d'autre de celui-ci.

A une profondeur Z , la valeur de la poussée de terre sera :

$$e_a = (p + yz)K_a - 2C\sqrt{K_a} \quad (IV.6)$$

Avec :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right). \text{ coefficient de poussée.}$$

Et la grandeur de la butée des terres (poussée passive) sera :

$$e_p = yzK_p + 2C\sqrt{K_p} \quad (IV.7)$$

Avec :

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right). \text{ Coefficient de butée}$$

En égalisant (1) et (2), on obtient :

$$Z = \frac{PK_a - 2C(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{y(K_p - K_a)} \quad (IV.8)$$

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

$$E = E_a - E_p = \frac{yZ}{2}(Z + 2H)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2}yZ^2tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (IV.9)$$

Tel que :

$$E_a = \frac{e_a + e_p}{2} Z \text{ Trapèze}$$

$$E_p = \frac{e_p Z}{2} \text{ Triangle}$$

La résultante E peut être décomposée en deux composantes T et S, avec :

$$2T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (IV.10)$$

La force aura tendance à déplacer le terrain, tandis que la composante normale de l'effort de frottement agira dans le sens contraire, cet effort s'opposant à T sera T_0 :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (IV.11)$$

La résultante T_0 exerce son action dans l'axe central et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q soit par une forme en clé de voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (IV.12)$$

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est :

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{T_0}{Y} \\ \sigma &= \frac{T_0}{Z} tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \end{aligned} \quad (IV.13)$$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma \leq \frac{4C}{1 - \sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi \quad (IV.14)$$

IV.3.4. Evaluation de la pression hydrostatique :

Lorsque le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée généralement le long de la ligne moyenne du revêtement. Il est souvent commode de décomposer ces poussées en deux termes : • Une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voûte et n'engendre qu'un effort normal de compression. • Une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur du point considéré par rapport à la voûte qui engendre des efforts normaux ainsi que des efforts de flexion.

IV.3.5. Charges et surcharges utiles :

1. Charges intérieures :

Les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur d'un tunnel sont en général négligeables par rapport aux poussées des terrains. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrages soumis à de fortes pressions intérieures (comme les galeries d'eau sous pression, réservoir de gaz souterrain) les charges intérieures ne sont habituellement pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire à celui des charges extérieures.

NB : Du point de vue de la sécurité du dimensionnement c'est donc l'ouvrage vide qui représente l'état dangereux.

Chapitre V

METHODES DE DIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

V.1 Introduction :

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

V.2. Les différentes méthodes de dimensionnement¹⁶

On peut classer les méthodes de dimensionnement du soutènement en trois grandes catégories.

1- Méthodes métrologiques : On peut citer trois méthodes : • Pression sur le soutènement. • Contrainte dans le soutènement. • Mouvement du massif.

2- Méthodes empiriques : Les plus utilisés sont celles de :

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

3- Méthodes analytiques et numériques :

- Réactions hyperstatiques.
- Intégrales frontières.
- Éléments finis.
- Différence finis.
- Blocs rigides.

¹⁶ Dossier Pilote des tunnels, genie civil, section 3, *Conception et Dimensionnement*, CETU, BRON, Juillet 1998

- Éléments distincts.
- Convergence-confinement.

Dans ce chapitre on se limitera à exposer certaines méthodes analytiques.

V.3. Méthodes d'analyse et de calcul

Le calcul ou la vérification d'un soutènement est toujours une opération complexe car le tunnel a la particularité d'être avant tout un ouvrage tridimensionnel avec des problèmes difficiles d'interactions entre terrain et structures. En terrain de faible caractéristique mécanique, l'aspect tridimensionnel de soutènement est encore réaffirmé par la nécessité d'intervenir au plus près du front de taille.

Les méthodes de calcul ne peuvent être précises que dans la mesure où elles intègrent ces particularités et permettent de modéliser au mieux chacun de ces effets. Il est possible de classer les différentes approches selon quatre critères principaux de représentation de la réalité.

a. la représentation du terrain

Il s'agit essentiellement de décrire, avec le plus de précision possible, la loi de comportement de chacune des formations qui constituent le terrain encaissant, tout en tenant compte de rôle des discontinuités. L'Etat de contrainte initial est également une donnée fondamentale ainsi que les conditions hydrogéologiques.

b. la représentation des structures de soutènement

Certaines méthodes de calcul, contrairement à d'autres permettent de modéliser la forme exacte du soutènement, ainsi que le mode de fonctionnement de chacun des éléments qui le composent. En même temps, les caractéristiques mécaniques sont susceptibles d'évoluer au cours du temps, modifiant ainsi la distribution des efforts.

c. la représentation des interactions terrain-soutènement

L'étude et le dimensionnement du soutènement ne peuvent être dissociés d'une approche mécanique du terrain encaissant d'abord parce que celui-ci intervient directement par poussée ou par butée, mais aussi par le fait que les caractéristiques du terrain et leur évolution dépendent beaucoup de la marge de convergence qu'autorise le soutènement.

d. la représentation du déroulement réel du chantier

Le creusement de tunnel se traduit par une diminution progressive des efforts jusqu'alors exercés, dans la direction perpendiculaire à la surface d'excavation. Ce processus entraîne une redistribution continue des contraintes dans le terrain encaissant et dans les éléments de structure déjà mis en place.

L'effet du temps dans cette redistribution, le phasage des travaux, l'excavation par sections successives, l'évolution des déplacements au cours du laps de temps séparant chaque phase sont des facteurs importants : à ce sujet, il est sans doute préférable d'utiliser des méthodes simplifiées prenant en compte ce phasage, plutôt que des méthodes très complexes mais également trop lourdes pour permettre un calcul de phase.

e. les différentes méthodes

Très schématiquement, on peut distinguer les méthodes de calcul suivantes :

- **les méthodes aux réactions hyperstatiques**, dans lesquelles est étudié l'équilibre de la structure de soutènement sous l'effet des forces extérieures fixes pour certaines charges « actives » résultant d'actions extérieures indépendantes de la déformation de la structure, et variables pour d'autres fonctions du déplacement de la structure (charges « passives » constituées par les réactions du terrain). De telles méthodes fournissent les sollicitations dans la structure quelle que soit sa forme, mais ne prennent en compte que de façon extrêmement simplifiée le rôle du terrain encaissant.
- **Les méthodes du solide composite** dans lesquelles à la fois le terrain et les structures sont modélisées. Les principales approches de ce type reposent sur l'utilisation de calculs aux éléments finis ou aux différences définies.
- **La méthode convergence-confinement** n'est pas véritablement une méthode de calcul, mais plutôt une approche du déconfinement progressif du terrain capable de fournir des données pour les méthodes ci-dessus, ainsi que des résultats dans un certain nombre de cas simplifiés.
- **Les méthodes analytiques** : qui moyennant un certain nombre des simplifications dans la forme du soutènement, les modèles de comportement et les types de chargement donnent directement des résultats en terme des déplacements et d'efforts sont beaucoup moins utilisés maintenant compte tenu du développement des méthodes de résolution numérique.
- **Les méthodes de modélisation par blocs** peuvent donner des résultats intéressants dans le cas des massifs rocheux fracturés ;

En examinant ces différentes méthodes sur base des quatre principaux critères énoncés ci-dessus, il apparaît principalement que :

1. les méthodes aux réactions hyperstatiques privilégient très nettement les structures au détriment du rôle fondamental joué par le terrain encaissant. Ces approches peuvent être utilisées par une vérification à la rupture du soutènement mais ne donnent pas une représentation précise de la réalité. De plus leur emploi doit être réservé à l'analyse des soutènements épais ou de forte rigidité relative par rapport au terrain encaissant.

2. la méthode convergence-confinement peut fournir des résultats de pré dimensionnement intéressants, en tenant compte d'un comportement élasto-plastique du terrain. La principale difficulté réside dans l'estimation de l'allure de l'évolution du déconfinement qui se révèle être un paramètre à la fois très important, mais difficile à estimer.
3. les méthodes de solide-composite faisant appel à une modélisation par éléments finis (ou différences finies) semblent les mieux à même de répondre aux quatre critères de classement.

En conclusion, il est important de noter que lorsque l'ouvrage apparaît d'une complexité faible à moyenne, les méthodes d'analyse suffisent bien souvent pour appréhender le problème. Pour les ouvrages plus complexes, les méthodes simples fournissent des ordres de grandeurs, qui permettront au concepteur d'encadrer les calculs plus détaillés qui seront faits ultérieurement en même temps, il n'est pas toujours possible de disposer des données géo-mécaniques nécessaires pour entreprendre les approches les plus complexes.

En outre, la vérification du dimensionnement du soutènement par un calcul ne constitue qu'un élément d'appréciation parmi d'autres de l'aptitude du soutènement à remplir son rôle. Il faut tenir compte des éléments donnés précédemment et d'une manière générale, de la capacité plus ou moins grande, du soutènement à s'adapter à des évolutions ou à des singularités qui ne sont pas prises en compte dans les calculs.

PARTIE II : DETERMINATION DES DONNEES DE BASE

Chapitre VI

OBJECTIFS, INTERETS DES ESSAIS

VI.1. Introduction

Quelques soit le souterrain à construire, il devra obligatoirement faire l'objet d'une étude spéciale et une méthode de construction susceptible d'être mise en œuvre doit être adaptée aux conditions de mise en œuvre sous preuve d'échec.

Tout choix d'une méthode d'exécution doit être précédé par un recensement des facteurs liés à la nature des terrains intéressés et aux conditions locales prévisibles. Cela fait l'objet des études et essais préalables.

VI.2. Essais géotechniques

VI.2.1. Identification des sols

VI.2.2. Objet de l'identification

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés physiques, mécaniques ou chimiques qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais simples et rapides appelés "Essais d'identification".

Les essais d'identification conduisent à une description précise et chiffrée, et non seulement descriptive, du sol. Une définition chiffrée est nécessaire car des sols d'aspect très voisins peuvent présenter des comportements (mécaniques, en particulier) très différents. Les essais d'identification servent de base aux divers systèmes de classification des sols. Leurs résultats permettent aussi d'estimer au moyen des corrélations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques des sols et d'établir un pré-dimensionnement grossier des ouvrages au stade des premières études.

On distingue classiquement deux grandes catégories d'essais d'identification :

- Les essais qui répondent de l'arrangement et de la répartition des phases (squelette solide, eau, air). Ces essais caractérisent l'Etat du sol et ne peuvent être réalisés que sur des échantillons intacts ;
- Les essais qui traduisent les propriétés des particules du sol et l'intensité de leurs liaisons avec l'eau. Ces essais caractérisent la nature du sol et sont réalisés sur des échantillons intacts ou remaniés.

On s'attachera à déterminer les principaux paramètres contribuant à définir la nature du sol, certains peuvent donner des indications intéressantes sur les propriétés mécaniques et hydrauliques des sols :

- Masse volumique
- Granulométrie
- Teneur en eau
- Limites d'Atterberg
- Equivalent des sables
- CBR

VI.3. Etudes Caractéristiques mécaniques

VI.3.1. Résistance au cisaillement

La stabilité à court et long terme et les efforts sur le revêtement dépendent des caractéristiques de cisaillement du sol :

- Pour les milieux pulvérulents très perméables, la cohésion en place est très faible ou nulle suivant le degré d'humidité ; en général seul l'angle de frottement interne φ est à déterminer à la boîte de cisaillement ou à l'essai triaxial en tenant compte de l'indice des vides initial ;
- Pour les sols fins peu perméables où les dissipations des surpressions interstitielles sont lentes, on doit distinguer la résistance au cisaillement à court terme et la résistance au cisaillement à long terme.

On détermine la résistance au cisaillement à court terme en contraintes totales, ou cohésion non drainée, sur des échantillons non remanié soumis à des essais non consolidés, non drainés. Des essais in situ, essais pressiométriques et pénétrométriques, permettent d'évaluer la valeur de C_u .

On détermine les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme en contraintes effectives, la cohésion C et l'angle de frottement interne φ , au moyen d'essais triaxiaux consolidés-drainés ou consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle. Les essais in situ ne permettent de déterminer ces caractéristiques qu'à partir des corrélations dont la validité doit être discutée au cas par cas.

VI.3.2. Caractéristiques de déformation

Il faut considérer là aussi le problème des déformations à court terme et à long terme :

- A court terme dans les milieux peu perméables et saturés, les déformations sont liées aux seules contraintes de cisaillement. Ces déformations seront grandes si le sol est en plasticité sur une épaisseur et une hauteur importantes. Les essais triaxiaux donnent des renseignements sur la loi de comportement des sols. L'essai de plaque ou l'essai pressiométrique fournissent des indications sur le module de réaction à court terme suivant les conditions de drainage et d'essais. Cette déformation est à calculer et à contrôler en regard de la méthode d'exécution et des servitudes imposées par l'environnement en surface.
- Les déformations à long terme peuvent avoir pour cause :
 - Le fluage du sol,
 - La consolidation des sols fins saturés liée à la modification des contraintes résultant du creusement du tunnel, du drainage et du rabattement de la nappe,
 - Le gonflement de certains sols argileux raides et fortement consolidés résultant de la diminution de la contrainte moyenne dans certaines zones autour du tunnel, souvent sous le radier.

VI.4. Caractéristiques hydrauliques

VI.4.1. Etude de perméabilité

La perméabilité des terrains intervient dans la détermination :

- Des procédés à envisager pour s'affranchir de la présence éventuelle de la nappe aquifère,
- Des procédés à envisager pour améliorer éventuellement les caractéristiques mécaniques :
 - Du sol de fondation (stabilité de l'ouvrage pendant les phases provisoires et en phase définitive),
 - Des terrains sus-jacents (limitation des désordres en surface, en particulier pour les ouvrages urbains).

Ces deux aspects complémentaires interviennent dans le choix de la méthode d'exécution. On doit effectuer les essais suivants :

IV.4.2. Essais de perméabilité in situ

Les essais de perméabilité sur échantillons sont insuffisants pour donner une indication de la perméabilité moyenne des terrains rencontrés. Il est nécessaire d'effectuer des essais d'eau in situ dans les sols pulvérulents ou cohérents. Dans le

cas des sols très plastiques qui sont pratiquement imperméables, ces essais ne présentent pas d'intérêt.

Ils doivent permettre selon le cas :

- De déterminer la possibilité et l'efficacité d'un drainage ou d'un rabattement éventuel de la nappe ;
- D'orienter le choix d'un procédé de traitement du sol.

Les coefficients de perméabilité des sols varient sur une échelle très étendue et leur détermination se fait avec une précision généralement voisine d'une puissance de 10. Ce qui laisse une forte marge d'incertitude sur les débits d'exhaure.

Chapitre VII.

ESSAIS ET INTERPRETATION DES RESULTATS

VII.1. Introduction

La nature et la disposition des terrains traversés par le tunnel sont décelées par l'étude géologique qui permet une première décomposition en tronçons homogènes du point de vue lithologique et (ou) structural. Mais si historiquement, la géologie a constitué le paramètre essentiel de l'art des tunnels, ainsi qu'en témoignent les premières classifications (PROTODIAKONOV-1909, TERZAGHI-1946) élaborées dans le cadre d'une formalisation des méthodes empiriques et fondées sur des critères géologiques, il n'en est plus de même aujourd'hui où l'analyse des conditions de stabilité de l'excavation et de son environnement comporte une part beaucoup plus importante d'approche par le calcul faisant intervenir les valeurs des paramètres caractéristiques du comportement géomécanique du matériau dont la détermination nécessite des procédures spécifiques.¹⁷

C'est ainsi que dans le but de disposer de quelques données géotechniques qui seront nécessaires et utiles dans la suite, des échantillons ont été prélevés en trois sections différentes du Mont Goma et à des profondeurs différentes :

- La première section se situe à environ 50 m du rond-point cercle sportif où devra se situer probablement le front d'attaque.
- La deuxième section se situe au milieu du profil, précisément sur le site où sont érigés les bâtiments administratifs de l'OVG (Observatoire Volcanologique de Goma).
- La dernière section se situe derrière la clinique Belle Vue à une dizaine de mètres de la route qui mène vers le port de la SNCC (Société Nationale du Chemin de Fer du Congo).

Cependant, compte tenu des certaines contraintes, les essais se sont réalisés sur des échantillons formant un mélange hétérogène dans lequel chaque section a été représentée par une quantité bien définie des matériaux la constituant. NB. Pour les détails relatifs à ces essais, on peut consulter le manuel de laboratoire de Mécanique des sols disponible à la Faculté des Sciences et Technologies Appliquées de l'ULGPL/Goma.

¹⁷ Dossier Pilote des tunnels, génie civil, section 2, *Géologie-Hydrogéologie – Géotechnique*, CETU, BRON, Juillet 1998

VII.2. Caractéristiques massiques du sol

VII.2.1. La densité spécifique humide ρ_h

La densité spécifique humide est donnée par la relation :

$$\rho_h = \frac{m_h}{V_{cy}} \quad (\text{VII.1})$$

Où :

- m_h (en g) est la masse de l'échantillon humide
- V_{cy} (en cm^3) est le volume intérieur du cylindre contenant l'échantillon

L'essai donne le résultat suivant :

$$\rho_h = 1533 \text{ Kg/m}^3$$

VII.2.2. La densité spécifique sèche ρ_d

Par définition, la densité spécifique sèche est donnée par :

$$\rho_d = \frac{m_d}{V_d} \quad \text{Où :} \quad (\text{VII.2})$$

- m_d (g) est la masse de l'échantillon sec
- V_d (cm^3) est le volume de l'échantillon sec

Comme ce n'est pas facile de mesurer le volume de l'échantillon sec, surtout quand l'échantillon est pulvérulent, on utilise la relation qui lie la densité spécifique humide à la densité spécifique sèche.

$$\rho_d = \frac{\rho_h}{1+w} \quad \text{Où } w \text{ est la teneur en eau naturelle :} \quad (\text{VII.3})$$

$$w = \frac{m_h - m_d}{m_d} \times 100 \quad (\text{VII.4})$$

Les résultats y relatifs sont donnés au tableau 1.

Tableau VII.1. Valeurs numériques des quelques paramètres d'état

Densité spécifique humide (g/cm^3)	1,533
Teneur en eau naturelle (%)	65
Densité spécifique sèche (g/cm^3)	0,929

VII.3. Identification du sol en place

Pour faire une bonne identification du sol, on fait recours également à d'autres essais de laboratoire dont les plus couramment utilisés sont :

- L'analyse granulométrique
- L'équivalent de sable
- La détermination des limites d'Atterberg
- L'essai Proctor et CBR

Dans cette dernière catégorie, nous nous limiterons à exposer le CBR au détriment du Proctor.

VII.3.1. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique est un essai qui permet de déterminer quantitativement de la distribution granulométrique des particules dans les sols. Il s'effectue jusqu'à 80 μm par tamisage du matériau par voie sèche ou humide :

- **Le tamisage à sec** : il est commode pour les matériaux non cohérents et dont les grains ne présentent ni agglomérats, ni adhérences après séchage. La procédure la plus simple et la plus efficace pour sa réalisation consiste à superposer des tamis d'ouvertures différentes et laisser les particules passer à travers le tamis en secouant pour recueillir les refus. Les dimensions des mailles des tamis (toiles tressées) croissent en progression géométrique de raison $\sqrt[10]{10}$
- **Le tamisage à l'eau** : ce tamisage est approprié pour les sols cohérents ou présentant des agglomérats après séchage.

1. Granulométrie

La granulométrie se définit comme la répartition de la dimension moyenne des particules du sol, exprimée en pourcentage de la masse totale du matériau. La granularité s'exprime par la courbe granulométrique, tracée dans un diagramme semi-logarithmique en portant :

- En abscisse, le logarithme du diamètre moyen D des particules ;
- En ordonnée, le pourcentage en masse du matériau total, de la fraction du sol dont les particules ont un diamètre moyen inférieur à celui repéré par l'abscisse correspondante (tamisât)

On peut noter quelques dimensions importantes des particules :

- Le diamètre effectif D_{10} c'est celui correspondant à l'ordonnée 10%
- Le diamètre effectif D_{60} c'est celui correspondant à l'ordonnée 60%
- Le diamètre effectif D_{30} c'est celui correspondant à l'ordonnée 30%.

On calcule le coefficient d'uniformité ou coefficient de Hazen comme étant le rapport :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{VII.5})$$

Le coefficient d'uniformité permet d'exprimer l'étalement de la courbe granulométrique. On calcule également le coefficient de courbure qui est :

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (\text{VII.6})$$

Le coefficient de courbure permet de décrire la forme de la courbe granulométrique entre les diamètres effectifs D_{10} et D_{60} . Ces coefficients servent à classer les sols suivant la granulométrie.

- Si C_u est inférieur ou égal à 2, la granulométrie est dite serrée, si C_u est supérieur à 2, la granulométrie est dite étalée
- Lorsque la valeur du coefficient de courbure se situe entre 1 et 3 et que le coefficient d'uniformité est supérieur à 4 pour le gravier et à 6 pour le sable, dans un tel cas, on dit que la granulométrie est bien graduée. Dans le cas contraire la granulométrie est alors mal graduée.

VII.3.1.2. Interprétation des résultats

En se référant à la figure 1 de l'annexe –A- ; issu des résultats de l'analyse granulométrique lesquels sont présentés dans le tableau 1 de l'annexe –A- nous faisons ressortir les différents commentaires suivants sur base de certains éléments qui facilitent l'interprétation des essais de l'analyse granulométrique entre autres :

- Le coefficient d'uniformité de Hazen
- Le coefficient de courbure

Ces coefficients servent à classer les sols suivants les granulométries.

Le tableau 2. Ci-dessous fournit les paramètres présentés ci haut ainsi que le module de finesse MF.

Tableau VII.2. Valeurs numériques des paramètres granulométriques

Paramètres	D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_c	C_u	MF
Valeurs	219	685	1371	1,6	6,3	1,87

Au regard des informations ci haut, nous pouvons classer le sol du Mont Goma :

- Vu que $C_u = 6,3 > 2$, la granulométrie du sol du Mont Goma est dite étalée
- Vue que $1 < C_c < 3$ et $C_u > 6$; nous sommes en face d'un sable dont la granulométrie est bien graduée.

- Vue que le module de finesse est égal à $1,87 < 2,2$ à $2,8$ le sable du mont Goma nécessitera d'être corrigé en cas d'une éventuelle utilisation comme constituant du béton.

VII.3.2. Equivalent de sable

L'essai d'équivalent de sable sert à quantifier le degré de propreté des sables ; cet essai s'effectue sur la fraction du sol inférieure à 5 mm. Il consiste à laver énergiquement le sol dans une solution flocculant normalisée à base de chlorure de calcium. Les éléments fins séparés à des grains plus gros à la suite de l'agitation mécanique entrent en suspension et flocculent dans la solution chargée en électrolytes. Après un léger repos de 20 minutes, on mesure les niveaux supérieurs h_1 , du sédiment et h_2 du flocculent et on calcule l'équivalent de sable à l'aide de l'expression :

$$ES = \frac{h_1}{h_1 + h_2} \times 100\% \quad (\text{VII.7})$$

A l'aide des valeurs ES, on classifie les sols selon l'échelle suivante :

- Sable pur : $ES = 100$
- Sable propre pour béton : $ES > 80$
- Gravier pour couche de base : $30 < ES < 40$
- Gravier pour couche de fondation : $30 < ES < 35$
- Sable argileux : $ES < 30$
- Argile pure : $ES = 0$

VII.3.2.1. Interprétation des résultats

Conformément aux différents résultats qui se rapportent à l'essai de l'équivalent de sable et qui sont présentés dans le tableau 2 de l'annexe –A-, il nous est donc facile d'affirmer sans ambages que le sol du mont Goma est constitué d'un sable propre étant donné ; que son $ES = 95\%$, valeur largement supérieur à 80 comme le recommande la condition de classification précédemment susmentionnée.

VII.3.3. Limites d'Atterberg

VII.3.3.1. Notion de consistance

Lorsque l'on fait décroître progressivement la teneur en eau d'un échantillon de sol, on constate qu'il passe successivement par plusieurs états, dont la description a été proposée par le Suédois Atterberg :

- **Un Etat liquide** : à teneur en eau élevée. Le sol se répand lorsqu'on le dépose sur une surface plane. Il ne possède aucune résistance. Ses particules sont pratiquement séparées par l'eau.
- **Un état plastique** : le sol est stable naturellement mais, dès qu'un effort lui est appliquée, il subit de grandes déformations en grande partie irréversibles, sans variations notable de volume et sans apparition des fissures. Le sol est malléable et conserve la forme qu'on lui donne. Lorsqu'on le triture, il peut perdre une partie de sa résistance. Certains sols, dits thixotropes, ont la propriété de récupérer avec le temps une partie de leur résistance.
- **Un état solide** : le sol a le comportement d'un solide. L'application d'un effort n'entraîne que des faibles déformations. Le passage à l'état solide s'effectue d'abord avec réduction de volume ou retrait, puis à volume constant, sans retrait.

VII.3.3.2. Limites de consistance ou limite d'Atterberg

Les teneurs en eau séparent les divers états de consistance du sol dépendent de la nature du sol. On les appelle :

- **Limite de liquidité** W_L (limite entre l'état liquide et l'état plastique)
- **Limite de plasticité** W_p (limite entre état liquide et l'Etat Solide)
- **Limite de retrait** W_s (limite entre l'état solide avec le retrait et l'état solide sans retrait)

Les limites de liquidité, de plasticité et de retrait sont déterminés au moyen d'essais conventionnels. Les essais s'effectuent sur le mortier du sol (fraction inférieur à 420 μm).

- **La limite de liquidité** est déterminé au moyen d'un appareil normalisé, appelé "coupelle de Casagrande", qui est constitué d'une coupelle d'une dizaine de centimètres de diamètre, d'un socle de rigidité fixée et d'un système cranté permettant de soulever et de laisser retomber la coupelle d'une hauteur constante (10 mm) à raison d'un coup par seconde. Le sol argileux préparé à une teneur en eau fixée, est étalé dans la coupelle puis entaillé avec une spatule normalisée. On compte le nombre N des coups nécessaires pour que les lèvres de l'entaille se rapprochent sur 10 mm de longueur. L'opération est renouvelée pour différents teneurs en eau. La limite de liquidité correspondant par convention à $N = 25$ Coups
- **La limite de plasticité** : est par convention la teneur en eau au-dessous de laquelle il devient impossible de confectionner des bâtonnets de 3 mm de diamètre et de 100 mm de longueur sans qu'ils se rompent ou s'émiettent. L'essai s'effectue à la main. La figure ci-dessous peut déterminer l'état d'un sol en fonction de la teneur en eau.

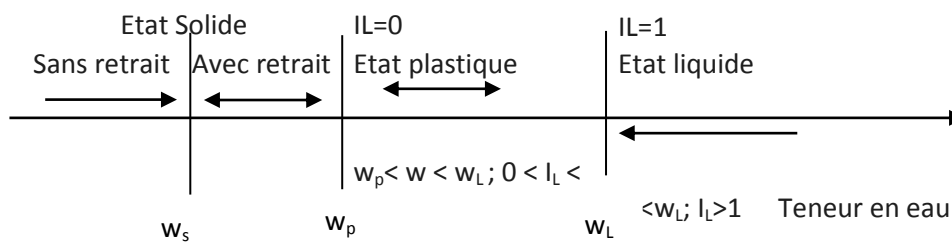


Figure VII.1. Etats d'un sol en fonction de sa teneur en eau

VII.3.3.3. Indice de Plasticité

L'indice de plasticité est la différence entre les limites de liquidités et de plasticités du sol :

$$I_p = W_L - W_p \quad (\text{VII.8})$$

Il mesure l'étendue de la plage de teneur en eau dans laquelle le sol se trouve. La plasticité est une propriété caractéristique des éléments très fins ou argileux du sol, en relation avec l'existence des couches d'eau adsorbées avec ou sans électrolytes dissociés. On conçoit donc que les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité d'un sol varient non seulement avec l'importance de sa fraction argileuse, mais également avec la nature des minéraux argileux et des cations adsorbés.

VII.3.3.4. Interprétation des résultats

De par sa nature à être un sable très propre c'est-à-dire un sable ne possédant qu'un faible pourcentage des particules fines (argileuses) comme l'a suffisamment prouvé l'essai de l'équivalent de sable, les limites des plasticités, de retrait ainsi que l'indice de plasticité sont par conséquent déclarés non mesurables. Par contre, la limite de liquidité obtenue à 25 coups est de $W_L = 40\% < w = 65\%$.

Cette limite classe ainsi le sol du mont Goma dans l'état liquide en parfait accord avec la classification qui a été présentée à la figure VII.1. Ce résultat vient donc corroborer celui qui a été fourni par la teneur en eau naturelle plaçant ainsi le sable du Mont Goma parmi les sols à perméabilité élevée. Du fait que le tassement des sols est aussi fonction de la vitesse d'expulsion de l'eau des vides du sol, la perméabilité agit sur le tassement. Ces informations sont plus utiles et plus intéressantes.

Les résultats des limites d'Atterberg sont présentés dans le tableau 3 et qui conduisent à l'obtention de la droite de la figure 2 (voir annexe –A-.)

VII.3.4. L'indice portant Californien CBR

L'indice Portant Californien est un nombre sans dimension exprimant en pourcentage le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans les matériaux à étudier d'une part (avec ou sans immersion au préalable) et dans un matériau type d'autre part. Il caractérise implicitement la tenue au poinçonnement d'un sol.

VII.3.4.1. Interprétation des résultats

Après analyse au laboratoire, le sol du Mont Goma a présenté un indice partant Californien de 10%. Cette valeur est tellement petite (faible) pour que le sol soit à mesure d'assurer une résistance aux charges qui lui seront appliqués.

Les tableaux 4 résument les différents résultats relatifs à l'essai Proctor pendant que la figure 3 se rapporte à eux. Les tableaux 5 et 6 à leur tour présentent les résultats de l'essai portant sur la détermination de l'indice partant Californien. Les mesures technologiques spéciales à adopter au tunnel sous le mont Goma et qui ressortent des résultats de ces différents essais sont présentées au chapitre dix du présent travail.

PARTIE III:

APPLICATION AU TUNNEL SOUS LE MONT GOMA

Chapitre VIII

CALCUL DES CHARGES

VIII.1. Introduction

On s'intéresse dans cette partie à l'effet de la variation de hauteur h de la couverture pour un dimensionnement optimal du soutènement. Pour un tunnel, il faut limiter au maximum les changements de section, donc du soutènement sur un profil à long. Pour notre cas, on choisira donc trois soutènements calculés selon leur configuration la plus défavorable (Pour h max). Dès lors, nous avons subdivisés notre profil à 3 sections dans lesquelles seront effectués les calculs des charges à prendre en compte pour le dimensionnement des cintres métalliques.

Le tunnel aura son front d'attaque au niveau de P_7 . Il s'étendra donc sur une distance de 600 mètres entre le P_7 et le P_{19} dans le but de rechercher une couverture nécessaire.

- Section 1 : Profil n°7 au Profil n°8, soit 50 m, hauteur de couverture maximale égale à 62 mètres.
- Section 2 : Profil n°8 au Profil n°18 soit 500 mètres, hauteur de couverture maximale égale à 67 mètres
- Section 3 : Profil n°18 au Profil n°19, soit 50 mètres, hauteur de couverture maximale égale à 55 mètres.

VIII.2. Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel

VIII.2.1. Première section

1°. Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v

Méthode de TERZAGHI

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation et des caractéristiques mécaniques des sols considérées obtenues par la formule suivante :

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow B = 18,99m$$

$$\text{avec } m = 6,56m \quad \text{et } b = 9,80m$$

$$H = 62m$$

Le coefficient de poussée active k est pris égale à 1 :

La contrainte verticale est donnée par :

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

Pour notre tunnel, nous adoptons une surcharge d'exploitation de 10 KN par m². D'où $\sigma_v = 355,90 \text{ KN/m}^2$, C étant égal à 0, $\varphi = 20^\circ$ et $\gamma_h = 15 \text{ KN/m}^3$

2° Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement à demi-section supérieur du tunnel σ_h

Méthode de Terzaghi

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0,3 \cdot \gamma (0,5m + H_p) \text{ avec } H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} \Rightarrow H_p = 14,327m \text{ et } \sigma_h = 79,231 \text{ KN} / m^2$$

3°. Calcul de la pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale

Méthode de TERZAGHI

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation et des caractéristiques mécaniques des sols considérées obtenues par la formule suivante :

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow B = 19,287m$$

$$\text{avec } m = 6,56m \text{ et } b = 10,1m$$

$$H = 62m$$

Le coefficient de poussée active k est pris égale à 1 :

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(B \cdot \gamma - 2C)}{2Ktg\varphi} \left[1 - e^{\frac{-(2kHtg\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{-(2kHtg\varphi)}{B}}$$

Pour notre tunnel, nous adoptons une surcharge d'exploitation de 10 KN par m². D'où $\sigma_v = 360,111 \text{ KN/m}^2$, C étant égal à 0, $\varphi = 20^\circ$ et $\gamma_h = 15 \text{ KN} / m^3$

4°. Calcul de la pression horizontale active agissant sur le soutènement de la structure globale

Méthode de Terzaghi

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0,3 \cdot \gamma (0,5m + H_p) \text{ avec } H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} \Rightarrow H_p = 14,765m \text{ et } \sigma_h = 81,202KN / m^2$$

D'où nous dressons le tableau récapitulatif suivant pour les différents résultats obtenus pour la première section :

Tableau VIII.1. Résultats obtenus par la méthode de Terzaghi, section 1

Résultats obtenus pour la demi-section supérieure	Résultats obtenus pour la structure globale
$\sigma_v = 355,90KN / m^2$	$\sigma_v = 360,111KN / m^2$
$\sigma_h = 79,231KN / m^2$	$\sigma_h = 81,202KN / m^2$

VIII.2.2. Deuxième Section

1°. Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow B = 18,967m$$

$$\text{avec } m = 6,56m \text{ et } b = 9,80m$$

$$H = 67m$$

Le coefficient de poussée active k est pris égale à 1 :

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(B \cdot \gamma - 2C)}{2Ktg\varphi} \left[1 - e^{\frac{-(2kHtg\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{-(2kHtg\varphi)}{B}}$$

Pour notre tunnel, nous adoptons une surcharge d'exploitation de 10 KN par m². D'où $\sigma_v = 361,729 KN/m^2$, C étant égal à 0, $\varphi = 20^\circ$ et $\gamma_h = 15KN / m^3$

2° Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement à demi-section supérieur du tunnel σ_h

Méthode de Terzaghi

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0,3 \cdot \gamma (0,5m + H_p) \text{ avec } H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} \Rightarrow H_p = 14,327m \text{ et } \sigma_h = 79,231 \text{KN} / m^2$$

3°. Calcul de la pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale

Méthode de TERZAGHI

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation et des caractéristiques mécaniques des sols considérées obtenues par la formule suivante :

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow B = 19,287m$$

$$\text{avec } m = 6,56m \text{ et } b = 10,1m$$

$$H = 67m$$

Le coefficient de poussée active k est pris égale à 1 :

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(B \cdot \gamma - 2C)}{2Ktg\varphi} \left[1 - e^{\frac{-(2kHtg\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{-(2kHtg\varphi)}{B}}$$

Pour notre tunnel, nous adoptons une surcharge d'exploitation de 10 KN par m². D'où $\sigma_v = 366,529 \text{ KN/m}^2$, C étant égal à 0, $\varphi = 20^\circ$ et $\gamma_h = 15 \text{KN} / m^3$

4°. Calcul de la pression horizontale active agissant sur le soutènement de la structure globale

Méthode de Terzaghi

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0,3.\gamma(0,5m + H_p) \text{ avec } H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} \Rightarrow H_p = 14,765m \text{ et } \sigma_h = 81,202KN / m^2$$

D'où nous dressons le tableau récapitulatif suivant pour les différents résultats obtenus pour la deuxième section :

Tableau VIII.2. Résultats obtenus par la méthode de Terzaghi, section 2

Résultats obtenus pour la demi-section supérieure	Résultats obtenus pour la structure globale
$\sigma_v = 361,729KN / m^2$	$\sigma_v = 366,529KN / m^2$
$\sigma_h = 79,231KN / m^2$	$\sigma_h = 81,202KN / m^2$

VIII.2.3. Troisième section

1°. Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow B = 18,967m$$

$$\text{avec } m = 6,56m \text{ et } b = 9,80m$$

$$H = 55m$$

Le coefficient de poussée active k est pris égale à 1 :

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(B.\gamma - 2C)}{2Ktg\varphi} \left[1 - e^{\frac{-(2kHtg\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{-(2kHtg\varphi)}{B}}$$

Pour notre tunnel, nous adoptons une surcharge d'exploitation de 10 KN par m². D'où $\sigma_v = 344,704 \text{ KN/m}^2$, C étant égal à 0, $\varphi = 20^\circ$ et $\gamma_h = 15 \text{ KN/m}^3$

2° Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement à demi-section supérieur du tunnel σ_h

Méthode de Terzaghi

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0,3 \cdot \gamma (0,5m + H_p) \text{ avec } H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} \Rightarrow H_p = 14,327m \text{ et } \sigma_h = 79,231 \text{ KN/m}^2$$

3°. Calcul de la pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale

Méthode de TERZAGHI

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation et des caractéristiques mécaniques des sols considérées obtenues par la formule suivante :

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow B = 19,287m$$

$$\text{avec } m = 6,56m \text{ et } b = 10,1m$$

$$H = 55m$$

Le coefficient de poussée active k est pris égale à 1 :

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(B \cdot \gamma - 2C)}{2Ktg\varphi} \left[1 - e^{\frac{-(2kHtg\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{-(2kHtg\varphi)}{B}}$$

Pour notre tunnel, nous adoptons une surcharge d'exploitation de 10 KN par m². D'où $\sigma_v = 348,829 \text{ KN/m}^2$, C étant égal à 0, $\varphi = 20^\circ$ et $\gamma_h = 15 \text{ KN/m}^3$

4°. Calcul de la pression horizontale active agissant sur le soutènement de la structure globale

Méthode de Terzaghi

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0,3 \cdot \gamma (0,5m + H_p) \text{ avec } H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} \Rightarrow H_p = 14,765m \text{ et } \sigma_h = 81,202KN / m^2$$

D'où nous dressons le tableau récapitulatif suivant pour les différents résultats obtenus pour la troisième section :

**Tableau VIII.3. Résultats obtenus par la méthode de Terzaghi,
section 3**

Résultats obtenus pour la demi-section supérieure	Résultats obtenus pour la structure globale
$\sigma_v = 344,704KN / m^2$	$\sigma_v = 348,826KN / m^2$
$\sigma_h = 79,231KN / m^2$	$\sigma_h = 81,202KN / m^2$

Chapitre IX

CALCUL DU SOUTÈNEMENT

IX.1. Introduction

Après avoir évalué au chapitre VIII le chargement agissant sur l'ouvrage, on arrive au stade du dimensionnement proprement dit. Le calcul analytique constitue en fait un contrôle des dimensions admises sur la base des données expérimentales, celles d'ouvrages exécutés et reconnues comme économique.

IX.2. Vérification préliminaire du soutènement

Le dimensionnement analytique traite le cintre comme un arc porteur encastré aux deux extrémités. Les efforts actifs qui entrent en ligne de compte dans le calcul sont les poussées verticales et horizontales du terrain (le poids propre du cintre étant négligé).

Nous admettons en première approximation que la pression verticale se répartit uniformément sur la portée de l'arc. Par conséquent, la charge verticale agissant sur le cintre est égale à :

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

Tel que :

$$Q_0 = \left(\sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) xa \quad (\text{Partie Uniforme de la pression géologique}) \text{ et}$$

$$\Delta G = \left(\frac{f_K \cdot I_K}{3} \gamma_h \right) xa \quad (\text{Partie de la charge d'intensité variable}).$$

IX.2.1. Première section

a : la distance entre les cintres a = 1 m

A. Cas statique

Sous la combinaison "G"

$$Q_0 = \left(\sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) \alpha a \Rightarrow Q_0 = 940 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\Delta G = \left(\frac{f_K J_K}{3} \gamma_h \right) \alpha a \Rightarrow \Delta G = 103,966 \text{ KN} / \text{ml} \text{ Avec :}$$

- $r_K = 4,90 \text{ m}$
- $r_b = 4,5 \text{ m}$
- $r = 4,70 \text{ m}$,
- $2\rho_0 = 120^\circ \Rightarrow \rho_0 = 60^\circ$
- $l_k = 2(r_k \cos 30^\circ) = 8,487 \text{ m}$
- $l = 2(r \cos 30^\circ) = 8,141 \text{ m}$
- $l_b = 2(r_b \cos 30^\circ) = 7,794 \text{ m}$
- $f_k = r_k - r_k \cos \rho_0 = 2,45 \text{ m}$
- $f = r - r \cos \rho_0 = 2,35 \text{ m}$
- $f_b = r_b - r_b \cos \rho_0 = 2,25 \text{ m}$

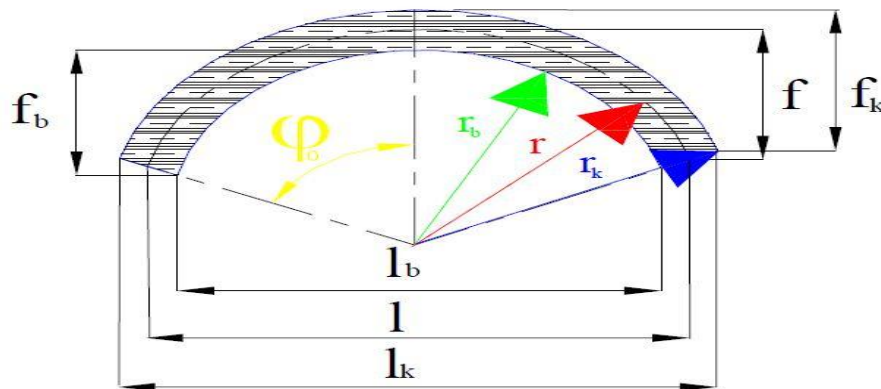


Figure IX.1. Vérification préliminaire du soutènement

$$\Rightarrow P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} = 992,721 \text{ KN} / \text{ml}$$

La charge horizontale sera calculée à partir de la poussée verticale en se basant sur la relation de COLOMB-RANKINE :

$$e_0 = \left(\sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

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

$$e_0 = \left(\sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$e_0 = 313,333 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

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

$$e_1 = 473,253 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Comme approximation supplémentaire, on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale la pression est uniforme, on aura donc :

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2}$$

$$e = 393,293 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Cette valeur rapportée à l'extrados nous donne :

$$P_h = \left(e \frac{f_k}{f} \right) \alpha a$$

$$\Rightarrow P_h = 410,029 \text{ KN} / \text{ml}$$

Les réactions d'appui au niveau de la naissance seront calculées en fonction du rapport f/l en utilisant le tableau des coefficients (voir tableau III.1.)

$$f/l = 0,288 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_m = 0,01010 \\ \beta_m = -0,01010 \end{cases} \quad \begin{cases} \alpha_h = 0,4415 \\ \beta_h = -0,1749 \end{cases}$$

Les réactions d'appui seront :

1. Sous charges verticales :

$$M_v = \alpha_m P_v . l^2 = 664,514 \text{KNm}$$

$$H_v = \alpha_h . P_v . l = 3568,089 \text{KN}$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2} = 4040,871 \text{KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} = 5390,723 \text{KN}$$

2. Sous charge horizontale

$$M_h = \beta_m . P_h . l^2 = -274,468 \text{KNm}$$

$$H_h = \beta_h . P_h . l = -583,824 \text{KNm}$$

$$V_h = 0$$

Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_h = 390,046 \text{KNm}$$

$$H_f = H_v + H_h = 2984,265 \text{KN}$$

$$V_f = 4040,871 \text{KN}$$

B. Cas dynamique

Sous la combinaison : « 1,2G ».

Les réactions d'appui seront :

1. Sous charge verticale

$$M_v = \alpha_m (1,2P_v) l^2 = 797,417 \text{KNm}$$

$$H_v = \alpha_h (1,2P_v) l = 4281,707 \text{KN}$$

$$V_v = (1,2P_v) \frac{l}{2} = 6468,868 \text{KN}$$

2. Sous charge horizontale

$$M_h = \beta_m (1,2P_h) l^2 = -329,361 \text{KNm}$$

$$H_h = \beta_h (1,2P_h) l = -700,589 \text{KN}$$

$$V_h = 0$$

Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_h = 468,056 \text{ KNm}$$

$$H_f = H_v + H_h = 3581,118 \text{ KN}$$

$$V_f = 4849,045 \text{ KN}$$

Dimensionnement des cintres de la première section

Le dimensionnement se fera avec les valeurs trouvées dans le cas dynamique. 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 :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_v} \pm \frac{M_v}{W_v} < 1,33\sigma_e, \quad \sigma_e = 240000 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Prenons un HEB 300 $\left\{ \begin{array}{l} A_v = 141,1 \text{ cm}^2 \\ W_v = 1680 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$

$$\Rightarrow \sigma_{naissance} = \frac{6468,868}{141,1 \cdot 10^{-4}} + \frac{797,417}{1680 \cdot 10^{-6}} < \sigma_e$$

$$= 933112,792 > 319200 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Non vérifié}$$

Ajoutons deux platines de dimensions (5x26 cm) pour rigidifier la section de l'HEB :

- **Calcul du moment d'inertie de la section totale (profilé + les deux platines)**

$$I_{xt} = I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + I_p$$

$$I_{x1} = \frac{b_1 h_1^3}{12} + S_1 y_1^2 = 1,6486.10^{-5} m^4$$

$$I_{x2} = \frac{b_2 h_2^3}{12} + S_2 y_2^2 = 1,1252.10^{-4} m^4$$

$$I_{x3} = \frac{b_3 h_3^3}{12} + S_3 y_3^2 = 1,1252.10^{-4} m^4$$

$$I_p = 2\left(\frac{bh^3}{12} + Sy^2\right) = 8,3065.10^{-5} m^4$$

$$\Rightarrow I_{xt} = 3,2459 \times 10^{-4} m^4$$

Calculons la section A_{ST} totale du profilé + les deux platines :

$$A_{ST} = A_s + A_{SP} = 409,1.10^{-4} m^2$$

$$\omega = \frac{I_{xt}}{Z} = 2163,9 cm^3$$

D'où HEB 300 + Platines donnent $\Rightarrow \begin{cases} A_v = 409,1 cm^2 \\ \omega_v = 2163,9 cm^3 \end{cases}$

$$\begin{aligned} \sigma_{naissance} &= \frac{6468,868}{409,1.10^{-4}} + \frac{797,417}{2163,9.10^{-6}} < 1,33\sigma_e \\ &= 526633,544 > 319200 KN / m^2 \quad \text{Non vérifié} \end{aligned}$$

Prenons le HEB 320 + platines de (5x28) :

- **Calcul du moment d'inertie de la section totale (profilé + les deux platines)**

$$I_{xt} = I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + I_p$$

$$I_{x1} = \frac{b_1 h_1^3}{12} + S_1 y_1^2 = 2,0813 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$I_{x2} = \frac{b_2 h_2^3}{12} + S_2 y_2^2 = 1,47338 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_{x3} = \frac{b_3 h_3^3}{12} + S_3 y_3^2 = 1,47338 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_p = 2 \left(\frac{bh^3}{12} + Sy^2 \right) = 2,06077 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$\Rightarrow I_{xt} = 5,21566 \cdot 10^{-4} m^4$$

Calculons la section A_{ST} totale du profilé + les deux platines :

$$A_{ST} = A_s + A_{sp} = 441,3 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\omega = \frac{I_{xt}}{Z} = 3259,78 cm^3$$

D'où HEB 320 + Platines donnent $\Rightarrow \begin{cases} A_v = 441,3 cm^2 \\ \omega_v = 3259,78 cm^3 \end{cases}$

$$\begin{aligned} \sigma_{naissance} &= \frac{6468,868}{441,3 \cdot 10^{-4} m^2} + \frac{797,417}{3259,78 \cdot 10^{-6} m^3} < 1,33 \sigma_e \\ &= 391209,58 KN / m^2 \quad \text{Non vérifié} \end{aligned}$$

Prenons 1e HEB 340 + platines de (5x26) :

- **Calcul du moment d'inertie de la section totale (profilé + les deux platines)**

$$I_{xtt} = I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + I_p$$

$$I_{x1} = \frac{b_1 h_1^3}{12} + S_1 y_1^2 = 2,6198073 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$I_{x2} = \frac{b_2 h_2^3}{12} + S_2 y_2^2 = 1,638240875 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_{x3} = \frac{b_3 h_3^3}{12} + S_3 y_3^2 = 1,638240875 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_p = 2\left(\frac{bh^3}{12} + Sy^2\right) = 1,698666667 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$\Rightarrow I_{xtt} = 5,237129147 \cdot 10^{-4} m^4$$

Calculons la section A_{ST} totale du profilé + les deux platines :

$$A_{ST} = A_s + A_{sp} = 430,9 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\omega = \frac{I_{xtt}}{Z} = 3080,664 cm^3$$

$$D'où \text{ HEB 340 + Platines donnent } \Rightarrow \begin{cases} A_v = 430,9 cm^2 \\ \omega_v = 2081,448 cm^3 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{naissance} &= \frac{6468,868}{430,1 \cdot 10^{-4} v} + \frac{797,417}{2581,056 \cdot 10^{-6}} < 1,33 \sigma_e \\ &= 426898,6251 > 319200 KN / m^2 \quad \text{Non vérifié} \end{aligned}$$

Prenons 1e HEB 360 + deux platines de (5x25) :

- **Calcul du moment d'inertie de la section totale (profilé + les deux platines)**

$$I_{xxt} = I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + I_p$$

$$I_{x1} = \frac{b_1 h_1^3}{12} + S_1 y_1^2 = 3,255820313 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$I_{x2} = \frac{b_2 h_2^3}{12} + S_2 y_2^2 = 1,92501625 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_{x3} = \frac{b_3 h_3^3}{12} + S_3 y_3^2 = 4,175613281 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_p = 2\left(\frac{bh^3}{12} + Sy^2\right) = 2,278645833 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$\Rightarrow I_{xxt} = 6,454259114 \cdot 10^{-4} m^4$$

Calculons la section A_{ST} totale du profilé + les deux platines :

$$A_{ST} = A_s + A_{sp} = 430,6 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\omega = \frac{I_{xxt}}{Z} = 3585,699 cm^3$$

$$D'où \text{ HEB 360 + Platines donnent } \Rightarrow \begin{cases} A_v = 430,6 cm^2 \\ \omega_v = 3585,699 cm^3 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{naissance} &= \frac{6468,868}{430,6 \cdot 10^{-4} m^2} + \frac{797,417}{3585,699 \cdot 10^{-6} m^3} < 1,33 \sigma_e \\ &= 480674,7978 > 319200 KN / m^2 \quad \text{Non vérifié} \end{aligned}$$

Prenons 1e HEB 400 + platines de (5x30) :

- **Calcul du moment d'inertie de la section totale (profilé + les deux platines)**

$$I_{xtt} = I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + I_p$$

$$I_{x1} = \frac{b_1 h_1^3}{12} + S_1 y_1^2 = 4,9065984 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$I_{x2} = \frac{b_2 h_2^3}{12} + S_2 y_2^2 = 2,548224 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_{x3} = \frac{b_3 h_3^3}{12} + S_3 y_3^2 = 2,548224 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_p = 2\left(\frac{bh^3}{12} + Sy^2\right) = 2,59171875 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$\Rightarrow I_{xtt} = 8178,82659 \times 10^{-4} m^4$$

Calculons la section A_{ST} totale du profilé + les deux platines :

$$A_{ST} = A_s + A_{sp} = 497,8 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\omega = \frac{I_{xtt}}{Z} = 4089,413 cm^3$$

$$D'où HEB 400 + Platines donnent \Rightarrow \begin{cases} A_v = 497,8 cm^2 \\ \omega_v = 4089,413 cm^3 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{naissance} &= \frac{6468,868}{497,8 \cdot 10^{-4} v} + \frac{797,417}{4089,413 \cdot 10^{-6}} < 1,33 \sigma_e \\ &= 324944,604 > 319200 KN / m^2 \quad \text{Non vérifié} \end{aligned}$$

Ajoutons encore les dimensions de Platines pour avoir une section de (5x35cm) :

$$I_p = 2\left(\frac{bh^3}{12} + Sy^2\right) = 3,971588542 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$\Rightarrow I_{xtt} = 9,558686382 \times 10^{-4} m^4$$

Calculons la section A_{ST} totale du profilé + les deux platines :

$$A_{ST} = A_s + A_{sp} = 547,8 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\omega = \frac{I_{xtt}}{Z} = 4779,348 m^3$$

D'où HEB 400 + Platines donnent $\Rightarrow \begin{cases} A_v=547,8\text{cm}^2 \\ \omega_v=4779,348\text{cm}^3 \end{cases}$

$$\begin{aligned}\sigma_{naissance} &= \frac{6468,868}{547,8 \cdot 10^{-4}} + \frac{797,417}{4779,348 \cdot 10^{-6}} < 1,33\sigma_e \\ &= 284934,5327 < 319200\text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{verifié}\end{aligned}$$

Nous adoptons donc un HEB 400 + platines (5x35) pour la première section.

IX.2.2. Deuxième section

a : la distance entre les cintres a = 1 m

A. Cas statique

Sous la combinaison ‘‘G’’

$$Q_0 = \left(\sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) a \Rightarrow Q_0 = 1015\text{KN} / \text{m}^2, \text{ les valeurs de } l_K, f_K, f \text{ sont}$$

déjà déterminées précédemment :

$$\Rightarrow P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} = 1070,909\text{KN} / \text{ml}$$

P_h selon COULOMB-RANKINE :

$$\begin{aligned}e_0 &= \left(\sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) K_a - 2C\sqrt{K_a} \\ e_0 &= \left(\sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C\sqrt{\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \\ e_0 &= 497,645\text{KN} / \text{m}^2 \\ e_1 &= (H + f)\gamma_h K_a - 2C\sqrt{K_a} \\ e_1 &= (H + f)\gamma_h \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C\sqrt{\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \\ e_1 &= 510,025\text{KN} / \text{m}^2\end{aligned}$$

Comme approximation supplémentaire, on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale la pression uniforme, on aura donc :

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2}$$

$$e = 503,835 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Cette valeur rapportée à l'extrados nous donne :

$$P_h = (e \frac{f_k}{f}) \cdot a$$

$$\Rightarrow P_h = 525,275 \text{ KN} / \text{ml}$$

Les réactions d'appui seront :

3. Sous charges verticales :

$$M_v = \alpha_m P_v \cdot l^2 = 716,852 \text{ KNm}$$

$$H_v = \alpha_h \cdot P_v \cdot l = 3849,116 \text{ KN}$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2} = 4359,135 \text{ KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} = 5815,303 \text{ KN}$$

4. Sous charge horizontale

$$M_h = \beta_m \cdot P_h \cdot l^2 = -351,612 \text{ KNm}$$

$$H_h = \beta_h \cdot P_h \cdot l = -747,918 \text{ KNm}$$

$$V_h = 0$$

Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_h = 365,24 \text{ KNm}$$

$$H_f = H_v + H_h = 3101,198 \text{ KN}$$

$$V_f = 4359,135 \text{ KN}$$

B. Cas dynamique

Sous la combinaison : « 1,2G ».

Les réactions d'appui seront :

3. Sous charge verticale

$$M_v = \alpha_m (1,2P_v) l^2 = 860,222 \text{KNm}$$

$$H_v = \alpha_h (1,2P_v) l = 4618,939 \text{KN}$$

$$V_v = (1,2P_v) \frac{l}{2} = 4359,135 \text{KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} = 6351,114 \text{KN}$$

4. Sous charge horizontale

$$M_h = \beta_m (1,2P_h) l^2 = -351,612 \text{KNm}$$

$$H_h = \beta_h (1,2P_h) l = -747,918 \text{KN}$$

$$V_h = 0$$

Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_h = 508,61 \text{KNm}$$

$$H_f = H_v + H_h = 3871,012 \text{KN}$$

$$V_f = 4359,135 \text{KN}$$

Dimensionnement des cintres de la deuxième section

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_v} \pm \frac{M_v}{W_v} < 1,33\sigma_e, \quad \sigma_e = 240000 \text{KN} / \text{m}^2$$

Prenons un HEB 400 plus platines (5x35) $\left\{ \begin{array}{l} A_v = 547,8 \cdot 10^{-4} \text{cm}^2 \\ W_v = 4779,348 \text{cm}^3 \end{array} \right.$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \sigma_{naissance} &= \frac{6351,114}{547,8 \cdot 10^{-4}} + \frac{860,222}{4779,348 \cdot 10^{-6}} < \sigma_e \\ &= 295925,8663 < 319200 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{vérifié} \end{aligned}$$

Nous adoptons donc le même profilé HEB 400 + Platines (5x35) pour la deuxième section.

IX.2.3. Troisième section

Prenons un HEB 360 plus platine (5x25) $\left\{ \begin{array}{l} A_v=480,6.10^{-4} \text{ cm}^2 \\ W_v=3732,546 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$

$$\Rightarrow \sigma_{naissance} = \frac{5306,534}{480,6.10^{-4}_v} + \frac{709,490}{3732,546.10^{-6}} < 1,33\sigma_e$$

$$= 300496,824 < 319200 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

Nous adoptons donc le même profilé HEB 360 + Platines (5x25) pour la troisième section. D'où nous dressons le tableau suivant :

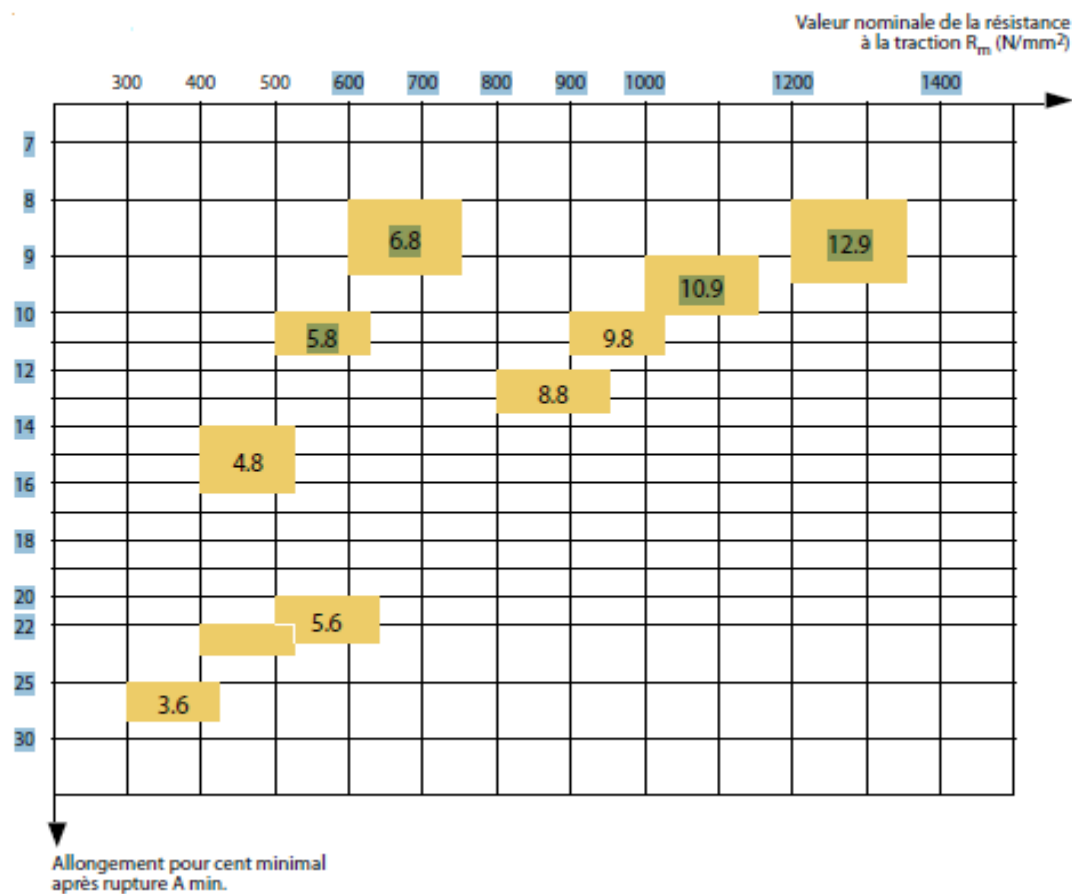
Tableau IX.1. Tableau récapitulatif des dimensionnements des cintres

Sections	Cintres	Entre distances (m)	Hauteur couverture (m)	Longueur (m)
1	HEB 400 + Platines (5x35)	1	62	50
2	HEB 400 + Platines (5x35)	1	67	400
3	HEB 360 + Platines (5x30)	1	55	50

IX.2.4. Vérification des assemblages

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

Tableau °IX.2. Classes de qualité pour boulons ¹⁸



On utilise les boulons du type HR de classe de qualité 12.9 et de diamètre M39 à pas fins.

$$A_r = 1030 \text{ mm}^2 \text{ (section de la partie filetée)}$$

$$\sigma_{eb} = 1080000 \text{ KN/m}^2 \text{ (Limite d'élasticité des boulons)}$$

$$T_b \leq T_a = 1,1 \rho_0 (N_0 - N_N)$$

ρ : Coefficient de frottement pour une surface simplement brossée

¹⁸ Emile MAURIN, *Eléments d'assemblage : Boulonnerie-Visserie*, Documentation technique, Paris, 2010

No : L'effort de précontrainte dans les boulons

$$N_0 : 0,8 \times 1080000 \times 1030 \times 10^{-6} = 889,92 \text{ KN}$$

$$\text{Avec 10 Boulons } N_N = \frac{N_{\max}}{n} = \frac{9111,67}{10} = 911,167 \text{ KN}$$

$$\text{Avec 12 boulons } N_N = \frac{N_{\max}}{n} = \frac{9111,67}{12} = 759,3 \text{ KN}$$

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

1. Sous la combinaison « G » :

$$T_b = \frac{T_s^{\max}}{n} = \frac{421,99}{12} = 35,105 \text{ KN}$$

$$T_b \leq T_a = 1,1 \rho_0 (N_0 - N_N)$$

$$35,165 < 1,1 \times 0,3 (889,92 - 759,3) = 43,1 \text{ KN vérifié}$$

Les valeurs respectives des efforts $N_{\max}$ et $T_s^{\max}$ nous sont fournies par les annexes –B-.

2. Sous la combinaison « 1,2 G »

$$N_N = \frac{N_{\max}}{n} = \frac{10933,5}{12} = 911,125 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_s^{\max}}{n} = \frac{506,388}{12} = 42,199 \text{ KN}$$

$$N_0 = 0,8 \times 1,33 \times 1080000 \times 1030 \times 10^{-6} = 1183,59 \text{ KN}$$

On a:

$$42,199 < 1,1 \times 0,3 (1183,59 - 911,125) = 89,915 \text{ KN vérifié}$$

La figure IX.3 suivante, nous a permis de calculer les moments d'inertie des platines et profiles mis ensemble:

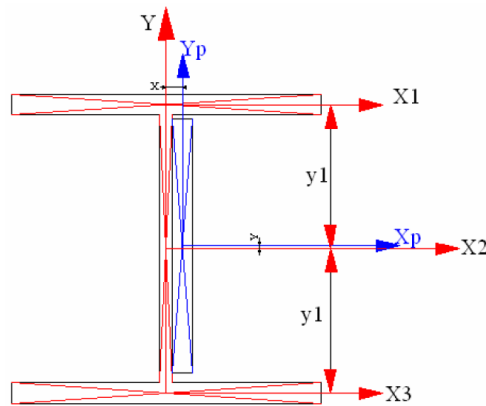


Figure IX.2. Schéma de calcul des inerties

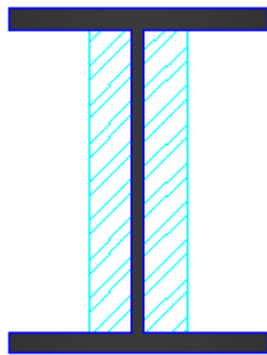


Figure IX.3. Disposition des platines du cintre de la première et deuxième section

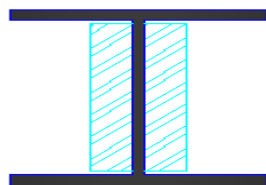


Figure IX.4. Disposition des platines du cintre de la troisième section

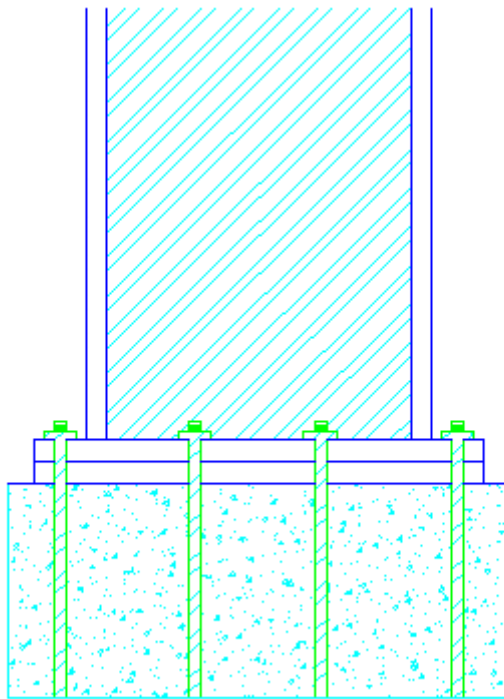
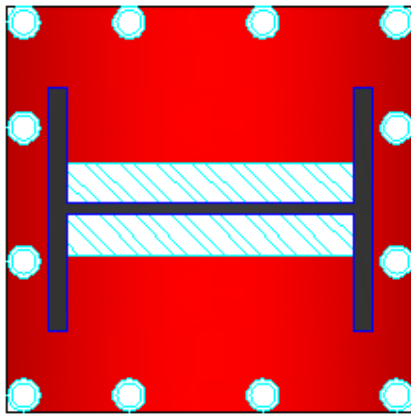


Figure IX.4. Dispositifs assemblage du cintre sur la culée de béton

IX.3. Calcul du revêtement définitif :

IX.3.1. Détermination du chargement actif agissant sur le revêtement définitif^{19,20,21}

1°. Etude statique

Pour des raisons d'esthétiques, des ventilations et de coûts, le profil de l'intrados du revêtement est généralement le même tout au long du tunnel. Ainsi, pour le calcul de l'épaisseur du revêtement et de sa vérification, nous nous placerons dans le cas le plus défavorables. Nous prendrons donc comme hauteur de couverture $H = 67 \text{ m}$.

Selon TERZAGHI, la largeur de la voûte de décharge B , est calculée en fonction des caractéristiques mécaniques des couches :

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow B = 19,087 \text{ m}$$

$$\text{avec } m = 6,56 \text{ m et } b = 9,90 \text{ m}$$

$$H = 67,45 \text{ m}, \varphi = 20^\circ$$

La contrainte verticale est donnée par :

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

$$= 363,279 \text{ KN/m}^2$$

¹⁹ BERNARTA FOUAD, KERIKECH ISMAL, *Conception et Calcul d'un tunnel : Cas du métro d'Alger*, mémoire inédit, ENA/Alger, Département de Génie Civil, 2007

²⁰ DERIAS TELDJA, *Etude comparative d'un tunnel calculé en élément frame et en élément Shell*, mémoire inédit, ENA/Alger, Département de génie civil

²¹ Eynottes, 1995, *Calcul d'un tunnel avec couverture, tronçon du Hai el Badr El Harrach* -, mémoire inédit, Alger, département de génie civil

1. Détermination des charges horizontales

Au niveau de la calotte :

$$C = 0, \varphi = 20^\circ, H = 67 \text{ m}$$

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \text{ et } \sigma_{h1} = K_0 \cdot \sigma_v$$

$$\text{Avec : } x_1 = 0,70 ; x_2 = 1,00, x_3 = 0,50$$

$$\Rightarrow K_0 = 0,230 \text{ et } \sigma_{h1} = 83,554 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Au niveau du radier :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \text{ avec } \sigma_{h2} = m\gamma \cdot K_a - 2C\sqrt{K_a} = 48,244 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_h = 131,798 \text{ KN} / \text{m}^2$$

2. Calcul de la pression active agissant au niveau du radier : Application de la méthode de TSIMBARIÉVITCHÉ

a. Poussée des terres

$$P = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q_i = 1015 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b. Coefficient des poussées

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,49$$

c. Coefficient de butée

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 2,039$$

d. Profondeur Z ou $e_a = e_b$

La formule Soviétique expérimentale donne :

$$Z = \frac{PK_a - 2C(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma(K_p - K_a)} = 21,40 \text{ m}$$

e. Module de déformation

$$E = E_a - E_b = \frac{\gamma \cdot Z}{2} (Z + 2H) K_a - \frac{\gamma Z^2}{2} \cdot K_p = 10615,499 \text{ KN} / \text{m}^3$$

f. Pression des terres au repos

$$P_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 7433,05 \text{ KN/m}^3$$

$$Y = \frac{Z}{\text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} = 30,56 \text{ m}$$

La contrainte provoquée sous le radier sera égale à

$$\sigma = \frac{P_0}{Y} = 243,228 \text{ KN} / \text{m}^2$$

3. Détermination de l'épaisseur du radier ²²

On sait que $\sigma = \frac{P}{S} = \frac{P}{e[2(a+e)+2(b+e)]}$, hypothèse $S = 1 \text{ m}^2$, donc $a = 1 \text{ m}$

et $b=1 \text{ m}$, d'où, après développement, nous trouvons $e = 0,80 \text{ m}$.

IX.3.2. Détermination de l'épaisseur du revêtement

L'épaisseur du revêtement des tunnels varie entre 30 cm et 40 cm. Néanmoins, pour les tunnels moins profonds, il faut toujours déterminer cette épaisseur. Dans le cas de notre travail, nous avons fait recours à la formule du tube qui permet aussi de déterminer l'épaisseur de la coque en béton armé dans le cas des barrages en voûte. ^{23 24}

²² Rufin MUTONDO, *Béton armé 2*, Cours Inédit, ULPGL/Goma, FSTA, 2011

²³ Patrick Le Delliou, *Les Barrages, conception et maintenance*, nouvelle édition, Presses Universitaires de Lyon, 2007

²⁴ Jean PERA, *Guide du béton coffré en tunnel*, CETU, Bron, 1983

Cette formule est donnée par :

$\sigma_{\theta} = \frac{Pr}{e} \Rightarrow e = \frac{Pr}{\sigma_{\theta}}$, avec r = rayon d'ouverture du tunnel, p = charges agissant sur le revêtement, σ_{θ} = contrainte moyenne à laquelle est soumis l'épaisseur du revêtement. Sa valeur admissible est couramment comprise entre 6 et 10 MPa

Nous avons trouvé $P = 363,279 \text{ KN/m}^2$

$$P = 363,279 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$R = 4,9 \text{ m} = 4900 \text{ mm}$$

Si on prend $\sigma_{\theta} = 10 \text{ MPa} = 10 \text{ N/mm}^2$

$$e = \frac{363,279 \times 49 \times 10^{-1}}{10} = 178,007 \text{ mm}$$

$$e \approx 20 \text{ cm}$$

En Ajoutant le poids propre du revêtement tenant compte de cette épaisseur. On trouve $P_1 = 5,0688 \text{ N/mm}^2$. La charge totale est donc de $5432,079 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$. On trouve donc une épaisseur $e = 266,17 \text{ mm} \approx 30 \text{ cm}$

X.3.3 Calcul d'armature

Pour le calcul d'armatures, nous nous sommes servis du logiciel d'analyse des structures Robot, qui, après avoir introduit les résultats obtenus après calcul des différentes charges, nous a fourni des sections théoriques d'armatures dans différentes zones de notre structure. C'est ainsi donc que nous avons pu déterminer les sections réelles d'armatures, en nous servant du tableau 3 de l'annexe –F-. Le dessin quant à lui se retrouve à l'annexe –D-.

Chapitre X.

MESURES TECHNOLOGIQUES SPECIALES ADOPTEES AU TUNNEL DU MONT GOMA

X.1. Introduction

Dans le monde de l'ingénierie, rare sont les ouvrages identiques. Cette remarque est d'autant plus vraie dans le monde souterrain. En effet, en surface, il est toujours possible de construire des ouvrages identiques (cela se fait d'ailleurs couramment) car il est possible de rencontrer le même type de terrain en surface sur des grandes étendues. En souterrain par contre, il est rare de trouver deux localisations (identiques ou même très proches). Ainsi, le choix de la méthode sera toujours dépendant de l'environnement qui est souvent unique. C'est ainsi que la structure souterraine et l'application des techniques nécessaires à sa construction sont uniques pour un ouvrage donné.²⁵

Dans le présent chapitre, nous présentons les différentes mesures et solutions spéciales que nous avons adoptées pour le tunnel du Mont Goma, sur base des résultats des essais géotechniques réalisées au laboratoire sur un certain nombre d'échantillons.

X.2. Amélioration du sol du Mont Goma

Pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformation du sol du Mont Goma, nous avons pris comme première mesure l'amélioration du sol. Cette méthode devra permettre l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques du terrain. Cependant, il existe des nombreuses techniques qui ont été développées par les Ingénieurs géotechniciens au cours du 20^{ème} siècle. Le tableau X.1. Suivant présente ces différentes interventions en fonction de la nature du terrain encaissant :

²⁵ De CASTER BRICA, Gathan Romain, Houaiss Tadi, Potamianos Karolas, *Techniques de construction des tunnels en milieu urbain*, ULB, Faculté des sciences Appliqués

Tableau X.1. Méthodes d'amélioration des sols en fonction de leur nature

TERRAIN	ARGILLES	LIMONS	SABLES	GRAVIER	ROCHES FRACTURÉES	ROCHES
INTERVENTIONS						
INJECTIONS TRADITIONNELLES						
CONGELATION						
JET-GROUTING SOUS-HORIZONTAL						
PRETUNNEL *						
RENFORCEMENT DU NOYAU PAR TUBES EN FIBRE DE VERRE						
PREDECOUPAGE MÉCANIQUE						
ARC CELLULAIRE						

X.2.1. Amélioration du sol du Mont Goma par injection^{26 27}

1°. Qu'est ce que l'injection ?

L'application des injections, il y a quelques années était limitée aux terrains très perméables (graviers et sables) aux roches fracturées, pour :

- Améliorer les caractéristiques mécaniques des sols fins ou greniers ;
- Consolider,
- L'étanchement des sols
- La réfection des ouvrages

Le matériel d'injection normalement utilisé consistait en un mélange eau-ciment éventuellement stabilisé avec l'argile ou de la bentonite. Aujourd'hui,

²⁶ Alain Assina, Jean Charles BOURDEAU, *Amélioration des sols*, Université de la réunion, Saint-Denis, 2006

²⁷ COGNON et LACOMBE, *Génie civil, Les travaux souterrains*, Ecole centrale paris, 2^{ème} année d'Etude, Paris, 1998

avec l'aide des nouvelles technologies d'injection sous pression et des nouveaux mélanges, il est possible de traiter les terrains de perméabilité moyenne basse (jusqu'aux sables fins). Ces évolutions récentes des techniques d'injections, l'utilisation des nouveaux coulis et la maîtrise du contrôle des travaux ouvrent des nouvelles possibilités aux concepteurs dans l'élaboration de leurs projets.

2°. Domaines d'applications

Quelques types d'injections appliquées, selon la classe du sol à traiter (sols fins ou grenus) :

- Injection de consolidation
- Injection d'étanchéité
- Injection du bourrage et de collage
- Injection de comblement
- Injection solide

Ces techniques se font sous pression ou par maillage de forage très serrés soit :

- Par forages horizontaux (ex. les tunnels) à l'intérieur des tunnels, lorsque les surfaces n'est pas accessibles ou que les ouvrages sont très profonds. Dans ce cas, il faut traiter dans un premier temps, puis causer, puis refaire un traitement sur une certaine longueur, puis recreuser sur cette même longueur, car on ne peut creuser que dans les terrains consolidés.
- Par forages verticaux : traitement depuis la surface (ex. à la ville), on creuse souvent à faible profondeur. Alors le chantier d'injection se déplace en surface précédent le tunnel. Mais le problème en ville pour traiter depuis la surface est un problème d'espace.

3°. Méthodes d'applications

Quelques domaines d'applications ;

- Le renforcement ou le compactage des sols décomprimés ;

- Le traitement des poches de dissolution
- La création des radiers ou des voiles étanches
- Le comblement et la confortation d'anciennes carrières souterraines
- Le traitement des sols préalables à la création d'ouvrages souterrains
- La consolidation d'ouvrages fissurés
- Le scellement des micros pieux et des tirants
- La reconstitution du contact extrados / terrain pour les ouvrages anciens enterrés

Pour notre tunnel, nous avons opté pour la technique d'injection de consolidation et que nous limiterons à présenter dans ce chapitre.

X.2.2. L'injection de consolidation

1. principe et objectifs

L'injection de consolidation vise à confronter un ouvrage ou un terrain ne présentant pas au plus les caractéristiques mécaniques souhaitées du fait d'une porosité, d'une fissuration et/ou fracturation trop importante. Ce type de traitement se fait en injectant un coulis sous pression par l'intermédiaire de forages traversant les zones concernées.

2°. Applications

L'injection de consolidation a plusieurs applications :

- La consolidation de terrains d'assises d'ouvrages (sous culées ou piles d'ouvrages, sous semelles de fondations,...)
- Le traitement de terrains encaissants traversés par un ouvrage souterrain
- La régénération du monolithisme de maçonnerie,...

3°. Moyen mis en œuvre

L'injection de consolidation nécessite :

1. Un atelier de forage
2. Un atelier de fabrication de coulis
3. Un atelier composé de passes d'injections et d'une centrale de pilotage et d'enregistrement

Accessibilité

Les moyens à mobiliser pour ces travaux de réparations varient en fonction de l'ouvrage. Selon le cas, il peut être nécessaire de réaliser des batardeaux provisoires, de travailler sur barges ou d'avoir recours à des techniques des travaux sur cordes. De même, en fonction des désordres, les procédés d'injection vont varier, aussi bien pour ce qui est des produits injectés que des matériels utilisés. Ces injections peuvent aussi être couplées à un traitement d'étanchéité et/ou à des travaux de consolidation classique par tirants actifs ou ancrages bassifs.



Figure X.2. Atelier de forage et centrale d'injection

4°. Phasage

Les travaux de consolidation se font généralement en quatre phases :

1. Forage selon un maillage et des orientations définis en fonction du site et des objectifs recherchés,
2. Equipement éventuel des trous par des tubes crépinés ou à manchettes,
3. Injections des coulis sous pression en cherchant à atteindre des critères prédéfinis de pression ou de volume,
4. Contrôle des travaux.
- 5°. Contrôle des injections

L'efficacité des injections est vérifiée en cours et à l'issue des travaux par différents types d'essais in situ :

- Suivi et enregistrement en continu des paramètres de l'injection (pression, volume, débit)
- Carottages et essais d'écrasement sur éprouvettes,
- Essais d'eau et mesure de perméabilité,
- Essais mécaniques (forages pressiométriques),
- Auscultation de l'ouvrage (contrôle des vibrations, de niveaux par laser)

X.3. Renforcement du front de taille du tunnel du Mont Goma par boulonnage

Dans l'objectif de lutter contre le phénomène de décompression du massif, nous avons opté pour le renforcement du front de taille du tunnel par boulonnage. En effet, au fur et à mesure que l'on creuse dans le terrain, initialement stable, l'état de contrainte préexistant est modifié. La contrainte sur le contour de l'excavation s'annule. C'est le phénomène de décompression. Cette modification de l'état de contrainte n'intervient que dans une zone entourant le front de taille : c'est la zone d'influence du Front. Elle s'étend sur une longueur à l'avant du front qui est du même ordre de grandeur que le diamètre du tunnel.

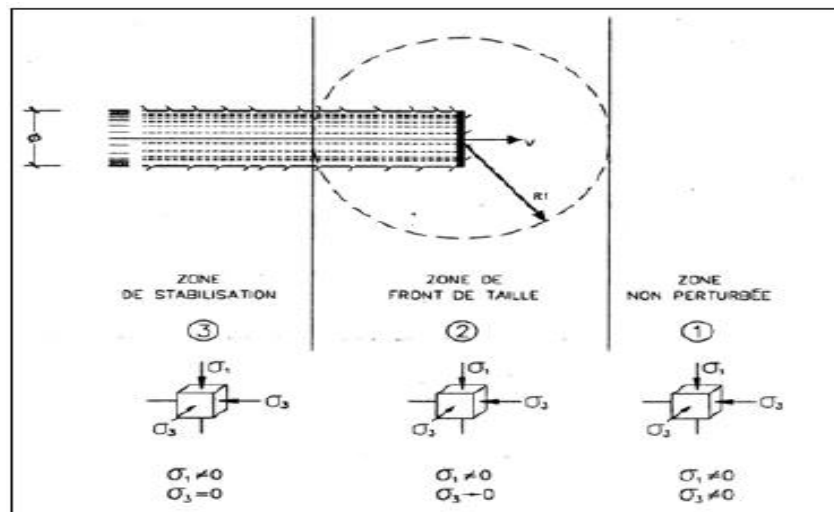


Figure X.3.1. Formation de trois zones caractéristiques lors du creusement d'un tunnel

Les perturbations dues à la zone d'influences du front se manifestent par des déformations horizontales (extrusion) à l'avant du front et verticales (convergences) à l'arrière du front.

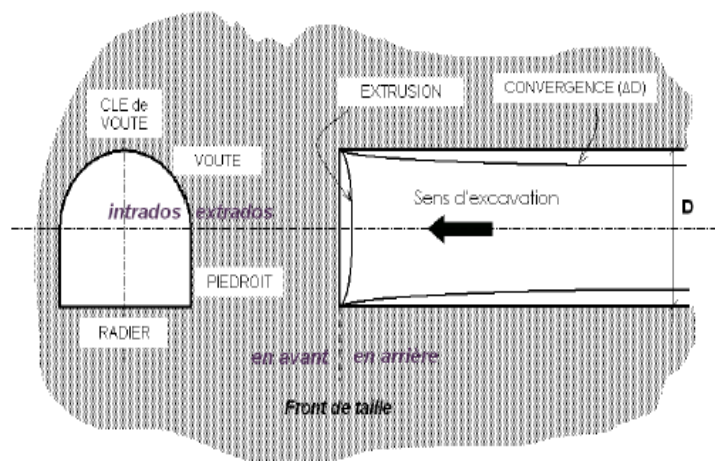


Figure X.3.2. Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.

X.3.1. Méthodes de renforcement^{28 29}

L'amélioration des caractéristiques de résistance et de déformabilité du noyau d'avancement est destinée à exciter l'extrusion prématurée du front et à limiter l'apparition des zones de déformations plastiques et leurs propagations à l'arrière du front par le phénomène de convergence.

Les techniques de renforcement du front ont d'abord été mises en œuvres pour permettre le franchissement d'accidents géologiques localisés que les études préliminaires n'avaient pas prévues. Depuis le début des années 80, ces techniques se sont beaucoup plus améliorées, généralisées et concurrencent désormais les techniques de creusement utilisant un tunnelier, même dans les terrains de mauvaise tenue.

Différentes méthodes de pré-confinement de massif à l'avant du front existent, comme le montre la figure X.3.1.1. Elles se divisent en trois groupes :

- Les interventions de conservation directe qui consistent à réaliser un pré-soutènement afin de protéger les contours du noyau, tels que le jet-grouting sub-horizontales, le prédécoupage ou encore la réalisation d'un arc cellulaire ;
- Les interventions de conservations indirectes qui consistent à améliorer les caractéristiques du noyau par exemple par congélation ou par mise en place d'inclusions en fibre de verre au noyau ;
- Les interventions de conservation mixte qui réunissent à la fois une intervention directe de protection et une intervention indirecte de renforcement du noyau, comme par exemple le redécoupage mécanique et le pré-renforcement simultané du noyau par des inclusions en fibres de verre.

²⁸ Adbelhag SIKER et PIERRE CHAMBON, *Etude expérimentale des tassements provoqués lors du creusement par la méthode de pré-découpage mécanique*, laboratoire de génie civil, Ecole centrale des Nantes, Nantes 1995

²⁹ Alain Assina, Jean Charles BOURDEAU, *Amélioration des sols*, Université de la reunion, Saint-Denis, 2006

Parmi toutes ces techniques, c'est celle du renforcement par tubes en fibres de verres que nous retenons pour le tunnel du Mont Goma et qui fait l'objet du paragraphe suivant.

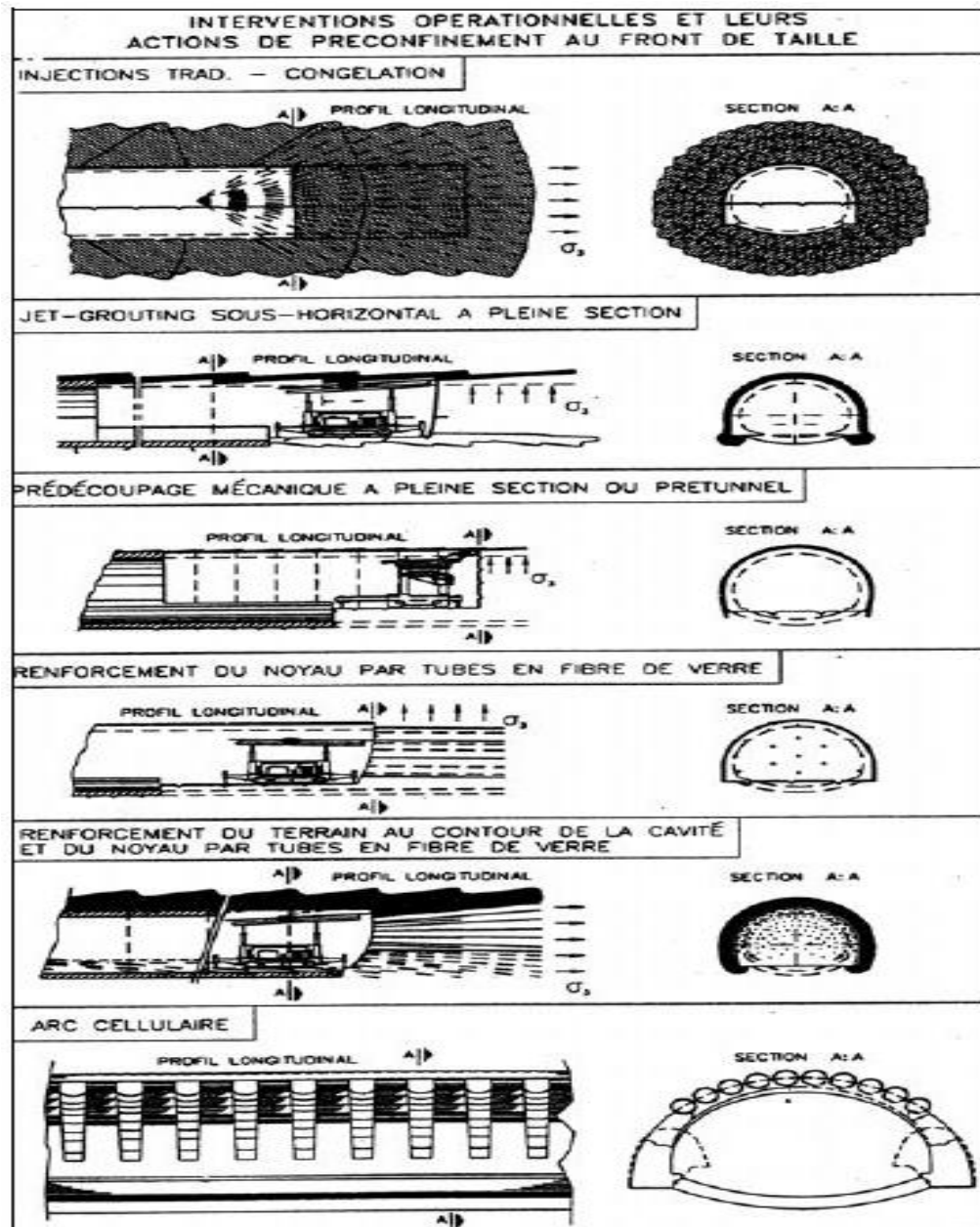


Figure X.3.1.1. Méthodes de renforcement du noyau d'un tunnel par pré-confinement

X.3.2. techniques de boulonnage frontal

Deux matériaux sont utilisés pour la fabrication de boulons : l'acier ou la fibre de verre, le premier étant utilisé pour le boulonnage radial des tunnels alors que le second est associé au boulonnage frontal.

Différents boulons en acier existent suivant le mode d'ancrage du terrain :

- Le boulon à ancrage ponctuel est scellé au terrain seulement à ses extrémités ;
- Des boulons à ancrage réparti est scellé au terrain sur toute sa longueur grâce à un coulis de ciment ou de résine ;
- Le boulon à friction est constitué d'un tube creux à haute adhérence dans lequel une pression interne (par exemple, injection d'eau pour les boulons de types swellex) permet de plaquer le boulon directement contre le terrain.

On s'intéresse ici uniquement aux boulons frontaux en résine de polyester enfoncés de fibres de verre (appelés plus couramment boulons en fibre de verre) qui sont à encrage réparti. Il en existe plusieurs types sur le marché, suivant leur forme. Certains sont constitués d'éléments triangulaires (Figure X.3.2.) ou rectangulaires (Figure X.3.2.1.) en fibre de verre associé à un tube d'injection en PVC.

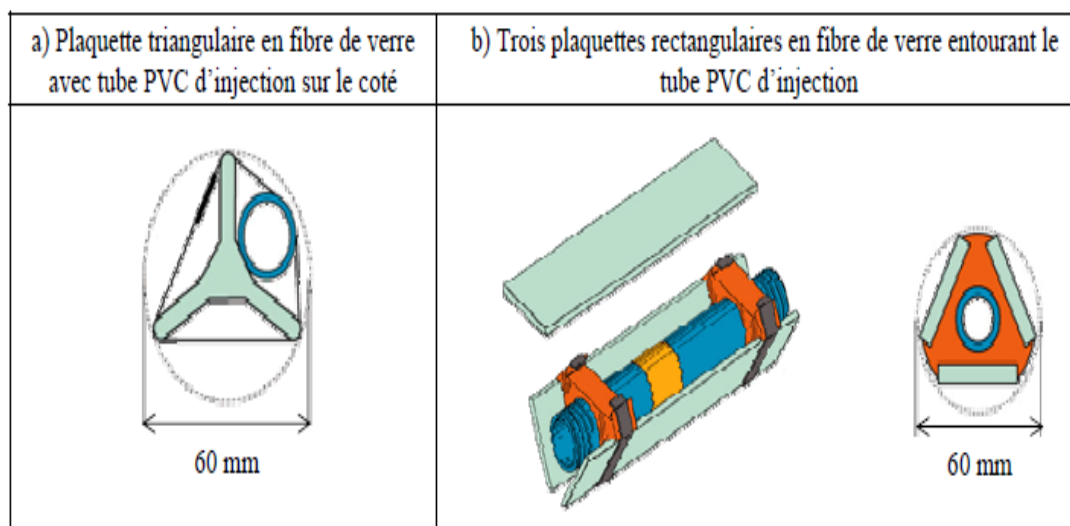


Figure X.3.2.1. Différents types de boulons longitudinaux en fibre de verre

Les différents éléments formant un boulon sont assemblés sur chantier (Figure X.3.2.2a) et leur longueur est généralement comprise entre 10 et 20 mètres. Ils sont placés à l'intérieur d'un forage frontal horizontal d'environ 10 cm de diamètre (Figure X.3.2.2b) réalisé à l'aide d'une foreuse puis scellés au terrain par l'injection du mortier de ciment ou de résine dans le tube d'injection.

a. Assemblage des boulons



b. Mise en place dans le forage



Figure X.2.2. Pose des boulons en fibre de verre au Front de taille

L'opération est renouvelée plus ou moins fréquemment et entièrement selon les chantiers. Ainsi, pour le tunnel du Mont Goma, les boulons seront renouvelés tous les trois mètres (Figure X.3.2.3a). C'est un cycle court. Alors que pour les autres cas, les boulons peuvent être renouvelés lorsqu'ils atteignent une longueur minimale d'une douzaine de mètres (Figure X.3.2.3b) : c'est un cycle long.

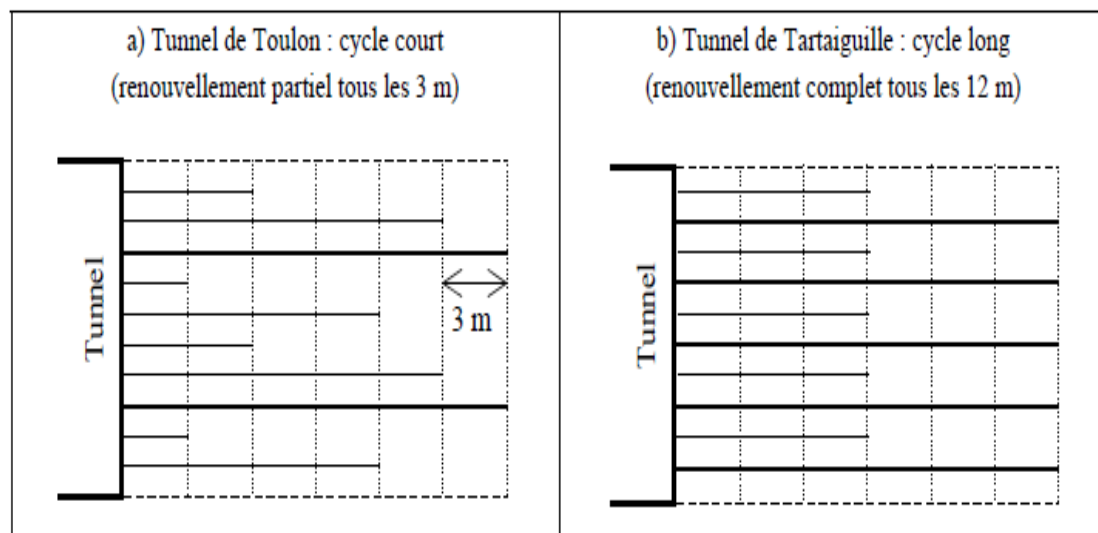


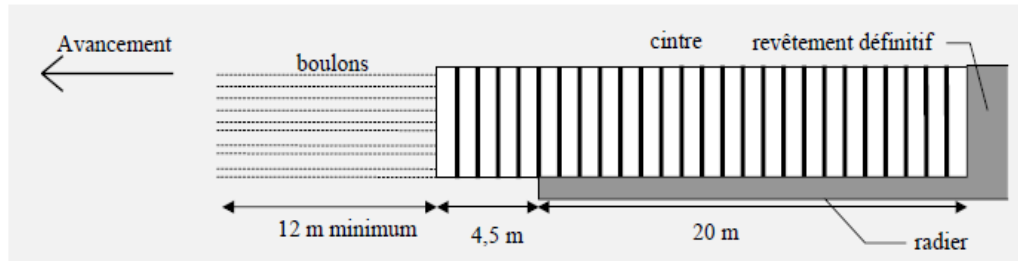
Figure X.3.2.3. Deux types de cycles de boulonnage : Court ou long

L'un des avantages majeurs de cette technique est que de part la légèreté du matériel requis pour la mise en place des boulons en fibre de verre, leur nombre et leurs dimensions peuvent être adoptés localement en fonction des conditions géologiques du terrain.

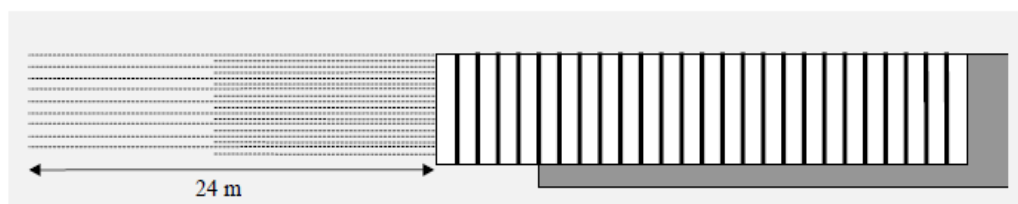
X.3.3. Caractéristiques d'un boulon en fibres de verre

Les boulons en fibres de verre possèdent une forte anisotropie. Leur résistance élevée en traction (de 200 à 800 KN) et leur totale adhérence du mortier du scellement viennent renforcer les fronts, réduisant ainsi les mouvements du terrain. En revanche, leur résistance aux efforts transversaux est faible mais permet ainsi d'assurer une destruction facile par les engins d'abattage au fur et à mesure de l'avancement.

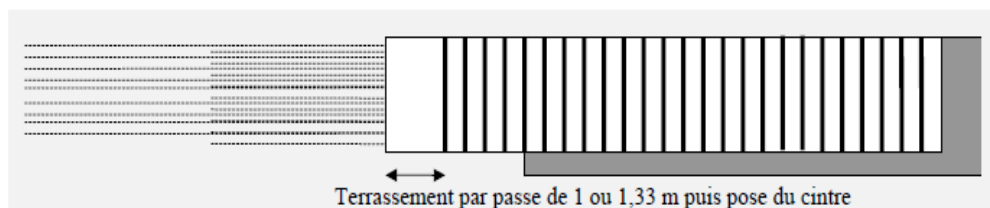
- Etape 0 :**
- boulonnage minimum du front de 12 m
 - distance de 1 m entre le front et le dernier cintre mis en place
 - distance de 3,50 m entre le radier et le dernier cintre posé
 - réalisation du radier sur 20 m avant la mise en place du revêtement définitif



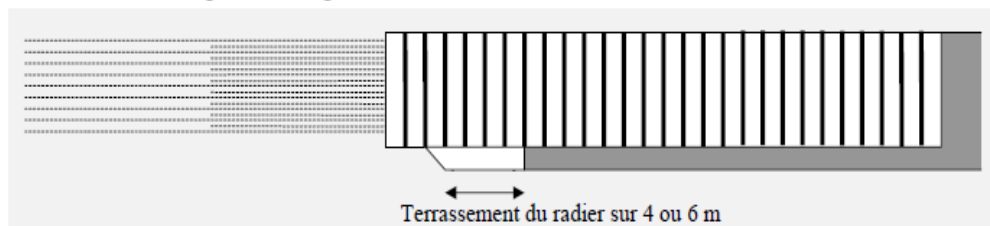
- Etape 1 :**
- consolidation du front de taille (pose de boulons de fibre de verre de 24 m de longueur)



- Etape 2 :**
- terrassement sur 4 ou 6 m par passe de 1m ou 1,33 m (selon la nature du sol)
 - réalisation du béton projeté (épaisseur 5 cm)
 - mise en place du cintre articulé pré-assemblé sur le chantier



- Etape 3 :**
- terrassement du radier sur 4 ou 6 m (selon la nature du sol)
 - ferrailage et bétonnage du radier



Les étapes 2 et 3 sont répétées jusqu'à arriver à une longueur minimale du renforcement de 12 m, puis un nouveau cycle d'excavation recommence.

Figure X.3.2.2 Schématisation des différentes étapes en pleine section

CONCLUSION GENERALE

Les problèmes de la circulation dans les agglomérations urbaines ont aujourd'hui atteint un degré tel qu'il n'est plus envisageable d'assurer correctement le développement d'une métropole sans faire usage de facilités souterraines, en particulier pour le transport en commun.

En effet, toute grande ville possède un réseau de transport en commun assez développé. Cependant, l'efficacité de ce noyau de transport n'est optimale que si celui-ci peut circuler en site propre. Le souterrain est une excellente solution pour permettre aux citoyens de se déplacer rapidement dans leurs villes, surtout en heure de pointe.

L'objet de notre modeste travail a consisté en une conception et calcul d'un tunnel sous le Mont Goma. La synthèse des méthodes de creusement nous a permis d'opter pour la méthode de demi-section (géométrie du tunnel et nature de sol).

Dans le cadre de l'élaboration de ce modeste travail, trois parties ont été traitées :

- La première partie a été consacrée aux principes de dimensionnement et à l'exception géotechnique du Mont Goma. Les méthodes de creusement et de soutènement ont été passées en revue d'une part. D'autres parts, les méthodes de dimensionnement et d'évaluations des charges ont été présentées.

On conclut que :

L'opération de conception d'un tunnel prend en compte trois types de contrainte qui sont liés respectivement :

- Au terrain encaissant
 - Au site et à l'environnement
 - A la géométrie
 - Et au procédé de construction lui-même.
- La deuxième partie a poursuivi la plongée au cœur de la matière, franchissant un niveau de profondeur, afin d'affiner l'analyse et la compréhension des caractéristiques géotechniques du sol du Mont Goma, et de dégager des données de base utiles à la conception et au dimensionnement. Cette partie s'est focalisée sur les objectifs et les différents essais réalisés au laboratoire géotechnique de l'Office des Routes et leurs interprétations.

- La troisième et la dernière partie a été consacrée au calcul du tunnel sous le Mont Goma et consiste à l'évaluation des charges agissant sur le soutènement du tunnel en vue de son dimensionnement. Le dimensionnement du soutènement (cintres métalliques) a été validé par les vérifications des contraintes.

Notre travail de fin d'études nous a permis de faire une synthèse de nos connaissances (résistance des matériaux, mécanique des sols et des roches, constructions métalliques, topographie,...), d'améliorer notre connaissance sur les ouvrages souterrains en général, les tunnels en particulier et voir l'importance des infrastructures souterraines de transport dans les grandes villes implantés dans des sols présentant des conditions géotechniques exceptionnelles, cas des sols du Mont Goma.

L'étude de cet ouvrage nous a permis en outre de :

- Connaître les différentes méthodes de creusement et de soutènement ;
- Saisir l'importance des études géologiques, hydrauliques et géotechniques dans le choix du tracé du tunnel ;
- Prendre connaissance des différentes méthodes de détermination des charges agissant sur le tunnel.

Quelques mesures technologiques spéciales adoptées au tunnel sous le Mont Goma ont été présentées dans le dernier chapitre de ce travail. Ce travail ne se veut en aucun cas exhaustif quant au nombre et aux applications des techniques, de même qu'il ne se veut pas complet quant aux différents paramètres à prendre en compte lors de la phase d'étude.

C'est ainsi que, dans cette perspective, nous invitons les futurs chercheurs intéressés par ce domaine de bien vouloir faire des investigations dans le but de scruter au mieux les aspects géologiques et hydrogéologiques du sol du Mont Goma dans l'objectif de ressortir d'autres particularités qui nous ont échappées et qui n'ont pas fait l'objet de notre travail.

En dehors de l'aspect économique qui sort de l'objet de notre travail en dépit de son importance, nous n'avons considéré ici que les études purement techniques, effectuées une fois l'idée de réalisation du tunnel est confirmée. Il importe de préciser que les reconnaissances et études techniques sont nécessaires pour établir un budget et un planning prévisionnel.

I. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Adbelhag SKIKER et PIERRE CHAMBON, *Etude expérimentale des tassements provoqués lors du creusement par la méthode de prédecoupage mécanique*, laboratoire de génie civil, Ecole centrale des Nantes, Nantes 1995
2. Adrien SAITTA, François MARTIN, *Mécanique des roches et travaux souterrains*, cours et exercices corrigés, CETU, Bron, 2005
3. Alain Assina, Jean Charles BOURDEAU, *Amélioration des sols*, Université de la réunion, Saint-Denis, 2006
4. Allain GUILLOUX, Doug JENKINS, Michael J. BASTICK, “Comportements, Conceptions et Dimensionnements des voûtes enterrées”, Bulletin des laboratoires des Ponts et chaussées, Paris, 1998
5. Bernard Falconnat, ‘*Manuel des tunnels routiers*’, Association mondiale de la route, Egis, 2010
6. BERNARTA FOUAD, KERIKECH ISMAL, *Conception et Calcul d'un tunnel : Cas du métro d'Alger*, mémoire inédit, ENA/Alger, Département de Génie Civil, 2007
7. CALLAUD, Cours de mécanique des sols Tome I, *fondations et ouvrages en terre*, EIER – ESTHER, Ouagadougou, 2005
8. COGNON et LACOMBE, *Génie civil, Les travaux souterrains*, Ecole centrale paris, 2^{ème} année d'Etude, Paris, 1998
9. De CASTER BRICA, Gathan Romain, Houaiss Tadi, Potamianos Karolas, *Techniques de construction des tunnels en milieu urbain*, ULB, Faculté des sciences Appliquées
10. Denise BERNAUD, “*Tunnels profonds dans les milieux viscoplastiques : Approche expérimentale et numérique* : thèse inédite, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1991
11. DERIAS TELDJA, *Etude comparative d'un tunnel calculé en élément frame et en élément Shell*, mémoire inédit, ENA/ Alger, Département de génie civil

12. Dossier Pilote des tunnels, génie civil, section 2, *Géologie-Hydrogéologie – Géotechnique*, CETU, BRON, Juillet 1998
13. Dossier Pilote des tunnels, génie civil, section 3, *Conception et Dimensionnement*, CETU, BRON, Juillet 1998
14. Dossier Pilote des tunnels, génie civil, Section 4, *Procédés de creusement et de soutènement*, CETU, BRON, Juillet 1998
15. Emile MAURIN, *Eléments d'assemblage : Boulonnerie-Visserie*, Documentation technique, Paris, 2010
16. Eynottes, 1995, Calcul d'un tunnel avec couverture, tronçon du Hai el Badr El Harrach -, mémoire inédit, Alger, département de génie civil
17. François Fleury, Rémy MOUTARDE, *Comprendre simplement la résistance des matériaux, la structure, principes et enjeux pour la conception*, 2^{ème} édition, Paris, Le Moniteur, 2010
18. François NGAPGUE, *Mécanique des sols et des roches*, Cours inédit, ULPGL/Goma, FSTA, 2010
19. Jean PERA, *Guide de béton coffré en tunnel*, CETU, Bron, 1983
20. Jean Pierre MOUGIN, *Béton armé, BAEL 91 et DTU associés, Guide de Calcul*, Eyrolles, Paris 1995
21. M. CALLAUD, *Cours de mécanique des sols*, Tome I, propriété des sols, EIR – ESTHER, Ouagadougou, 2008
22. MESHE NDEBERY Joseph, *Caractérisation géotechnique des Lapillis de Munigi comme matériaux de remblai routier*, mémoire inédit, ULPGL/Goma, FSTA, 2010
23. MPAWENAYO Régis, *Régulation et Stabilisation des cours d'eau torrentiels de la ville de Bujumbura, Cas du ruisseau de Gishara*, mémoire Inédit, UB/Bujumbura, FSA, 2008
24. Patrick Le Delliou, *Les Barrages, conception et maintenance*, nouvelle édition, Presses Universitaires de Lyon, 2007
25. Rufin MUTONDO, *Béton armé 2*, Cours inédit, ULPGL/Goma, FSTA, 2011
26. Rufin MUTONDO, *Calcul des structures II*, Coques, plaques, Cours inédit, ULPGL/Goma, FSTA, 2011

27. Rufin MUTONDO, *Chemins de fer et tunnels*, Cours inédit, ULPGL/Goma, FSTA, 2011
28. Rufin MUTONDO, *Constructions métalliques*, Cours inédit, ULPGL/Goma, FSTA, 2011
29. Rufin MUTONDO, *Norme NBN B 03-104, Ponts I*, Cours inédit, ULPGL/Goma, FSTA, 2011
30. Victor DAVIDOVICI, *Formulaire du Béton armé*, volume 2 : CONSTRUCTIONS

II. REFERENCES WEBOGRAPHIQUES

1. www.univ-savoie.fr
2. www.subsurface.org
3. www.soletanche-bachy.com
4. www.google.fr

III. LOGICIELS

1. Autodesk : Robot structural Analysis Professional, Version 2012,..... ;; Analyse des structures
2. Autodesk AutoCad, Version 2010 Dessins

TABLE DES MATIERES

EPIGRAPHE	i
DEDICACES.....	ii
REMERCIEMENTS.....	iii
RESUME	v
ABSTRACT.....	vi
LISTE DES FIGURES	vii
LISTE DES TABLEAUX.....	viii
LISTE DES ANNEXES	ix
SIGLES ET ABREVIATIONS	x
SOMMAIRE	xiii
INTRODUCTION GENERALE	2
PARTIE I :	6
PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT ET EXCEPTION GEOTECHNIQUE DU MONT GOMA.....	6
CHAPITRE I.	7
RECONNAISSANCES	8
I.1. Introduction	8
I.2. Reconnaissances géotechniques	9
I.2.1. Reconnaissances spécifiques à la mécanisation de l'excavation	9
I.2.2. Reconnaissance pendant l'exécution des travaux	9
I.2.3. Galerie de reconnaissance	10
I.2.4. Les sondages de reconnaissance	10
I.2.5. Diagraphies	11
I.2.6. Exécution des puits	12
I.3. Conditions hydrogéologiques	12
I.4. Etudes géotechniques	13
I.5. Caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du site	13

Chapitre II	17
METHODES D'EXECUTION	18
II.1. Introduction.....	18
II.2. Ouverture et accès	19
II.2.1. Puits	19
II.2.2. Rameaux.....	19
II.2.3. Galerie de reconnaissance	19
II.3. Mode de creusement des tunnels	20
II.3.1. Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères	20
II.3.2 Exécution du creusement au rocher :	21
II.4 Méthodes de creusement :	24
II.4.1 Méthode de creusement à pleine section :	24
II.4.2 Méthode de la demi-section :	25
II.4.3 Méthode de la section divisée :	25
Chapitre III	27
TECHNIQUES DE SOUTÈNEMENT.....	28
III.1 Introduction :	28
III.2 Classification des modes de soutènement :	28
III.2.1. Les soutènements agissant par confinement :	28
III.2.2. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures :	29
III.2.3. Les soutènements agissant par supportage :	29
III.2.4. Les soutènements agissant par consolidation :	29
III.3 Les différents types de soutènements :	29
III.3.1 Les boulons d'ancrages :	30
III.3.2 Le béton projeté :	30
III.3.3 Blindages métalliques :	32
III.4 Critères à prendre en compte :	33
III.5. Système statique de soutènement	34
III.5.1 Prédimensionnement :	34
III.5.2 Vérification des cintres de soutènement :	34
III.5.3 Système de charges :	34
III.5.5 Détermination des efforts :	35
III.6. Différentes fonctions du revêtement :	37
III.7. Règle de conception du revêtement :	37
III.8. Constat des règles de l'art :	38
III.9. Actions à prendre en compte et calcul des sollicitations	39
III.10. Vérification du revêtement :	41
III.10.1. Démarche de vérification :	41

Chapitre IV	42
EVALUATIONS DES CHARGES	43
IV.1. Introduction :	43
IV.2. Types et origines des poussées souterraines :	44
IV.2.1 Poussées de détente :	44
IV.2.2. Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles) : ..	45
IV.2.3. Poussées de gonflement :	45
IV.3. Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines	46
IV.3.1 Evaluation des pressions verticales :	46
IV.3.2. Evaluation de la pression horizontale	48
IV.3.3 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier: ..	50
IV.3.4. Evaluation de la pression hydrostatique :	52
IV.3.5. Charges et surcharges utiles :	52
Chapitre V	53
METHODES DE DIMENSIONNEMENT DU SOUTENEMENT.....	54
V.1 Introduction :	54
V.2. Les différentes méthodes de dimensionnement	54
V.3. Méthodes d'analyse et de calcul	55
PARTIE II :	58
DETERMINATION DES DONNEES DE BASE	58
Chapitre VI	59
OBJECTIFS, INTERETS DES ESSAIS.....	60
VI.1. Introduction	60
VI.2. Essais géotechniques	60
VI.2.1. Identification des sols.....	60
VI.2.2. Objet de l'identification.....	60
VI.3. Etudes Caractéristiques mécaniques	61
VI.3.1. Résistance au cisaillement	61
VI.3.2. Caractéristiques de déformation	61
VI.4. Caractéristiques hydrauliques	62
VI.4.1. Etude de perméabilité	62
IV.4.2. Essais de perméabilité in situ	62
Chapitre VII.	64
ESSAIS ET INTERPRETATION DES RESULTATS	65

VII.1. Introduction	65
VII.2. Caractéristiques massiques du sol	66
VII.2.1. La densité spécifique humide ρ_h	66
VII.2.2. La densité spécifique sèche ρ_d	66
VII.3. Identification du sol en place	67
VII.3.1. Analyse granulométrique	67
VII.3.2. Equivalent de sable	69
VII.3.3. Limites d'Atterberg	70
VII.3.4. L'indice portant Californien CBR	72
PARTIE III:	74
APPLICATION AU TUNNEL SOUS LE MONT GOMA	74
Chapitre VIII	75
CALCUL DES CHARGES	76
VIII.1. Introduction	76
VIII.2. Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel	77
VIII.2.1. Première section	77
VIII.2.2. Deuxième Section	79
VIII.2.3. Troisième section	81
Chapitre IX	84
CALCUL DU SOUTÈNEMENT	85
IX.1. Introduction	85
IX.2. Vérification préliminaire du soutènement	85
IX.2.1. Première section	85
IX.2.2. Deuxième section	95
IX.2.3. Troisième section	98
IX.2.4. Vérification des assemblages	98
.....	102
.....	102
IX.3. Calcul du revêtement définitif :	103
IX.3.1. Détermination du chargement actif agissant sur le revêtement définitif	103
IX.3.2. Détermination de l'épaisseur du revêtement	105
IX.3.3 Calcul d'armature	106
Chapitre X.	107
MESURES TECHNOLOGIQUES SPECIALES ADOPTEES AU TUNNEL DU MONT GOMA	108

X.1. Introduction	108
X.2. Amélioration du sol du Mont Goma	108
X.2.1. Amélioration du sol du Mont Goma par injection	109
X.2.2. L'injection de consolidation	111
X.3. Renforcement du front de taille du tunnel du Mont Goma par boulonnage	113
X.3.1. Méthodes de renforcement	115
X.3.2. techniques de boulonnage frontal	117
X.3.3. Caractéristiques d'un boulon en fibres de verre	119
Figure X.3.2.2 Schématisation des différentes étapes en pleine section	120
CONCLUSION GENERALE	121
I. REFERENCES	BIBLIOGRAPHIQUES
.....	123
II. REFERENCES	WEBOGRAPHIQUES
.....	125
III.	LOGICIELS
.....	125
TABLE DES MATIERES	126

ANNEXES

ANNEXE –A-

RESULTATS DES DIFFERENTS ESSAIS D'IDENTIFICATION



**OFFICE DES ROUTES
LABORATOIRE NATIONAL
DE TRAVAUX PUBLICS
ANTENNE DE GOMA**

Dossier n° :
Provenance : **MONT - GOMA**
Prescription :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

POIDS SEC : **2200 gs** (G) PROFONDEUR :

POIDS ECHANTILLON SEC APRES LAVAGE SUR TAMIS N°200

N° TAMIS		OUVERTURE (en mm)		REFUS		TAMISE	REMARQUE
ASTM	AFNOR	ASTM	AFNOR	Cumules (g)	%	En %	
3"	50	76,2	80				
2 1/2"	49	63,5	63				
2"	48	50,8	50				
1 1/2"	47	38,1	40				
1 1/4"	46	31,7	31,5				
1"	45	25,4	25				
3/4"	44	19,1	20				
2/3"	43	16,9	16				
1/2"	42	12,7	12,5			100	
3/8"	41	9,52	10	11	0	100	
1/3"	40	7,93	8	21	1	99	
1/4"	39	6,35	6,3	45	2	98	
3/16"	38	4,76	5	71	3	97	
5	37	4	4	102	5	95	
6	36	3,36	3,15	134	6	94	
8	35	2,38	2,5	177	8	92	
10	34	2	2	219	10	90	
12	33	1,68	1,6	272	12	88	
16	32	1,19	1,25	341	15	85	
18	31	1	1	430	20	80	
20	30	0,84	0,8	533	24	76	
30	29	0,59	0,63	685	31	69	
35	28	0,5	0,5	885	38	62	
40	27	0,4	0,4	1005	46	54	
50	26	0,315	0,315	1184	54	46	
60	25	0,25	0,25	1371	62	38	
70	24	0,2	0,2	1538	70	30	
100	23	0,16	0,16	1672	76	24	
120	22	0,125	0,125	1881	85	15	
140	21	0,1	0,1	1955	89	11	
200	20	0,08	0,08	2178	99	1	

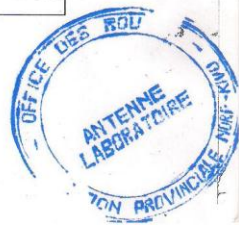


Tableau 1. Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse granulométrique

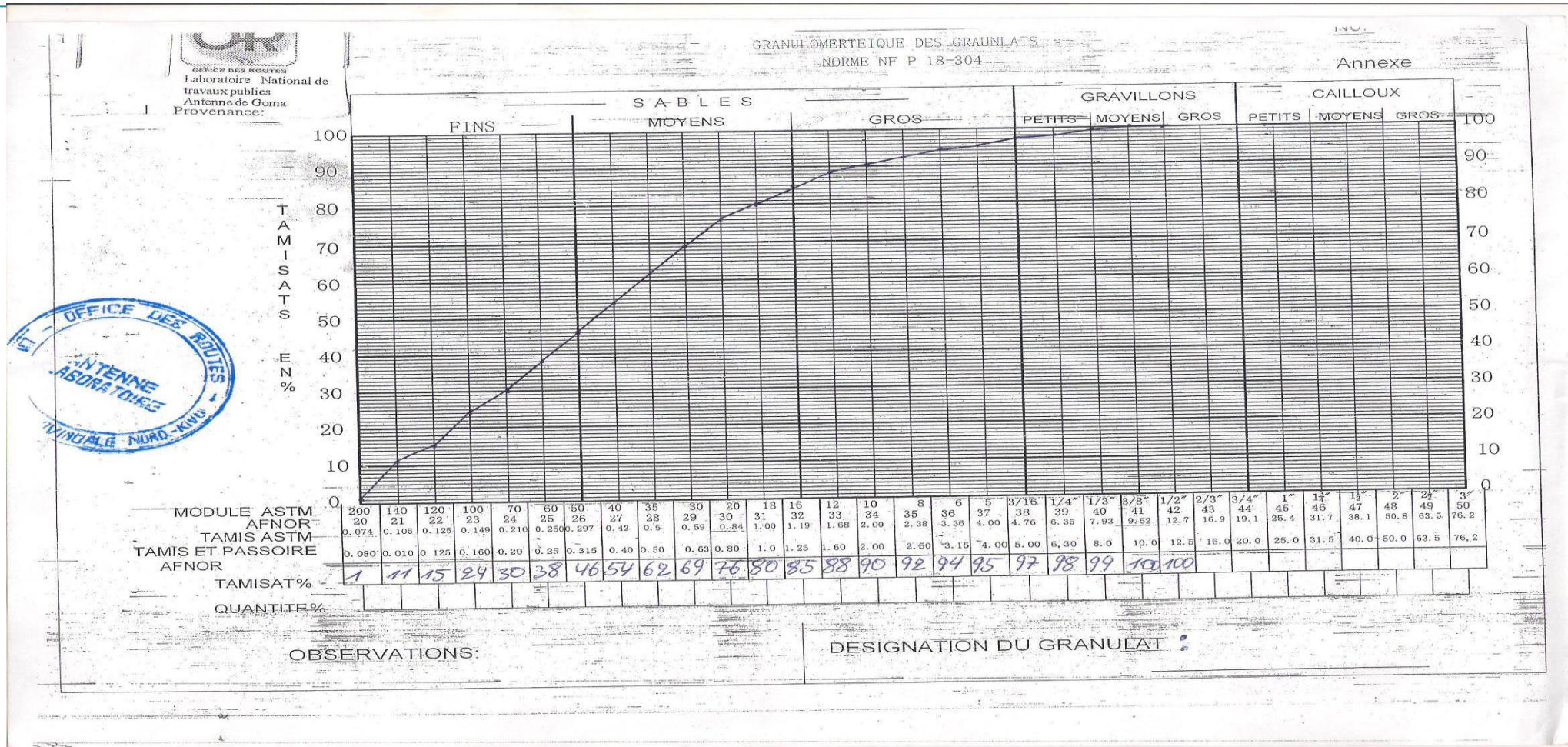


Figure 1. Courbe granulométrique de l'analyse granulométrique



**OFFICE DES ROUTES
LABORATOIRE NATIONAL
DE TRAVAUX PUBLICS
ANTENNE DE GOMA**

Goma, le 14 / 02 / 2013

EQUIVALENT DE SABLE

PROVENANCE	MONT GOMA			
ECHANTILLON	E1		E2	
DATE	le 14/02/2013		le 14/02/2013	
TEMPS DE VERSEMENT	14h 30'	14h 31'		
DEBUT D'AGITATION	14h 40'	14h 42'		
FIN D'AGITATION	14h 40'30"	14h 42'30"		
TEMPS LECTURE	15h 01'	15h 02'		
H ₁	103	99		
H ₂ A PISTON	9,5	9,8		
ES EN %	92%	98		
MOYENNE EN %	95%			
H ₂ A VUE	105	101		
ES EN %	101	102		
MOTENNE EN %	101%			

Exécuté par :



Tableau 2. Tableau récapitulatif des résultats de l'équivalent de sable

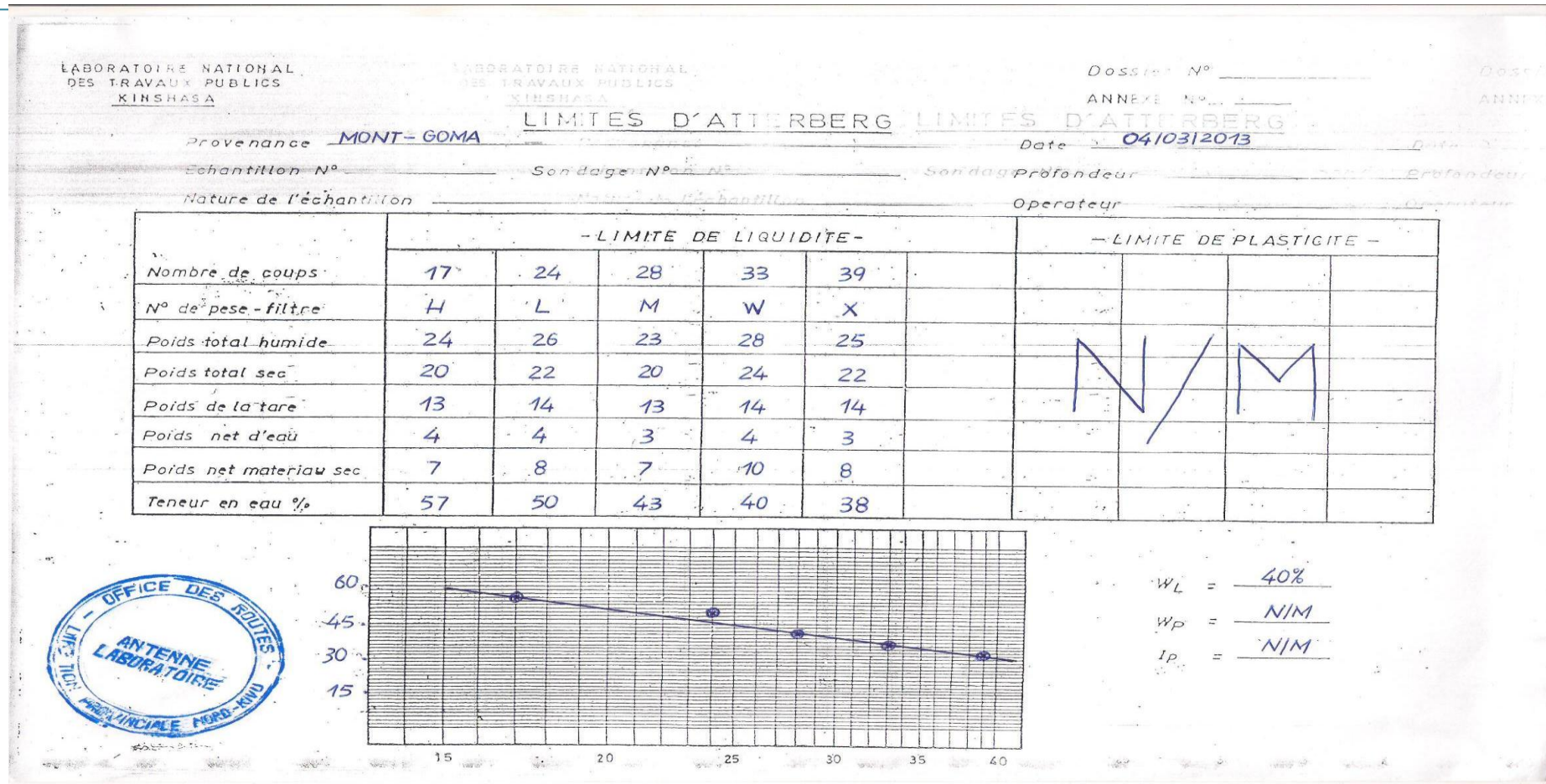


Figure 3. Droite issue des résultats résumés dans le tableau 3 ci-dessus pour la détermination de la limite de liquidité



Provenance : MONT-GOMA
P.K.N° :
Nature :
Essai exécuté par :

Profondeur :
Poids spécifique :
Date : 22/02/2013



5000 g

ESSAI PROCTOR – NORMAL – MODIFIÉ – GRAND MOULE – PETIT MOULE

Eau ajoutée	1 10%	2 2%	3 2%	4 2%	5 2%	6 2%	7 2%	8 2%
Poids total humide	6137	6182	6220	6265	6300	6345	6400	6394
Poids du monde	4682							
Poids échantillon humide	1455	1500	1538	1583	1618	1663	1718	1712
Volume du monde	947	947	947	947	947	947	947	947
Densité humide	1,53	1,58	1,62	1,67	1,70	1,75	1,80	1,80
Ph + tare	37	34	39	34	33	32	32	36
Ps + tare	35	31	36	31	31	29	29	33
Poids de la terre	X 13	H 13	L 14	A 13	I 13	F 14	C 14	Z 13
Poids d'eau	2	3	3	3	2	3	3	3
Poids sec	22	18	22	18	18	15	15	20
Teneur en eau %	9	17	14	17	11	20	20	15
Teneur en eau moyenne	13	15	16	18	20	21	21	19
Densité sèche	1,35	1,37	1,39	1,40	1,42	1,45	1,49	1,50

Tableau 4. Tableau récapitulatif des résultats de l'essai Proctor Normal

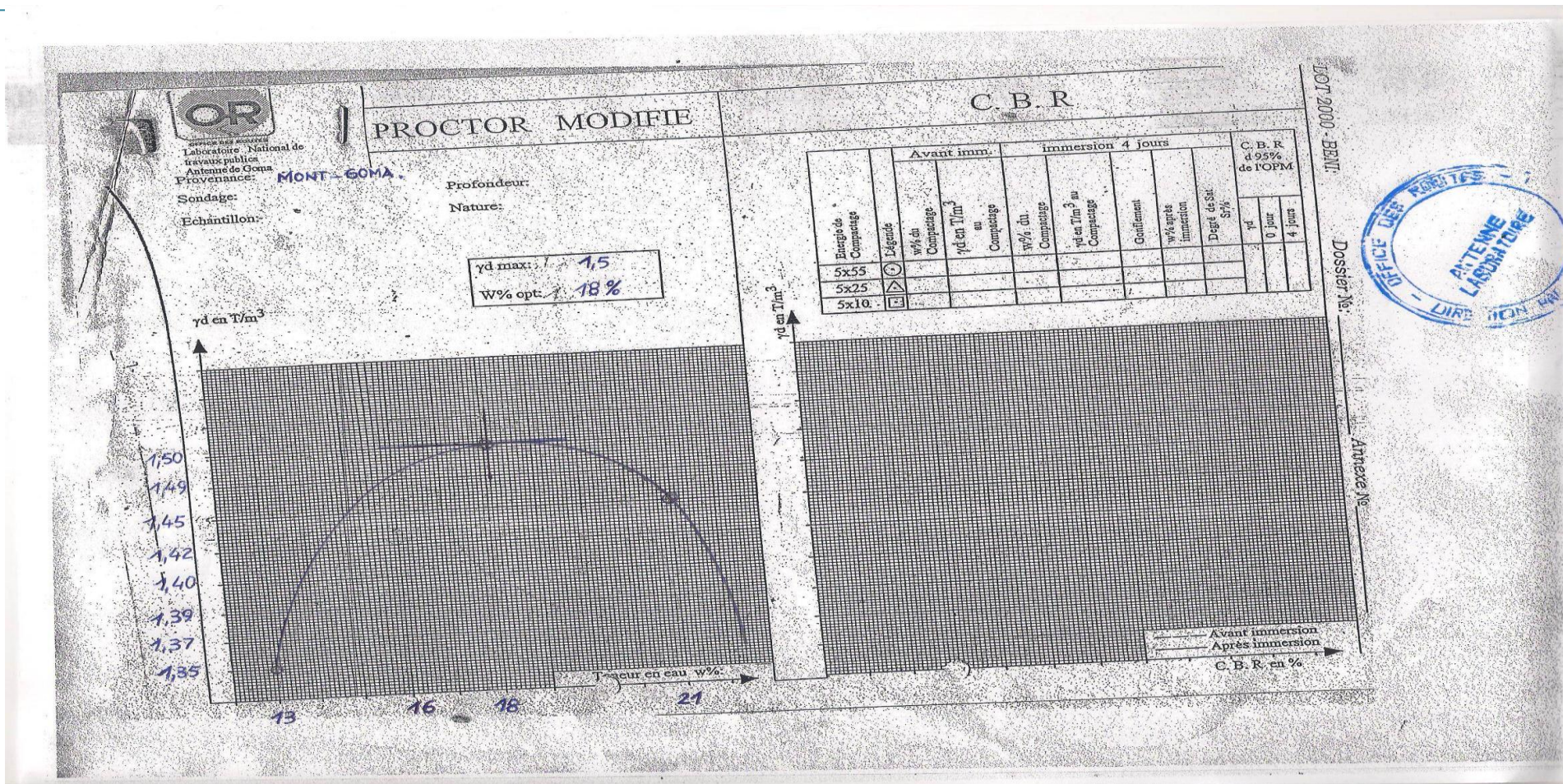


Figure 4. Courbe protor pour la détermination de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale



Laboratoire National de travaux publics
Antenne de Goma

Dossier N°
Date : 28/02/2013

Chantier :

ECHANTILLON N° :

Nature de l'échantillon :

COMPACTAGE :
C.P.M DENSITE Densité sèche: 1,5
Teneur en eau de compactage demandée :
poids spécifique de l'échantillon :

Profondeur :

Opérateur :

Calcul :

Sondage :
yd = 1,5
w% = 18%

Moulage	5x55	5x25	5x10
Poids total humide		10132	
Tare		6329	
Poids humide			
Pese filter		2317	
W%			
Moyennne w%		18%	
Densite humide			
Densite seche		1,5	
GONFLEMENT			
Lecture initiale			
Lecture finale			
Gonflement			
SATURATION			
PESE filter			
W%			
Moyennne w%			
Densite humide			
Volume apres gonflement			
Densite humide			
Densite seche			
W%saturation			
Degre de saturation			
RESULTAT DE POINCONNEMENT			
Bas 2,5 mm		10143	

Executer par :

Fait a :

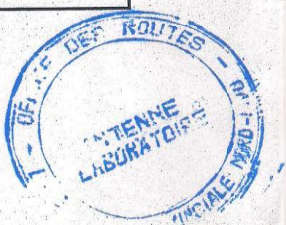


Tableau 5. Détermination de l'indice portant Californien CBR



Laboratoire National de
travaux publics
Antenne de Goma

	5x55			5x25			5x10		
	Lecture	F/kg	kg/cm²	Lecture 1/100	P.kg	P.kg	Lecture 1/100 mm	P.kg	P. Kg/cm
0,2				10					
0,4				22					
0,6				35					
0,8				50					
1				67					
1,5				115					
2,0				170					
2,5				225					
3,0				262					
3,5				304					
4,0				336					
4,5				364					
5,0				375					
5,5									
6,0									
6,5									
7,0									
7,5									
8,0									
8,5									
9,0									
9,5									
10,0									
10,5									



Tableau 6. Essais de poinçonnement pour la détermination de, l'indice portant Californien sévère

ANNEXE –B-

**VALEURS DES EFFORTS INTERIEURS DES CINTRES DE LA
PREMIERE ET DEUXIEME SECTION**

ANNEXE –C-

**VALEURS DES EFFORTS INTERIEURS DES CINTRES DE LA
TROISIEME SECTION**

ANNEXE –D-

**VALEURS DES EFFORTS INTERIEURS DU REVETEMENT,
DES SECTIONS THEORIQUES D'ARMATURES ET LE
FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE**

ANNEXE –E- ELEMENTS DU PROJET

ANNEXE –F-

ABAQUES

Caractéristiques mécaniques des boulons à pas gros

Filetage ⁽¹⁾	Section résistante nominale A _s nom. (mm ²)	Classes de qualité									
		3.6	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	9.8	10.9	12.9
		Charge d'épreuve (A _s x S _p) en N									
PAS GROS											
M3	5,03	910	1 130	1 560	1 410	1 910	2 210	2 920	3 270	4 180	4 880
M3,5	6,78	1 220	1 530	2 100	1 900	2 580	2 980	3 940	4 410	5 630	6 580
M4	8,78	1 580	1 980	2 720	2 460	3 340	3 860	5 100	5 710	7 290	8 520
M5	14,2	2 560	3 200	4 400	3 980	5 400	6 250	8 230	9 230	11 800	13 800
M6	20,1	3 620	4 520	6 230	5 630	7 640	8 840	11 600	13 100	16 700	19 500
M7	28,9	5 200	6 500	8 960	8 090	11 000	12 700	16 800	18 800	24 000	28 000
M8	36,6	6 590	8 240	11 400	10 200	13 900	16 100	21 200	23 800	30 400	35 500
M10	58	10 400	13 000	18 000	16 200	22 000	25 500	33 700	37 700	48 100	56 300
M12	84,3	15 200	19 000	26 100	23 600	32 000	37 100	48 900 ⁽²⁾	54 800	70 000	81 800
M14	115	20 700	25 900	35 600	32 200	43 700	50 600	66 700 ⁽²⁾	74 800	95 500	112 000
M16	157	28 300	35 300	48 700	44 000	59 700	69 100	91 000 ⁽²⁾	102 000	130 000	152 000
M18	192	34 600	43 200	59 500	53 800	73 000	84 500	115 000	-	159 000	186 000
M20	245	44 100	55 100	76 000	68 600	93 100	108 000	147 000	-	203 000	238 000
M22	303	54 500	68 200	93 900	84 800	115 000	133 000	182 000	-	252 000	294 000
M24	353	63 500	79 400	109 000	98 800	134 000	155 000	212 000	-	293 000	342 000
M27	459	82 600	103 000	142 000	128 000	174 000	202 000	275 000	-	381 000	445 000
M30	561	101 000	126 000	174 000	157 000	213 000	247 000	337 000	-	466 000	544 000
M33	694	125 000	156 000	215 000	194 000	264 000	305 000	416 000	-	570 000	673 000
M36	817	147 000	184 000	253 000	229 000	310 000	359 000	490 000	-	678 000	792 000
M39	976	176 000	220 000	303 000	273 000	371 000	429 000	586 000	-	810 000	947 000

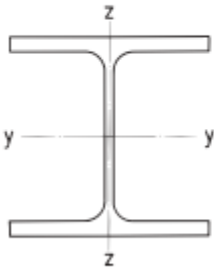
Caractéristiques mécaniques des boulons à pas fins

PAS FINS											
M8 x 1	39,2	7 060	8 820	12 200	11 000	14 900	17 200	22 700	25 500	32 500	38 000
M10 x 1	64,5	11 600	14 500	20 000	18 100	24 500	28 400	37 400	41 900	53 500	62 700
M12 x 1,5	88,1	15 900	19 800	27 300	24 700	33 500	38 800	51 100	57 300	73 100	85 500
M14 x 1,5	125	22 500	28 100	38 800	35 000	47 500	55 000	72 500	81 200	104 000	121 000
M16 x 1,5	167	30 100	37 600	51 800	46 800	63 500	73 500	96 900	109 000	139 000	162 000
M18 x 1,5	216	38 900	48 600	67 000	60 500	82 100	95 000	130 000	-	179 000	210 000
M20 x 1,5	272	49 000	61 200	84 300	76 200	103 000	120 000	163 000	-	226 000	264 000
M22 x 1,5	333	59 900	74 900	103 000	93 200	126 000	146 000	200 000	-	276 000	323 000
M24 x 2	384	69 100	86 400	119 000	108 000	146 000	169 000	230 000	-	319 000	372 000
M27 x 2	496	89 300	112 000	154 000	139 000	188 000	218 000	298 000	-	412 000	481 000
M30 x 2	621	112 000	140 000	192 000	174 000	236 000	273 000	373 000	-	515 000	602 000
M33 x 2	761	137 000	171 000	236 000	213 000	289 000	335 000	457 000	-	632 000	738 000
M36 x 3	865	156 000	195 000	268 000	242 000	329 000	381 000	519 000	-	718 000	839 000
M39 x 3	1 030	185 000	232 000	319 000	288 000	391 000	453 000	618 000	-	855 000	999 000

Sections réelles d'armatures

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Caractéristiques mécaniques des profilés HEB

HEB	Breitflanschträger HEB	Profilés à larges ailes HEB
	$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$ $A_w = b \cdot d$ $S_y = \frac{1}{2} W_{ply}$ $S_z = \frac{1}{2} W_{plz}$	Maximale Lagerlängen / Longueurs maximales en stock: $h \leq 180$ 18 m $h \geq 200$ 24 m EURONORM 53 – 62, DIN 1025/2 Andere Bezeichnungen } Autres désignations } DIN, IPB
	$W_{ely} = \frac{I_y}{h/2}$ $\bar{W}_y = \frac{I_y}{(h-t_f)/2}$ $W_{elz} = \frac{I_z}{b/2}$	* Auch in S355J0 oder S355J2G3 ab Schweizer Lager erhältlich * Livrable en S355J0 ou S355J2G3 du stock suisse

HEB	m kg/m	Statische Werte / Valeurs statiques												
		A mm ²	A _v mm ²	A _w mm ²	I _y mm ⁴	W _{ely} mm ³	$\overline{W}_y$ mm ³	W _{ply} mm ³	i _y mm	I _z mm ⁴	W _{elz} mm ³	W _{plz} mm ³	i _z mm	K = I _x mm ⁴
					x 10 ⁶	x 10 ³	x 10 ³	x 10 ³		x 10 ⁶	x 10 ³	x 10 ³		x 10 ⁶
100*	20,4	2600	904	540	4,50	90	100	104	41,6	1,67	33	51	25,3	0,0931
120*	26,7	3400	1096	708	8,64	144	158	165	50,4	3,18	53	81	30,6	0,139
140*	33,7	4300	1308	896	15,1	216	236	246	59,3	5,50	79	120	35,8	0,202
160*	42,6	5430	1759	1180	24,9	311	339	354	67,8	8,89	111	170	40,5	0,312
180*	51,2	6530	2024	1410	38,3	426	461	482	76,6	13,6	151	231	45,7	0,422
200*	61,3	7810	2483	1660	57,0	570	616	642	85,4	20,0	200	306	50,7	0,596
220*	71,5	9100	2792	1940	80,9	736	793	828	94,3	28,4	258	394	55,9	0,770
240*	83,2	10600	3323	2230	112,6	938	1010	1050	103	39,2	327	499	60,8	1,04
260*	93,0	11800	3759	2420	149,2	1150	1230	1280	112	51,3	395	603	65,8	1,26
280*	103	13100	4109	2750	192,7	1380	1470	1530	121	65,9	471	718	70,9	1,45
300*	117	14900	4743	3090	251,7	1680	1790	1870	130	85,6	571	871	75,8	1,87
320*	127	16100	5177	3440	308,2	1930	2060	2140	138	92,4	616	940	75,7	2,29
340*	134	17100	5609	3820	366,6	2160	2300	2400	146	96,9	646	986	75,3	2,62
360*	142	18100	6060	4220	431,9	2400	2560	2680	155	101	676	1030	74,9	2,98
400*	155	19800	6998	5080	576,8	2880	3070	3240	171	108	721	1100	74,0	3,61
450*	171	21800	7966	5940	798,9	3550	3770	3980	191	117	781	1200	73,3	4,49
500	187	23900	8982	6840	1072	4290	4540	4820	212	126	842	1290	72,7	5,50
550	199	25400	10010	7820	1367	4970	5250	5600	232	131	872	1340	71,7	6,12
600	212	27000	11080	8840	1710	5700	6000	6420	252	135	902	1390	70,8	6,80
650	225	28600	12200	9900	2106	6480	6800	7320	271	140	932	1440	69,9	7,52
700	241	30600	13710	11400	2569	7340	7690	8320	290	144	963	1490	68,7	8,42
800	262	33400	16180	13400	3591	8980	9360	10220	328	149	994	1550	66,8	9,62
900	291	37100	18880	16000	4941	10980	11400	12580	365	158	1050	1660	65,3	11,5
1000	314	40000	21250	18300	6447	12890	13400	14860	401	163	1090	1710	63,8	12,7

