République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude et conception du tunnel Tamentout, transfert des eaux entre les barrages de Tabellout (Jijel) et Draa Diss (Sétif)

Présenté par :

GUERDOUH Walid

Encadré par :

Mr HEBIB Rafik

Promotion 2018 /2019

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Je commence tout d'abord par remercier Dieu le tout puissant, clément et miséricordieux, qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour entamer et accomplir ce modeste travail.

Je tiens à remercier mon cher encadreur M. ***HEBIB Rafik*** *pour ses conseils, sa guidance sa motivation et sa disponibilité durant toute la période d'étude.*

Je remercie également l'ingénieur BENBEKHMA Abderrezzaq qui m'a bien aidé.

Je remercie également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré ma formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'il m'a rapporté.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce travail.

A tous ceux et aux autres qui ont aidé dans l'élaboration de ce travail de près ou de loin je dis du fond de mon cœur.

Dédicace

A mes très chers parents

*GUERDOUH Mohamed * * BOUKABOUR Zebida*

*Je dédie ce modeste travail à **ma très chère mère**, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète,*

Et te protège et te garde en bonne santé.

*A **mon père** qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

A mes frères et mes sœurs

J'espère avoir le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection Je vous remercie pour le soutient moral et l'encouragement que vous m'avez accordés .Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez

Et un brillant avenir.

***A mes meilleurs amis :** Hatem, Aimen, Walid, Lotfi,*

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

***A toute la famille ENSTP :** Etudiants – Enseignants*

WALID

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة و تصميم النفق الهيدروليكي بتامنتوت.و تحقيقا لهذه الغاية ، بدأنا عملنا ببحث بيبليوغرافي حول الخرسانة ذاتية الضغط ثم قمنا بتحديد المقطع العرضي، و مختلف الضغوط من خلال تطبيق طرق حساب مختلفة. ثم قمنا بدراسة العلاقة بين التربة و الهيكل باستعمال طريقة التقارب و الإحتواء و النمدجة الرقمية باستخدام برنامج بلاكسيس.المرحلة التالية هي تحجيم الدعم المؤقت و التلبيس النهائي باستخدام برنامج الروبوت.و في المرحلة الأخيرة انشأنا دراسة زلزالية للنفق.

الكلمات المفتاحية: نفق، التصميم، النمذجة، الدعم، التلبيس.

Résumé

L'objet de ce travail est l'étude et la conception du tunnel hydraulique de Tamentout. On a commencé notre travail avec une recherche bibliographique sur le béton auto-plaçant. Ensuite, on a déterminé de la section transversale, et les différentes pressions en appliquant différentes méthodes de calcul. En deuxième lieu l'étude de l'interaction sol-structure avec la méthode convergence-confinement et avec une modélisation numérique avec le logiciel PLAXIS. L'étape suivante est le dimensionnement du soutènement provisoire et du revetement définitif à l'aide du logiciel ROBOT. Enfin en dernière étape est une étude sismique de l'ouvrage.

Mots clés : tunnel, conception, modélisation, soutènement, revêtement.

Abstract

The purpose of this work is the study and the design of the Tamentout hydraulic tunnel. We began our work with a bibliographic research about Self-Compacting Concrete. Next, we determinated the tunnel section, and different pressures by applying different calcul methods. Secondly,we made a study of soil-structure interaction with the convergence containment method and numerical modeling with PLAXIS software. Next step is the dimensioning of the temporary support and the definitive coating with the ROBOT software. Finally, we did a seismic study of the tunnel.

Keywords : tunnel, design, modeling, support, coating.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Essai au cône d'Abrams 4
Figure I.2 Essai de boîte en L 5
Figure I.3 Essai au tamis 5
Figure I.4 Représentation graphique des composants béton : Gravier ENNOUR, filler ENG et sable 0-1 mm 7
Figure II.1. Carte représentatif des variantes (document ANBT) 12
Figure II.2 Carte représente la position du tunnel (Document ANBT) 13
Figure II.3 Photo par satellite du tunnel (Google Earth) 14
Figure II.4 Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996) 14
Figure II.5 Profil en long de tunnel (Document ANBT) 15
Figure III.1 Géologie du tracé sur extrait de la carte géologique de Tamesguida (M.F. Ehrmann, 1941) 16
Figure III.2 Classification sismique des wilayas d'Algérie (RPOA, 2008) 20
Figure V.1 Tracé en plan du tunnel (Document ANBT) 29
Figure V.2 Profil en long de tunnel (Document ANBT) 29
Figure V.3 Section transversal de la conduite 30
Figure V.4 Section courante 32
Figure V.5 Section élargissement 32
Figure V.6 Plateforme de la section courante 33
Figure V.7 véfification du gabarit secton courante 33
Figure V.8 Plateforme pour la section élargissement 34
Figure V.9 Vérification du gabarit section élargissement 34
Figure VI.1 Hypothèse de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI 36
Figure VI.2 Pression s'exerçant sur des souterrains à grande profondeur d'après TERZAGHI 36
Figure VI.3 Répartition de la charge verticale d'après PROTODIAKONOV 37
Figure VI.4 Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER 39
Figure VI.5 Représentation schématique la Théorie des poids des terres 40
Figure VI.6 Poussée du souterrain selon TERZAGHI 41
Figure VI.7 Répartition des poussées selon Expérience SOVIETIQUE 41
Figure VI.8 Répartition des contraintes selon la théorie de RANKINE 42
Figure VI.9 Poussée du radier selon TISMBARIEVITCH 43
Figure VII.1 Diagramme de moment fléchissant dans soutènement provisoire section courante 57
Figure VII.2 Diagramme de l'effort normal appliqué sur le soutènement provisoire section courante 58
Figure VII.3 Diagramme de l'effort tranchant appliqué sur le soutènement provisoire section courante 58
Figure VII.4 Diagramme du moment fléchissant dans le soutènement provisoire de la section d'élargissement 59
Figure VII.5 Diagramme de l'effort normal appliqué sur le soutènement provisoire de la section d'élargissement 60
Figure VII.6 Diagramme de l'effort tranchant appliqué sur le soutènement provisoire section d'élargissement 60

Figure VIII.1 Principe de détermination de la loi de convergence du massif 63
Figure VIII.2 Comportement du soutènement (chargement). 64
Figure VIII.3 Détermination de la pression de soutènement dans le cas axisymétrique 65
Figure VIII.4 Courbe caractéristique de terrain 70
Figure VIII.5 Courbe caractéristique du soutènement 71
Figure VIII.6 Courbe caractéristique d'équilibre finale 72
Figure VIII.7 Courbe caractéristique du terrain 74
Figure VIII.8 Courbe caractéristique du soutènement 76
Figure VIII.9 Courbe caractéristique de l'équilibre final 76
Figure IX.1 Éléments de base dans le maillage dans PLAXIS 2D 77
Figure IX.2 Caractéristiques géométrique section élargissement 79
Figure IX.3 Caractéristiques géométrique section courante 79
Figure IX.4 Phase de creusement du tunnel 80
Figure IX.5 Phase de pose du soutènement 80
Figure IX.6 Déplacement total pour la phase 01 section courante 81
Figure IX.7 Déplacement total pour la phase 02 section courante 81
Figure IX.8 Moment fléchissant section courante 82
Figure IX.9 Effort normale section courante 82
Figure IX.10 Effort tranchant section courante 83
Figure IX.11 Déplacement total pour la phase 01 section élargissement 83
Figure IX.12 Déplacement total pour la phase 02 section élargissement 84
Figure IX.13 Moment fléchissant section élargissement 84
Figure IX.14 Effort normal section élargissement 85
Figure IX.15 Effort tranchant section élargissement 85
Figure X.1 Diagramme du moment fléchissant section courante 89
Figure X.2 Diagramme de l'effort normal section courante 89
Figure X.3 Diagramme de l'effort tranchant section courante 89
Figure X.4 Diagramme du moment fléchissant section élargissement 90
Figure X.5 Diagramme de l'effort normal section élargissement 90
Figure X.6 Diagramme de l'effort tranchant section élargissement 90
Figure X.7 Coupe transversale de la section étudiée 91
Figure X.8 Schématisation de l'interaction sol-structure 96
Figure X.9 Forme de tunnel considéré comme un anneau 97

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Granulométrie moyenne sable et graviers carrière ENNOUR 6
Tableau I.2 Granulométrique moyenne « sable Boussaâda 0-1 mm » 7
Tableau I.3 Moyennes des valeurs géotechniques des matériaux pour béton CV-ES-CA 7
Tableau I.4 Moyennes des valeurs géotechniques des matériaux pour béton 8
Tableau I.5 Granulométrie moyenne « Filler » 8
Tableau I.6 Résistance moyenne du ciment CEM IIB 42.5 « Matine » et CEMI-42.5-N-SR3 . 8
Tableau I.7 Composition des formules du BAP réalisées dans le laboratoire 9
Tableau I.8 Dosage de BAP-F15 10
Tableau I.9 Dosage pour le BAP-F16 10
Tableau I.10 résultas des essais de BAP-F15 et BAP-F16 11
Tableau III.1 Coordonnées d'implantation des sondages de reconnaissance 18
Tableau IV.1 Les résultats de RQD obtenus par les 3 sondages 21
Tableau IV.2 Paramètres de classification des roches et leurs notations 22
Tableau IV.3 Classification d'ajustement pour l'orientation des joints 23
Tableau IV.4 Note d'ajustement pour l'orientation des joints 24
Tableau IV.5 Classe de rocher suivant la classification de Z.BIENIAWSKI 24
Tableau IV.6 Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement 24
Tableau IV.7 Soutènement proposé par l'AFTES 27
Tableau VI.1 Coefficient de résistance des roches (f) selon PROTODIAKONOV 38
Tableau VI.2 Paramètres géotechniques pour le calcul de stabilité du tunnel intermédiaire... 45
Tableau VI.3 Caractéristiques géométriques du tunnel 45
Tableau VI.4 Les charges appliquées sur le tunnel en (kPa) 49
Tableau VII.1 Caractéristiques des cintres métalliques 51
Tableau VII.2 Caractéristique du béton projeté 52
Tableau VIII.1 Caractéristiques du terrain pour le PM 6114.799 68
Tableau VIII.2 Valeurs de courbe caractéristique de terrain 69
Tableau VIII.3 Caractéristique de béton projeté 70
Tableau VIII.4 Caractéristiques des centres 71
Tableau VIII.5 Valeurs de courbe caractéristique du soutènement 71
Tableau VIII.6 Caractéristiques du terrain pour le PM 6114.799 72
Tableau VIII.7 Valeurs de courbe caractéristique de terrain 74
Tableau VIII.8 Caractéristique de béton projeté 75
Tableau VIII.9 Caractéristiques des centres 75
Tableau VIII.10 Valeurs de courbe caractéristique du soutènement 75
Tableau IX.1 Caractéristique mécanique de sols 78
Tableau IX.2 Les caractéristiques mécaniques du soutènement 78
Tableau IX.3 Comparaison des efforts calculé par ROBOT et PLAXIS 86
Tableau IX.4 Comparaison de déplacement entre PLAXIS et la méthode de convergence et confinement 86
Tableau X.1 Charges appliqué sur le tunnel 88
Tableau X.2 Sollicitations maximales appliquées sur les sections 91
Tableau X.3 Ferraillage principale des sections 91
Tableau X.4 Ferraillage de répartition des sections 92

Tableau X.5 Vérification du cisaillement des sections 93
Tableau X.6 Valeurs de la vitesse et du déplacement, pour une accélération A de 100 cm/s2, en fonction du type de site..... 94
Tableau X.7 Caractéristique relatifs à la situation et à la classe de l'ouvrage..... 97

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE……1

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE « BETON AUTO-PLACANT DANS LE TUNNEL TAMENTOUT »

I.1 Introduction 2
I.2 Définition de béton auto-plaçant 2
I.3 Spécification des BAP à l'état frais 2
I.3.1 Classification des BAP 2
I.3.2 Ouvrabilité des BAP 3
I.4 Particularité de la composition des bétons auto-plaçant 3
I.5 Propriétés du béton durci 3
I.5.1 Déformations instantanées et différées 3
I.5.2 Durabilité 4
I.6 Contrôle des BAP 4
I.6.1 Mesure d'étalement au cône d'Abrams 4
I.6.2 Essai de la boîte en L'écoulement en milieu confiné 4
I.6.3 Essai de stabilité au tamis 5
I.7 Procédure de réalisation du BAP par le laboratoire Razel-CMCRA 5
I.7.1 Objet 5
I.7.2 La formulation de BAP 6
I.7.3 La formulation de BAP 9
I.8 Conclusion 11

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 Introduction 12
II.2 Présentation de l'ouvrage 12
II.2.1 Objectif du projet 12
II.2.2 Localisation du tunnel 13
II.2.3 Description du site 13
II.3 Description de l'ouvrage 15
II.4 Conclusion 15

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE ET GEOLOGIQUE

III.1 Introduction 16

III.2 Reconnaissances géologiques 16
III.3 Reconnaissances hydrologiques 17
III.3.1 Objectif 17
III.3.2 Données des reconnaissances hydrologiques 17
III.4 Reconnaissances géotechniques 17
III.4.1 Objectif 17
III.4.2 Données des reconnaissances géotechniques 17
III.5 Sismicité 19
III.6 Conclusion 20
CHAPITRE IV : CLASSIFICATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT
IV.1 Introduction 21
IV.2 Calcul de RQD 21
IV.2.1 Résultat de RQD 21
IV.3 Application des méthodes empiriques 21
IV.3.1 Classification RMR Z. BIENIAWSKI 21
IV.3.2 Classification de l'AFTES 25
IV.4 Conclusion 27
CHAPITRE V : CONCEPTION
V.1 Introduction 28
V.2 Importance du dimensionnement géométrique 28
V.3 Tracé en plan 28
V.4 Profil en long 29
V.5 La section transversale 30
V.5.1 Choix de la section 30
V.5.2 Les éléments de la section transversale 30
V.5.3 Les sections transversales types 31
V.5.4 Vérification des sections proposées 32
V.6 Conclusion 34
CHAPITRE VI : EVALUATION DES CHARGES
VI.1 Introduction 35
VI.2 Les pressions souterraines 35
VI.3 Méthode de détermination des pressions souterraines 35
VI.3.1 Charges verticale 35
VI.3.2 Charges horizontale 40
VI.3.3 Évaluation de la pression au niveau du radier 43

VI.4 Calcul des charges (application sur le projet) 45
VI.4.1 Les données du projet 45
VI.4.2 Calcul des charges verticales 45
VI.4.3 Les charges horizontales 47
VI.4.4 Évaluation de la pression au niveau du radier 48
VI.5 Conclusion 50
CHAPITRE VII : SOUTENEMENT PROVISOIRE
VII.1 Introduction 51
VII.2 Types de soutènement provisoire proposes 51
VII.3 Matériaux utilisés dans le soutènement provisoire 51
VII.3.1 Cintres métalliques 51
VII.3.2 Béton projeté 52
VII.3.3 Treillis soudé 52
VII.4 Vérification de soutènement 53
VII.4.1 Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté) 53
VII.4.2 Les formules de réparation des efforts 54
VII.4.3 Les formules de vérification du soutènement provisoire 55
VII.4.4 Vérification de soutènement provisoire 56
VII.5 Conclusion 62
CHAPITRE VIII : CONVERGENCE ET CONFINEMENT
VIII.1 Introduction 63
VIII.2 Principe de la méthode 63
VIII.3 Les étapes de calcul 65
VIII.3.1 Trace de la courbe caractéristique du terrain 65
VIII.3.2 Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement 67
VIII.3.3 Courbe caractéristique du soutènement 67
VIII.3.4 Equilibre final 68
VIII.4 Application de la méthode pour notre projet 68
VIII.5 Conclusion 76
CHAPITRE IX : MODÉLISATION NUMERIQUE
IX.1 Introduction 77
IX.2 Présentation de l'logiciel PLAXIS 77
IX.3 Modélisation du projet avec PLAXIS 2D 77
IX.3.1 Caractéristiques géométriques du massif 77
IX.3.2 Caractéristiques géotechniques du massif 78

IX.3.3 Caractéristiques mécaniques de soutènement 78
IX.3.4 Caractéristique géométrique des sections du tunnel 78
IX.3.5 Conditions aux limites..... 79
IX.3.6 Génération du maillage 79
IX.3.7 Condition initial..... 79
IX.3.8 Modélisation de creusement..... 80
IX.4 Les résultats obtenus d'après le calcul 81
IX.5 Conclusion..... 86
CHAPITRE X : REVETEMENT DEFINITIF
X.1 Introduction 87
X.2 Calcul de revêtement définitif du projet cas statique 87
X.2.1 Modélisation du revêtement définitif..... 87
X.2.2 Ferraillage du revêtement définitif..... 91
X.3 Calcul de revêtement définitif du projet cas dynamique 93
X.3.1 Classification sismique de l'ouvrage : (RPOA -2008)..... 93
X.3.2 Action sismique le long de l'axe du tunnel : compression et flexion 94
X.4 Conclusion..... 99
CONCLUSION GENERALE……..100

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de transfert « Sétif-Hodna » comprend deux aménagements distincts le système Ouest : transfert d'eau brute entre la retenue existante d'Ighil Emda et la retenue à créer de Mahouane et le système Est : transfert d'eau brute entre les retenues nouvellement créées de Tabellout et Draa Diss.

Dans le projet originel, l'eau du système de transfert Est, est passé en gravitaire dans une galerie hydraulique de 13 km de longueur entre le barrage de Tabellout et Ain Djohra. Après 1.5 km de creusement le tunnelier est bloqué, à cause de ça l'entreprise a décidé de changer cette variante et de passer la conduite sur terre.

Au niveau de la montagne de Tamentout est à cause de son altitude l'entreprise est dans l'obligation de passer la conduite dans un tunnel. Ce dernier est de 725 m de longueur avec une pente de 0.12 %.

Dans ce cadre je m'inscris mon stage et mon projet fin d'étude dans ce projet de réalisation de tunnel qui encore dans la phase de réalisation.

L'objet de mon étude est de faire une conception de la section transversale pour passer la conduite en minimisant ses dimensions tout en préservant la sécurité du personnel. Et de faire l'étude de tunnel.

Le cheminement de mon travail se décompose de 5 grandes parties :

- Présentation et conception de la section transversale ;
- Calcul des pressions agissent sur le tunnel ;
- Calcul et dimensionnement du soutènement ;
- Calcul des dépassements des parois du tunnel ;
- Calcul de revêtement définitif.

Par ailleurs, le premier chapitre est le chapitre réservé au volet Master, il portera sur le thème : Recherche bibliographique « Béton auto-plaçant dans le tunnel Tamentout ».

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE « BETON AUTO-PLACANT DANS LE TUNNEL TAMENTOUT »

I.1 Introduction

Les recherches effectuées ces dernières années ont créé les conditions de réalisation et de reproductibilité d'un béton homogène, très fluide, aisé à mettre en œuvre sans vibration, ne ségrégant pas et présentant des propriétés de résistance et durabilité comparables à celles des bétons traditionnels.

Cette hyper-fluidité du béton a été rendue possible par l'arrivée sur le marché des dernières générations d'adjuvants super-plastifiants (qui augmentent considérablement la dispersion des grains de ciment).

Dans ce chapitre on doit présenter les résultats des essais faite par laboratoire Razel-CMCRA sur le béton auto-plaçant et la formule finale utilisée par l'entreprise.

I.2 Définition de béton auto-plaçant

Les bétons auto-plaçant (BAP) sont des bétons très fluides, qui se mettent en place sans vibration. Lors du coulage dans un coffrage, le serrage d'un BAP est assuré sous le simple effet de la gravité.

Grace à leur formulation, ils offrent des caractéristiques exceptionnelles d'écoulement et de remplissage des coffrages tout en résistant parfaitement à la ségrégation. Homogènes et stables, ils présentent des résistances et une durabilité analogues à celles des bétons traditionnels dont ils se différencient par leurs propriétés à l'état frais. La fluidité du BAP permet sa mise en place aisée par pompage [1].

I.3 Spécification des BAP à l'état frais

I.3.1 Classification des BAP

Les BAP se distinguent des bétons ordinaires principalement par leurs propriétés à l'état frais et leur capacité de moulage, d'enrobage et de compaction par le seul effet de la gravité.

Les BAP sont classés en trois catégories (numérotées de 1 à 3) suivant leur domaine d'utilisation.

Le cassement s'effectue suivant la valeur de l'intervalle d'écoulement I qui est le dimension (en mm) de l'espace le plus petit à travers lequel le béton doit cheminer pour remplir correctement l'élément à bétonner. L'intervalle d'écoulement I tient compte de la géométrie des coffrages, de la disposition des armatures et des différents accès à un point donné pour le béton [1].

La catégorie 01 : Correspond aux BAP utilisés dans le cas de coulages horizontaux de faible épaisseur (inférieure ou égale à 300 mm) et ayant un intervalle d'écoulement supérieur 100 mm (anciennement appelés BAN bétons auto-nivelants).

La catégorie 02 : Couvre principalement les BAP utilisés pour des applications horizontales de forte épaisseur (supérieure à 300 mm) ou pour des coulages courants en vertical. L'intervalle d'écoulement I est supérieur ou égal à 80 mm.

La catégorie 03 : Est réservée aux BAP pour lesquels l'intervalle d'écoulement I est inférieur à 80 mm (parties d'ouvrage exiguës ou fortement ferraillées).

Pour les catégories 2 et 3, on distingue de plus deux sous-classes (2a, 2b et 3a, 3b) en fonction de la longueur maximale de cheminement horizontal du BAP dans le coffrage (5 m pour 2a et 2b, 10 m pour 3a et 3b) [1].

I.3.2 Ouvrabilité des BAP

L'ouvrabilité des BAP se décompose en trois caractéristiques principales :

- ✓ Mobilité en milieu non confiné (décrit par l'essai d'étalement au cône d'Abrams) ;
- ✓ Mobilité en milieu confiné (décrit par l'essai d'écoulement à la boite en L) ;
- ✓ Stabilité (résistance à la ségrégation décrite par l'essai de stabilité au tamis).

Les BAP ne doivent présenter aucun signe visible de ségrégation ou de ressuage lors de l'essai d'étalement.

Dans le cas de bétonnage en grande hauteur, une attention particulière est à porter sur la stabilité du béton vis-à-vis du ressuage, lequel peut nuire à l'homogénéité du béton et à la qualité du parement [1].

I.4 Particularité de la composition des bétons auto-plaçant

- **Un volume de pâte élevé :**

  Les BAP contient un volume de pâte (ciment + additions + adjuvants + eau efficace + air) important, typiquement de 330 à 400 l/m^3.

- **Une quantité de fines (particules < 125 μm) élevée :**

  Une quantité de fines (ciments, fillers calcaires, cendres volantes) élevée pour assurer une bonne maniabilité tout en limitant les risques de ségrégation et de ressuage ($\sim$500kg/m^3).

  Le choix des additions et de leur teneur respective dans les BAP est réalisé pour répondre aux exigences de résistance à la compression à 28 jours et aux exigences de durabilité.

- **L'utilisation de super-plastifiants :**

  Les BAP contient des super-plastifiants permettent d'obtenir la fluidité souhaitée.

- **L'utilisation éventuelle d'un agent de cohésion :**

  Ces produits, comme les fines, ont pour rôle d'empêcher le ressuage et de limiter les risques de ségrégation des granulats en rendant la pâte plus épaisse.

- **Un faible volume de gravillons :**

  Un faible volume de gravillons afin d'éviter le blocage du béton dans les zones confinées (rapport gravillon / sable de l'ordre de 1 voire inférieur). Les granulats ont en générale un D_{max} compris entre 10 et 16 mm afin d'améliorer l'écoulement.

I.5 Propriétés du béton durci

I.5.1 Déformations instantanées et différées

Les propriétés de déformation du béton (module, fluage, retrait) sont fonction des caractéristiques de chaque et de leur proposition.

Les bétons auto-plaçants peuvent développer des déformations légèrement plus importantes que les bétons vibrés, essentiellement en raison d'un volume de pâte plus important [1].

I.5.2 Durabilité

La durabilité en général est relative aux paramètres de composition en termes de compacité et de nature chimique du liant (et de la minéralogie des granulats pour l'alcali-réaction). Les règles applicables pour les bétons ordinaires restent valables pour les bétons auto-plaçants [1].

I.6 Contrôle des BAP

Trois principaux essais permettent de caractériser et de contrôler la rhéologie des BAP.

I.6.1 Mesure d'étalement au cône d'Abrams

La fluidité des BAP peut être caractérisée par la mesure de l'étalement au cône

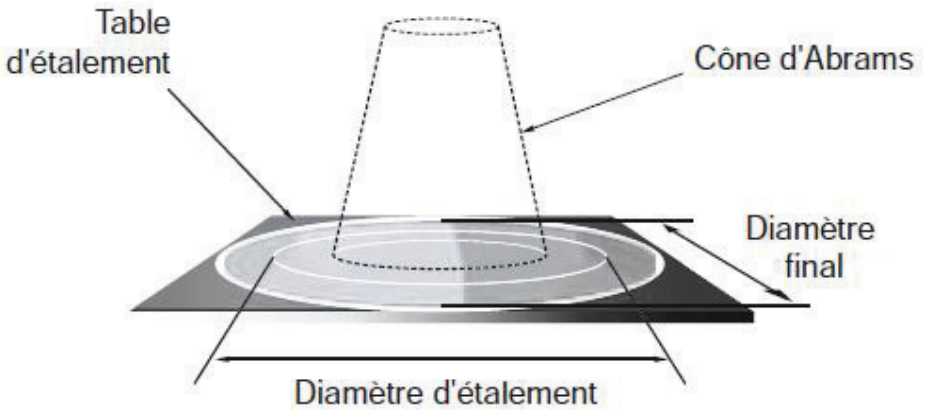


Figure I.1 Essai au cône d'Abrams

d'Abrams (essai d'étalement ou slump flow). Des valeurs cibles de l'ordre de 600 à 750 mm correspondent à l'étalement moyen conseillé d'un BAP. La valeur cible d'étalement doit être définie en fonction des caractéristiques de la formulation et des conditions et méthodes de mise en œuvre. Cet essai caractérise la mobilité du BAP en milieu non confiné. Il permet en particulier de vérifier la fluidité du béton lors de sa réception sur chantier.

I.6.2 Essai de la boîte en L'écoulement en milieu confiné

La cohésion du béton, sa mobilité en milieu confiné et son aptitude à traverser une zone fortement armée peut se mesurer avec l'essai de la boîte en forme de L. Cet essai permet de vérifier que la mise en place du béton ne sera pas contrariée par des blocages de granulats en amont des armatures. La méthode consiste à remplir de BAP la partie verticale d'une boîte, puis en levant une trappe à laisser le béton s'écouler dans la partie horizontale à travers un ferraillage (le nombre et le diamètre des armatures peuvent être adaptés pour traduire le ferraillage réellement présent dans la structure). Après écoulement du béton, on mesure la différence de hauteur dans les parties verticales (H1) et horizontale (H2). Le résultat de l'essai s'exprime par le taux de remplissage H2/H1. Une valeur de ce rapport supérieure à 0,8 traduit un bon écoulement du BAP.

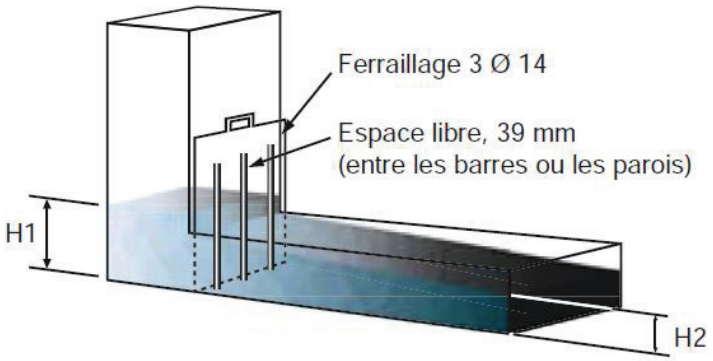


Figure I.2 Essai de boîte en L

I.6.3 Essai de stabilité au tamis

Cet essai permet d'étudier la résistance à la ségrégation et au ressuage du BAP, qui doit être stable sous l'effet de la gravité. Il consiste à déverser une quantité de béton (2 litres) sur un tamis (de maille 5 mm) avec une hauteur de chute de 50 cm. Le pourcentage en poids de laitance ayant traversé le tamis par rapport au poids de l'échantillon initial exprime la stabilité du béton. Ce rapport doit être compris entre 10 % et 20 %.

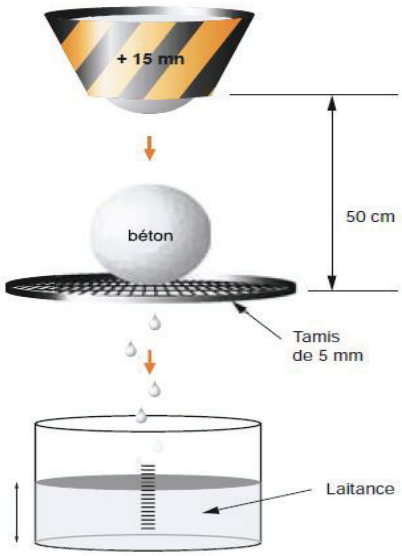


Figure I.3 Essai au tamis

I.7 Procédure de réalisation du BAP par le laboratoire Razel-CMCRA

I.7.1 Objet

La présente procédure a pour objet de définir la méthodologie de réalisation des épreuves de convenance du béton auto-plaçant « B.A.P » à la centrale à béton OCMER du chantier Razel-CMCRA d'Ain Sebt, qui sera utilisé pour le projet de la variante mixte du LOT 2 « Barrage de Tabellout et Galerie » pour le blindage de la galerie de Tabellout et le tunnel de Tamentout [2].

I.7.2 La formulation de BAP

Le BAP réalisé au laboratoire est composé de ciment CPJ « Mâtine » de la cimenterie LAFAGE de M'Sila, un super-plastifiant réducteur d'eau le SIKA « Viscocrete Tempo 544 », un retardateur de prise SIKA « Plastiretard », les graviers 3-8 mm et 8-15 mm et le sable calcaires provenant de la carrière « Sarl ENNOUR » de Chelghoum Laid wilaya de Mila, du sable fin 0-1 mm de boussaâda et du Filler calcaire 0-1 mm de la carrière ENG de El Khroub wilaya de Constantine [2].

I.7.2.1 Les essais sur les agrégats pour le BAP

I.7.2.1.1 Essais granulométrique Gravier et sable Carrière ENNOUR

Les courbes granulométriques moyennes de chaque fraction des granulats provenant de la carrière ENNOUR prélevée aux casiers de la centrale à « OCMER et ELBA, sont réunies dans le tableau suivant :

Tableau I.1 Granulométrie moyenne sable et graviers carrière ENNOUR

Tamis (mm)	0/3 (mm)	3/8 (mm)	8/15 (mm)	15/25 (mm)
0.08	11.7	1.3	0.9	0.8
0.125	13.7			
0.16	15.3			
0.2	17.1			
0.315	21.5			
0.5	27.4	1.7	1.0	0.9
1	41.4	1.9	1.1	0.9
1.25	48.6			
2	65.8	2.5		
2.5	75.6	3.2		
3.15	87.1	5.5		
4	96.4	9.7	1.2	
5	100	31.5	1.6	
6.3		64.4	3.1	
8		93.5	11.5	1.0
10		99.9	35.1	1.1
12.5		100	71.9	1.8
16			99.1	15.4
20			100	67
25				99.9
31.5				100

I.7.2.1.2 Granulométrique « sable de Boussaâda »

Les essais granulométries réalisé sur sable 0-1 mm provenant de Boussaâda wilaya de M'Sila, sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau I.2 Granulométrique moyenne « sable Boussaâda 0-1 mm »

Tamis (mm)	0.08	0.125	0.16	0.20	0.315	0.5	1
0/1 (mm)	1.2	6.8	28.2	60.0	97.4	99.8	100.0

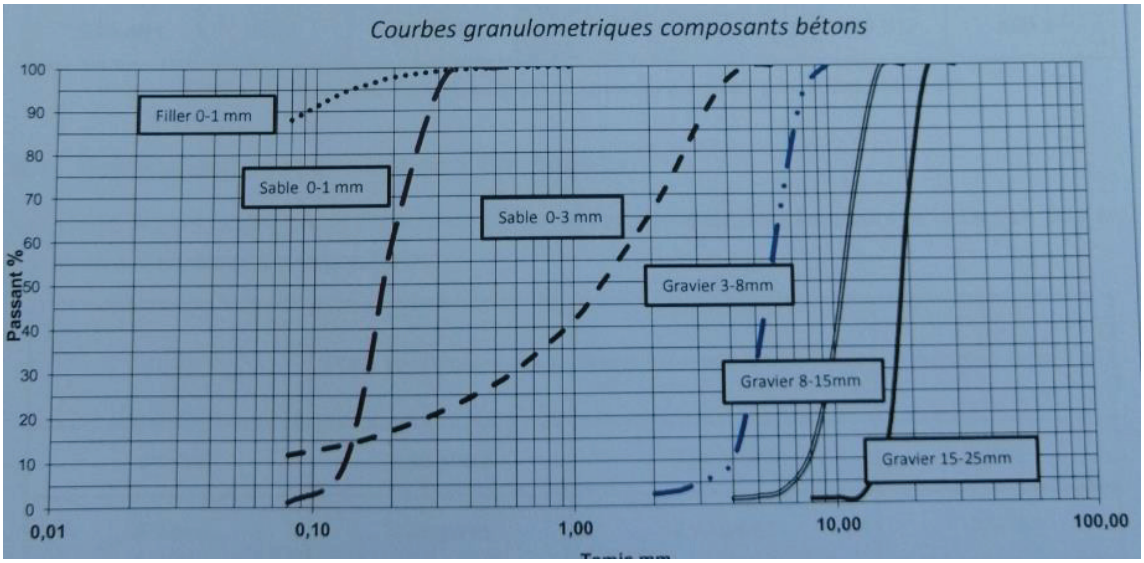


Figure I.4 Représentation graphique des composants béton : Gravier ENNOUR, filler ENG et sable 0-1 mm

I.7.2.1.3 Essais sur les matériaux

Les essais de coefficient volumique, coefficient los Angeles et d'équivalent de sable effectuées sur les agrégats prélevés aux casiers de la centrale BVC, sont réunis sur le tableau suivant :

Tableau I.3 Moyennes des valeurs géotechniques des matériaux pour béton CV-ES-CA

Fraction	Coefficient volumétrique		Équivalent de sable		Coefficient Los Angeles	
	constaté	spécifications	constaté	objectif	constaté	spécifications
0/1 (mm)			76.1 %	$\geq$ 70 %		
0/3 (mm)			75.1 %	$\geq$ 70 %		
3/8 (mm)	0.25 %	$\geq$ 0.15 %			24.4 %	$\leq$ 30 %
8/15 (mm)	0.25 %	$\geq$ 0.15 %			26.0%	$\leq$ 30 %
15/25 (mm)	0.26 %	$\geq$ 0.15 %			24.6 %	$\leq$ 30 %

I.7.2.1.4 Pids spécifique, absorption

Les essais de poids spécifique et d'absorption sur les agrégats prélevés dans les stocks de la centrale BCV ont donné en moyenne les résultats suivants :

Tableau I.4 Moyennes des valeurs géotechniques des matériaux pour béton

fraction	Poids spécifique moyen	Masse volumique réelle	Absorption moyenne
0/1 (mm)	2.69 g/cm^3	2.65 g/cm^3	0.80 %
0/3 (mm)	2.68 g/cm^3	2.60 g/cm^3	2.57 %
3/8 (mm)	2.70 g/cm^3	2.67 g/cm^3	0.53 %
8/15 (mm)	2.70 g/cm^3	2.51 g/cm^3	0.50 %
15/25 (mm)	2.70 g/cm^3	2.68 g/cm^3	0.46 %

I.7.2.2 Essais granulométrie sur Filler « ENG »

Les essais granulométriques sur le Filler 0-1 mm provenant de l'usine ENG d'El Khroub wilaya Constantine ont donné les résultats moyens suivants :

Tableau I.5 Granulométrie moyenne « Filler »

Tamis (mm)	0.063	0.08	0.125	0.16	0.2	0.315	0.5	0.63	1
Moyenne	81.2	88.0	94.2	96.2	97.8	99.3	99.8	99.9	100

I.7.2.3 Essais sur le ciment

Pour les travaux du projet, l'entreprise utilise le ciment CPJ-CEMI 42.5 N-SR3 provenant de la cimenterie Lafarge de M'Sila-Algérie.

Les essais sur le ciment se composent de :

- ✓ Essais de compression sur éprouvettes prismatiques ;
- ✓ Essais Vicat (début et fin prise) ;
- ✓ Essais granulométrique.

Les résultats moyens des essais à la compression, réalisés au laboratoire de chantier, sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau I.6 Résistance moyenne du ciment CEM IIB 42.5 « Matine » et CEMI-42.5-N-SR3

Type ciment	Résistance à la compression à 2 jours sur mortier normalisé (EN 196-1)		Résistance à la compression à 7 jours sur mortier normalisé (EN 196-1)		Résistance à la compression à 28 jours sur mortier normalisé (EN 196-1)	
	Constaté	Spécification	Constaté	Spécification	Constaté	Spécification norme AFNOR
CPJ-CEMI-42.5	24.9 MPa	N.S	38.3 MPa	21 MPa	49.1 MPa	$\geq$ 42.5 MPa
CEMI-42.5 N-SR3	22.7 MPa	N.S	34.6 MPa	21 MPa	52.7 MPa	$\geq$ 42.5 MPa

I.7.3 La formulation de BAP

I.7.3.1 Les formules réalisées dans le laboratoire

Tableau I.7 Composition des formules du BAP réalisées dans le laboratoire

La formule	Composition
BAP-F1	400 kg ciment + 6.5 % Filler + 1.2 % Tempo 544
BAP-F2	400 kg ciment + 6 % Filler + 1.3 % Tempo 544
BAP-F3	400 kg ciment + 7 % Filler + 1.3 % Tempo 544
BAP-F4	400 kg ciment + 7 % Filler + 1.3 % Tempo 544 + 0.4 % plastiretard (sable Oued Zehor)
BAP-F5	370 kg ciment + 7 % Filler + 1.5 % Tempo 544 + 0.3 % plastiretard (sable Bousaada)
BAP-F6	400 kg ciment + 7 % Filler + 1.3 % Tempo 544 + 0.4 % plastiretard (sable Bousaada)
BAP-F7	370 kg ciment + 7 % Filler + 1.5 % Tempo 544 + 0.2 % plastiretard (sable Bousaada)
BAP-F8	370 kg ciment + 7 % Filler + 1.5 % Tempo 544 + 0.2 % plastiretard (sable Bousaada)
BAP-F9	350 kg ciment + 8 % Filler + 1.5 % Tempo 544 (sable Bousaada) E/L
BAP-F10	350 kg ciment + 8.5 Filler + 1.6 % Tempo 544 (sable Bousaada) E/L
BAP-F11	250 kg ciment + 11.5 Filler + 1.6 % Tempo 544 (sable Bousaada) E/L
BAP-F12	400 kg ciment + 1.8 % Tempo 544 + 0.6 % plastiretard (sable Bousaada)
BAP-F13	400 kg ciment + 1.8 % Tempo 544 + 0.4 % plasiretard (sable Bousaada)
BAP-F14	380 kg ciment + 1.9 % Tempo 544 + 0.3 % plastiretard (sable Bousaada)
BAP-F15	400 kg ciment + 7 % Filler + 1.9 % Tempo 544 + 0.3 % plastiretard
BAP-F16	400 kg ciment + 7 % Filler + 1.5 % Tempo 544 + 17.5 % sable Bousaada (cubes)
BAP-F17	400 kg ciment + 7 % Filler + 1.6 % Tempo 544 + 17.5 % sable Bousaada (cubes)

Le laboratoire a fait plusieurs essais sur les bétons obtenus par chaque formule, dans le but de déterminer la formulation la plus adapté à notre projet. Ces essais sont :

- ✓ Essai étalement ;
- ✓ Écoulement à la boite en L ;
- ✓ Stabilité au tamis 5 mm ;
- ✓ Résistance à la compression à 7 jours et à 28 jours ;
- ✓ Résistance à traction à 28 jours.

D'après les résultats trouvés, le laboratoire a opté pour les formules BAP-F15 et BAP-F16 qui conviennent le mieux à notre projet.

I.7.3.2 Le dosage des bétons F15 et F16

Le BAP-F15 : E/C = 0.435

Tableau I.8 Dosage de BAP-F15

Composition	Dosage %	Dosage pour 1 m^3 (kg)	Dosage en laboratoire (kg)
Ciment	Ciment CPJ CEM II 42.5	400	30
Eau		197.9	14.84
Plastifiant T544	1.9	7.6	0.57
Retardateur	0.3	1.2	0.09
Filler	7 %	122	9.15
0/3 mm	33.5 %	575	43.13
3/8 mm	22 %	389.4	29.21
8/15 mm	20 %	360.7	27.05
Sable 0/2 mm	17.5 %	295.7	22.18
Totale	100 %	2349.5	176.21

Le BAP-F16 : E/C = 0.44

Tableau I.9 Dosage pour le BAP-F16

Composition	Dosage	Dosage pour 1 m^3 (kg)	Dosage en laboratoire (kg)
Ciment	Ciment CPJ CEM II 42.5	400	18
Eau		199.9	8.99
Plastifiant T544	1.5	6	0.27
Retardateur	0	0	0.00
Filler	7 %	122.1	5.5
0/3 mm	33.5 %	575.5	25.9
3/8 mm	22 %	389.7	17.54
8/15 mm	20 %	361	16.25
Sable 0/2 mm	17.5 %	295.9	13.32
Totale	100 %	2350.1	105.75

Pour plus de détail sur le dosage et la composition des formules voir l'ANNEXE A.

I.7.3.3 Les résultats des essais sur le BAP-F15 et BAP-F16

Les résultats sont présents dans le tableau suivant :

Tableau I.10 résultas des essais de BAP-F15 et BAP-F16

Béton	Étalement	Boite en L	Tamis 5mm	f_{c7}	f_{c28}	f_{t28}
BAP-F15	83 cm	0.9	9.9 %	45.9 MPa	54.77 MPa	4 MPa
BAP-F16	72 cm	0.89	12.3 %	40.4 MPa	49.9 MPa	4 MPa

Pour plus de détail sur les résultats des essais pour les différentes formules voir l'ANNEXE A.

I.8 Conclusion

Cette recherche bibliographique permettre de donné une idée sur la formulation du béton auto-plaçant pour les tunnels qui sera utiliser pour la simplification de mise en place de revêtement définitif du tunnel Tamentout.

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 Introduction

Le transfert nécessaire entre les retenues de Tabellout vers Draa-Diss sert à alimenter les utilisateurs (agronomie, AEP) de la région d'El EULMA. Dans notre cas, ces retenues sont éloignées l'une de l'autre ; cette distance constitue un souci majeur du projeteur. Les éléments du transfert sont généralement de dimension importante. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

Et parmi les ouvrages exigés dans ce projet, il y a le tunnel de Tamentout qui permit de franchir la montagne de Tamentout qui a 950 m d'altitude.

II.2 Présentation de l'ouvrage

II.2.1 Objectif du projet

Le premier projet est de passer la conduite entre le barrage de Tabellout et Ain Sebt dans une galerie (variante 1) de 13.5 km de longueur. Et à cause des problèmes et des difficultés de creusement par tunnelier (blocage du tunnelier plus fissurations des parois) le projet est changé. Le nouveau projet est de passer la conduite sur terre sans utilisation de la galerie (variante 3) ou bien avec utilisation de l'ancienne galerie qui déjà creuser (variante 2). Finalement l'entreprise choisis la variante 2 (passer la conduite sur terre avec utilisation de l'ancienne galerie).

La topographie de la région et le calcul hydraulique exige de faire passer la conduite dans un tunnel au niveau de Tamentout car la station de pompage ne peut pas refouler l'eau jusqu'au sommet de la montagne de Tamentout.

L'entreprise est dans l'obligation de crée un point haut pour passer d'un écoulement en charge a un écoulement gravitaire.

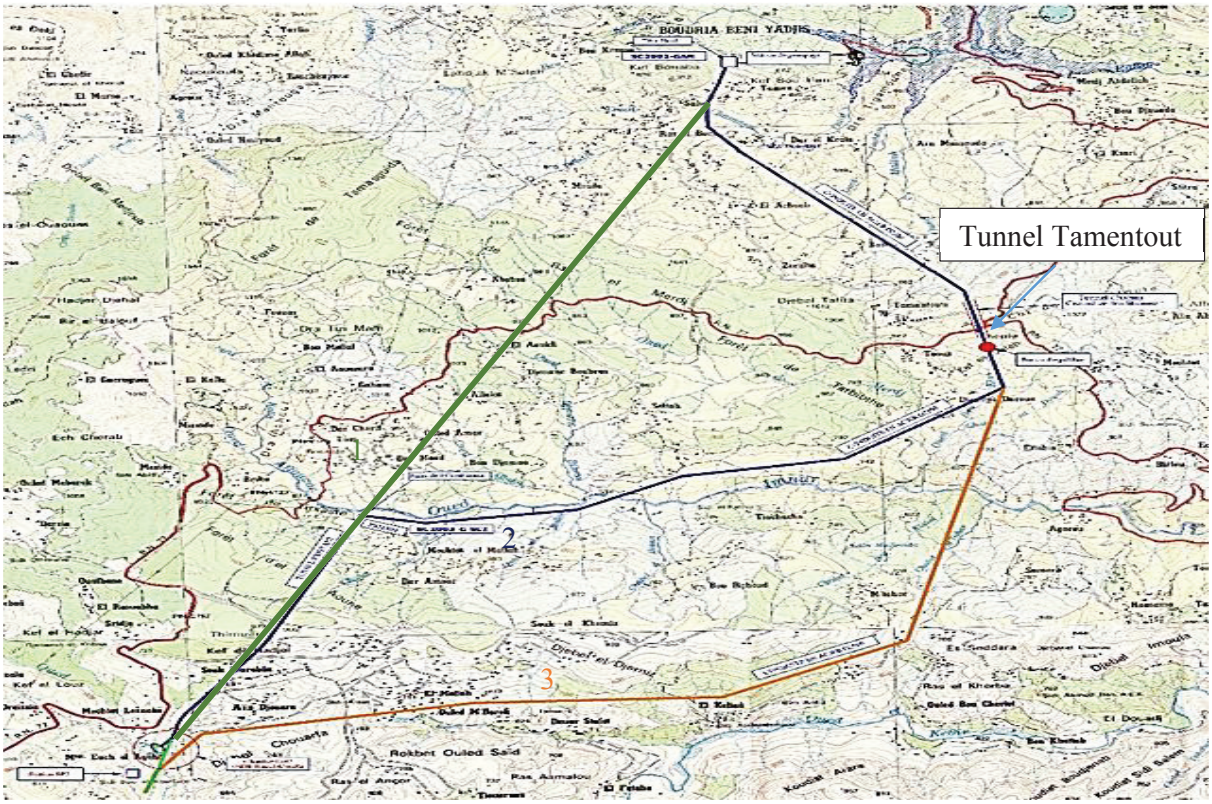


Figure II.1. Carte représentatif des variantes (document ANBT)

II.2.2 Localisation du tunnel

Le tunnel est situé au niveau de la commune Djimla wilaya de Jijel, il est fait un parti de projet de transfert entre le barrage de Tabellout et le barrage de Draa Diss. Par rapport au tracé du conduit il est situé entre PM 5782.148 à PM 6507.352 de la longueur de 725 m.

Le projet est accessible depuis la RN 77 au niveau du frontière entre la wilaya de Jijel et la wilaya de Mila.

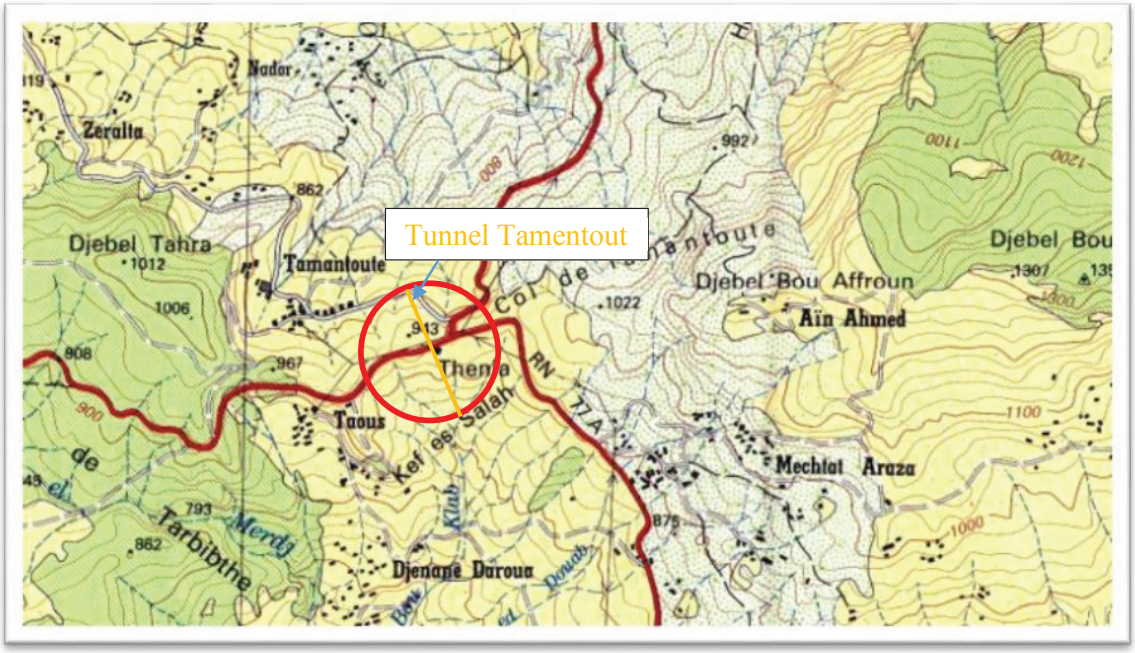


Figure II.2 Carte représente la position du tunnel (Document ANBT)

II.2.3 Description du site

II.2.3.1 Topographie et morphologie

Le tracé de la conduite traverse une zone montagneuse à relief assez contrasté, entre les altitudes extrêmes : 600 et 950 m. Sur la moitié sud de son parcours, il longe suivant une direction NE-SO, la rive gauche de l'oued Imnar et la rive droite de son affluent l'oued Bou Klab. Il franchit ensuite le col de Tamentout (950m) par un tunnel de 725 m, à la cote d'altitude 850 m, et prend une direction sensiblement N-S, en traversant plusieurs cours d'eau profonds et une zone rocheuse (Kef Bou Hani) dans la région de Béni Yadjis. Les terrains traversés sont de nature argilo-schisteuse, parfois franchement rocheuses, souvent recouverte par des colluvions argileuses à blocs, sur laquelle pousse une végétation pauvre. Les espaces cultivés sont le plus souvent réduits à quelques jardins [3].

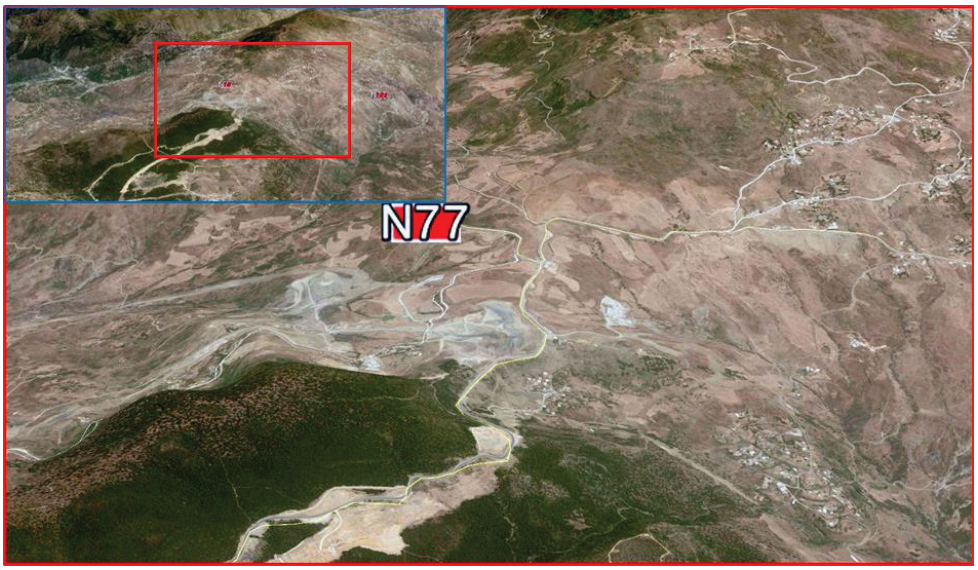


Figure II.3 Photo par satellite du tunnel (Google Earth)

II.2.3.2 Condition climatique

La zone du projet est caractérisée par un climat rigoureux froid et pluvieux en hiver et chaud et sec en été. La pluviométrie atteint les 2 000 mm/an au niveau des crêtes des massifs rocheux. Il s'agit d'une des régions les plus pluvieuses du pays. On note aussi qu'au col de Tamentout à 940 m d'altitude, l'enneigement dure plus de 11 jours/an. Les vents dominants soufflent généralement de la mer vers le continent.

La carte pluviométrique de la région de Jijel montre que la moyenne annuelle des pluies enregistrées à Djimla est située dans l'intervalle [1200 - 1400 mm].

Les conditions climatiques influencent la conception des zones d'approche, tel que pour les fortes pluies, des systèmes de drainage efficaces devront être mis en place pondent la réalisation de tunnel.

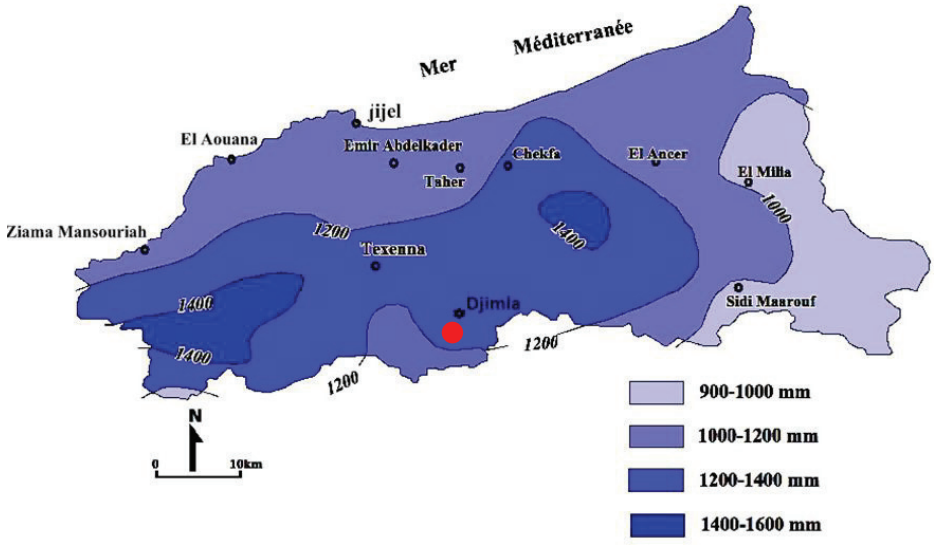


Figure II.4 Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996)

II.3 Description de l'ouvrage

Le tunnel à une longueur de 725 m avec une pente de 0.12 % pour laisser de l'eau écouler par la gravité.

Le diamètre de la conduite est 2200 mm, ça exige un diamètre minimale de la section transversale dépasse ce diamètre.

Le choix de la section transversale de l'ouvrage est en fonction des caractéristiques géométriques, des données géologiques, géotechniques du terrain encaissant, ainsi que la hauteur de la couverture.

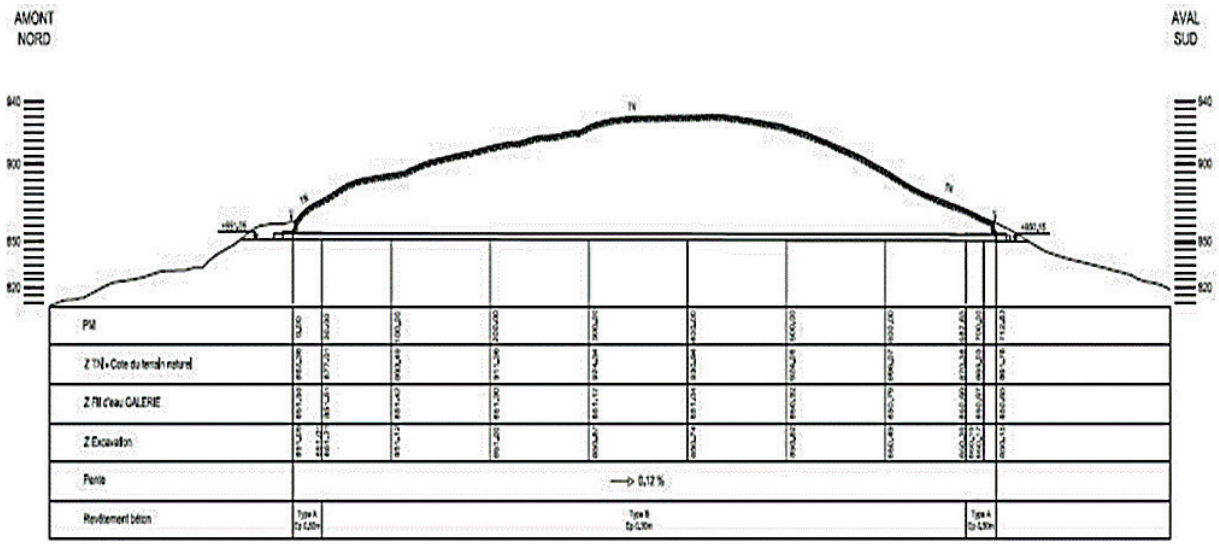


Figure II.5 Profil en long de tunnel (Document ANBT)

II.4 Conclusion

La réalisation de ce tunnel est la meilleure solution économique pour franchir cette région montagneuse et assurer le débit d'écoulement nécessaire pour cette conduite.

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE ET GEOLOGIQUE

III.1 Introduction

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont, plus que tout autre, des facteurs déterminants du degré de difficulté et du cout de réalisation d'un ouvrages souterrain. Non seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, des soutènements et des revêtements, mais de plus, se trouver face à un problème imprévu peut bloquer les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier, voir même la faisabilité de l'ouvrage.

Encore, il ne faut pas perdre de vue que les travaux en souterrains sont très chers et qu'on doit les réduire au minimum, il est donc nécessaire de prévoir dès l'origine du projet, toutes les moyens pour obtenir une image aussi complète que possible des caractéristiques du massif rocheux à travers : Matériels et technique adéquats, hommes compétents (géologues, hydrogéologues, géotechniciens), délais suffisant pour réaliser les travaux de reconnaissances souvent caractérisés par des accès et des conditions de réalisation difficiles.

Les propriétés géotechniques significatives pour l'ouvrage seront délimitées, la part de risque irréductible sera connue et dans l'ensemble les aléas du projet seront réduits.

III.2 Reconnaissances géologiques

La conduite de transfert traverse, entre l'oued Imnar et Béni Yadjis, des formations telliennes essentiellement allochtones, très plissées, de nature variée. Ces formations sont recouvertes superficiellement par des colluvions argileuses à blocs, peu épaisses. Les terrains argilo-pélitiques numidiens et crétacés, prédominants, relativement tendres, donnent une morphologie vallonnée tandis que les terrains plus durs, de nature calcaire et gréseuse, donnent, localement, un relief accidenté [3].

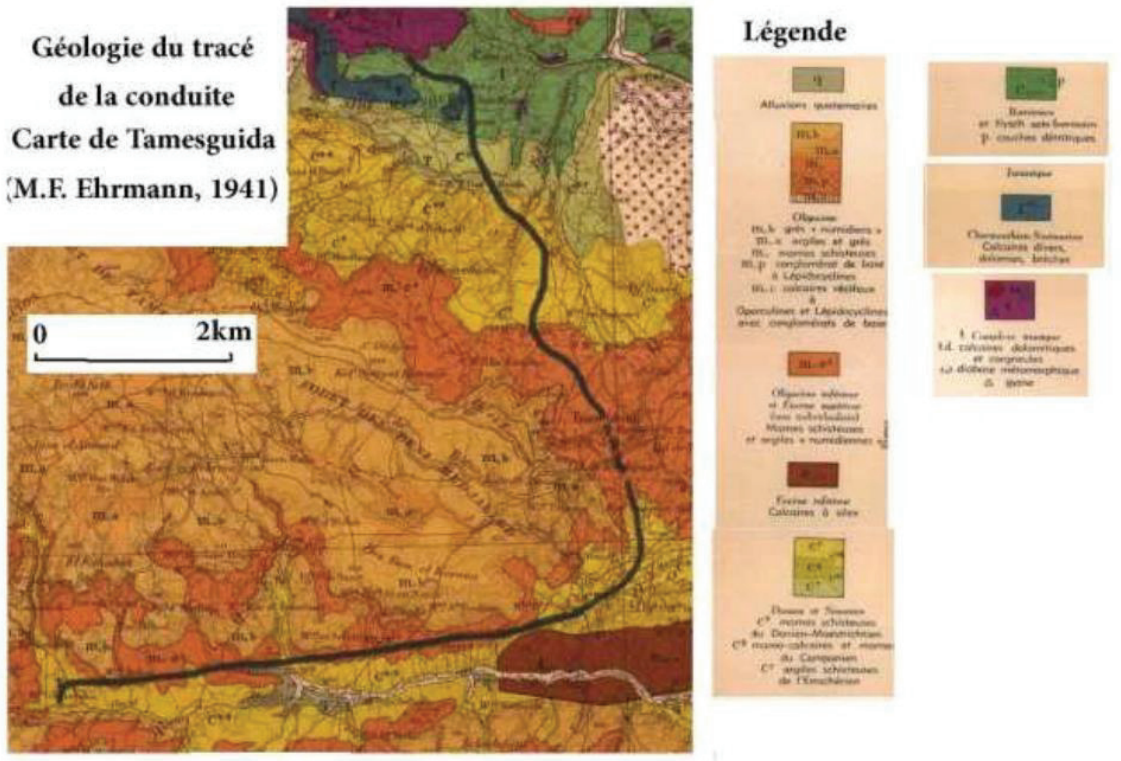


Figure III.1 Géologie du tracé sur extrait de la carte géologique de Tamesguida (M.F. Ehrmann, 1941)

III.3 Reconnaissances hydrologiques

III.3.1 Objectif

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

- les formations aquifères et les terrains imperméables ;

- le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines, …etc) ;

- la perméabilité des terrains ;

- les réseaux karstiques éventuels.

Ces renseignements permettent de définir :

- la nature des venues d'eau possibles le long du tracé ;

- leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux (choix des ciments,...etc) ;

- les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement, ...etc).

Comme pour la géologie, on rappelle les classifications AFIES concernant les conditions hydrogéologiques.

III.3.2 Données des reconnaissances hydrologiques

On suppose que le tunnel de Tamentout n'est pas en contact avec une nappe d'eau. Aucune venue d'eau n'a par ailleurs été détectée lors de la réalisation des trois sondages.

Néanmoins à la suite d'épisode pluvieux, on estime que des restitutions d'eau consécutives à des infiltrations dans le massif peuvent se produire. Les débits prévisionnels devraient cependant rester faibles sans perturber la réalisation des travaux.

III.4 Reconnaissances géotechniques

III.4.1 Objectif

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie.

Elles doivent permettre de :

- préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage ;

- Définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et/ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

III.4.2 Données des reconnaissances géotechniques

La compagne de reconnaissance comporte la réalisation de trois sondages carottiers qui consistent à prélever des matériaux sous forme de carotte pour en étudier la nature précise et la structure. Sur les matériaux ainsi extraits, des essais de laboratoire peuvent être réalisés ultérieurement.

III.4.2.1 Les sondages réalisés

La géologie des matériaux traversés par le tunnel intermédiaire a été reconnue par trois sondages carottés SC04, SC05 et SC06 (exécutés par l'entreprise TREVI en avril 2015), dont les coordonnées d'implantation sont précisées ci-dessous [4].

Tableau III.1 Coordonnées d'implantation des sondages de reconnaissance

	SYSTEME DE COORDONNEES					
	WGS84 _ UTM 31N		Nord_Sahara_1959_UTM_31N		Z TN	Profondeur
Réf.	X_WGS84_31N	Y_WGS84_31N	X_NS_31N	Y_NS_31N	[m]	[m]
SC4	754608	4048957	754692	4048638	895	60
SC5	754643	4048643	754727	4048325	928	90
SC6	754674	4048450	754758	4048132	875	40

1ère Sondage :

Ce sondage est fait par la machine SM 400 qui fait un sondage de type carottage continu HK de diamètre 90 mm avec 60 m de profondeur. Les résultats de ce sondage sont les suivantes :

Entre 0 – 1.8 m : Terre végétale à dépôts limoneux de couleur brune.

Entre 1.8 – 4 m : Argile marneuse peu plastique de couleur ocre-jaune, contenant des fragments marneux durs.

Entre 4 – 60 m : Série marno-calcaire à dominance des couches marneuses, caractérisées par des couleurs grises à noirâtre, à aspect feuilleté parfois schisteux, de faibles cohésion, alternat avec des niveaux d'argiles marneuses.

Le calcaire s'y présente d'une façon irrégulière, en banc centimétrique (5 – 15 cm), assez dure et compact à texture fine. L'ensemble est fortement fracturé, selon un plan incliné à environ 450, et est traversé par de nombreux filons à remplissage calcitique, s'étendant dans toutes les directions.

2ème Sondage :

Ce sondage est fait par la machine SM 400 qui faite un sondage de type carottage continu HK de diamètre 90 mm avec 90 m de profondeur. Les résultats de ce sondage sont les suivantes :

Entre 0 – 1.2 m : Terre végétale de couleur brune.

Entre 1.2 – 5.4 m : Argile marneuse ocre très fracturée.

Entre 5.4 – 90 m : Formation argileuse, légèrement carbonatée, à dominance d'argilite de couleur grise-noirâtre et de faible cohésion ; ayant un aspect rubané à plastification subparallèles, très délitescentes.

La formation présente à certains niveaux une grande fragilité résultant en une dégradation intense, se fragmentant ainsi en petits blocs de tailles variables, selon un plan de fissuration supérieure à 450 avec remplissage en calcite sparitique, et notamment dans les fentes de tensions qui présentent en grand nombre.

Elle admet des intercalations carbonatées irrégulièrement distribuées, souvent en niveaux discontinus (miches), d'argile marneuse grise à noirâtre, un peu compact ou de fins passages de marne et de calcaires gréseux.

3ème Sondage :

Ce sondage est fait par la machine SM 400 qui faite un sondage de type carottage continu HK de diamètre 90 mm avec 40 m de profondeur. Les résultats de ce sondage sont les suivantes :

Entre 0 – 0.8 m : Terre végétale de couleur brune sombre.

Entre 0.8 – 5 m : Marne ocre très fracturée.

Entra 5 – 40 m : formation marneuse grise à noirâtre, laminée très délitescente, de fragmentant en plaquettes minces, elle contient des intercalations centimétriques de calcaire noirâtre, compacte, d'épaisseur variable ; cette formation présenta par fois des niveaux minces dépourvus de carbonates, sous formes d'argilite grise feuilletée à faible cohésion, disséminées dans les marnes.

L'ensemble est traversé par plusieurs filons de calcite [4].

Remarque : Pour le détail des résultats et les photos des sondages voire l'ANNEXE B.

III.4.2.2 Les essais de laboratoire

Les résultats d'essais menés au laboratoire sont présentés ci-dessous :

Les essais mécaniques (essais de compression simple) sur les échantillons prélevés sur les sondages SC4, SC5 et SC6 n'ont pas pu être réalisées. Les conditions des carottes (délitage parallèle à la stratification) dans les trois sondages n'ont pas permis d'entailler les éprouvettes nécessaires à la réalisation des essais mécaniques.

Les échantillons ont été soumis essais réalisées sont des essais de densité apparente (sèche et humide) qui ont donné des valeurs comprises entre 2,5 et 2,6 t/m3 (humide) et entre 2,4 et 2,5 t/m3 (sèche). Des essais de teneur en eau montrent des valeurs comprises entre 5 et 6 %.

L'examen des caisses de carottes de trois sondages SC4, SC5 et SC6 a permis d'ailleurs une estimation empirique des valeurs de la résistance à la compression simple du rocher basée sur la classification ISRM 1981. Le rocher est compris dans la classe R2 (Roche très faible) qui est caractérisée par des valeurs de résistance à la compression simple comprise entre 10 et 25 MPa.

La forte tectonisation du massif et les passées d'argilites de faible résistance (matériaux rencontrés fragmentés et désagrégés) induiront des difficultés d'excavation qui devront être anticipées [4].

III.5 Sismicité

La prédiction des séismes n'étant pas possible actuellement pour une région donnée, les seuls éléments dont les sismologues disposent sont des statistiques sur l'occurrence et la magnitude des séismes. Couplées avec les observations actuelles, ces dernières informations permettent de déterminer, de façon approximative, l'occurrence des séismes à un endroit donné.

Le nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épicentrale. À titre d'exemple, le violent séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, par son intensité, a causé des dégâts matériels et des pertes humaines considérables.

Selon le RPOP (2008), cinq zones sont définies en Algérie en fonction de leur activité sismique croissante :

Zone 0 : sismicité négligeable ;

Zone I : sismicité faible ;

Zone II-a : sismicité moyenne ;

Zone II-b : sismicité élevée ;

Zone III : sismicité très élevée.

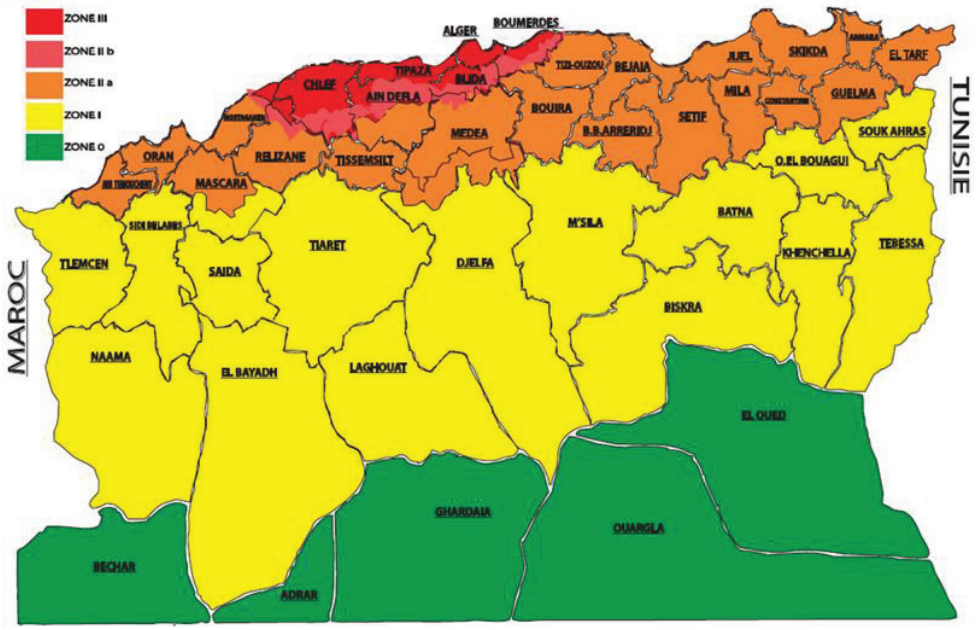


Figure III.2 Classification sismique des wilayas d'Algérie (RPOA, 2008)

Sur le plan sismique, la région de Texenna, Béni Yadjis et Aïn Sebt, est classée en Zone II-a de moyenne sismicité d'après le Centre de Génie Parasismique: CGS (1999). L'étude sismo-tectonique réalisée par H. Djellit (2013) sur le site du barrage de Tabellout, montre que la tectonique est active à l'échelle régionale et que l'accident majeur qui met en contact chevauchant le socle sur la couverture mésozoïque, est susceptible d'être réactivé par les séismes. Pas d'indices de tectonique récente le long de la zone d'étude.

Il appert que la zone d'étude est située dans un secteur caractérisé par une sismicité moyenne de classe II-a, selon le RPOA, 2008. Elle correspond à une sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération de 0,25.

Il y a lieu de souligner que les effets d'un tremblement de terre dans un ouvrage souterrain confiné ne sont pas, en général, les mêmes que ceux sur une structure située en surface. Dans le cas des tunnels bien construits à travers une roche encaissante de bonne qualité, les effets sont généralement faibles. Cependant, une attention particulière doit être accordée aux zones présentant une roche encaissante de mauvaise qualité, surtout au niveau des portails, où la couverture est plus faible et généralement les terrains sont de moindre qualité.

III.6 Conclusion

Le but recherché par les moyens de reconnaissances est la détermination de la structure géologique du site et des cours d'eau pour une meilleure implantation de l'ouvrage et un choix adéquat pour les méthodes d'exécution et de dimensionnement.

Les données obtenues par l'étude de reconnaissances ont été réajustées avec les nouvelles données géologiques et géomécaniques obtenues lors des travaux d'exécution. L'ensemble des résultats a permis d'identifier les terrains encaissants du tunnel et d'avoir les paramètres nécessaires pour un bon choix de méthode de creusement et de soutènement.

CHAPITRE IV : CLASSIFICATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

IV.1 Introduction

Il existe de nombreuses méthodes de classification de la roche en 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 la différence d'une méthode à une autre. La classification géotechnique des massifs rocheux est un outil d'aide à la décision, mais son application pratique doit susciter une attention critique chez les projeteurs.

Dans ce chapitre, on va classifier notre terrain pour choisir le type de soutènement adéquat on utilisant La méthodes de BIENAWSKI et les recommandations de l'AFTES.

IV.2 La valeur de RQD

Le RQD (Rock Quality Designation) a été développé par DEERE dans le but de donner une estimation quantitative de la fracturation du massif rocheux, à partir de carottes obtenues par des forages. Le RQD est défini comme étant le pourcentage des morceaux intacts de longueurs supérieures à 10 cm par rapport à la longueur totale de la carotte. Les valeurs RQD varient entre 0 % (roche très fracturée) et 100 % (roche saine).

IV.2.1 Résultat de RQD

Les résultats de RQD sont obtenir d'après les 3 sondages que l'entreprise fait.

Tableau IV.1 Les résultats de RQD obtenus par les 3 sondages

Sondage	SC04	SC05	SC06
RQD (%)	2.5	7.6	2.6

On remarque que le massif est de qualité très médiocre avec un RQD < 20 %.

IV.3 Application des méthodes empiriques

La complexité du calcul de soutènement d'un tunnel était longtemps considérée comme rédhibitoire. La définition de soutènement d'un ouvrage souterrain résultait alors d'un empirisme de bon aloi, consistant à reproduire des techniques qui avait donné satisfaction dans des conditions géomécaniques semblable. Parmi les méthodes les plus couramment utilisées celles de BIENIAWSKI et les recommandations de l'AFTES.

L'avantage de ces méthodes empiriques c'est qu'elle nous oblige à recenser et quantifier tous les paramètres géotechniques qui peuvent influer sur le tunnel.

IV.3.1 Classification RMR Z. BIENIAWSKI

Cette classification (Rock Mass Rating) a été développée par BIENIAWSKI [1973] au South African Council of Scientific and Industrial Reasearch (SACSIR). Elle est basée sur l'étude de quelques centaines de tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée. L'utilisation de cette classification nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes d'un point de vue de structures géologiques. Chaque région est classifiée séparément.

Le RMR résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (de A1 à A5) et d'une note d'ajustement).

IV.3.1.1 La signification des indices du RMR

- A1 (Strength of intact rock material) : la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse est obtenue, soit par procédure d'écrasement d'un échantillon, soit par procédure de chargement ponctuel (note : de 0 à 15).
- A2 (Rock Quality Designation RQD, Deer [1964]) : il caractérise la qualité des carottes de sondage en calculant le rapport entre la longueur cumulée des carottes supérieures à dix centimètres et la longueur totale considérée (note : de 3 à 20).
- A3 (Spacing of discontinuities) : dans le cas de plusieurs familles de fractures, le minimum des notes attribuées à l'espacement des fractures est considéré (note : de 5 à 20).
- A4 (Conditions of discontinuities) : cet indice caractérise l'extension, l'ouverture, la rugosité, le matériau de remplissage et l'altération des épontes des discontinuités (note : de 0 à 30).
- A5 (Groundwater conditions) : Il est en rapport avec les conditions hydrogéologiques et consiste à réaliser des mesures de flux d'eau ou de pressions interstitielles des joints (note : de 0 à 15).
- B (Adjustement for joint orientation) : c'est un facteur correctif qui est en rapport avec l'effet de l'azimut et du pendage des familles de discontinuités sur la stabilité de l'ouvrage (note : de –12 à 12pour les tunnels, de –25 à 0 pour les fondations et de – 60 à 0 pour les talus).

La somme des cinq premiers indices caractérise le RMR de base. Quant aux travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif (BIENIAWSKI [1989]) [5].

Le RMR89 s'écrit alors : RMR89 = A1+ A2 + A3 + A4 + A5 + B

IV.3.1.2 Détermination du Rock Mass Ratio (RMR) et de la classe de la roche

Tableau IV.2 Paramètres de classification des roches et leurs notations

paramètres			coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice Franklin (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression (MPa)	>200	100-200	50-100	25-50	5-25	1-5	< 1
	note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Note		20	17	13	8	3		

3	Espacement des joints(m)		>2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.6	<0.06
	Note		20	15	10	8	5
4	Nature des joins	Longueur(m)	<1	1-3	3-10	10-20	>20
		note	6	4	2	1	0
		Ouverture (mm)	fermée	<0.1	0.1-1	1-5	>5
		note	6	5	4	1	0
		Rugosité	Tr rug	rug	Lerg rug	lisse	poli
		note	6	5	3	1	0
		Remplissage	aucun	<5mm,dur	>5mm,dur	<5mm,mou	>5mm,mou
		note	6	4	2	2	0
		Altération	Pas altérée	Léger alt	modérée	Très alt	décomposée
		Note	6	5	3	1	0
5	Venues d'eau	Débit sur 10m (l/min)	Aucun	< 10	10-25	25-125	>125
		Pression d'eau contrainte principale	0	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5
		hydrogéologie	Complètement sec	humide	Suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau
	note		15	10	7	4	0

Cette appréciation générale reçoit une note pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher.

Tableau IV.3 Classification d'ajustement pour l'orientation des joints

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Pendage
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 45-90	Pendage 20-45	20
Pendage	Pendage	Pendage	Pendage 20-45			

45-90	20-45	45-90				
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable

Tableau IV.4 Note d'ajustement pour l'orientation des joints

Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note	0	-2	-5	-10	-12

RMR = 2 + 3 + 5 + (6+4+3+2+5) + 10 – 5 = 35

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux, on peut connaitre :

- ✓ La classe du rocher (de très bon à très médiocre).
- ✓ Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

Dans notre cas : $21 < RMR = 35 < 40$

Tableau IV.5 Classe de rocher suivant la classification de Z.BIENIAWSKI

Note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Roche très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1.5 m de portée	10 mn pour 0.5m de portée

IV.3.1.3 Le soutènement à mettre en place

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place.

Tableau IV.6 Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement

Classe de la roche	Type de soutènement		
	Boulons d'ancrage	Béton projeté	Cintres métalliques

	Espacements	Complément d'ancrage	Voûte	piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2 m	Occasionnell-ement treillis soudé en voute	0 mm	néant	néant	Non rentable	
3	1-1.5 m	Treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voute si nécessaire	100 mm	50 mm	Occasionnell-ement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2 m
4	0.5-1 m	Treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voute et en piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons de 1.5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0.7-1.5 m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	Treillis soudé, boulons et cintre légers	Immédiat-ement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7 m

IV.3.2 Classification de l'AFTES

Contrairement aux méthodes de BIENAWSKI, les recommandations de L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) aboutissent à un choix de type de soutènement et non pas à un dimensionnement, ainsi elle a renoncé cinq familles de paramètres à prendre en compte, la superposition des résultats relatifs à chaque un des critères permet la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux. Ces paramètres (donnés ci-dessous) sont établis à partir de l'expérience accumulée lors de la construction de nombreux ouvrages ou dans des méthodes de calcul.

IV.3.2.1 Les critères de classifications

Les critères à prendre en compte peuvent être classés en deux grandes catégories suivant qu'ils concernent le terrain encaissant ou l'ouvrage lui-même et ses conditions d'exécution.

A- Critères relatifs au terrain encaissant :

Les critères à considérer sont ceux du terrain compris à l'intérieur d'un volume dont le pourtour extérieur est situé à une distance de la paroi de la cavité telle que l'influence du comportement du terrain situé au-delà de ce volume soit négligeable vis-à-vis de la stabilité de l'ensemble. L'épaisseur de l'anneau de terrain à considérer dépend à la fois des dimensions de la cavité et des caractéristiques mêmes du terrain. Faute d'une étude plus fine, une épaisseur équivalente à demi-ouverture de l'excavation peut être admise si les caractéristiques du terrain situé immédiatement au-delà ne sont pas radicalement différentes.

Parmi ces critères, ceux qui ont été retenus pour le choix du soutènement sont plus spécialement :

- ✓ Comportement mécanique du terrain ;
- ✓ Les discontinuités du massif rocheux ;
- ✓ Altérabilité et gonflement de la roche ;
- ✓ Condition hydrologique ;
- ✓ Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage.

L'utilisation des paramètres et l'extension de leur définition, au cas où le terrain encaissant est un sol, nécessitent certaines adaptations qui concernent essentiellement le critère de résistance et qui seront précisées à propos de l'examen de chacun des critères [6].

B- Critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution :

Ce sont essentiellement :

- les dimensions et la forme de la cavité ;

- le procédé d'abattage qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du découpage soigné ou du pré-découpage, soit purement mécanique [6].

C- Critères relatifs à l'environnement :

Il s'agit plus particulièrement :

- de la plus ou moins grande nocivité des tassements vis-à-vis de l'environnement ;

- des effets d'une modification de l'équilibre hydrologique ;

- des conséquences éventuelles de la mise en œuvre de procédés spéciaux de consolidation (traitement de terrain, air comprimé, congélation) [6].

IV.3.2.2 Choix du soutènement

Pour chacun des critères énumérés ci-dessus, l'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement : béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti, cintres, voussoirs...

En effet, divers tableaux ont été élaborés afin d'indiquer, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent les différents critères en question, si le soutènement considéré est :

- ⊡ Soit particulièrement recommandé.
- ☐ Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorable (plutôt favorable).
- ☒ Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- ⊠ Soit en principe impossible.

Après avoir analysé les huit critères et les avoir regroupés dans un tableau. La synthèse est faite en observant les règles suivantes :

- Lorsque dans une colonne figure au moins un avis défavorable à l'emploi du soutènement considéré, l'avis de l'ensemble est défavorable ou plutôt défavorable.

(Exemple : ⊡ + ☐ + ⊡ +☒ = ☒)

- les indications complémentaires les plus contraignantes.

- le choix parmi les types de soutènements possibles se fait en considérant le nombre et l'importance relative des critères favorables et en tenant compte également des facteurs économiques et de l'organisation générale du chantier [6].

Tableau IV.7 Soutènement proposé par l'AFTES

		Pas de soutènement	Béton projeté	BOULONS			CINTRE		voussoirs		tubes préforés	boucliers ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncés	lourds	légers coulissantes	plaques métales as	béton			injection	air comprimé	congélation
Critères	classes														
Comportement mécanque	R4	×	●	×			●	●							
Discontinuité	N4 S5	×	●	●	●		●	●	●						
Altérabilité	délitage	×	●	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	●	●					
Hydrologie	H1 K2		Dr	●	●		●	●					×		
Couverture	CN3		×	● Sf	● Sf		×	Sf	Sf	Sf	Sf	×			
Dimension	2,5m<D < 10m										(1)				
Synthèse			×	×	● Sf Gr ou Bp		×	● Sf Bl ou Bp	● Sf	● Sf	Sf	×	×		

Légende :

Gr : avec grillage continu

Bp : avec béton projeté

Bl : avec blindage bois ou métallique

Dr : avec drainage

Sf : avec soutènement du front (éventuel)

Nota :

(1) : Pousse tube en principe à exclure pour D > 4

IV.4 Conclusion

D'après les deux méthodes empiriques le soutènement qu'on a proposé c'est des cintres métalliques HEB 120 avec 15 cm de béton projeté.

On va faire les vérifications de ce soutènement dans les chapitres suivantes.

CHAPITRE V : CONCEPTION

V.1 Introduction

Un tunnel hydraulique doit permettre le passage du une conduite dans des conditions de débit, la circulation des engins et les ouvriers au moment de réalisation du tunnel et dans les meilleures conditions de sécurité.

Dans un projet de tunnel, l'un des premiers choix à effectuer est celui de son implantation (tracé en plan et profil en long) et de son profil en travers, compte tenu des caractéristiques du tracé de l'itinéraire dans lequel il est inséré.

La conception d'un tunnel dépond de plusieurs paramètres qui sont liés directement à :

- Le fonctionnement de tunnel ;
- L'environnement de l'ouvrage ;
- Le terrain encaissant.

V.2 Importance du dimensionnement géométrique

Le dimensionnement géométrique d'un tunnel est le travail le plus important dans la sécurité et l'économie du projet. Par ce que sur la base de la section transversale, le profil en long et le profil en plan on peut choisir les différents paramètres de dimensionnement pour lesquels on peut optimiser le cout de projet avec une sécurité élevé.

V.3 Tracé en plan

Il s'agit ici exclusivement des facteurs géométriques qui affectent la détermination du tracé en plan, mais celle-ci est une opération plus complexe, qui prend en compte également les facteurs d'ordre géologiques, ainsi que des considérations d'exploitation et d'équipement.

La fixation du tracé d'un tunnel dépend de l'ensemble de l'itinéraire sur lequel il est situé et on doit en particulier toujours vérifier les conditions de stabilités de la conduite. Néanmoins, il peut arriver qu'on fixe par priorité l'implantation des tunnels, en raison de leur importance ou des impératifs du site. Le tracé en plan d'un tunnel est fréquemment courbé, pour diverses raisons :

- Rechercher un axe perpendiculaire aux courbes de niveau pour l'implantation des têtes, ou perpendiculaire aux discontinuités majeures du massif ;

- Contourner les mauvais terrains, les accidents géologiques et autres sources d'aléas présumés ;

- Relier des têtes dont l'implantation n'aurait gère de l'attitude, notamment du fait de l'environnement ou de la géologie et des conditions d'attaque ;

- Eviter l'éblouissement d'une sortie lumineuse en bout du tunnel rectiligne de plus de 150 m de longueur, cette raison en fait n'est qu'un souhait les autres éléments de décision l'emportant souvent.

La meilleure disposition de la conduite c'est une ligne droite pour garder le début d'écoulement de l'eau dans le tunnel. Donc le tracé en plan de notre tunnel c'est une ligne droite qui passe de la tête amont du tunnel point (X= 754614084 ; Y= 4084781.07) à la tête aval du tunnel point (X= 754795.19 ; Y=4048079.77).

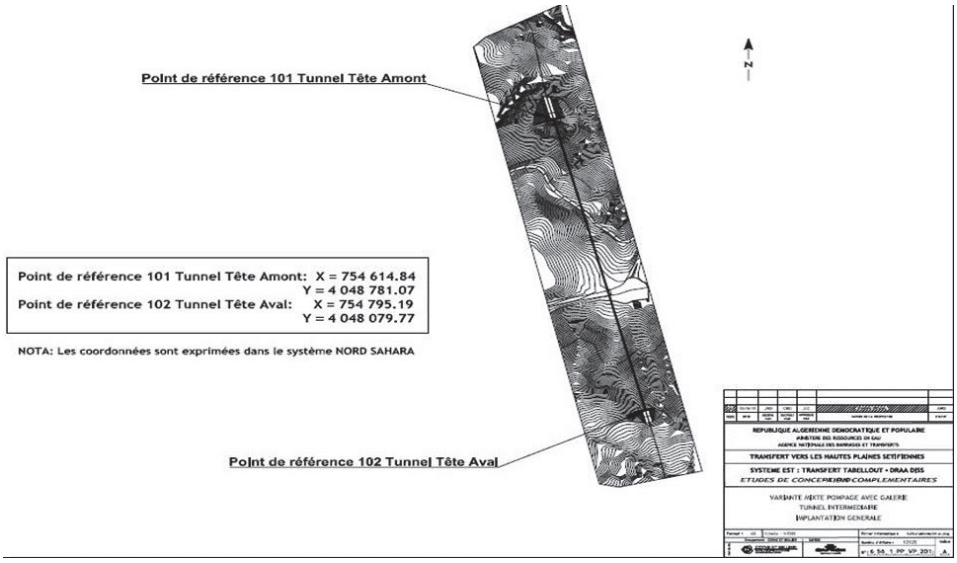


Figure V.1 Tracé en plan du tunnel (Document ANBT)

V.4 Profil en long

Les caractéristiques du profil en long d'un tunnel sont à déterminer en tenant compte :

- Du profil en long des accès ;
- De l'hydrologie du site ;
- De l'implantation des têtes.

Dans notre cas le profil en long du tunnel est exigé par le tracé de la conduite qui permettre de passé de l'eau de la partie amont de 848.05 m d'altitude à la partie aval de 847.15m d'altitude, en graviter ou niveau du tunnel avec une pente de 0.12 %.

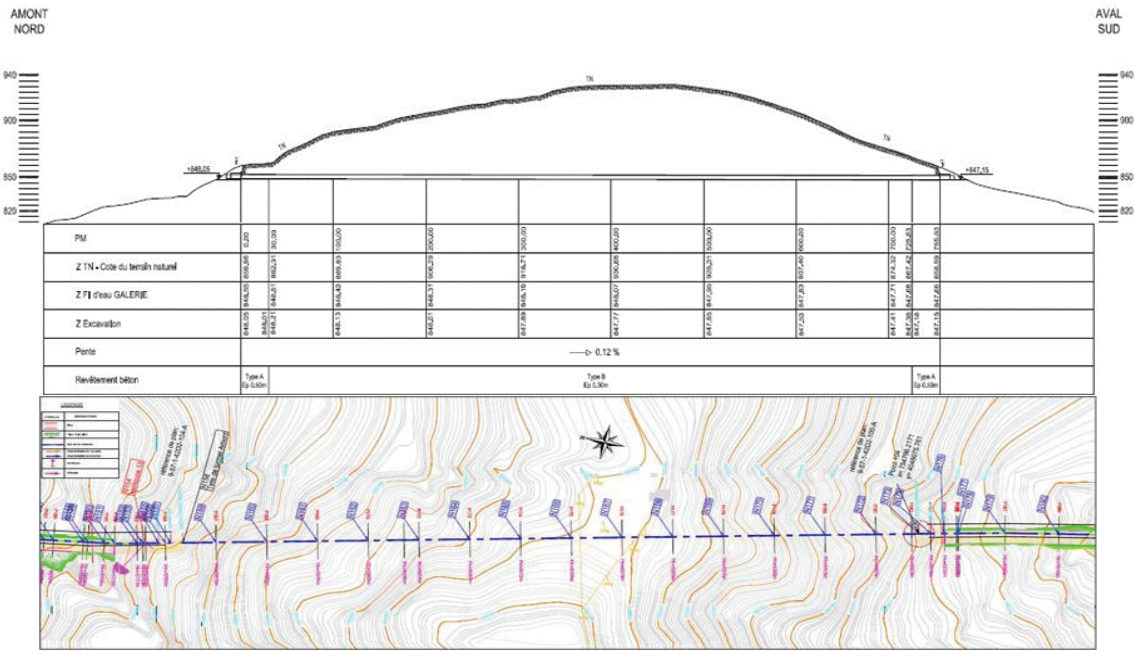


Figure V.2 Profil en long de tunnel (Document ANBT)

V.5 La section transversale

V.5.1 Choix de la section

Le choix de la section transversale du tunnel résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

- ✓ Aux dispositions constructives induites par le respect du parti fonctionnel ;
- ✓ Aux conditions de stabilité imposées par la qualité géomécaniques du terrain encaissant (Forme circulaire pour les terrains déformables, voute surbaissée pour les terrains stables) ;
- ✓ Au procédé d'exécution : l'emploi d'un tunnelier implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface, le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Pour notre projet le tunnel est en mine (pas à ciel ouvert) et de couverture importante environs 90 m, donc la section rectangulaire n'est pas adaptée. Et le tunnel est d'environ 725m de longueur donc le creusement avec tunnelier n'est rentable donc la section circulaire et aussi non adaptée. Donc la section voutée est la plus proche à réaliser.

V.5.2 Les éléments de la section transversale

La section transversale (profil en travers) est basée sur plusieurs paramètres. Dans notre projet on distingue quatre paramètres qu'ils sont :

- La conduite.
- La plateforme.
- Le gabarit.
- Encombrement.

V.5.2.1 La conduite

C'est le paramètre essentiel qui exige la section transversale du tunnel. Par ce que le but de ce tunnel est de permettre de passé cette conduite.

Le diamètre de la conduite est imposé par les données hydrauliques qui permettre de passé un début de 7.2 m^3/s avec une hauteur d'eau dans la conduite 1.35 m.

Cette conduite métallique est de 2200 mm de diamètre avec une épaisseur de 50 mm.

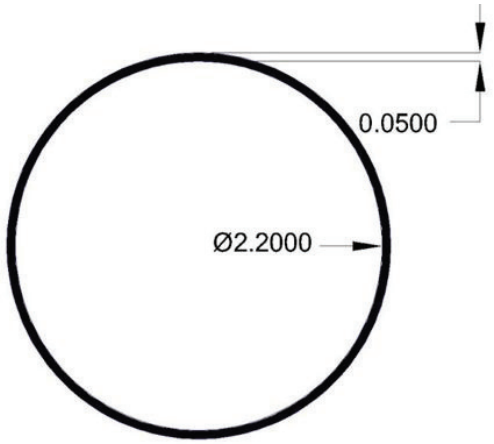


Figure V.3 Section transversal de la conduite

V.5.2.2 La plateforme

On a deux types de plateforme selon la section transversale :

La section courante de tunnel :

La plateforme est composée de l'engin le plus large qui entre dans le tunnel, dans notre cas c'est la machine à attaque ponctuelle qui a 2.5 m avec la possibilité de passer un homme de 0.7 m.

La section élargissement :

La plateforme est composée par les deux engins les plus larges la machines à attaque ponctuelle et la pelle mécanique qui a 2 m de largeur.

V.5.2.3 Le gabarit

Le gabarit est composé d'un :

- Espace de circulation vis-à-vis des équipements : présence des équipements latéraux, revanche latérale de protection/ équipement ;

- Hauteur libre vis avis des équipements : présence des équipements au-dessus.

- Revanche latérale de protection ;

- Hauteur libre minimale, revanche de construction et d'entretien.

Le gabarit est imposé par l'engin le plus haut qui est la machine à attaque ponctuel qui a 2.2 m de hauteur avec la largeur de la plateforme.

V.5.2.4 Les encombrements

C'est l'espace occupe pars les équipements. Ils comportent :

- Encombrement supérieur des équipements (éclairage, signalisation, Besoins en ventilation…etc.)

- Encombrements latéraux (Signalisation, éclairage, passage des câbles et tuyaux).

V.5.3 Les sections transversales types

On a deux sections transversales au niveau de tunnel :

- ✓ **La section courante :**

On propose une section de la forme fer à cheval avec les dimensions suivantes :

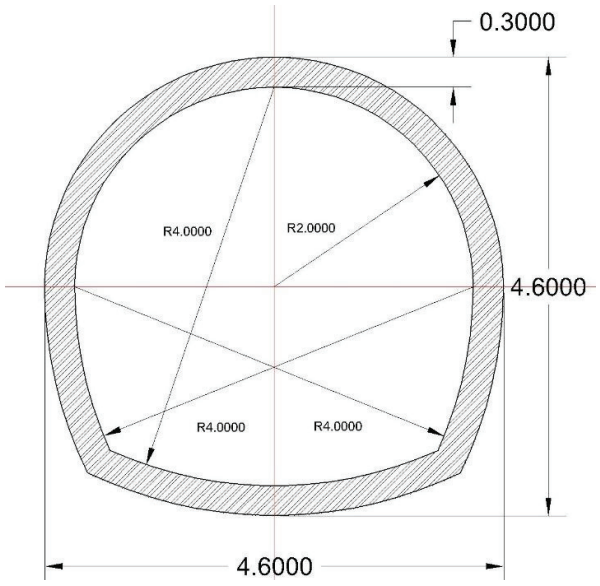


Figure V.4 Section courante

- ✓ **La section élargissement :**

On a deux niches d'élargissement dans le tunnel pour le but de permettre à deux engins de passer dans le tunnel. Les deux niches sont positionnées au niveau des points métriques PM 6264.799 et PM 6014.799. La longueur de niches est enivrante de 25 m.

On propose une section de la forme fer à cheval avec les dimensions suivantes :

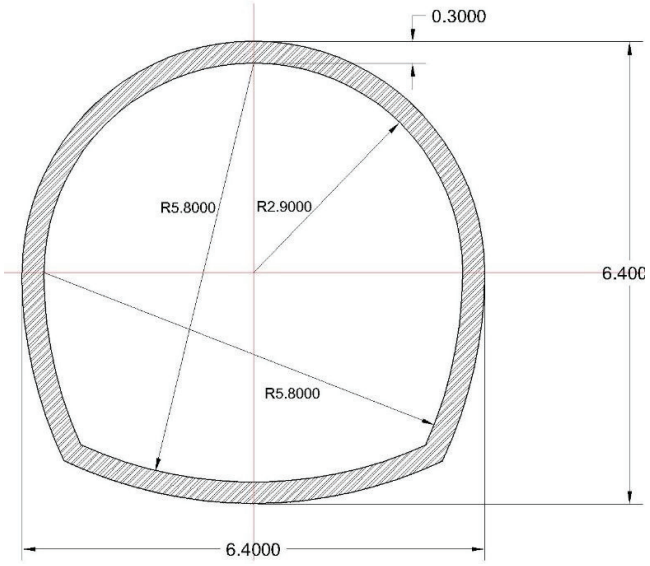


Figure V.5 Section élargissement

V.5.4 Vérification des sections proposées

- ➲ **Section courante :**
- ➢ Vérification de la plateforme :

La largeur minimale de la plateforme exigé est 2.5 m pour la machine à attaque ponctuelle + 0.7 m pour permettre de passé un homme.

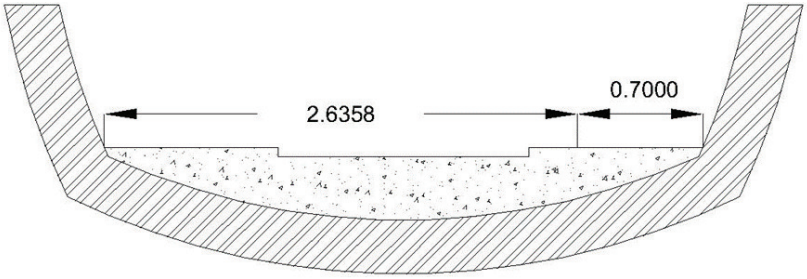


Figure V.6 Plateforme de la section courante

Donc la plateforme est vérifiée.

- Vérification du gabarit et les encombrements :

La hauteur minimale exigée est 2.5 m, 2.2 pour la machine à attaque ponctuelle et 0.3 pour la sécurité et pour les encombrements l'espace demandé est 15 cm pour l'éclairage, les câbles et les tuyaux pour l'évacuation des eaux.

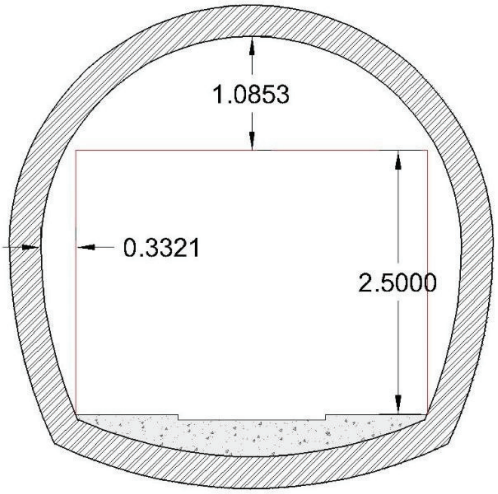


Figure V.7 véfification du gabarit secton courante

Donc le gabarit et l'encombrement est vérifié.

- La section élargissement :

- **Vérification de la plateforme :**

La largeur minimale de la plateforme exigée est 2.5 m pour la machine à attaque ponctuelle + 2 m pour la pelle mécanique + 0.2 m la distance entre les deux engins.

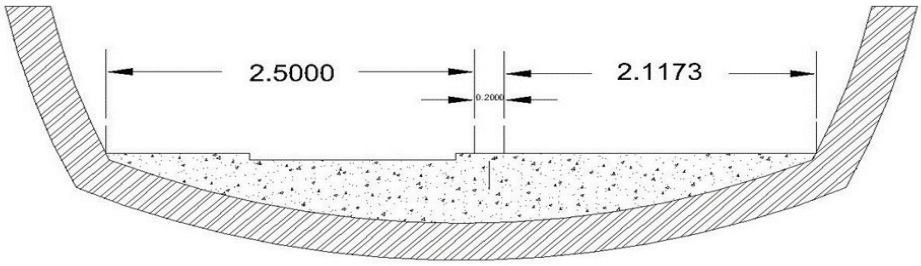


Figure V.8 Plateforme pour la section élargissement

Donc la plateforme est vérifiée.

- Vérification du gabarit et les encombrements :

  C'est les mêmes exigences que la section courante.

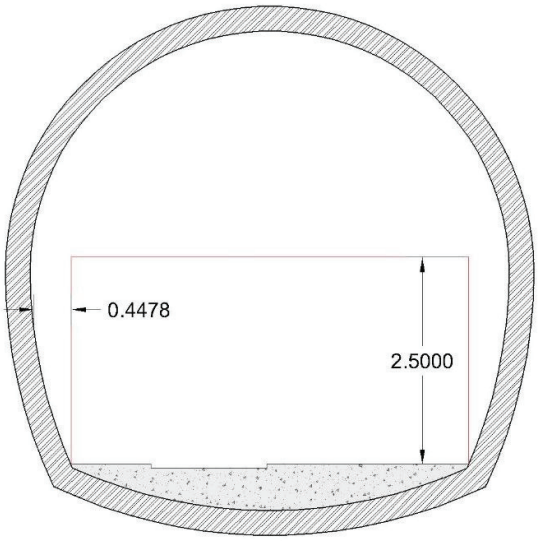


Figure V.9 Vérification du gabarit section élargissement

Donc le gabarit et l'encombrement est vérifié.

V.6 Conclusion

La détermination de la section transversale est une opération délicate et très importante pour assurer la fonctionnalité de l'ouvrage en choisissant une forme optimale, qui permet d'optimiser le cout de l'ouvrage en minimisant la section d'excavation.

CHAPITRE VI : EVALUATION DES CHARGES

VI.1 Introduction

Tout ouvrage souterrain est sollicité par des charges ou des poussées qui proviennent de la poussée des éléments constituants le terrain ; poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain), la poussée hydrostatique et aussi les poussées dues au gonflement des sols, qui dépendent de la profondeur de l'ouvrage, de ses dimensions et de la qualité du rocher.

VI.2 Les pressions souterraines

La nature de la poussée rencontrée dépend d'une façon prépondérante de la nature du rocher et de sa situation en profondeur. Selon l'origine, il existe quatre types de poussée [7]:

- ✓ Poussée de détente : Due au détachement de la masse rocheuse de la calotte engendré par la décompression du massif rocheux ;
- ✓ Poussée géologique : Due au poids des couches situées au-dessus de la cavité ;
- ✓ Poussée du gonflement : Dues à une augmentation du volume des roches ;
- ✓ Poussées hydrostatiques : c'est la poussée qui provient des nappes phréatiques.

VI.3 Méthode de détermination des pressions souterraines

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des charges verticales et les pressions horizontales agissantes sur les ouvrages souterrains, chaque méthode se base sur des hypothèses bien définies selon le problème spécifique.

VI.3.1 Charges verticale

Le dimensionnement pratique des tunnels doit se faire suivant des points de vue différents, selon que l'on tienne compte de la charge de la zone de détente entourant l'évidement ou que l'on fasse, en outre, intervenir la situation du tunnel en profondeur et l'influence de la hauteur de recouvrement.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes pour la détermination des contraintes verticales [7].

VI.3.1.1 Méthode de TERZAGHI

La théorie de la pression souterraine de TERZAGHI a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion cependant sa validité a été étendue aux terrains cohérents.

TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplacera déjà lors de l'excavation et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition. Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de agissant le long des plans de glissement [7].

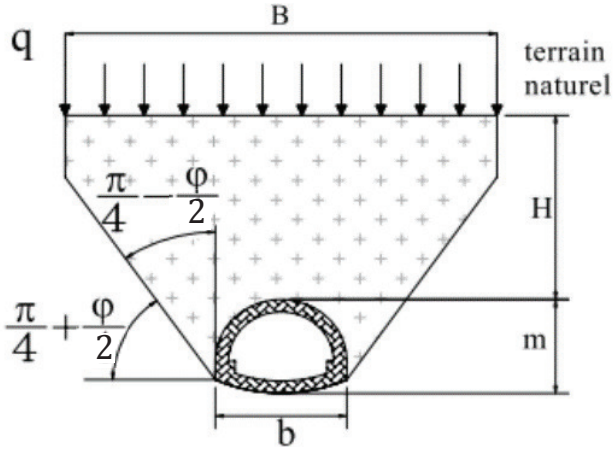


Figure VI.1 Hypothèse de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI

$$\sigma_v = \left[\left(\frac{\gamma . B - 2C}{2K . \tan\varphi}\right) + Q\right] . \left(1 - e^{-K \tan(\varphi) * \frac{2H}{B}}\right) \qquad \text{(VI. 1)}$$

Avec : $B = b + 2m.\tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ (VI.2)

Pour de plus grandes profondeurs, l'effet de voûte ne se fait plus sentir jusqu'à la surface. À partir d'une certaine hauteur (H2 ≥ 2.5B).

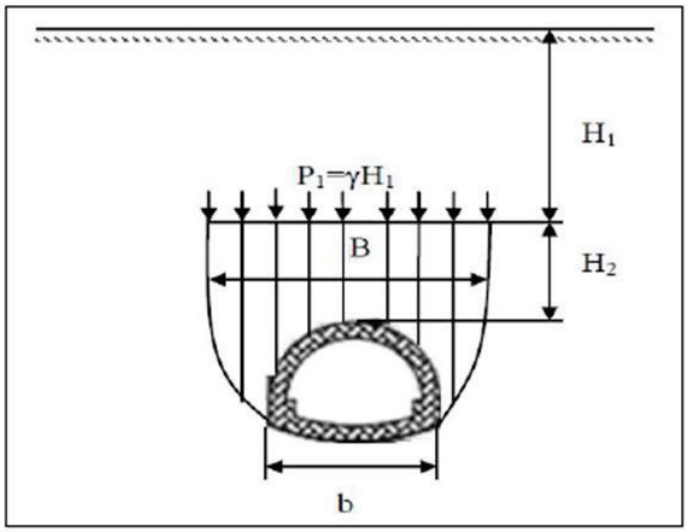


Figure VI.2 Pression s'exerçant sur des souterrains à grande profondeur d'après TERZAGHI

La formule analytique deviendra (KAROLY SZECHY, 1970) :

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2C}{2K \tan\varphi}\left[1 - e^{-\frac{2KH2 \tan\varphi}{B}}\right] + P_1 e^{-\frac{2KH_2 \tan\varphi}{B}} \qquad \text{(VI. 3)}$$

Avec :

H : la couverture du terrain.

m : la hauteur de l'excavation.

C : Cohésion de terrain,

φ : Angle de frottement interne,

Q : La surcharge de terrain + la surcharge en surface,

b : la largeur de l'excavation.

B : largeur du prisme proposé par TERZAGHI.

K : Coefficient correcteur.

N.B. La valeur de K est toujours réduite à 1, d'après TERZAGHI « p : 179 AFTES groupe de travail n°7 ».

VI.3.1.2 Méthode de M.PROTODIAKONOV

La théorie de PROTODIAKONOV est basée sur la définition statique d'une voûte naturelle située au-dessus du terrain excavé de forme parabolique et de hauteur h_p [7].

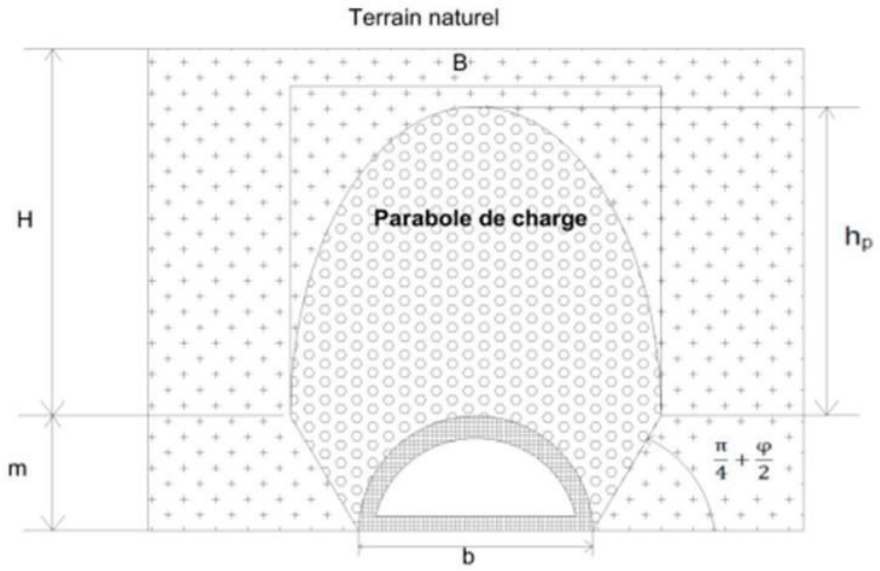


Figure VI.3 Répartition de la charge verticale d'après PROTODIAKONOV

Enfin d'après la théorie de M.PROTODIAKONOV la charge verticale est calculée selon la formule suivante (KAROLY SZECHY) :

$$\sigma_v = \gamma . h_p \qquad \text{(VI. 4)}$$

Avec :

Hp : La hauteur de la voute. $\qquad h_p = \frac{B}{2f}$ (VI. 5)

- B : la base de la parabole décomprimé
- f : le coefficient de résistance, en fonction des caractéristiques du matériau.

La valeur de B est donnée par :

$$B = b + 2m * \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \qquad \text{(VI. 6)}$$

- ✓ Les valeurs de f en terrain rocheux sont indiquées dans le tableau ci-dessous (KAROLY SZÉCHY):

Tableau VI.1 Coefficient de résistance des roches (f) selon PROTODIAKONOV

Catégorie	Degré de résistance	Résistance à la rupture σk (Kgf/cm²)	Coefficient de résistance f	Angle de frottement interne
I	Résistance supérieure	2000	20	87
II	Roches très résistantes	1500	15	85,5
II	Roches de bonne tenue	900	8	82
IV	Roches assez résistantes	550	6	75
V	Roches de résistance moyenne	350	3	70
VI	Roches assez inconsistantes	200	1,5	65
VII	Roches inconsistantes	200 à 150	1	50
VIII	Terrains meubles	200 à 150	0,6	30

NB : Par expérience, on a montré que les résultats de cette théorie sont surtout satisfaisants pour les profondeurs telle que : $\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f}$

VI.3.1.3 Méthode de BIERBAÜMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimitée par une parabole de hauteur h = α H et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ [7].

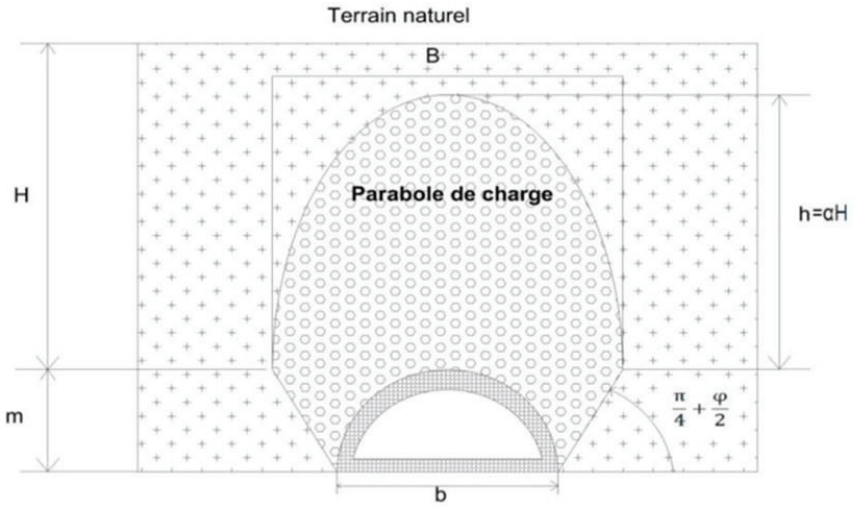


Figure VI.4 Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER

✓ Selon BIERBAUMER la contrainte verticale est (KAROLY SZÉCHY):

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H \qquad \text{(VI. 7)}$$

Avec :

h : Hauteur de la parabole de charge.

H : Couverture du terrain.

✓ α : Coefficient de réduction tel que (KAROLY SZÉCHY):

$$\alpha = 1 - \frac{H\ tg\varphi\ tg^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)}{B} \qquad \text{(VI. 8)}$$

Si H est faible $\alpha = 1$

Si H très grand (H > 5*B) $\alpha = tg^4\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$ (VI. 9)

$B = b + 2m\ tg(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})$ Section en fer à cheval, rectangulaire. (VI.10)

$B = 2r\ tg(\frac{3\pi}{8}-\frac{\varphi}{2})$ Section circulaire. (VI.11)

Avec : r : le rayon.

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

VI.3.1.4 Méthode des poids des terres

Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges au-dessus du tunnel.

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. Cependant, vu le coût exorbitant en devises fortes des ouvrages souterraines (tunnels), cette méthode verse dans le sens de la sécurité qui assure la pérennité des ouvrages.

La contrainte verticale est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q \qquad \text{(VI. 12)}$$

Avec :

γ_i : Poids de la couche i.

h_i : Hauteur de la couche i.

q : Surcharge.

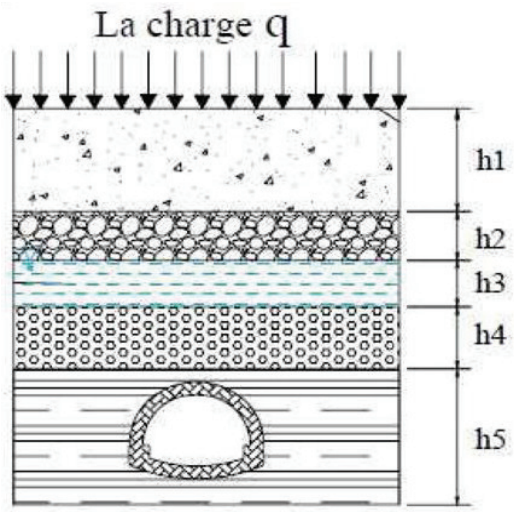


Figure VI.5 Représentation schématique la Théorie des poids des terres

VI.3.2 Charges horizontale

Bien que le but principal de l'examen des charges agissantes sur le souterrain soit la détermination de la pression à la calotte, c'est-à-dire la charge verticale, il n'est pas moins capital de connaitre la grandeur des poussées latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil, car l'influence de la poussée latérale peut dépasser, dans certaines circonstances, celle de la pression verticale.

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendrée par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique.

Nous aborderons dans ce qui suit quelques méthodes qui nous permettrons d'évaluer ces pressions [7]

VI.3.2.1 Méthode de TERZAGHI

✓ Selon TERZAGHI la poussée latérale peut être calculée approximativement par la formule suivante (KAROLY SZÉCHY):

$$\sigma_h = \begin{cases} 0.3\gamma(0.5m + h_p) & \text{Pour le cas général ;} \quad \text{(VI.13)} \\ \gamma H tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Pour les terrains granuleux ou ébouillis ;} \quad \text{(VI.14)} \\ \sigma_v \frac{v}{1-v} & \text{Pour les roches de bonne tenue.} \quad \text{(VI.15)} \end{cases}$$

Avec :

h_p : Hauteur du noyau de détente, $h_p = \frac{b}{sin2\varphi}$ (VI. 16)

υ : Coefficient de poisson ;

m : La hauteur du tunnel.

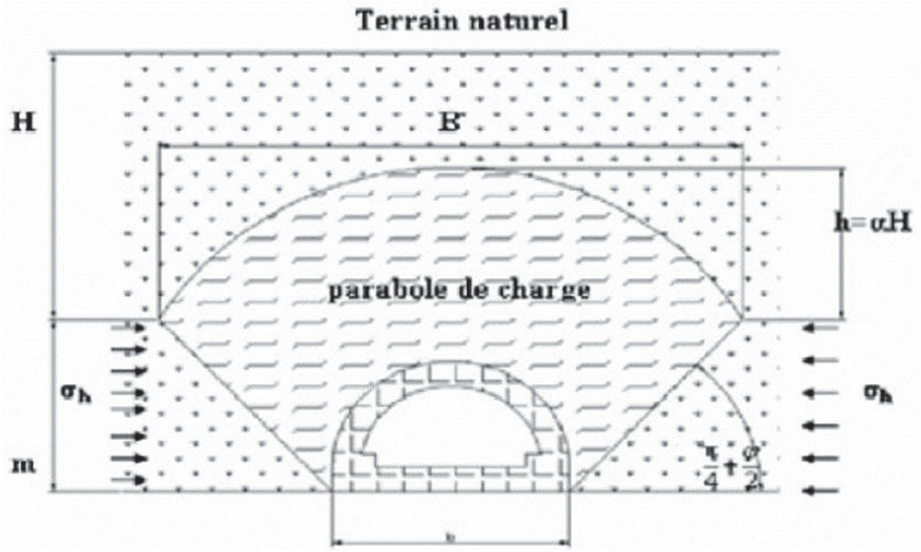


Figure VI.6 Poussée du souterrain selon TERZAGHI

VI.3.2.2 L'expérience SOVIETIQUE

La base de cette expérience est que la poussée latérale doit être prise en considération commettant une répartition trapézoïdale limitée par deux valeurs extrêmes situées au niveau de la calotte et du radier.

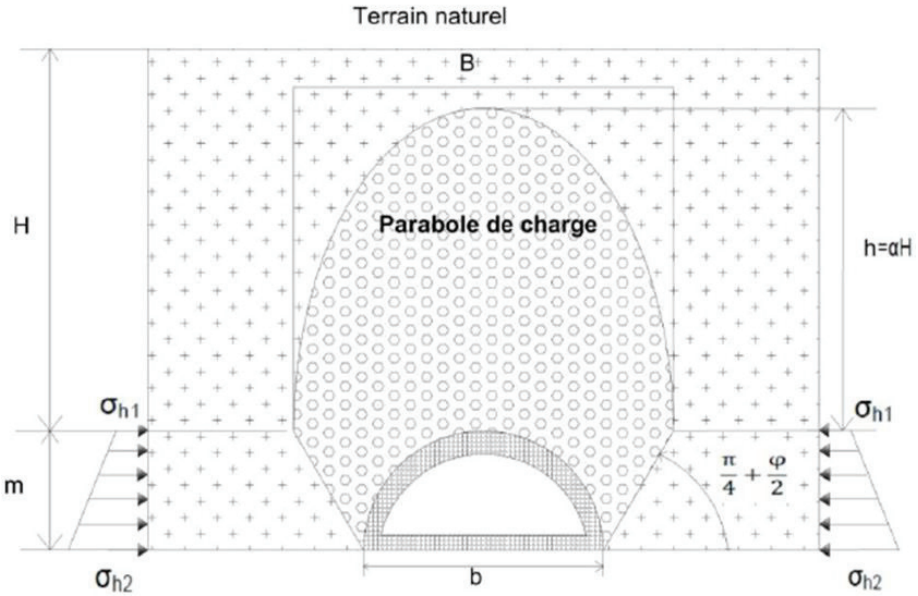


Figure VI.7 Répartition des poussées selon Expérience SOVIETIQUE

✓ La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est (KAROLY SZÉCHY):

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2\text{Ctg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{(VI. 17)}$$

✓ La poussée latérale au niveau du radier est (KAROLY SZÉCHY):

$$\sigma_{h1} = \gamma(h_2 + \text{m})\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2\text{Ctg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{(VI. 18)}$$

Avec : $h_2 = \frac{b}{sin2\varphi}$ (VI. 19)

VI.3.2.3 COULOMB – RANKINE

Ce chercheur admet que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale.

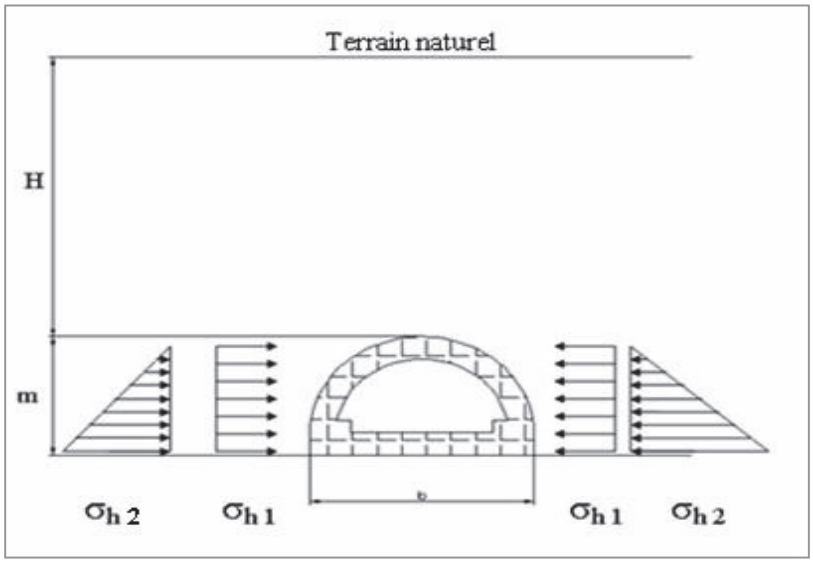


Figure VI.8 Répartition des contraintes selon la théorie de RANKINE

Elle est donnée par les formules suivantes (S.BELKACEMI) :

✓ Au niveau de la calotte :

$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$ à court terme (c'est le cas du soutènement provisoire). (VI.20)

$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$ à long terme (c'est le cas du revêtement définitif). (VI.21)

Avec :

σ_v : La contrainte verticale :

$K_a = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$: Coefficient de poussées actives ; (VI.22)

$K_0 = (1 - sin\varphi)$: Coefficient des terres au repos. (VI.23)

✓ Au niveau du radier :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \quad \text{(VI. 24)}$$

Telle que :

$$\sigma_{h2} = m\gamma tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{(VI. 25)}$$

VI.3.3 Évaluation de la pression au niveau du radier

La pression au radier d'une section de tunnel fermée devrait en fait correspondre à l'effort de réaction contre la pression à la calotte. Dont elle devrait quasiment être l'image réfléchie. La poussée géologique et la poussée de gonflement se manifestant 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 dans les argiles imbibées d'aux que l'on doit faire face au problème de la poussée sous radier [7].

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.

VI.3.3.1 La méthode de TSIMBARIEVITCH

Ce chercheur se base sur les conditions d'équilibre du radier dans un tranché étayé. Il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée des terrains situés sous l'évidemment, le phénomène se résume dans ce schéma [7]:

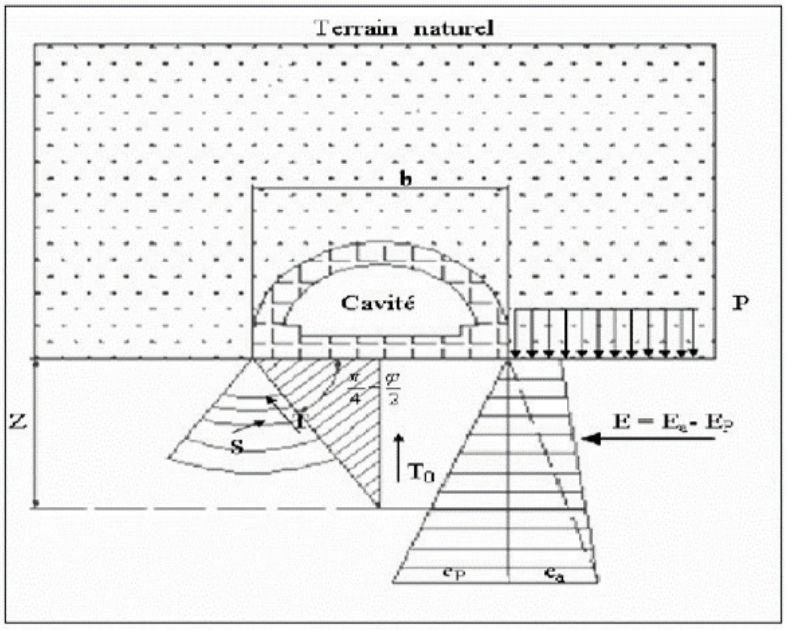


Figure VI.9 Poussée du radier selon TISMBARIEVITCH

- ✓ A une profondeur z sous le radier la valeur de la poussée des terres sera (KAROLY SZÉCHY):

$$E_a = (p + z\gamma)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C\ tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad \text{(VI. 26)}$$

- ✓ A la même profondeur z la valeur de la butée des terres sera (KAROLY SZÉCHY):

$$E_p = z\gamma tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + 2C\ tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad \text{(VI. 27)}$$

- ✓ Pour Ea = Ep la profondeur z vaut (KAROLY SZÉCHY):

$$Z = \frac{P\lambda_a - 2C(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})}{\gamma(\lambda_p - \lambda_a)} \quad (VI.28)$$

Telle que :

$$\lambda_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (VI.29)$$

$$\lambda_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (VI.30)$$

$$p = \sum_{i=1}^{n} h_i\gamma_i + q \quad (VI.31)$$

- ✓ La résultante des efforts E= Ea - Ep agissante à la direction de l'excavation est (KAROLY SZÉCHY):

$$E = \frac{\gamma z}{2}(z + 2H)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2}\gamma z^2 tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (VI.32)$$

- ✓ Cette résultante peut être décomposée en deux composantes T parallèle et S perpendiculaire à la série des plans de glissement (KAROLY SZÉCHY):

$$T = Ecos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (VI.33)$$

$$S = Esin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (VI.34)$$

- ✓ En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux côtés on obtient une résultante définie par T_0 (KAROLY SZÉCHY):

$$T_0 = \frac{2E}{cos\varphi} sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (VI.35)$$

- ✓ La résultante T exerce son action suivant l'axe centrale verticalement. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une charge q soit par une forme contre voûte du radier, la charge doit être répartie sur la longueur Y, calculée par la formule suivante (KAROLY SZÉCHY):

$$Y = \frac{z}{tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (VI.36)$$

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

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \quad (VI.37)$$

- ✓ La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer (KAROLY SZÉCHY):

$$\sigma \leq \frac{4C}{1 - sin\varphi}(2 + sin\varphi)cos\varphi \quad (VI.38)$$

VI.4 Calcul des charges (application sur le projet)

VI.4.1 Les données du projet

✓ Les caractéristiques du terrain :

Le tunnel est traverse un seul types de terrain qu'il a les mêmes caractéristiques géomécaniques. Les résultats des déférents paramètres d'après le laboratoire sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Paramètres géotechniques pour le calcul de stabilité du tunnel intermédiaire

Colluvions (0 à 5 m de profondeur)	Poids volumique humide (kN/m^3)	20
	Cohésion C (kPa)	5
	Angle de frottement φ (^{0})	22
Marnes calcaires de la nappe numidienne (5 à 90 m de profondeur)	Poids volumique humide (kN/m^3)	25
	Cohésion C (kPa)	50
	Angle de frottement φ (^{0})	30
	Module de Young E (MPa)	300
	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	15

✓ La géométrie de l'ouvrage :

Le calcul des charges se fait au niveau du point la plus haut de tunnel et le point la plus haut pour les niches d'élargissement.

Tableau VI.3 Caractéristiques géométriques du tunnel

PM	Largeur (m)	Hauteur (m)
6114.799	4.6	77.87
6264.799	6.4	72.03

VI.4.2 Calcul des charges verticales

➢ La méthode de TERZAGHI :

PM 6114.799 :

B = b+2m.tan$(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})$ = 4.6+2*4.6.tan$(\frac{\pi}{4}-\frac{30}{2})$ = 9.91 m.

H_2= 2.5*B=2.5*9.91= 24.775 m < H = 77.87 m.

Donc :

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2C}{2K\tan\varphi}\left[1 - e^{-\frac{2KH2\tan\varphi}{B}}\right] + P_1 e^{-\frac{2KH_2\tan\varphi}{B}}$$

Telle que :

$$P_1 = \sum \gamma_i * H_{1i}$$

P1= 20*5 + 25*(72.87 – 24.775) = 1302.375 kPa.

$$\sigma_v = \frac{25 * 9.91 - 2 * 50}{2 * 1 * \tan 30}\left[1 - e^{-\frac{2*1*24.775*\tan 30}{9.91}}\right] + 1302.775 * e^{-\frac{2*1*24.775\tan 30}{9.91}}$$

σ_v = 193.46 kPa.

PM 6264.799 :

B = b+2m.tan($\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$) = 6.4+2*6.4*tg($\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}$) = 13.79 m.

H_2= 2.5*B = 2.5*13.79 = 34.5 m < H= 72.03 m.

Donc :

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2C}{2K\tan\varphi}\left[1 - e^{-\frac{2KH2\tan\varphi}{B}}\right] + P_1 e^{-\frac{2KH_2\tan\varphi}{B}}$$

P_1= 20*5 + 25*(67.03 – 34.5) = 913.25 kPa

$$\sigma_v = \frac{25 * 13.79 - 2 * 50}{2 * 1 * \tan 30}\left[1 - e^{-\frac{2*1*34.5*\tan 30}{13.79}}\right] + 913.25 * e^{-\frac{2*1*34.5*\tan 30}{13.79}}$$

σ_v = 251 kPa.

- La méthode de M.PROTODIAKONOV :

PM 6114.799 :

On a : $h_p = \frac{B}{2f}$

Avec :

$B = b + 2m * \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ = 4.6+2*4.6*tg($\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}$) = 9.91 m.

f=0.6 d'après le tableau de PROTODIAKONOV.

Donc : $h_p = \frac{9.91}{2*0.6} = 8.26\ m$

$\sigma_v = \gamma . h_p$= 25*8.26 =206.5 kPa.

PM 6264.799 :

$B = b + 2m * \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ = 6.4+2*6.4*tg($\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}$) = 13.79 m.

$h_p = \frac{13.79}{2*0.6} = 11.5\ m$

$\sigma_v = \gamma . h_p$= 25*11.5 = 287.5 kPa.

- Méthode de BIERBAÜMER :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$$

PM 6114.799 :

$B = b + 2m * \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ = 4.6+2*4.6*tg($\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}$) = 9.91 m.

Dans notre cas H= 77.87 > 5*B=5*9.91= 49.55 m.

Donc : $\alpha = tg^4(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = tg^4(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}) = 0.11$

σ_v = 25*0.11*77.87 = 214.14 kPa.

PM 6264.799 :

$B = b + 2m * \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ = 6.4+2*6.4*tg($\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}$) = 13.79 m.

H= 72.03 m > 5*B = 5*13.79 = 68.95 m

Donc : $\alpha = tg^4(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = tg^4(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}) = 0.11$

σ_v = 25*0.11*72.03 = 198.08 KPa.

- Méthode des poids des terres :

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

PM 6114.799 :

σ_v= 20*5+25*72.87= 1921.75 kPa

PM 6264.799 :

σ_v= 20*5+25*67.03= 1775.75 KPa

VI.4.3 Les charges horizontales

- Méthodes de TERZAGHI :

Dans notre cas on prendre le cas générale :

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

Telle que : $h_p = \frac{b}{sin2\varphi}$

PM 6114.799 :

$h_p = \frac{4.6}{2 \sin 30}$ = 4.6 m

σ_h = 0.3*25*(0.5*4.6 + 4.6) = 51.75 KPa

PM 6264.799 :

$h_p = \frac{6.4}{2 \sin 30}$ = 6.4 m

σ_h = 0.3*25*(0.5*6.4 + 6.4) = 72 KPa

- L'expérience SOVIETIQUE :

PM 6114.799 :

$h_2 = \frac{4.6}{\sin(2*30)}$ = 5.31 m

σ_{h1} = 25*5.31*$tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) - 2 * 50 tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right)$ = -13.5 kPa

σ_{h2} = 25(5.31 +4.6)$tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) - 2 * 50 * tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right)$ = 24.85 KPa

PM 6264.799 :

$h_2 = \frac{6.4}{\sin(2*30)} = 7.4$ m

$\sigma_{h1} = 25*7.4*\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) - 2 * 50 * \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 3.93$ kPa

$\sigma_{h2} = 25(7.4+6.4)\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) - 2 * 50 * \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 57.26$ KPa

- COULOMB – RANKINE :

PM 6114.799 :

$\sigma_{h2} = 4.6 * 25 * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) - 2 * 50 * \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = -19.4$ KPa

A court terme :

$\sigma_{h1} = 1/3*193.46 = 64.5$ KPa

$\sigma_h = 64.5 - 19.4 = 45.1$ KPa

A longue terme :

$\sigma_{h1} = 0.5*193.46 = 96.73$ KPa

$\sigma_h = 96.73 - 19.4 = 77.33$ KPa

PM 6264.799 :

$\sigma_{h2} = 6.4 * 25 * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) - 2 * 50 * tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = -4.4$ KPa

A court terme :

$\sigma_{h1} = 1/3*251 = 83.67$ KPa

$\sigma_h = 83.67 - 4.4 = 79.27$ KPa

A longue terme :

$\sigma_{h1} = 0.5*251 = 125.5$ KPa

$\sigma_h = 125.5 - 4.4 = 121.1$ KPa

VI.4.4 Évaluation de la pression au niveau du radier

La méthode de TSIMBARIEVITCH :

On a : $\sigma = \frac{T_0}{Y}$

Avec :

$$Y = \frac{Z}{\text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad \text{et} \quad T_0 = \frac{2E}{\cos\varphi}\sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

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

$$Z = \frac{P\lambda_a - 2C(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})}{\gamma(\lambda_p - \lambda_a)}$$

$\lambda_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 1/3$

$\lambda_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{30}{2}\right) = 3$

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

PM 6114.799 :

P = 5*20 + 72.87*25 = 1921.75 KPa

$Z=\frac{1921.75*\frac{1}{3}-2*50(\sqrt{3}+\sqrt{1/3})}{25(3-1/3)}$ = 6.14 m

$E=\frac{25*6.14}{2}(6.14+2*77.87)\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{30}{2}\right)-\frac{1}{2}25*6.14^2\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{30}{2}\right)$ = 2727.7

$T_0=\frac{2*2727.7}{\cos 30}\sin^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{30}{2}\right)$ = 1574.83 KN/m^3

$Y=\frac{6.14}{\text{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{30}{2}\right)}$ = 10.63 m

$\sigma=\frac{1574.83}{10.63}$ = 148.15 KPa

PM 6264.799 :

P= 5*20 + 67.03*25 = 1775.75 KPa

$Z=\frac{1775.75*\frac{1}{3}-2*50(\sqrt{3}+\sqrt{1/3})}{25(3-1/3)}$ = 5.41 m

$E=\frac{25*5.41}{2}(5.41+2*72.03)\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{30}{2}\right)-\frac{1}{2}25*5.41^2\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{30}{2}\right)$ = 2271.75

$T_0=\frac{2*2271.75}{\cos 30}\sin^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{30}{2}\right)$ = 1311.6 KN/m^3

$Y=\frac{6.14}{\text{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{30}{2}\right)}$ = 9.37 m

$\sigma=\frac{1574.83}{10.63}$ = 139.98 KPa

La vérification de non soulèvement :

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

$\sigma \leq \frac{4*50}{1-\sin 30}(2+\sin 30)\cos 30$ = 866.025 KPa

Donc : pour **PM 6114.799 :** σ= 148.15 KPa < 866.025 vérifiée

Et Pour **PM 6264.799 :** σ= 139.98 KPa < 866.025 vérifiée

Ce tableau présente les différentes charges appliquées sur le tunnel avec les méthodes de calcul utilisées :

Tableau VI.4 Les charges appliquées sur le tunnel en (kPa)

La charge	La méthode de calcul	PM 6114.799	PM 6264.799
Verticale	TERZAGHI	193.46	251
	M.PROTODIAKONOV	206.5	287.5
	BIERBAÜMER	214.14	198.08
	Poids des terres	1921.75	1775.75

Horizontale	TERZAGHI			51.75	72
	SOVIETIQUE	Calotte		-13.5	3.93
		Radier		24.85	57.26
	COULOMB – RANKINE	Calotte	c.terme	64.5	83.67
			l.terme	96.73	125.5
		Radier	c.terme	45.1	79.24
			l.terme	77.33	121.1
Radier	TSIMBARIEVITCH			148.15	139.98

VI.5 Conclusion

Les valeurs des charges appliquées sur le tunnel sont changées selon la méthode de calcul. On prendre les valeurs calculées par la méthode de TERZAGHI dans les chapitres qui suite.

CHAPITRE VII : SOUTENEMENT PROVISOIRE

VII.1 Introduction

Le creusement d'un tunnel nécessite généralement la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon la nature du terrain, la dimension de l'excavation et la méthode utilisée.

La phase du soutènement provisoire est une étape principale dans le processus de réalisation des tunnels, car il permet d'assurer :

- La sécurité du personnel travaillant dans le tunnel ;
- La stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, nécessaire, d'en limiter les déformations ;
- La protection du terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc...) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques.

Le soutènement provisoire doit être vérifié (béton projeté et cintres métalliques) avec les sollicitations calculées après l'application des charges horizontales et verticales.

VII.2 Types de soutènement provisoire proposes

On a d'après la section du tunnel qui a 4.6 m de diamètre pour la section courante et 6.4 m pour la section élargissement et d'après la pression maximale de terre calculé par TERZAGHI (251 kPa pour la section élargissement), On propose les 2 types de soutènement suivante et on va vérifier :

Types 01 :

Cintres métalliques HEB-120 chaque 1 m + 15 cm du béton projetés + treillis soudé.

Types 02 :

Cintres métalliques HEB-120 chaque 1.5 m + 15 cm du béton projetés + treillis soudé.

VII.3 Matériaux utilisés dans le soutènement provisoire

VII.3.1 Cintres métalliques

Tableau VII.1 Caractéristiques des cintres métalliques

Profilé	HEB-120	
Espacement (m)	1	1.5
Section	34.01 cm^2	
Module de Young	210 GPa	
Coefficient de Poisson	0.2	
La résistance mini à la traction $\mathbf{f_u}$ (MPa)	360 MPa	
Inertie	864.4 cm^4	

La portance maximale du cintre (BAEL99) :

$$P_s^{cintre} = \frac{\mathbf{f_u} * A}{R * a} \qquad \text{(VII. 1)}$$

Telle que :

A : section de profilé ; R : rayon équivalant du tunnel.

a : la distance entre les cintres.

PM 6114.799 :

Premier cas :

$$P_s^{cintre} = \frac{360*34.01*10^{-4}}{2.3*1} = 0.5323 \text{ MPa} = 532.3 \text{ KPa}$$

P_s^{cintre}= 532.3 KPa > σ_v = 193.46KPa (calculer par la méthode de TERZAGHI)

=> vérifié.

Deuxième cas :

$$P_s^{cintre} = \frac{360*34.01*10^{-4}}{2.3*1.5} = 0.3549 \text{ MPa} = 354.9 \text{ KPa}$$

P_s^{cintre}= 354.9 KPa > σ_v = 193.46KPa (calculer par la méthode de TERZAGHI)

=> vérifié.

PM 6264.799 :

Premier cas :

$$P_s^{cintre} = \frac{360*34.01*10^{-4}}{3.2*1} = 0.3826 \text{ MPa} = 382.6 \text{ KPa}$$

P_s^{cintre}= 382.6 KPa> σ_v = 251 KPa (calculer par la méthode de TERZAGHI)

=> vérifié

Deuxième cas :

$$P_s^{cintre} = \frac{360*34.01*10^{-4}}{3.2*1.5} = 0.2551 \text{ MPa} = 255.1 \text{ KPa}$$

P_s^{cintre}= 255.1 KPa > σ_v = 251 KPa (calculer par la méthode de TERZAGHI)

=> vérifié

VII.3.2 Béton projeté

Tableau VII.2 Caractéristique du béton projeté

Classe de résistance	C25/30
Poids volumique	25 KN/m^3
F_{c28}	25 MPa
F_{t28}	2.1 MPa
Epaisseur du béton projeté	15 cm
Module d'élasticité (E)	12000 MPa

VII.3.3 Treillis soudé

Treillis soudé utilisé dans notre projet est : 150*150*8mm FeE500.

Remarque :

On ne choisit que le soutènement type 01 pour plus de sécurité dans notre projet.

VII.4 Vérification de soutènement

VII.4.1 Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté)

Le béton projeté et le profile HEB seront modélisés en une section équivalente qui aura un module d'élasticité équivalent E_{eq} et une épaisseur équivalente e_{eq} qui doivent être calculés. Le calcul sera effectué sur une section de 1m x e_x.

❖ Les caractéristiques mécaniques du béton projeté :

➢ La rigidité à la compression EA du béton projeté

Épaisseur du béton projeté proposé e_{bp} = 15 cm

E = 12000 MPa ; A = 0.15*1 = 0.15 m^2

EA = 1800 MN = 1.8*10^6 kN

➢ La rigidité à la flexion EI du béton projeté :

- Moment d'inertie : $I = \frac{L*e_{bp}^3}{12} = \frac{1*0.15^3}{12}$ = 2.8125*10^{-4} m^4

EI = 12000*2.8125*10^{-4} = 3.375 MN*m^2 = 3375 KN*m^2

❖ **Les caractéristiques mécaniques de cintre (HEB-120) :**

➢ La rigidité à la compression EA :

E = 210000 MPa ; A = 34.01*10^{-4} m^2

EA = 714.21 MN = 0.71421*10^6 KN

➢ La rigidité à la flexion EI :

I = 864.4*10^{-8} m^4

EI = 210000*864.4*10^{-8} = 1.81524 MN*m^2 = 1815.24 KN*m^2

La combinaison :

La rigidité à la compression $EA_{eq} = \sum EA_i$

$EA_{eq} = EA_b + EA_c$ = 1.8*10^6 + 0.71421*10^6 = 2.51421*10^6 KN

La rigidité à la flexion $EI_{eq} = \sum EI_i$

$EI_{eq} = EI_b + EI_c$ = 3375 + 1815.24 = 5190.24 KN*m^2

La détermination du module de déformation équivalent E_{eq} et L'épaisseur équivalente e_{eq} :

On a : $EA_{eq} = E_{eq} * A_{eq}$ avec $A_{eq} = \mathbf{e_{eq}} * 1m$

$EI_{eq} = E_{eq} * I_{eq}$ avec $I_{eq} = \frac{L*e_{eq}^3}{12}$

Alors : $EA_{eq} = E_{eq} * A_{eq}$ = 2.51421*10^6 KN

$EI_{eq} = E_{eq} * I_{eq}$ = 5190.24 KN*m^2

Après le calcul en trouve :

$E_{eq} = 15.98*10^6$ KPa

$e_{eq} =$ 0.1573 m.

Remarque :

Les treilles soudés ont été négligée dans l'homogénéisation, car leur rigidité est très petite par rapport à la rigidité du Béton.

VII.4.2 Les formules de réparation des efforts

✓ La réparation des efforts dans le béton [9]:

$$M_b = \frac{\theta_m}{1+\theta_m} M_{max} \quad (VII.2) ; \qquad N_b = \frac{\theta_n}{1+\theta_n} N_{max} \quad (VII.3) ; \qquad T_b = \frac{\theta_n}{1+\theta_n} T_{max} \quad (VII.4)$$

✓ La réparation des efforts dans les cintres [9]:

$$M_s = \frac{1}{1+\theta_m} M_{max} \quad (VII.5); \qquad N_s = \frac{1}{1+\theta_n} N_{max} \quad (VII.6) ; \qquad T_s = \frac{1}{1+\theta_n} T_{max} \quad (VII.7)$$

Tel que :

θ_m et θ_n sont les rapports de rigidité entre le béton et l'acier

$$\theta_m = \frac{E_b I'_b}{E_s I'_s} \quad (VII.8) ; \qquad \theta_n = \frac{E_b A'_b}{E_s A'_s} \quad (VII.9)$$

M_{max}; N_{max}; T_{max} : sont les valeurs du moment fléchissent maximum et de l'effort normal et l'effort tranchant correspondant de la section équivalente de soutènement, déterminées par le logiciel **ROBOT.**

Calcul des rapports θ_m et θ_n :

- Rigidité du béton projeté (BAEL99) :

- À la compression : $E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a}$ (VII.10)

Tel que :

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

$E_b A'_b$: La rigidité du béton projeté après mise en place.

E_b : Module d'élasticité de béton projeté.

A_b : Section de béton projeté.

a : La distance entre les cintres.

- À la flexion : $E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a}$ (VII.11) avec $I_b = \frac{a*e^3}{12}$ (VII.12)

Tel que :

$E_b I_b$: La rigidité du béton à la flexion avant mise en place.

$E_b I'_b$: La rigidité du béton à la flexion après mise en place.

I_b : Le Moment d'inertie.

- Rigidité des cintres métalliques :

- À la compression : $E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a}$ (VII.13)

Tel que :

E_sA_s : La rigidité des cintres à la compression avant mise en place.

$E_sA'_s$: La rigidité des cintres à la compression après mise en place.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

A_s : Section de profile en acier.

a : La distance entre les cintres.

- À la flexion : $$E_sI'_s = \frac{E_sI_s}{a} \quad \text{(VII. 14)}$$

Tel que :

E_sI_s : La rigidité des cintres à la flexion avant mise en place.

$E_sI'_s$: La rigidité des cintres à la flexion après mise en place.

I_s : Moment d'inertie de profile.

- Rigidité de la combinaison :

- À la compression :

$$EA' = E_bA'_b + E_sA'_s = E_sA'_s(1 + \theta_n) \quad \text{(VII. 15)}$$

- À la flexion :

$$EI' = E_bI'_b + E_sI'_s = E_sI'_s(1 + \theta_m) \quad \text{(VII. 16)}$$

VII.4.3 Les formules de vérification du soutènement provisoire

✓ Contrainte normale [10] :

Dans le béton projeté :

$$\sigma_b = \gamma_b\left(\frac{N_b}{A'_b} \pm \frac{M_b}{W'_b}\right) < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{(VII. 17)}$$

Tel que :

$W'_b = \frac{W_b}{a} = \frac{I_b}{y*a}$; $A'_b = \frac{A_b}{a}$; $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{cj}$; $\gamma_b = 1.35$ (BAEL99)

Dans les cintres :

$$\sigma_s = \gamma_f\left(\frac{N_s}{A'_s} \pm \frac{M_s}{W'_s}\right) < \overline{\sigma_s} \quad \text{(VII. 18)}$$

Tel que :

W'_s : Module de résistance = $\frac{W_s}{a} = \frac{I_s}{y*a}$

$A'_s = \frac{A_s}{a}$;

$\overline{\sigma_s}$: min $(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})$ (BAEL99 cas de fissurations préjudiciables $\eta = 1.6$)

$\gamma_f = 1.33$

✓ Contrainte de cisaillement [10]:

Dans le béton :

$$\tau = \frac{T_b}{a * d} < \bar{\tau} \qquad \text{(VII. 19)}$$

Avec : $\bar{\tau} = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\ MPa)$; $\gamma_b = 1.5$ (BAEL 99)

Dans les cintres :

$\tau = \frac{T_s * a * s}{I * \delta} < \bar{\tau}$ avec : $\bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$

Tel que :

I : Moment d'inertie du profilé.

s : Moment statique de la demi-section du profilé.

δ : Epaisseur de l'ame du profilé.

f_y : Limite d'élasticité minimale.

VII.4.4 Vérification de soutènement provisoire

VII.4.4.1 Détermination de $\theta_m$et θ_n

$\theta_m = \frac{E_b I'_b}{E_s I'_s}$; $\theta_n = \frac{E_b A'_b}{E_s A'_s}$

$I_b = \frac{a * e^3}{12} = \frac{1 * 0.15^3}{12} = 3.41 * 10^{-4} m^4$

$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \frac{12 * 10^6 * 1 * 0.16}{1} = 1.92 * 10^6\ KN/m$

$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \frac{12 * 10^6 * 3.41 * 10^{-4}}{1} = 4092\ KN * m$

$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} = \frac{210 * 10^6 * 34.01 * 10^{-4}}{1} = 714210\ KN/m$

$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} = \frac{210 * 10^6 * 864.4 * 10^{-8}}{1} = 1815.24\ KN * m$

$\theta_m = \frac{E_b I'_b}{E_s I'_s} = \frac{4092}{1815.24} = 2.254$

$\theta_n = \frac{E_b A'_b}{E_s A'_s} = \frac{1.92 * 10^6}{714210} = 2.688$

VII.4.4.2 Calcul des efforts dans l'acier et dans le béton

Pour le calcul des efforts M_s, N_s, T_s, M_b, N_b et T_b il faut évaluer les efforts maximaux internes M_{max}, N_{max} et T_{max} correspondants à la section équivalente soumise aux charges calculée par la méthode de TERZAGHI, modélisée à l'aide de logiciel **ROBOT.**

Modélisation de la section :

Le soutènement provisoire a été modélisé en éléments FRAME avec appui double à la base, car en réalité on ne peut pas considérer le soutènement provisoire comme encastré rigidement dans le sol, Donc pour se mettre dans le cas le plus défavorable vis-à-vis des efforts internes (M, N, T), on va calculer avec des appuis doubles.

Le soutènement provisoire sera modalisé avec les caractéristiques du matériau homogène (Béton projeté + Cintre HEB (E_{eq} et e_{eq})) et calculer les efforts internes engendrés par le chargement extérieures qu'on a évalué par la Méthode de TERZAGHI, puis on tire les valeurs de M, N et T engendré par se chargement.

Calcul de la raideur du terrain ***K*** :

$$K = \frac{E}{(1+\upsilon) * R} * e \qquad \text{(VII. 20)}$$

Avec ;

e : la distance entre les appuis élastiques, selon notre modèle en prend e = 0.5 m.

$\boldsymbol{\upsilon}$: Coefficient de Poisson égal 0.3.

➲ **Pour le PM 6114.799 :**

$$K = \frac{E}{(1+\upsilon) * R} * e = \frac{300}{(1+0.3) * 2.3} * 0.5 = 50.17\ MPa$$

Les résultats de réparations des efforts dans le soutènement :

✓ Le moment fléchissant :

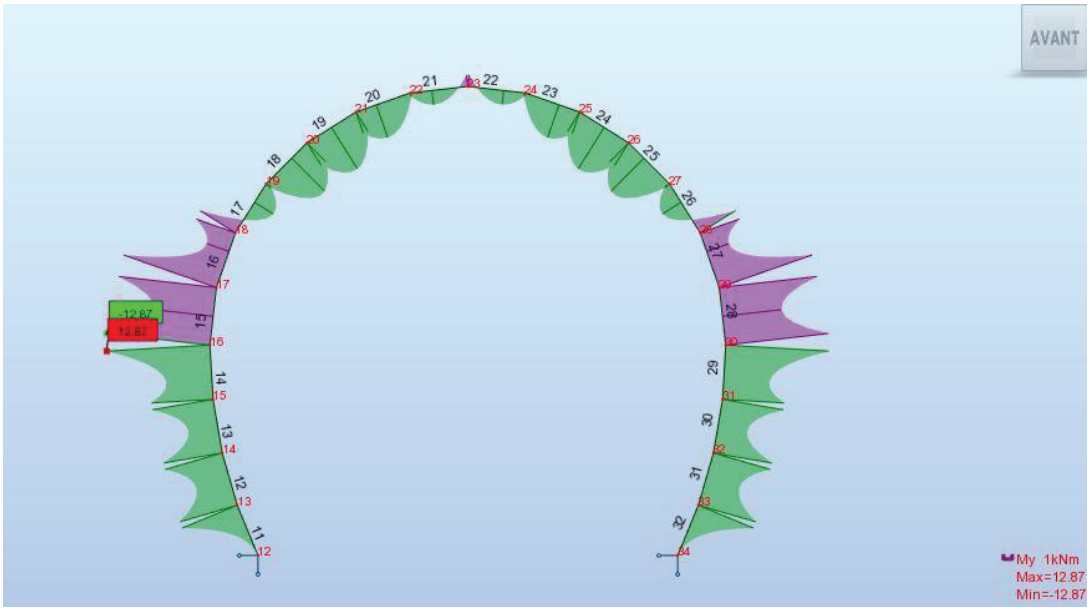


Figure VII.1 Diagramme de moment fléchissant dans soutènement provisoire section courante

$$M_{max} = 12.87\ KN * m$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{1+\theta_m} M_{max} = \frac{2.254}{1+2.254} * 12.87 = 8.91\ KN * m$$

$$M_s = \frac{1}{1+\theta_m} M_{max} = \frac{1}{1+2.254} * 12.87 = 3.96\ KN * m$$

✓ L'effort normal :

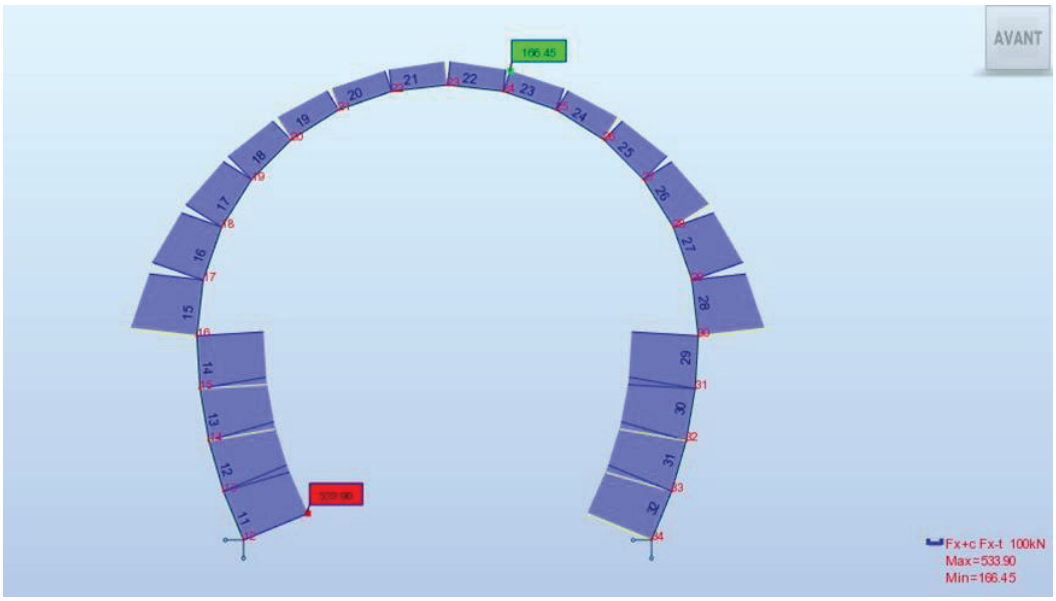


Figure VII.2 Diagramme de l'effort normal appliqué sur le soutènement provisoire section courante

$$N_{max} = 533.90\ KN$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{1+\theta_n} N_{max} = \frac{2.688}{1+2.688} * 533.90 = 389.13\ KN$$

$$N_s = \frac{1}{1+\theta_n} N_{max} = \frac{1}{1+2.688} * 533.90 = 144.77\ KN$$

✓ L'effort tranchant :

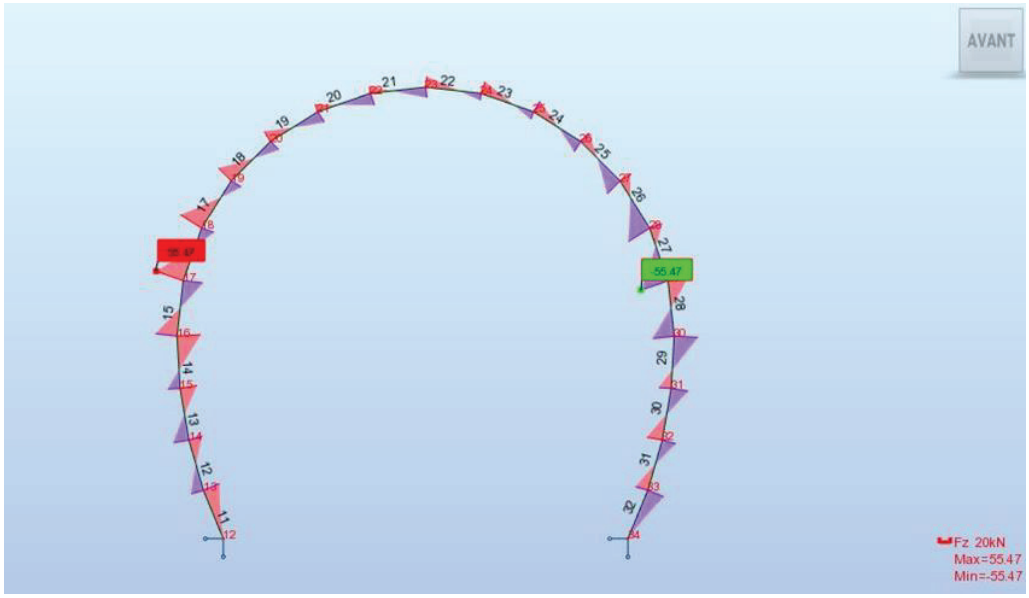


Figure VII.3 Diagramme de l'effort tranchant appliqué sur le soutènement provisoire section courante

✓ $T_{max} = 55.47\ KN$

$$T_b = \frac{\theta_n}{1+\theta_n} T_{max} = \frac{2.688}{1+2.688} * 55.47 = 40.43\ KN$$

$$T_s = \frac{1}{1+\theta_n} T_{max} = \frac{1}{1+2.688} * 55.47 = 15.04\ KN$$

➲ **PM 6264.799:**

$$K = \frac{300}{(1+0.3)*3.2} * 0.5 = 36.06\ MPa$$

Les résultats de réparations des éforts dans le soutènement :

✓ Le moment flichissant :

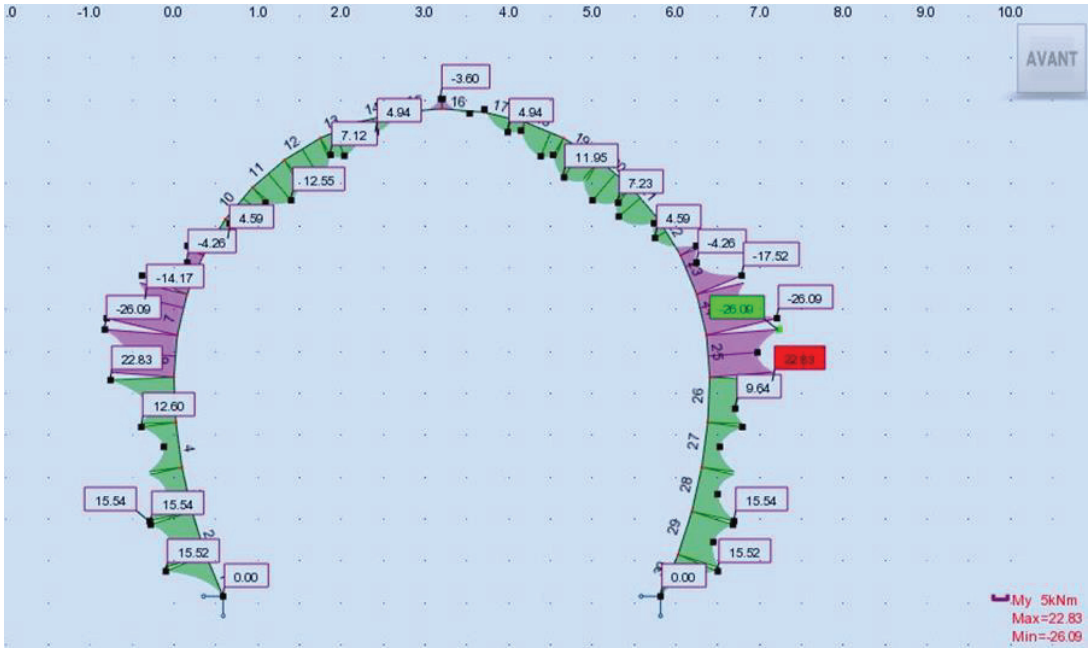


Figure VII.4 Diagramme du moment fléchissant dans le soutènement provisoire de la section d'élargissement

$$M_{max} = 26.09\ KN * m$$

$$M_b = \frac{2.254}{1+2.254} * 26.09 = 18.07\ KN * m$$

$$M_s = \frac{1}{1+2.254} * 26.06 = 8.02\ KN * m$$

✓ L'effort normal :

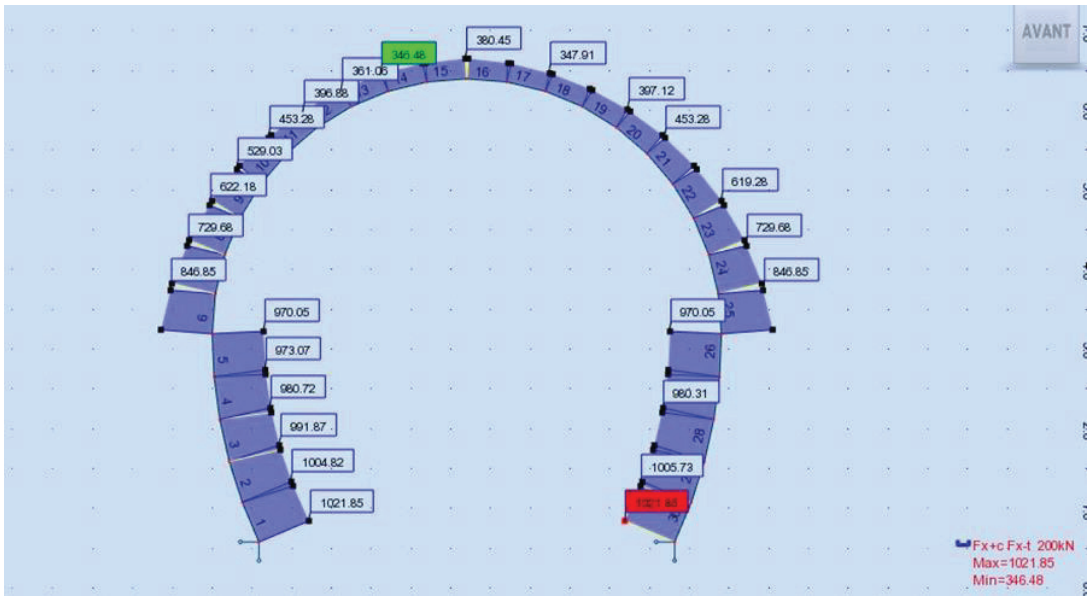


Figure VII.5 Diagramme de l'effort normal appliqué sur le soutènement provisoire de la section d'élargissement

$$N_{max} = 1021.85\ KN$$

$$N_b = \frac{2.688}{1+2.688} * 1021.85 = 744.78\ KN$$

$$N_s = \frac{1}{1+2.688} * 1021.85 = 277.07\ KN$$

✓ L'effort tranchant :

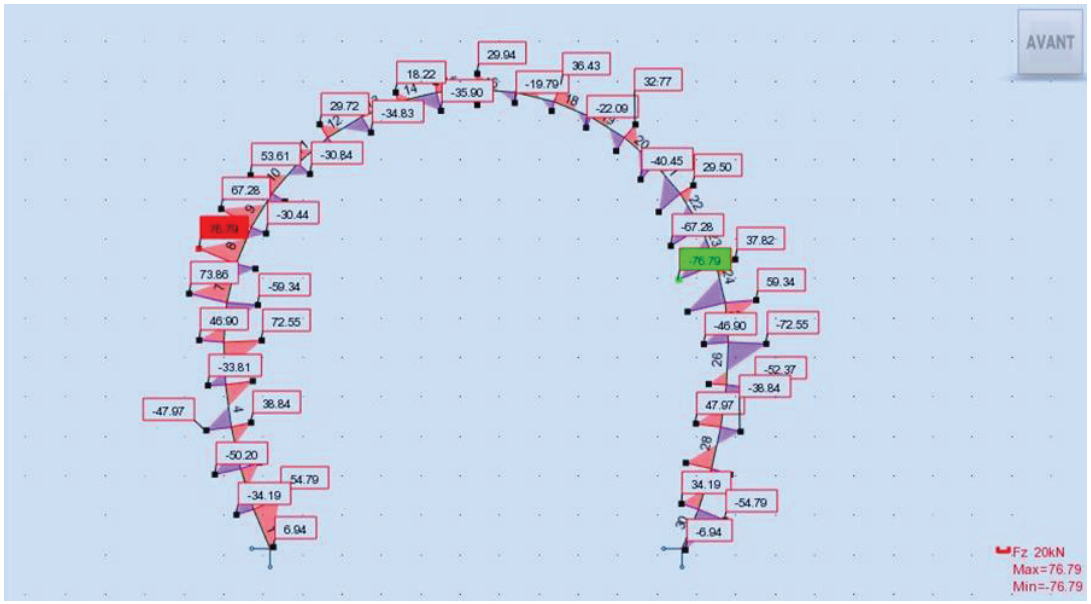


Figure VII.6 Diagramme de l'effort tranchant appliqué sur le soutènement provisoire section d'élargissement

$$T_{max} = 76.79\ KN$$

$$T_b = \frac{\theta_n}{1+\theta_n} T_{max} = \frac{2.688}{1+2.688} * 76.79 = 55.97\ KN$$

$$T_s = \frac{1}{1+\theta_n} T_{max} = \frac{1}{1+2.688} * 76.79 = 20.82\ KN$$

VII.4.4.3 Vérification des résultats

➲ **Pour le PM 6114.799 :**

➢ **Contrainte normale :**

- Dans le béton projeté :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A'_b} \pm \frac{M_b}{W'_b}\right) < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$W'_b = \frac{W_b}{a} = \frac{I_b}{y*a} = \frac{3.41*10^{-4}}{\frac{0.15}{2}*1} = 4.55 * 10^{-3} m^3$$

$$A'_b = \frac{A_b}{a} = \frac{0.15}{1} = 0.15\ m^2$$

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A'_b} \pm \frac{M_b}{W'_b}\right) = 1.35 * \left(\frac{389.13}{0.15} + \frac{8.91}{4.55*10^{-3}}\right) = 6145.80 KN/m^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{cj} = 0.6 * 25 = 15\ MPa$$

$\sigma_b = 6.1458\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$, Donc la contrainte est vérifié.

- Dans les cintres :

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A'_s} \pm \frac{M_s}{W'_s}\right) < \bar{\sigma_s}$$

$$W'_s = \frac{W_s}{a} = \frac{I_s}{y*a} = \frac{864.4*10^{-8}}{\frac{0.12}{2}*1} = 1.44 * 10^{-4} m^3$$

$$A'_s = \frac{A_s}{a} = \frac{34.01*10^{-4}}{1} = 34.01 * 10^{-4}\ m^2$$

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A'_s} \pm \frac{M_s}{W'_s}\right) = 1.33 * \left(\frac{144.77}{34.01*10^{-4}} + \frac{3.96}{1.44*10^{-4}}\right) = 93188.97\ KN/m^2$$

$\bar{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} * 400, 110 * \sqrt{1.6 * (0.6 + 0.06 * 25)}\right)$

$\bar{\sigma_s} = \min(266.67, 201.63) = 201.63\ MPa$

$\sigma_s = 93.18897\ MPa < \bar{\sigma_s} = 201.63\ MPa$, donc la contrainte est vérifié.

➢ **Contrainte de cisaillement :**

- Dans le béton :

$$\tau = \frac{T_b}{a * d} < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\ MPa\right) = \min\left(0.15 * \frac{25}{1.5}, 4\right) = \min(2.5, 4) = 2.5\ MPa$$

$$\tau = \frac{T_b}{a*d} = \frac{40.43}{1*0.15*0.9} = 299.48\ KN/m^2$$

$\tau = 0.29948\ MPa < \bar{\tau} = 2.5\ MPa$, donc la contrainte vérifié.

- Dans les cintres :

$$\tau = \frac{T_s * a * s}{I * \delta} < \bar{\tau}$$

$\bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}} = 135.68\ MPa$

$s = (120 * 11 * 5.5) + (49 * 6.5 * 35.5) = 18566.75\ mm^3 = 18.57 * 10^{-6} m^3$

$\tau = \frac{15.04*1*18.57*10^{-6}}{864.4*10^{-8}*6.5*10^{-3}} = 4970.86\ KPa$

$\tau = 4.97086\ MPa < \bar{\tau} = 135.68\ MPa$

➲ **PM 6264.799 :**

➢ **Contrainte normale :**

- Dans le béton projeté :

$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A'_b} \pm \frac{M_b}{W'_b}\right) = 1.35 * \left(\frac{744.78}{0.15} + \frac{18.09}{4.55*10^{-3}}\right) = 12070.38\ KN/m^2$

$\sigma_b = 12.07038\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$, Donc la contrainte est vérifié.

Dans les cintres :

$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A'_s} \pm \frac{M_s}{W'_s}\right) = 1.33 * \left(\frac{277.07}{34.01*10^{-4}} + \frac{8.02}{1.44*10^{-4}}\right) = 182425.01\ KN/m^2$

$\sigma_s = 182.42501\ MPa < \bar{\sigma_s} = 201.63\ MPa$, Donc la contrainte est vérifié.

➢ **Contrainte de cisaillement :**

- Dans le béton :

$\tau = \frac{T_b}{a*d} = \frac{55.97}{1*0.15*0.9} = 414.59\ KN/m^2$

$\tau = 0.41459\ MPa < \bar{\tau} = 2.5\ MPa$, Donc la contrainte vérifié.

- Dans les cintres :

$\tau = \frac{20.82*1*18.57*10^{-6}}{864.4*10^{-8}*6.5*10^{-3}} = 6881.21\ KPa$

$\tau = 6.88121\ MPa < \bar{\tau} = 135.68\ MPa$

VII.5 Conclusion

D'après les résultats qu'on a trouvés avec la modélisation des efforts sur le soutènement provisoire on conclut que le soutènement HEB-120 + 15 cm de béton projeté capable de supporter les charges appliquées par terrain au moment de creusement du tunnel et avant la mise en place le revêtement définitif.

CHAPITRE VIII : CONVERGENCE ET CONFINEMENT

VIII.1 Introduction

La méthode convergence-confinement et son utilisation pour la prévision et l'analyse du comportement d'un ouvrage souterrain et de son soutènement. Son emploi s'est largement étendu au cours des dernières années. Pour sa part l'AFTES en a défini les principes et les conditions générales d'emploi dans les "Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains".

Elle est développée parallèlement à l'utilisation des modes de soutènement qui assurent la participation effective du terrain à sa propre stabilité (béton projeté, boulonnage, cintres légers) depuis une vingtaine d'années environ.

VIII.2 Principe de la méthode

Le problème du comportement tridimensionnel du massif encaissant autour de l'ouvrage est ramené à un problème de déformation plane en étudiant, dans une section transversale type, l'influence d'une décroissance continue de la contrainte radiale σ_r qui s'exerce sur les parois de l'ouvrage depuis la valeur initiale σ_0 de la contrainte jusqu'à zéro [11].

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0 \qquad \text{(VIII. 1)}$$

Avec :

σ_0 : est la contrainte naturelle dans le massif.

λ : est un paramètre qui simule l'excavation en croissant de 0 à 1. On l'appelle le taux de déconfinement.

En faisant décroitre le paramètre λ, le terrain est déconfiné et ce déconfinement provoque un déplacement u des parois de l'excavation donné par la relation [11]:

$$f_m(\sigma_r, u) = 0 \qquad \text{(VIII. 2)}$$

Cette équation présente la loi de convergence du massif.

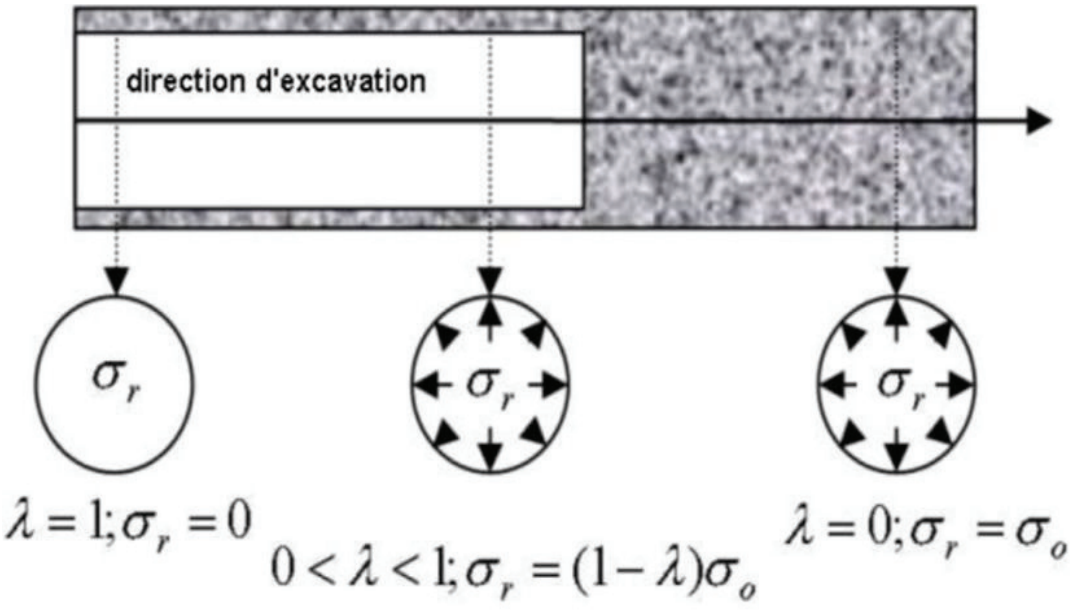


Figure VIII.1 Principe de détermination de la loi de convergence du massif

Le soutènement est une structure dont le comportement mécanique peut être également décrit par une relation entre la contrainte s'exerçant à l'intrados et le déplacement correspondant [11]:

$$f_s(\sigma_r, u) = 0 \qquad \text{(VIII. 3)}$$

Cette relation est la loi de confinement de soutènement.

Dans le cas le plus classique, le soutènement est mis en place à une certaine distance *d* du front de taille, appelée distance non soutenue. Des déplacements u_d se sont produits en avant du front de taille et dans la zone non soutenue en arrière du front de taille.

A la valeur du déplacement u_d correspond la valeur λ_d du taux de déconfinement.

La relation précédente peut donc s'écrire [11]:

$$f_s[\sigma_r, (u - u_d)] = 0 \qquad \text{(VIII. 4)}$$

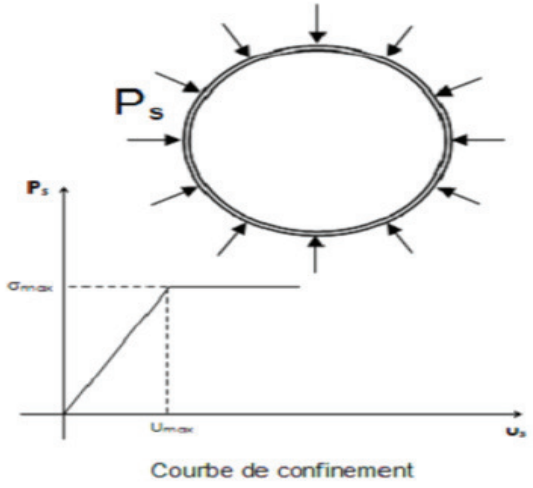


Figure VIII.2 Comportement du soutènement (chargement).

L'équilibre final, qui résulte de l'interaction entre le massif et le soutènement, est donné par la solution du système constitué par les deux relations ci-dessus ; dans les cas que l'on considère généralement, on peut admettre l'unicité de la solution.

Dans le cas simple, où toutes les conditions satisfont une symétrie de révolution autour de l'axe du tunnel, la contrainte σ_r et le déplacement u peuvent être considérés comme des scalaires ; on a alors une représentation graphique simple de la méthode convergence-confinement ; l'équilibre final est donné par l'intersection de la courbe caractéristique du terrain, ou courbe de convergence, et de la courbe caractéristique du soutènement, ou courbe de confinement [11].

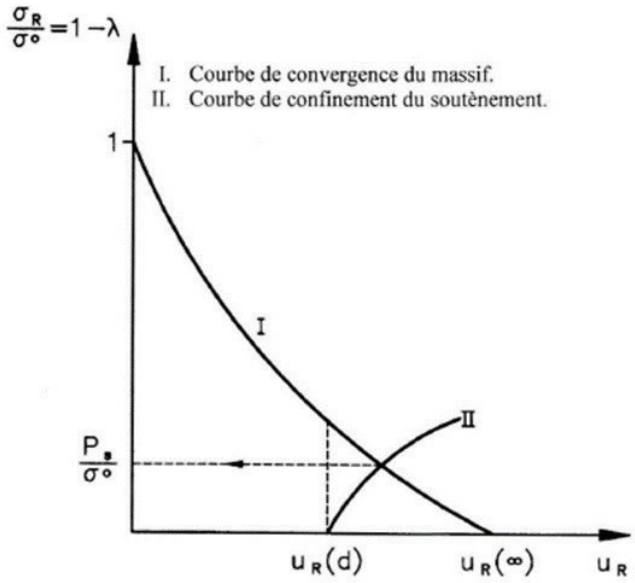


Figure VIII.3 Détermination de la pression de soutènement dans le cas axisymétrique

VIII.3 Les étapes de calcul

VIII.3.1 Trace de la courbe caractéristique du terrain

L'emploi de formules analytiques susceptibles de fournir l'équation de la courbe caractéristique du terrain suppose en général que l'ouvrage soit assimilé à un tunnel de section circulaire creusé dans un massif homogène isotrope. On admet également que les contraintes initiales sont isotropes et que le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la contrainte initiale σ_0 au voisinage du tunnel (couverture minimale de l'ordre de 3 à 4 diamètres) [11].

Données du terrain :

E : module de déformation du terrain dans la phase de comportement élastique ;

ν : Coefficient de Poisson du terrain dans cette même phase ;

C et φ : Cohésion et angle de frottement interne (caractéristiques de résistance maximale) ;

γ : Masse volumique du rocher ;

σ_0 : Contrainte initiale du massif $\sigma_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i \lambda_i + q$;

R : Rayon de l'excavation ;

R_c : Résistance à la compression simple ;

$$R_c = 2C\ tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{2C\cos\varphi}{1-\sin\varphi} \qquad (VIII.5)$$

K_p : Coefficient de butée.

$$K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \qquad (VIII.6)$$

Etapes de calcule :

- Si $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$, la totalité de la déformation est de type élastique.

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

$$\begin{cases} P = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases} \qquad \begin{cases} P = 0 \\ u_0 = \frac{(1+\upsilon)\,\sigma_0\,R}{E} \end{cases}$$

- Si $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$, une fois l'état élastique est dépassé, il se développe autour de la cavité une zone en état limite de rupture, de rayon r_p, caractérisé par la pression P_a, du taux de déconfinement λa et du déplacement de la paroi u_a correspondant :

$$P_a = \sigma_0(1 - sin\varphi) - C\,cos\varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right)\frac{2}{K_p + 1} = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right)(1 - sin\varphi) \qquad \text{(VIII. 7)}$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = sin\varphi + \frac{C}{\sigma_0}cos\varphi = \frac{K_p - 1 + {R_c}/{\sigma_0}}{K_p + 1} \qquad \text{(VIII. 8)}$$

$$u_a = \lambda_a * u_0 \qquad \text{(VIII. 9)}$$

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme [11].

- ✓ Pour Pa < P < σ_0, la courbe caractéristique est un segment de droite.
- ✓ Pour P < Pa, calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie.

Pour trace la courbe caractéristique du terrain $P_\lambda = f(U_\lambda)$ (VIII. 10)

On utilise les équations suivantes :

$$P(\lambda) = (1 - \lambda)\sigma_0 \qquad \text{(VIII. 11)}$$

$$U(\lambda) = \frac{1 + \upsilon}{E}\lambda_a\sigma_0\frac{1}{1 + \alpha}\left[2\left(\frac{R_p(\lambda)}{R}\right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha\right]R \qquad \text{(VIII. 12)}$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{K_p + 1}\,\frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + R_c}\right)^{\frac{1}{K_p - 1}} \qquad \text{(VIII. 13)}$$

Tel que :

α : Coefficient de dilatation.

α =1 : La déformation plastique se produit à volume constant.

α > 1 : Il se produit par dilatance une augmentation de volume.

R_p : Rayon plastique.

VIII.3.2 Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

$$u_{s0} > 0.265\, u_0 \qquad \text{(VIII. 14)}$$

Soit généralement plus que le tiers du déplacement élastique à p=0.

VIII.3.3 Courbe caractéristique du soutènement

Il faut déterminer la raideur du soutènement (k) choisi et sa pression maximale (P_{max}) (État limite admissible ou état limite de rupture) pour déterminer le déplacement U puis tracer la courbe [11].

Cas béton projeté :

Raideur du béton projeté :

$$K_b = \frac{E_b\, e}{(1-\upsilon^2)R} \qquad \text{(VIII. 15)}$$

La pression maximale du béton projeté :

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} e}{R} \qquad \text{(VIII. 16)}$$

Le déplacement :

$$U_b = \frac{P_b^{max}\, R}{K_b} \qquad \text{(VIII. 17)}$$

Tel que :

$$\sigma_b^{max} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \qquad \text{(VIII. 18)}$$

E_b : Module de Young du béton projeté.

e : Epaisseur.

R : Rayon du tunnel.

υ : Coefficient de poisson.

Cas des cintres métallique :

La raideur des cintres : $K_c = \frac{E_a A_s}{a * R}$ (VIII. 19)

La pression maximale : $P_c^{max} = \frac{f_u A_s}{a * R}$ (VIII. 20)

Le déplacement : $U_c = \frac{P_c^{max}\, R}{K_c}$ (VIII. 21)

Cas de combinaison (cintres + béton projeté) :

La pression maximale :

$$P_s^{max} = P_c^{max} + P_b^{max} \qquad \text{(VIII. 22)}$$

Le déplacement est :

$$U_s = \frac{(P_c^{max} + P_b^{max}) * R}{K_c + K_b} \qquad \text{(VIII. 23)}$$

VIII.3.4 Equilibre final

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression et le déplacement de soutènement à l'équilibre.

Si cette pression n'est pas admissible, un autre soutènement sera envisagé. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques de ce dernier (épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales.

VIII.4 Application de la méthode pour notre projet

➲ **PM 6114.799 :**

Trace de la courbe caractéristique du terrain :

La contrainte initiale agissante sur le soutènement est :

σ_0 = 1921.75 KPa (voir le chapitre VI)

Résistance à la compression simple :

$$\mathrm{R_c} = 2\mathrm{C}\ \mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{2\mathrm{C}\cos\varphi}{1-\sin\varphi} = \frac{2*50\cos 30}{1-\sin 30} = 173.2\ \mathrm{KPa}$$

Coefficient de butée :

$$\mathrm{K_p} = \mathrm{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \frac{1+\sin 30}{1-\sin 30} = 3$$

Tableau VIII.1 Caractéristiques du terrain pour le PM 6114.799

R (m)	E(MPa)	ν	C(KPa)	$\Phi(^0)$	γ(kN/m^3)	σ_0(KPa)	R_c(Kpa)	K_p
2.3	300	0.3	50	30	25	1921.75	173.2	3

On a : σ_0 = 1921.75 KPa > $\frac{\mathrm{R_c}}{2}$ = 86.6 KPa

Ce cas représente la fin de l'élasticité.

Calcul de la pression d'apparition $\boldsymbol{P_a}$:

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

$$P_a = \sigma_0(1 - sin\varphi) - Ccos\varphi = 1921.75(1 - sin30) - 50\ cos30 = 917.57\ KPa$$

Calcul de taux de déconfinement λ_a :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{1921.75 - 917.57}{1921.75} = 0.52$$

Calcul de déplacement à la paroi u_a :

$$u_a = \lambda_a * u_0$$

Tel que : $u_0 = \frac{(1+\upsilon)\,\sigma_0\,R}{E} = \frac{(1+0.3)1921.75 * 2.3}{300000} = 0.0192\ m$

$$u_a = 0.52 * 0.0192 = 0.01\ m$$

Pour :

- Pa < P < σ_0 : la courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} P = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} P = P_a = 917.55 \\ U = u_a = 0.01\ m \end{cases}$$

- P < Pa : calcul de la courbe point par point selon M.PANET (1976) pour un milieu élastoplastique parfait. On a les équations :

$$P(\lambda) = (1-\lambda)\sigma_0 = (1-\lambda) * 1921.75$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{K_p+1}\,\frac{(K_p-1)\sigma_0 + R_c}{(1-\lambda)(K_p-1)\sigma_0 + R_c}\right)^{\frac{1}{K_p-1}}$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{3+1}\,\frac{(3-1)1921.75 + 173.2}{(1-\lambda)(3-1)1921.75 + 173.2}\right)^{\frac{1}{3-1}} = \left(\frac{2008.35}{4016.7 - 3843.5\,\lambda}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{0.52}{1.05-\lambda}\right)^{\frac{1}{2}}$$

On a une déformation à volume constant donc α = 1

$$U(\lambda) = \frac{1+\upsilon}{E}\lambda_a\sigma_0\frac{1}{1+\alpha}\left[2\left(\frac{R_p(\lambda)}{R}\right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha\right]R$$

$$U(\lambda) = \frac{1+0.3}{300000} * 0.52 * 1921.75 * \frac{1}{1+1}\left[2\left(\left(\frac{0.52}{1.05-\lambda}\right)^{\frac{1}{2}}\right)^{1+1} - 1 + 1\right] * 2.3$$

$$U(\lambda) = 0.01 * \left(\frac{0.52}{1.05-\lambda}\right)$$

Tableau VIII.2 Valeurs de courbe caractéristique de terrain

λ(%)	0	0.52	0.58	0.64	0.70	0.76	0.82	0.88	0.94	1
$P(\lambda)$(kpa)	1921.75	917.55	807.14	691.83	576.53	461.22	345.92	230.61	115.31	0
$U(\lambda)$(mm)	0	10.0	11.06	12.68	14.86	17.93	22.61	30.59	47.27	104

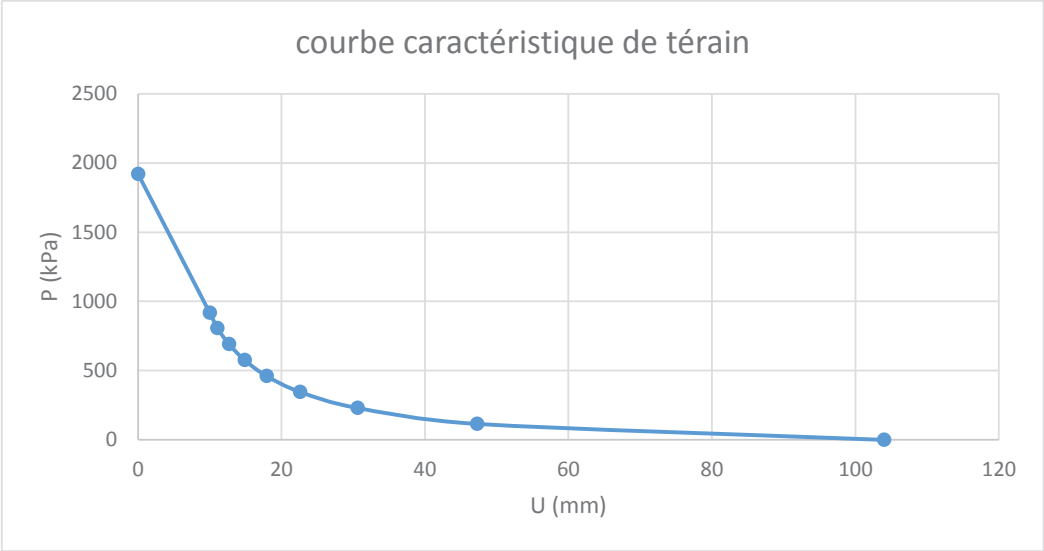


Figure VIII.4 Courbe caractéristique de terrain

Trace de la courbe caractéristique du soutènement :

➢ Béton projeté :

Raideur du béton projeté :

$$K_b = \frac{E_b\, e}{(1-\upsilon^2)R} = \frac{12000 * 0.15}{(1-0.2^2)2.3} = 815.22\ MPa = 815.22 * 10^3 KPa$$

La pression maximale du béton projeté :

$$\sigma_b^{max} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14 * 10^3\ KPa$$

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} e}{R} = \frac{14000 * 0.15}{2.3} = 913.04\ KPa$$

Le déplacement :

$$U_b = \frac{P_b^{max}\ R}{K_b} = \frac{913.04 *\ 2.3}{815.22 * 10^3} = 2.58 * 10^{-3} m$$

Tableau VIII.3 Caractéristique de béton projeté

f_{c28}(MPa)	E_b(MPa)	e(m)	υ	θ	γ_b	K_b(kPa)	P_b^{max}(KPa)	U_b(mm)
25	12000	0.15	0.2	1	1.5	815220	913.04	2.58

➢ Les cintres métalliques :

La raideur des cintres :

$$K_c = \frac{E_c A_s}{a*R} = \frac{210*10^6*34.01*10^{-4}}{1*2.3} = 310.526 * 10^3 KPa$$

La pression maximale :

$$P_c^{max} = \frac{f_u A_s}{a*R} = \frac{360*10^3*34.01*10^{-4}}{1*2.3} = 532.30\ KPa$$

Le déplacement :

$$U_c = \frac{P_c^{max}\ R}{K_c} = \frac{532.30*2.3}{310.526*10^3} = 3.94 * 10^{-3}\ m$$

Tableau VIII.4 Caractéristiques des centres

A_s(cm^2)	$E_c(MPa)$	f_u(MPa)	a(m)	K_c(KPa)	P_c^{max}(Kpa)	U_c(mm)
34.01	210000	360	1	310526	532.30	3.94

- **La combinaison (cintres + béton projeté) :**

La pression maximale :

$$P_s^{max} = P_c^{max} + P_b^{max} = 532.30 + 913.04 = 1445.34\ KPa$$

Le déplacement est :

$$U_s = \frac{(P_c^{max} + P_b^{max}) * R}{K_c + K_b} = \frac{1445.34 * 2.3}{(310.526 + 815.22) * 10^3} = 2.95 * 10^{-3}\ m$$

Tableau VIII.5 Valeurs de courbe caractéristique du soutènement.

P(KPa)	0	200	400	600	800	1000	1200	1400	1445.34
U(mm)	0	0.41	0.817	1.23	1.63	2.04	2.45	2.86	2.95

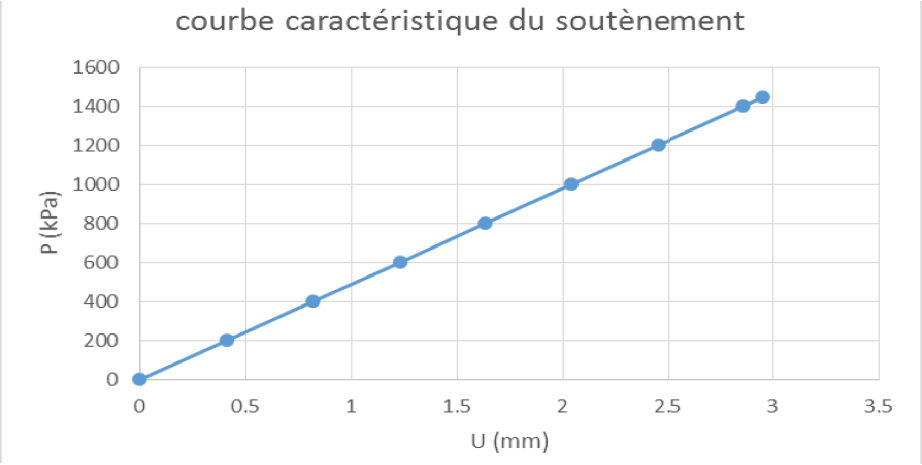


Figure VIII.5 Courbe caractéristique du soutènement

Equilibre final :

Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

$$u_{s0} > 0.265\, u_0 = 0.265 * 0.0192 = 5.088 * 10^{-3} m$$

On prendre généralement $u_{s0} = \frac{2}{3}\, u_0 = \frac{2}{3} * 0.0192 = 0.0128\, m$

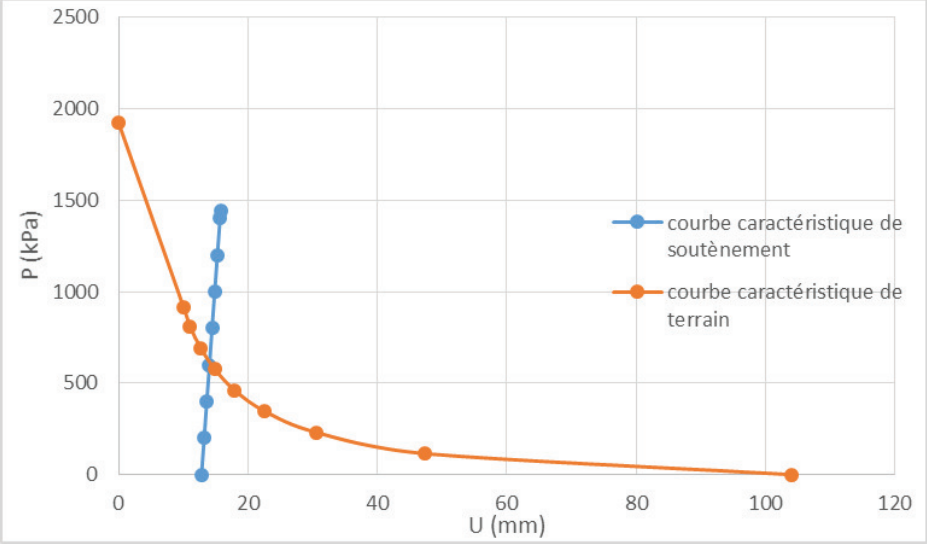


Figure VIII.6 Courbe caractéristique d'équilibre finale

➲ **PM 6264.799 :**

Trace de la courbe caractéristique du terrain :

La contrainte initiale agissante sur le soutènement est :

σ_0 = 1775 KPa (voir le chapitre VI)

Résistance à la compression simple :

$$R_c = 2C\ tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{2C\cos\varphi}{1-\sin\varphi} = \frac{2*50\cos 30}{1-\sin 30} = 173.2\ KPa$$

Coefficient de butée :

$$K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \frac{1+\sin 30}{1-\sin 30} = 3$$

Tableau VIII.6 Caractéristiques du terrain pour le PM 6114.799

R(m)	E(MPa)	ν	C(KPa)	$\Phi(^0)$	$\gamma(/m^3)$	σ_0(KPa)	R_c(Kpa)	K_p
3.2	300	0.3	50	30	25	1775	173.2	3

On a : σ_0 = 1775 KPa > $\frac{R_c}{2}$ = 86.6 KPa

Ce cas représente la fin de l'élasticité.

Calcul de la pression d'apparition $\boldsymbol{P_a}$:

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

$$P_a = \sigma_0(1 - sin\varphi) - Ccos\varphi = 1775(1 - sin30) - 50\ cos30 = 844.2\ KPa$$

Calcul de taux de déconfinement λ_a :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{1775 - 844.2}{1775} = 0.52$$

Calcul de déplacement à la paroi u_a :

$$u_a = \lambda_a * u_0$$

Tel que : $u_0 = \frac{(1+\upsilon)\ \sigma_0\ R}{E} = \frac{(1+0.3)1775 * 3.2}{300000} = 0.0246\ m$

$$u_a = 0.52 * 0.0246 = 0.0128\ m$$

Pour :

- Pa < P < σ_0 ; la courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$\begin{cases} P = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases}$ et $\begin{cases} P = P_a = 844.2\ KPa \\ U = u_a = 0.0128\ m \end{cases}$

- P < Pa ; calcul de la courbe point par point selon M.PANET (1976) pour un milieu élastoplastique parfait. On a les équations :

$$P(\lambda) = (1 - \lambda)\sigma_0 = (1 - \lambda) * 1775$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{K_p + 1}\ \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + R_c}\right)^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{3 + 1}\ \frac{(3 - 1)1775 + 173.2}{(1 - \lambda)(3 - 1)1775 + 173.2}\right)^{\frac{1}{3-1}} = \left(\frac{1861.6}{3723.2 - 3550\ \lambda}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{0.52}{1.05 - \lambda}\right)^{\frac{1}{2}}$$

On a une déformation à volume constant donc α = 1.

$$U(\lambda) = \frac{1 + \upsilon}{E}\lambda_a\sigma_0\frac{1}{1 + \alpha}\left[2\left(\frac{R_p(\lambda)}{R}\right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha\right]R$$

$$U(\lambda) = \frac{1 + 0.3}{300000} * 0.52 * 1775 * \frac{1}{1 + 1}\left[2\left(\left(\frac{0.52}{1.05 - \lambda}\right)^{\frac{1}{2}}\right)^{1+1} - 1 + 1\right] * 3.2$$

$$U(\lambda) = 0.0128 * (\frac{0.52}{1.05 - \lambda})$$

Tableau VIII.7 Valeurs de courbe caractéristique de terrain

λ	0	0.52	0.58	0.64	0.70	0.76	0.82	0.88	0.94	1
$P(\lambda)$(kpa)	1775	844.2	745.5	639	532.5	426	319.5	213	106.5	0
$U(\lambda)$(mm)	0	12.8	14.16	16.23	19.02	22.95	28.94	39.15	60.51	133.12

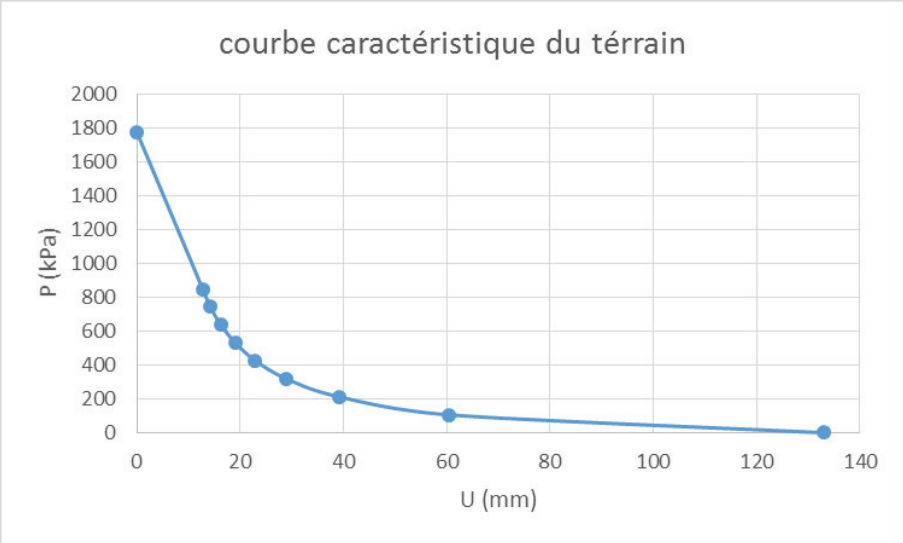


Figure VIII.7 Courbe caractéristique du terrain

Trace de la courbe caractéristique du soutènement :

- **Béton projeté :**

Raideur du béton projeté :

$$K_b = \frac{E_b\, e}{(1-\upsilon^2)R} = \frac{12000 * 0.15}{(1-0.2^2) * 3.2} = 585.94\, MPa = 585.94 * 10^3 KPa$$

La pression maximale du béton projeté :

$$\sigma_b^{max} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14 * 10^3\, KPa$$

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} e}{R} = \frac{14000 * 0.15}{3.2} = 656.25\, KPa$$

Le déplacement :

$$U_b = \frac{P_b^{max}\, R}{K_b} = \frac{656.25 *\ 3.2}{585.94 * 10^3} = 3.58 * 10^{-3} m$$

Tableau VIII.8 Caractéristique de béton projeté

f_{c28}(MPa)	E_b(MPa)	e(m)	υ	θ	γ_b	K_b(kPa)	P_b^{max}(KPa)	U_b(mm)
25	12000	0.15	0.2	1	1.5	585940	656.25	3.58

- **Les cintres métalliques :**

La raideur des cintres :

$$K_c = \frac{E_c A_s}{a*R} = \frac{210*10^6*34.01*10^{-4}}{1*3.2} = 223.191 * 10^3 KPa$$

La pression maximale :

$$P_c^{max} = \frac{f_u A_s}{a*R} = \frac{360*10^3*34.01*10^{-4}}{1*3.2} = 382.26\ KPa$$

Le déplacement :

$$U_c = \frac{P_c^{max}\ R}{K_c} = \frac{382.26*3.2}{223.191*10^3} = 5.48 * 10^{-3}\ m$$

Tableau VIII.9 Caractéristiques des centres

A_s(cm^2)	$E_c(MPa)$	f_u(MPa)	a(m)	K_c(KPa)	P_c^{max}(Kpa)	U_c(mm)
34.01	210000	360	1	223191	382.26	5.48

- **La combinaison (cintres + béton projeté) :**

La pression maximale :

$$P_s^{max} = P_c^{max} + P_b^{max} = 382.26 + 656.25 = 1038.52\ KPa$$

Le déplacement est :

$$U_s = \frac{(P_c^{max} + P_b^{max}) * R}{K_c + K_b} = \frac{1038.52 * 3.2}{(223.191 + 585.94) * 10^3} = 4.11 * 10^{-3} m$$

Tableau VIII.10 Valeurs de courbe caractéristique du soutènement.

P(KPa)	0	140	280	420	560	700	840	980	1038.52
U(mm)	0	0.55	1.11	1.66	2.21	2.77	3.32	3.88	4.11

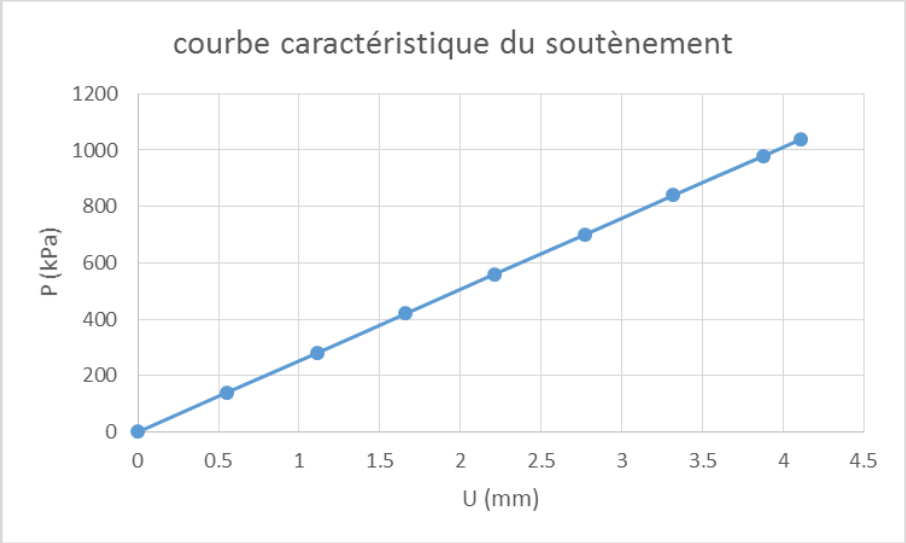


Figure VIII.8 Courbe caractéristique du soutènement

Equilibre final :

Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

$$u_{s0} > 0.265\, u_0 = 0.265 * 0.0246 = 6.519 * 10^{-3} m$$

On prendre généralement

$$u_{s0} = \frac{2}{3}\, u_0 = \frac{2}{3} * 0.0246 = 0.0164\, m$$

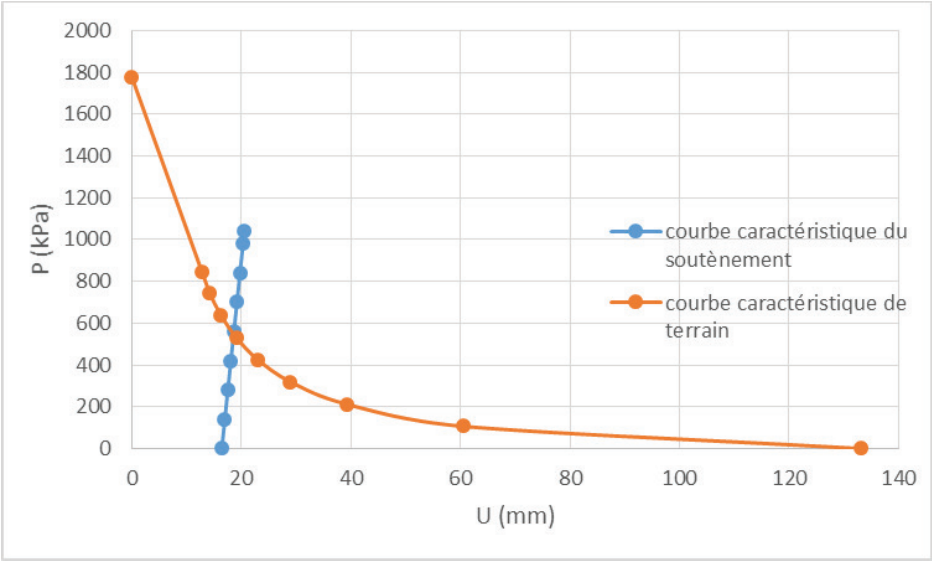


Figure VIII.9 Courbe caractéristique de l'équilibre final

VIII.5 Conclusion

D'après ce chapitre on peut estimer le déplacement final des parois de tunnel au moment de creusement du tunnel.

CHAPITRE IX : MODÉLISATION NUMERIQUE

IX.1 Introduction

Dans ce chapitre on va faire une modélisation numérique pour évaluer les déplacements pendant la phase de creusement du tunnel et la phase de mettre le soutènement provisoire. Pour cela on faire cette modélisation à l'aide du logiciel PLAXIS sur les 2 sections du tunnel (section normale de tunnel et section de la niche d'élargissement).

Dans ce qui suit, on montrera le déplacement équivalent ainsi que les efforts appliqués sur le soutènement à chaque phasage de construction. Pour cela on doit tracer la géométrie de l'ouvrage et modéliser le tunnel en mettant les caractéristiques des différentes couches que traverse ce dernier ainsi que les caractéristiques de soutènement adopté.

IX.2 Présentation de l'logiciel PLAXIS

Le code calcul PLAXIS est un programme conçu pour analyser les déformations et stabilité des ouvrages et du massif. Il permet d'analyser des problèmes élastoplastique, élasto-visco-plastique en 2D et en 3D. Dont les modèles réels peuvent être représentés par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'élément finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes : Input, Calculation, Output, Curves [12].

L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ des contraintes et les états de rupture du sol. Une fois mis en œuvre le modèle sur une section plane (PLAXIS 2D) ou tridimensionnelle (PLAXIS 3D) et avoir défini la lithologie du massif, le code génère automatiquement le maillage [12].

IX.3 Modélisation du projet avec PLAXIS 2D

Les éléments sur lesquels se base le maillage et qui ont été choisi dans le cadre de cette étude sont des éléments de haute précision triangulaires avec 15 nœuds dans la modélisation.

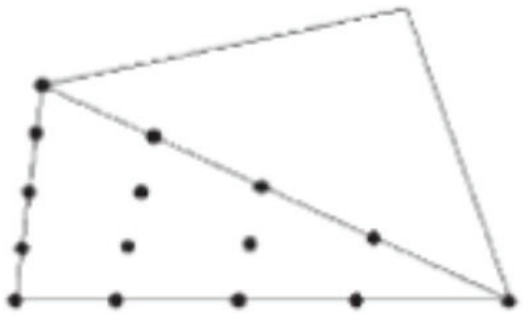


Figure IX.1 Éléments de base dans le maillage dans PLAXIS 2D

IX.3.1 Caractéristiques géométriques du massif

Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb a été choisi pour la simulation de notre projet. Il mesure 41.4 m de largeur sur 100 m de hauteur pour la section courante du tunnel (PM 6114.799) et 56.4 m de largeur sur 103.4 m de hauteur pour la section d'élargissement du tunnel (PM 6264.799).

La géologie du site est composée de deux couches pour les 2 sections :

- ✓ Une couche de marnes calcaires de la nappe numidienne de 95 m d'épaisseur pour section normale et 98.4 m pour la section d'élargissement.
- ✓ Une couche de colluvions de 5 m d'épaisseur pour les deux sections.

IX.3.2 Caractéristiques géotechniques du massif

On considère les caractéristiques géotechniques moyennes de chaque couche pour les deux sections du tunnel sont les mêmes. Les cinq paramètres de Mohr-Coulomb prises en compte sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX.1 Caractéristique mécanique de sols

Couche	$\gamma\ (KN/m^3)$	$\gamma_{sat}\ (KN/m^3)$	$C\ (KPa)$	$\varphi(°)$	$E(MPa)$	ν
1	25	26	50	30	300	0.3
2	20	21	5	22	3	0.3

IX.3.3 Caractéristiques mécaniques de soutènement

On utilise le même soutènement pour les deux sections. Les caractéristiques mécaniques de ce soutènement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IX.2 Les caractéristiques mécaniques du soutènement

Paramètre	Soutènement (béton + cintre)
Type de comportement	élastique
Rigidité flexionnel EI (kN*m^2)	5190.24
Rigidité extensionnel EA (kN)	2.514*10^6
Epaisseur équivalent d (m)	0.157
Poids volumique w (kN/m^3)	26
Coefficient de poison υ	0.25

IX.3.4 Caractéristique géométrique des sections du tunnel

Les caractéristiques géométriques pour les deux sections sont représentées sur les fugueurs suivants :

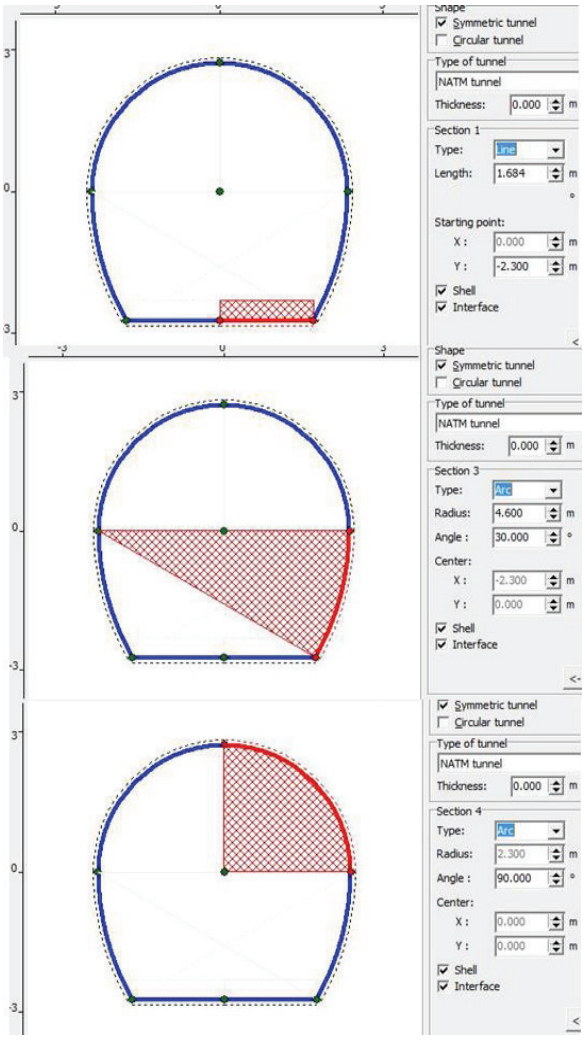


Figure IX.3 Caractéristiques géométrique section courante

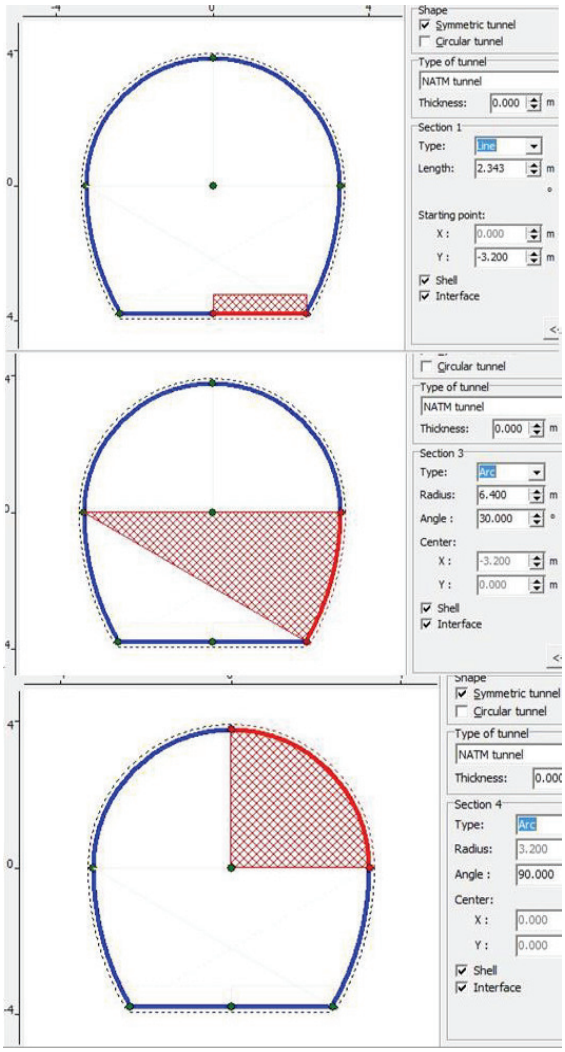


Figure IX.2 Caractéristiques géométrique section élargissement

IX.3.5 Conditions aux limites

Pour tenir compte de l'évolution des déplacements en fonction de la profondeur et minimiser l'influence des conditions aux limites, le fond du modèle numérique est bloqué dans les trois directions (X, Y et Z), en utilisant la fonction « Standard Fixities ».

IX.3.6 Génération du maillage

Le maillage est généré en 2D (plan (OXY). Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage de notre ensemble massif + structure est constitué avec un nombre des éléments et des nœuds.

IX.3.7 Condition initial

On doit spécifier les conditions initiales constituées de deux modes différents :

- ✓ L'un pour générer les pressions interstitielles initiales (conditions hydrauliques) :

  Le niveau de la nappe phréatique, dans notre cas pas de nappe phréatique détecté ;

  Le poids volumique de l'eau : Wwater = 10 /m3.

- ✓ L'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales.

IX.3.8 Modélisation de creusement

On a choisis la méthode de creusement par section complet par ce que les dimensions de notre tunnel exigent cette méthode.

Le creusement de tunnel est passé par deux phases, creusement et placement de soutènement.

La phase 01 : dans cette phase en applique 70 % de la totalité de charge d'après le taux de gonflement λ qu'on a calculé dans le chapitre VIII pour les deux sections.

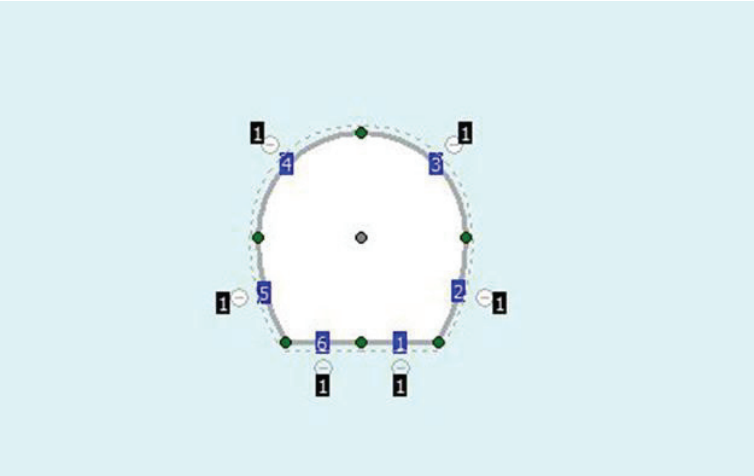


Figure IX.4 Phase de creusement du tunnel

La phase 02 : dans cette phase on applique la totalité des charges.

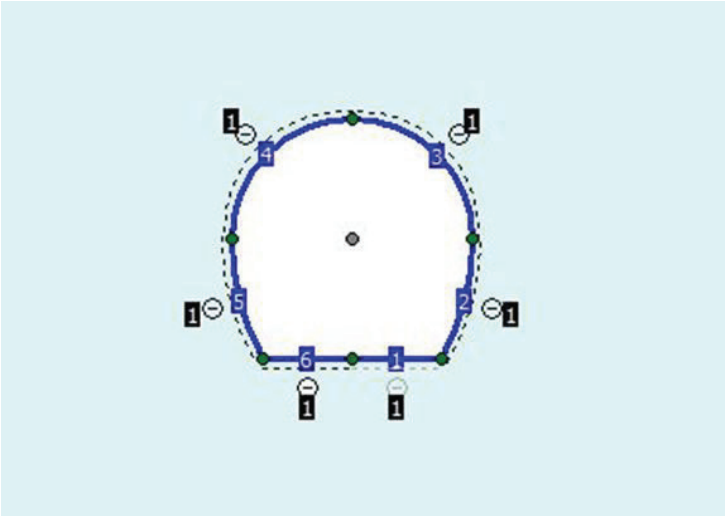


Figure IX.5 Phase de pose du soutènement

IX.4 Les résultats obtenus d'après le calcul

➲ **PM 6114.799 :**

✓ Le déplacement extrême total pour la phase 01 est 27.74*10-3 m et pour la phase 02 est 32.07*10-3 m.

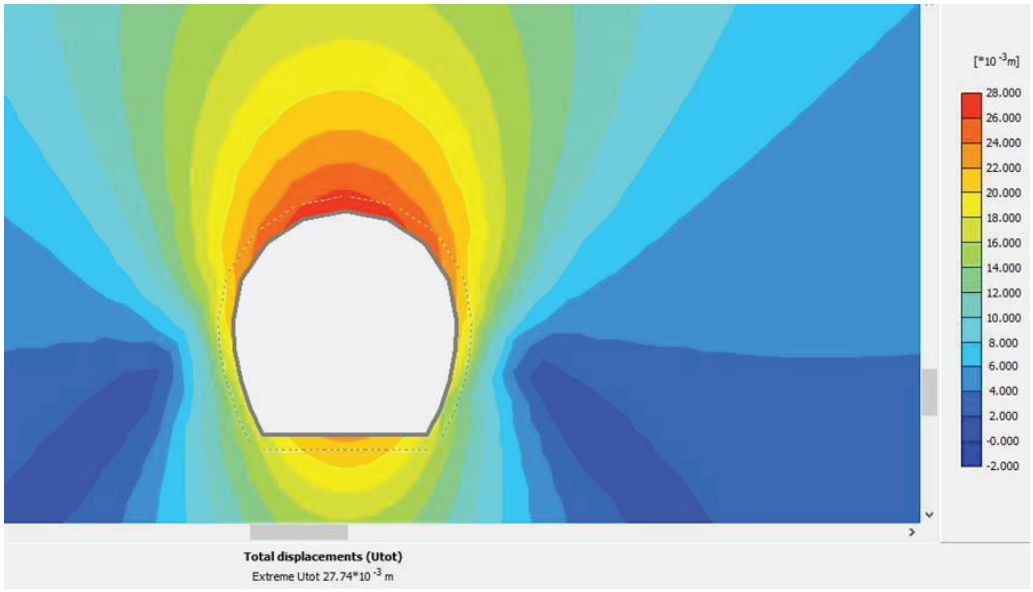


Figure IX.6 Déplacement total pour la phase 01 section courante

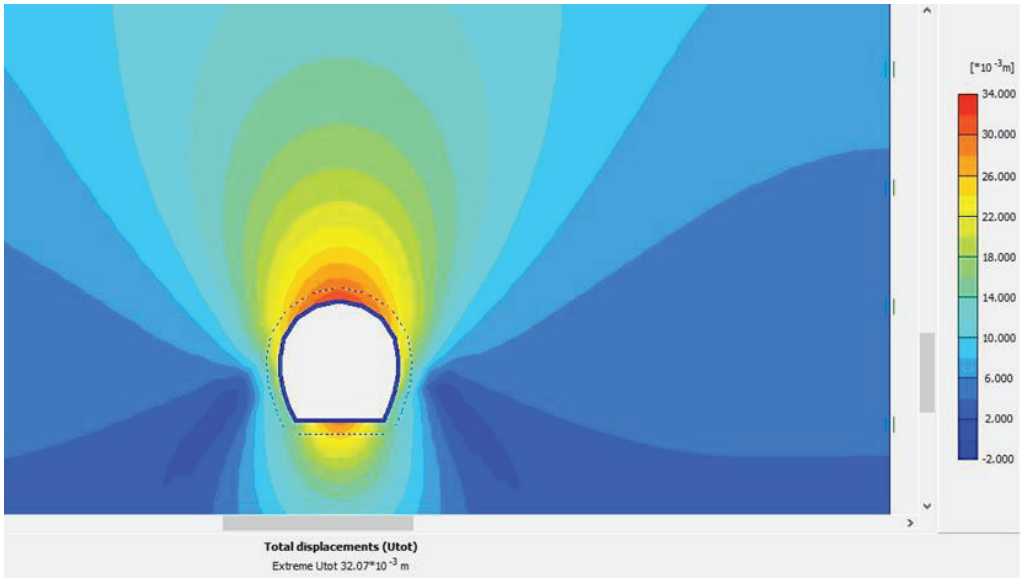


Figure IX.7 Déplacement total pour la phase 02 section courante

✓ Le moment fléchissant est égale -13.51 kN.m

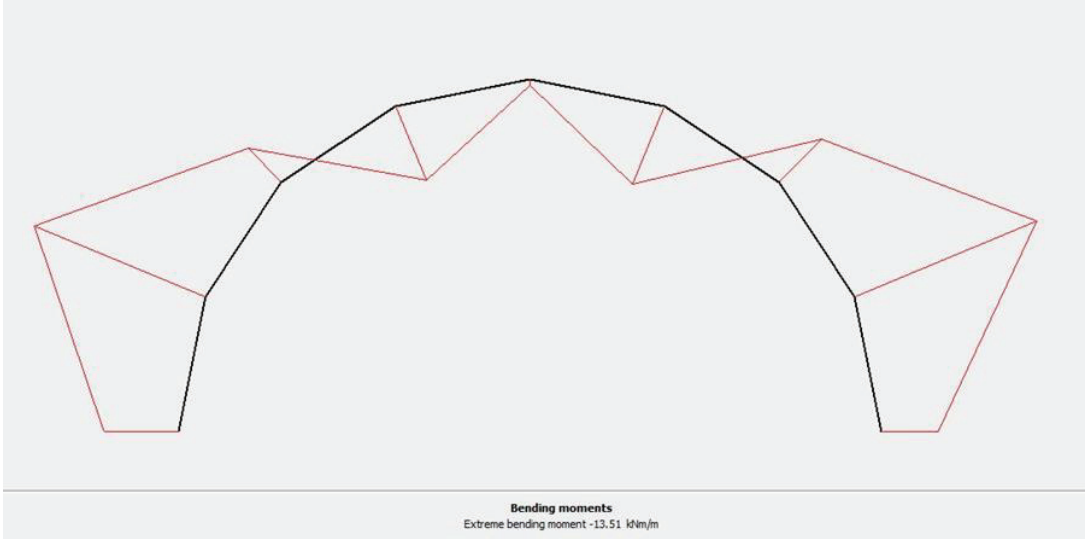


Figure IX.8 Moment fléchissant section courante

✓ L'effort normal maximal est égale -1150 kN/m

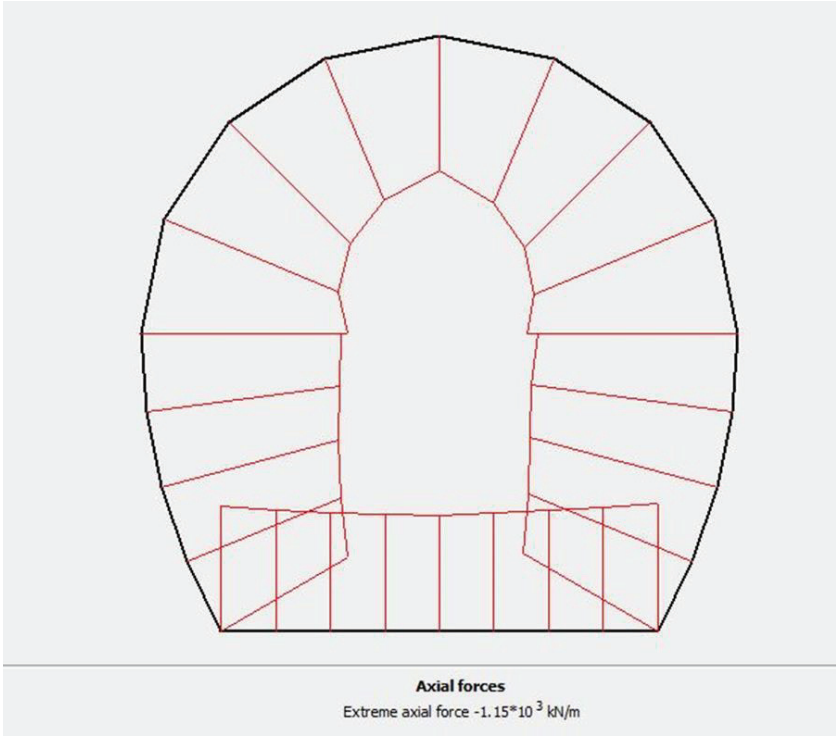


Figure IX.9 Effort normale section courante

✓ L'effort tranchant maximal est égale 36.61 kN/m

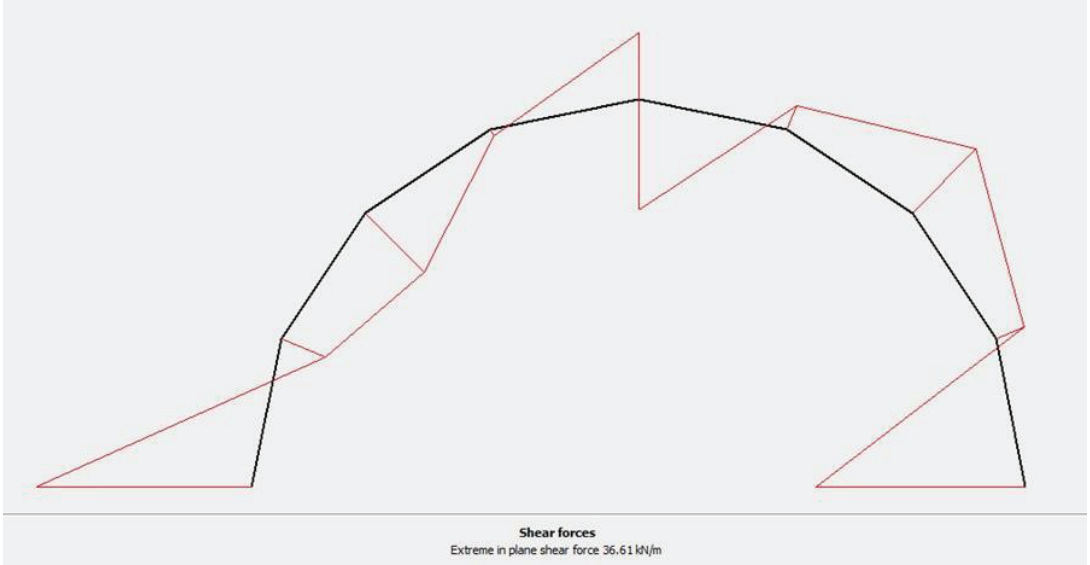


Figure IX.10 Effort tranchant section courante

➲ **PM 6264.799 :**

Le déplacement extrême total pour la phase 01 est 35.41*10-3 m et pour la phase 02 est 41.98*10-3 m.

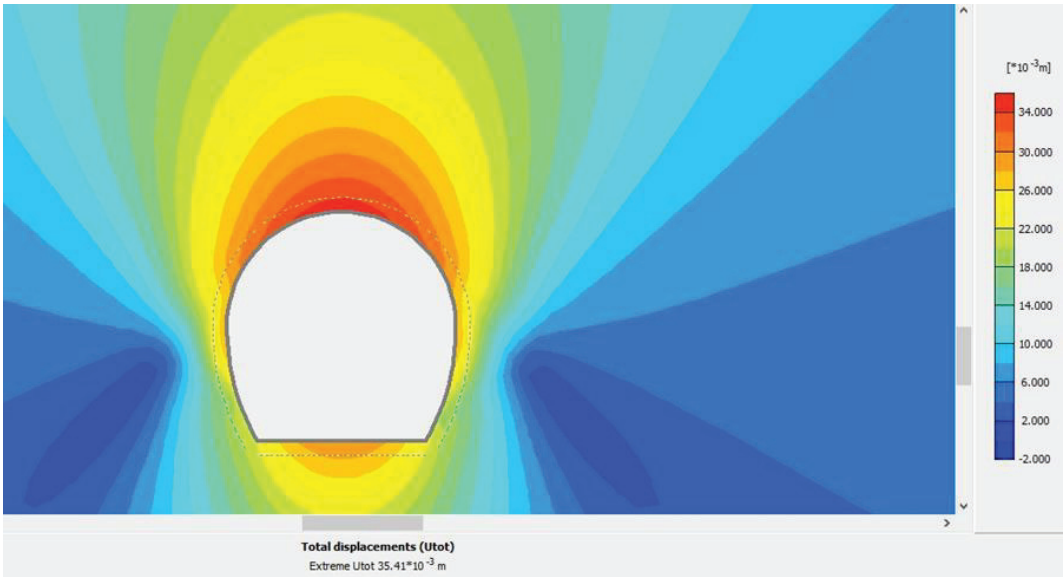


Figure IX.11 Déplacement total pour la phase 01 section élargissement

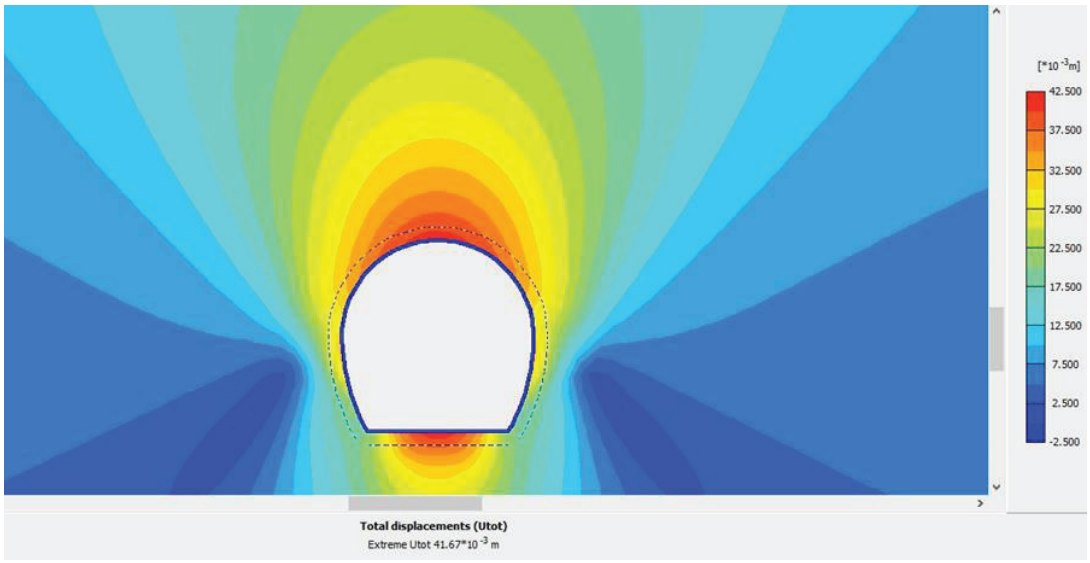


Figure IX.12 Déplacement total pour la phase 02 section élargissement

✓ Le moment fléchissant maximal est égale -16.18 kN.m

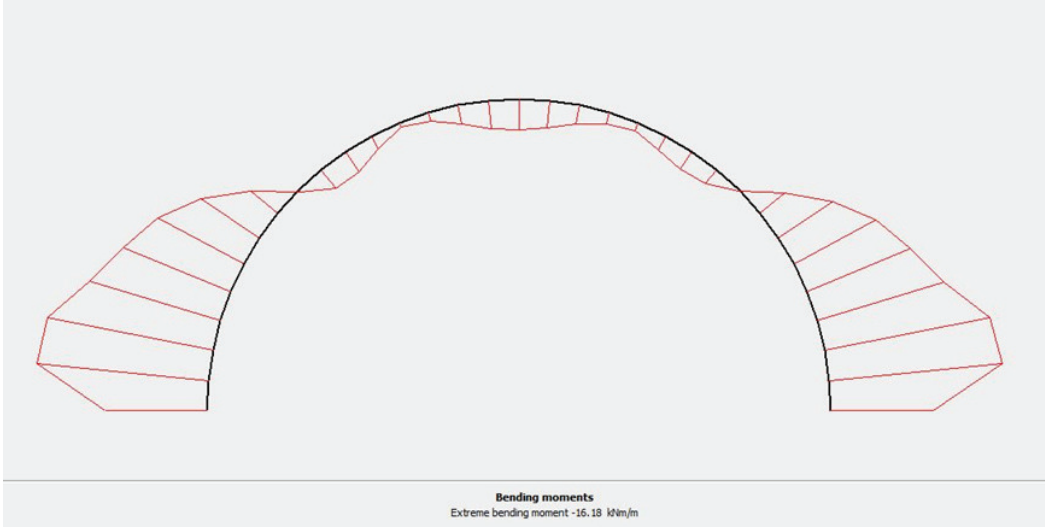


Figure IX.13 Moment fléchissant section élargissement

✓ L'effort normal maximal est égale 1470 kN/m

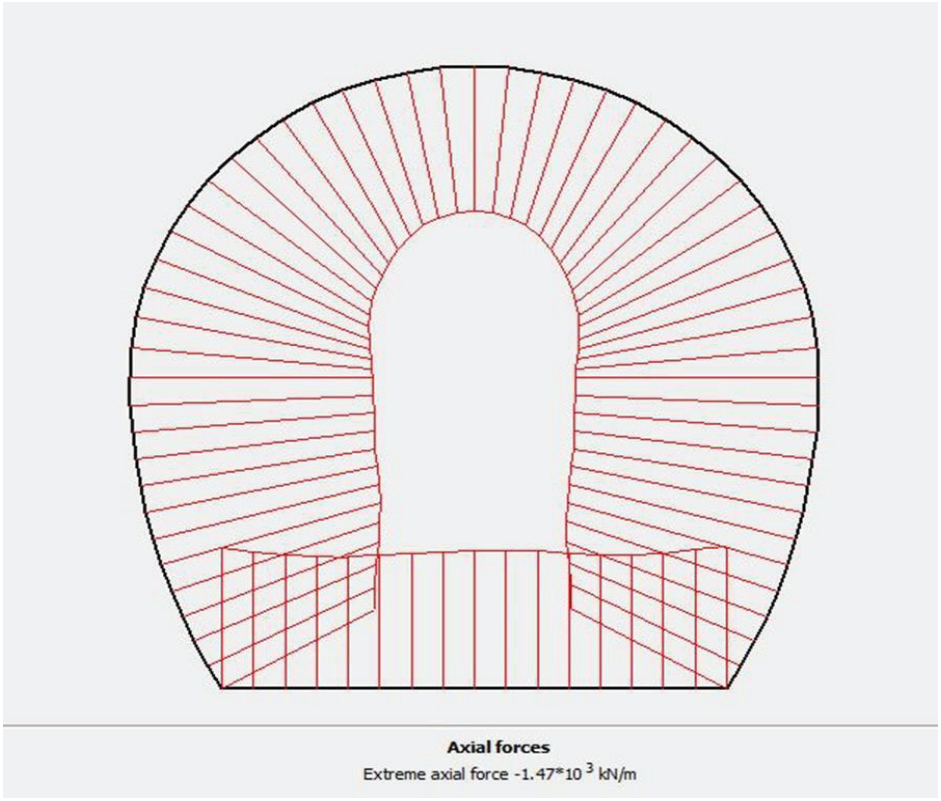


Figure IX.14 Effort normal section élargissement

✓ L'effort tranchant maximal est égale 40.29 kN/m

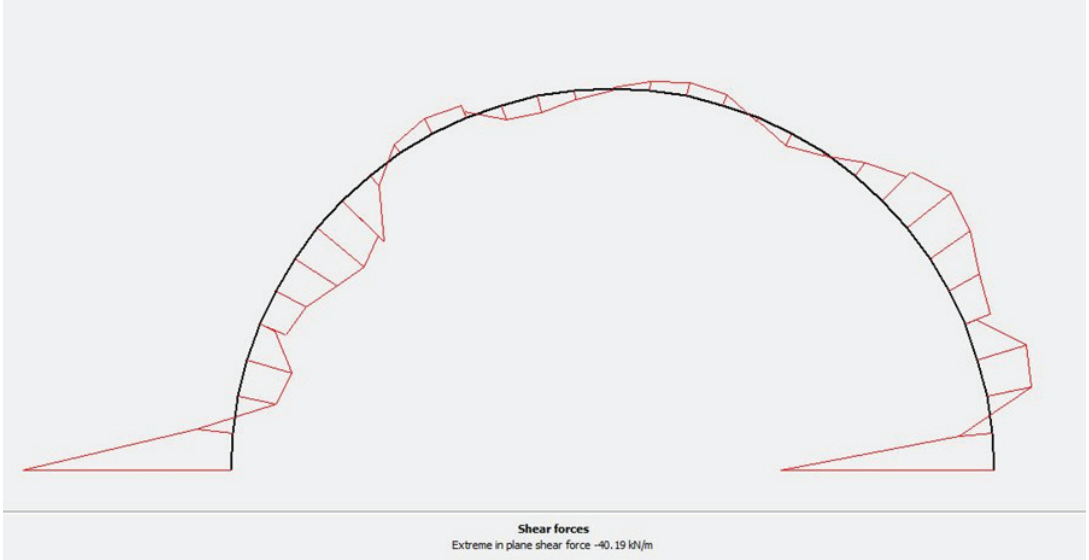


Figure IX.15 Effort tranchant section élargissement

Comparaison avec les résultats obtenus dans le chapitre VII et VIII :

Les efforts :

Tableau IX.3 Comparaison des efforts calculé par ROBOT et PLAXIS

Section	Les efforts	PLAXIS	ROBOT
courante	Moment fléchissant (kN.m)	13.51	12.87
	L'effort normal (kN/m)	1150	533.9
	L'effort tranchant (kN/m)	36.61	55.47
élargissement	Moment fléchissant (kN.m)	16.18	26.09
	L'effort normal (kN/m)	1470	1021.85
	L'effort tranchant (kN/m)	40.19	76.79

Le déplacement :

Tableau IX.4 Comparaison de déplacement entre PLAXIS et la méthode de convergence et confinement

Section	PLAXIS	Convergence et confinement
Courante	35.41 mm	15 mm
élargissement	41.67 mm	20 mm

IX.5 Conclusion

Logiciel PLAXIS est plus spécialisé dans le domaine des travaux souterrains donc en prendre en considération les résultats qu'on a trouvés par eux dans notre projet plus que les résultats trouvés par les autres logiciels.

CHAPITRE X : REVETEMENT DEFINITIF

X.1 Introduction

Une fois l'excavation est stabilisée par le soutènement provisoire qui bloc la convergence des sols, il faut mettre le revêtement définitif qui a une fonction structurelle limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage. Ce dernier résiste bien à la compression du sol, car il doit prendre les efforts à long terme et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement provisoire. Il a aussi une fonction de protection de l'étanchéité, de support des structures internes et un aspect esthétique.

X.2 Calcul de revêtement définitif du projet cas statique

X.2.1 Modélisation du revêtement définitif

La modélisation de revêtement définitif se fait par le logiciel ROBOT. On utilise les éléments frame « points » dans le modèle qui font la liaison entre les éléments barres et on introduite dans ROBOT des ressorts au niveau de chaque nœud qui relie deux barres laquelle la raideur k.

On va étudie une section de 1 m de longueur et d'une épaisseur de 0.3 m pour toute la section de tunnel pour le PM 6114.799 et le PM 6264.799.

X.2.1.1 Les caractéristiques du terrain encaissant

Calcul de la raideur du terrain K :

$$K = \frac{E}{(1+\upsilon) * R} * e \qquad (X.1)$$

Avec :

e : La distance entre les appuis élastiques, selon notre modèle en prend e = 0.5 m.

$\boldsymbol{\upsilon}$: Coefficient de Poisson égal 0.3.

R: Rayon équivalent de l'excavation.

E: Module de déformation du sol.

On a le rayon équivalent qui est la résultante du rayon d'excavation moins l'épaisseur du soutènement provisoire.

PM 6114.799 :

Voute :

R = 2.3 - 0.15 = 2.15 m

$K = \frac{300}{(1+0.3)*2.15} * 0.5 = 53.67\ MPa$

Pied droit et radier :

R = 4.6 – 0.3 = 4.3 m

$K = \frac{300}{(1+0.3)*4.3} * 0.5 = 26.83\ MPa$

PM 6264.799 :

Voute :

R = 3.2 – 0.15 = 3.05 m

$$K = \frac{300}{(1+0.3)*3.05} * 0.5 = 37.83\ MPa$$

Pied droit et radier :

R = 6.4 – 0.3 = 6.1 m.

$$K = \frac{300}{(1+0.3)*6.1} * 0.5 = 18.92\ MPa$$

- **Les charges appliquées sur le tunnel :**

  Les sollicitations agissant sur le revêtement du tunnel sont les suivantes :

  Poids propre du revêtement :

  Le poids propre de la structure est calculé et appliqué directement par le logiciel dans tous les cas de charges, en prenant le poids volumique du béton armé 25 kN/m3.

  Pressions des terres :

  Ces charges sont déjà calculées dans le chapitre VI, évaluation des charges. Les valeurs retenues pour chaque partie du revêtement sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau X.1 Charges appliqué sur le tunnel

La section	Charge verticale	Charge horizontale	Charge de radier
PM 6114.799	193.44	51.75	148.15
PM 6264.799	251	72	139.98

X.2.1.2 Modélisation sur ROBOT

Apres la modélisation de la section dans le logiciel ROBOT les diagrammes des efforts internes sont représentés dans les figures suivantes :

➲ **PM 6114.799 :**

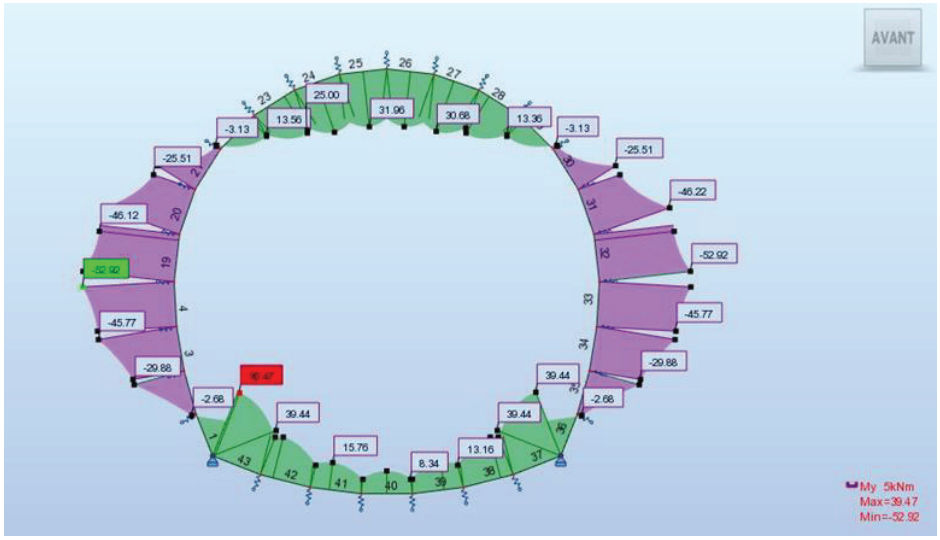


Figure X.1 Diagramme du moment fléchissant section courante

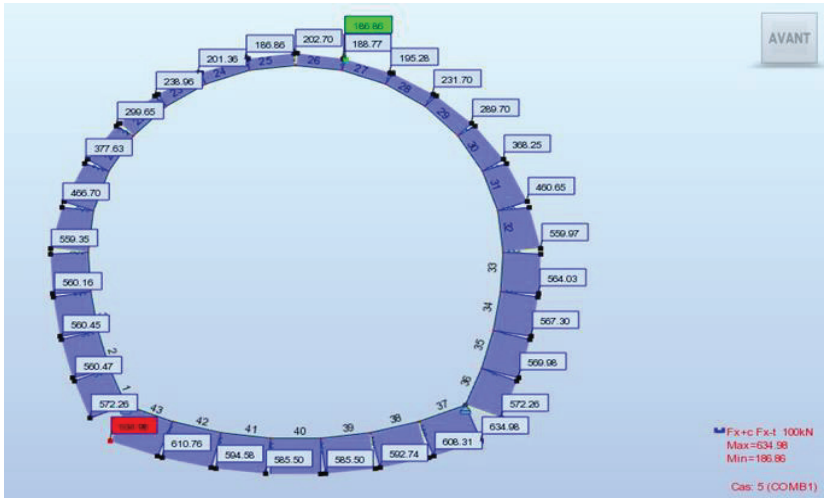


Figure X.2 Diagramme de l'effort normal section courante

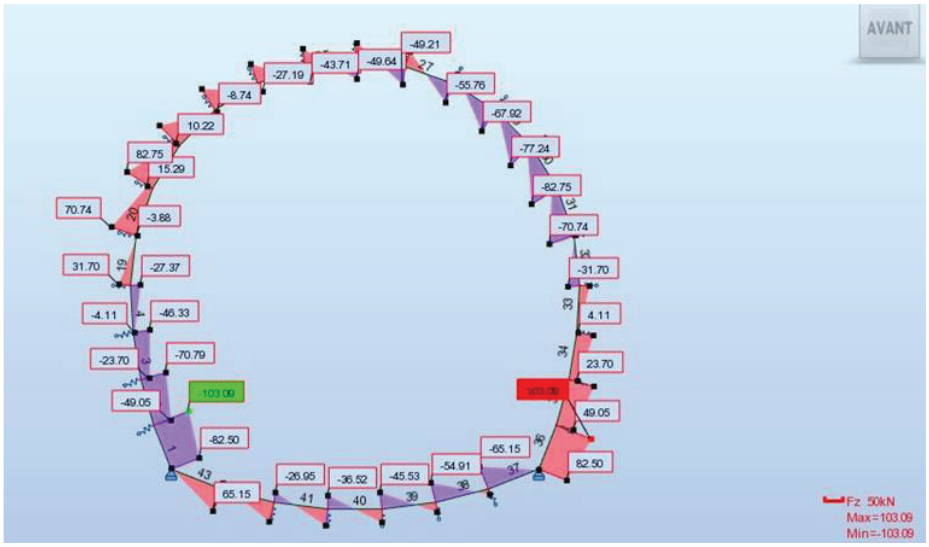


Figure X.3 Diagramme de l'effort tranchant section courante

➲ **PM 6264.799 :**

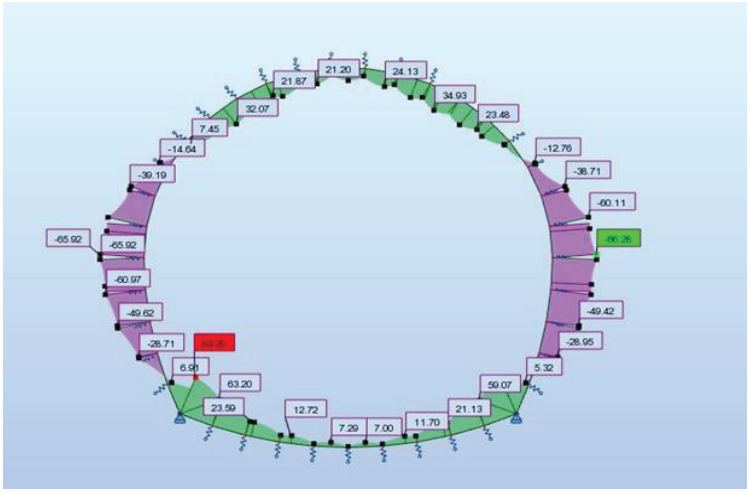


Figure X.4 Diagramme du moment fléchissant section élargissement

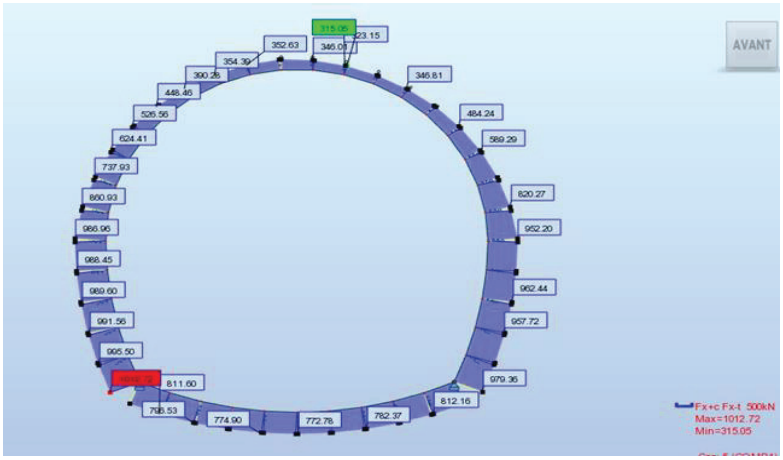


Figure X.5 Diagramme de l'effort normal section élargissement

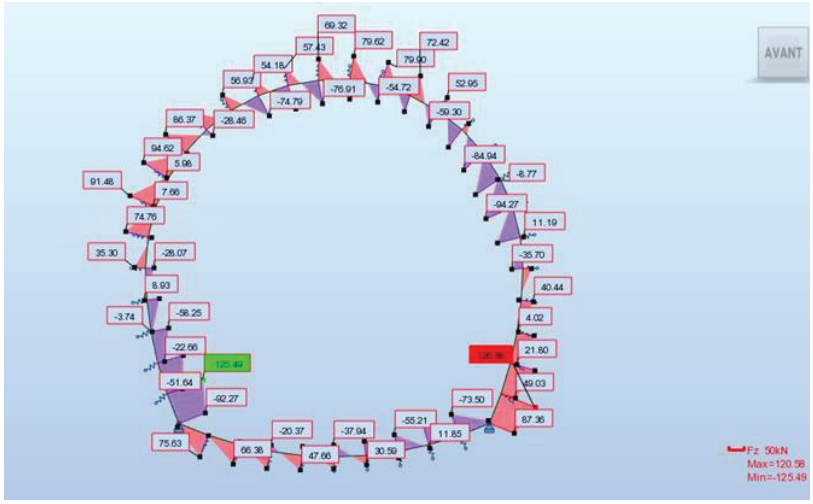


Figure X.6 Diagramme de l'effort tranchant section élargissement

Les valeurs des sollicitations maximales au niveau de chaque élément de section (voute, pied droit, et radier) son représenté dans les tableaux suivants :

Tableau X.2 Sollicitations maximales appliquées sur les sections

section	Elément	M (kN.m)	N (kN)	T (kN)
Courante	Voute	31.96	186.86	-77.24
	Pied droit	-52.92	559.35	103.09
	Radier	39.47	634.96	65.15
élargissement	Voute	34.93	315.05	86.37
	Pied droit	-66.28	952.80	-125.49
	Radier	63.20	1012.72	75.63

X.2.2 Ferraillage du revêtement définitif

X.2.2.1 Le ferraillage principal

Le ferraillage se fait en flexion composé à L'ELS, pour une section divisée en trois parties, voute, piédroit et radier.

Les données de calcul :

- Condition de fissuration très préjudiciable ;
- Type d'acier haut adhérence ;
- L'acier $f_e = 500\ MPa$;
- Béton $f_{c28} = 35\ MPa$.

Le ferraillage de notre section sera déterminé à l'aide de logiciel EXPERT BA 2010 (logiciel de calcul permet de déterminer la section des armatures dans les éléments en béton armé).

b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)

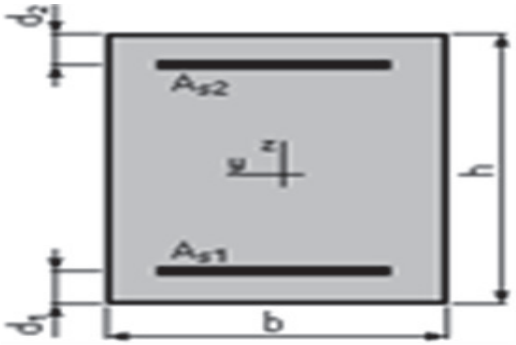


Figure X.7 Coupe transversale de la section étudiée

Les résultats obtenus représentés dans le tableau suivant :

Tableau X.3 Ferraillage principale des sections

section	Elément	As (cm^2)	Choix des barres	As adopté (cm^2)	Espacement (cm)
Courante	Voute	3.6	5HA10	3.93	25
	Pied droit	Asmin =3.6	5HA10	3.93	25
	Radier	Asmin =3.6	5HA10	3.93	25

Elargissement	Voute	Asmin =3.6	5HA10	3.93	25
	Pied droit	Asmin =3.6	5HA10	3.93	25
	Radier	Asmin =3.6	5HA10	3.93	25

Les détails de calcul se trouvent dans l'ANNEXE C.

X.2.2.2 Armature de de répartition

Les armatures de répartition (secondaires) sont orientées le long de tunnel, en d'autres termes perpendiculaires aux armatures principales.

Le calcul du ferraillage secondaire se fait suivant la formule ci-dessous (BAEL99) :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \qquad (X.2)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau X.4 Ferraillage de répartition des sections

Section	Elément	Ar (cm^2)	Choix des barres	Ar adopté (cm^2)	Espacement (cm)
Courante	Voute	0.9	5HA8	2.51	25
	Pied droit	0.9	5HA8	2.51	25
	Radier	0.9	5HA8	2.51	25
Elargissement	Voute	0.9	5HA8	2.51	25
	Pied droit	0.9	5HA8	2.51	25
	Radier	0.9	5HA8	2.51	25

3 .2.2.3 Vérification de cisaillement

Etant donné qu'il est toujours peu commode de placer des étriers dans une dalle donc dans un tunnel, on va vérifier que les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires (BAEL99).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} \qquad (X.3)$$

Tel que :

$\overline{\tau_u} = \min(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa)$ (BAEL 99, fissuration très préjudiciable ou préjudiciable) ;

b_0 : La largeur de la section = 1 ;

d : La hauteur utile = 0.9 h = 0.9*0.3 = 0.27cm ;

γ_b = 1.5.

$\overline{\tau_u} = \min(0.15\frac{35}{1.5}; 4\ )$ = min (3.5 ; 4) = 3.5 MPa = 3500 kPa.

On représente les résultats dans le tableau suivant :

Tableau X.5 Vérification du cisaillement des sections

Section	Elément	Vu (kN)	τ_u(kPa)	Etat
Courante	Voute	77.24	285.19	Vérifier
	Pied droit	103.09	381.81	Vérifier
	Radier	65.15	241.30	Vérifier
élargissement	Voute	86.37	319.89	Vérifier
	Pied droit	125.49	464.78	Vérifier
	Radier	75.63	280.11	Vérifier

D'après les résultats trouvés on conclue que les armatures de l'effort tranchant (cadre ou étriers) ne sont pas nécessaires.

Pour des dispositions constructives on prend une section minimale d'armature A_t (BAEL99):

$$A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e} \qquad \text{(X. 4)}$$

S_t : Espacement ($S_t \leq \min(0.9d; 40\ cm)$).

Donc : $S_t \leq \min(0.9 * 0.27; 40) = 0.243$ m.

On prendre S_t = 20 cm.

$A_t \geq \frac{0.4*1*0.2}{500} = 1.6*10^{-4}$ m^2 = 1.6 cm^2

On prendre 4HA8 donc $A_{t,adoptée}$ = 2.01 cm^2.

X.3 Calcul de revêtement définitif du projet cas dynamique

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

Dans cette étude, on va évaluer les différentes sollicitations induite sur le tunnel en appliquant RPOA-2008 (Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art).

X.3.1 Classification sismique de l'ouvrage : (RPOA -2008)

On a d'après le chapitre III (sismicité) la zone d'étude est située dans un secteur caractérisé par une sismicité moyenne de classe II-a avec un coefficient d'accélération de A = 0.25.

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- **Catégorie S1 : (site rocheux)**

Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement Vs ≥ 800 m/s.

- **Catégorie S2 : (site ferme)**

Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très sur-consolidées sur 10 à 20 m d'épaisseur avec Vs ≥ 400 m/s à partir de 10 m de profondeur.

- **Catégorie S3 : (site meuble)**

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s à partir de 20 m de profondeur.

- **Catégorie S4 : (site très meuble)**

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour Vs < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.

Dans notre cas le sol est constitué de marne calcaires donc le site est de catégories S2 (site ferme) avec une vitesse d'onde de cisaillement Vs ≥ 200 m/s.

La valeur de déplacement D = 5 cm est obtenue d'après le tableau suivant [13] :

Tableau X.6 Valeurs de la vitesse et du déplacement, pour une accélération A de 100 cm/s2, en fonction du type de site

Types de site	A (cm/s^2)	V (cm/s)	D (cm)	$\frac{AD}{V^2}$
S1	100	6	3	8.33
S2	100	8	5	7.81
S3	100	10	7	7
S4	100	12	9	6.25

X.3.2 Action sismique le long de l'axe du tunnel : compression et flexion

L'action sismique le long de l'axe du tunnel est déterminée à partir des déplacements en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel. Ceux-ci induisent, selon les modalités d'interaction terrain- structure, des efforts de compression-traction et de flexion longitudinale, le tunnel étant considéré comme un élément linéique de type poutre [13].

3 .3.2.1 Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel

X.3.2.1.1 Déplacement axial

Les déplacements du terrain en champ libre le long de l'axe du tunnel généré par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde L, son amplitude en déplacement D_0 et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel sont donnés par les formules suivantes (RPOA2008) :

$$U_x(x) = D_0 sin\theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} cos\theta\right) \qquad (X.5)$$

Avec :

D_0 = A.g.D (amplitude en déplacement) ;

A : Coefficient d'accélération de la zone ;

g : l'accélération de la pesanteur ;

D : le déplacement maximal à base fréquence.

D_0 = 0.25*9.81*5 = 12.26 cm

$L = \frac{C}{f}$

C : Vitesse apparente de propagation d'onde ; C=min (1000m/s ; Vs) ;
Vs : Vitesse de propagation des ondes de cisaillement ;
f : Fréquence fondamentale du mouvement : $f = \frac{1}{T}$

T : Période fondamentale du mouvement.

$U_x(x) = 12.26 sin\theta \sin(\frac{2\pi x}{L} cos\theta)$

D'où, après dérivation, la déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel (RPOA2008) :

$$\varepsilon(x) = \frac{V_0}{C} sin\theta \; cos\theta \cos\left(\frac{2\pi x}{L} cos\theta\right) \quad (X.6)$$

Avec V_0 est La vitesse particulaire au niveau de l'axe du tunnel.

X.3.2.1.2 Déplacement transversal

Le déplacement est donné par la formule suivante :

$$U_y(x) = D_0 cos\theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} cos\theta\right) \quad (X.7)$$

La courbure de la ligne matérialisant le tunnel est donnée par :

$$\frac{1}{r}(x) = \frac{A_0}{C^2} cos^3\theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} cos\theta\right) \quad (X.8)$$

Avec A_0 est L'accélération particulaire au niveau de l'axe du tunnel.

$$A_0 = (2\pi f)^2 D_0 \quad (X.9)$$

3 .3.2.2 Sollicitations induites sur le tunnel

X.3.2.2.1 Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure

On admet dans ce cas que la déformation de l'ouvrage est identique à celle du terrain encaissant et par conséquent, peut être estimée directement à partir des formules donnant la déformation en champ libre.

Les sollicitations s'en déduisent par les formules classiques de la théorie des poutres, en fonction de l'état mécanique attendu dans la section de l'ouvrage et des exigences de comportement requises.

Pour une section courante (éventuellement fissurée), caractérisée par son aire, son inertie et un module E caractérisant le matériau constitutif de l'ouvrage (RPOA2008) :

- Le moment de flexion :
  Pour x = L :

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 cos^3\theta \quad (X.10)$$

Le moment est maximal pour $\theta = 0$, donc $M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0$ (X.11)

- Effort axial :

$$N = \frac{2\pi}{L} ESD_0 sin\theta cos\theta \qquad (X.12)$$

Cet effort est maximum pour $\theta = 45^0$, $\qquad N_{max} = \frac{2\pi}{L} ESD_0 \qquad (X.13)$

- Effort tranchant :

$$V = M.\frac{2\pi}{L} cos\theta \qquad (X.14)$$

La non prise en compte de l'interaction terrain structure correspond au cas d'un tunnel dont la structure peut être considérée comme très souple par rapport au terrain encaissant. Cette méthode fournira par ailleurs un majorant des efforts pouvant apparaître quand la raideur du tunnel n'est plus négligeable par rapport à celle du terrain encaissant.

Pour le béton, le module à prendre en compte est le module instantané du béton (soit environ 30 000 MPa) en particulier dans la direction longitudinale, sauf justification du caractère admissible de la fissuration de l'ouvrage. Pour l'acier, c'est le module de 200 000 MPa.

X.3.2.2.2 Cas de prise en compte de l'interaction sol-structure

L'interaction terrain structure est caractérisée par un coefficient de raideur longitudinale du terrain Kl et un coefficient de raideur transversale Kt exprimés en force par unité de déplacement longitudinal ou transversal du terrain et par mètre linéaire de l'ouvrage (RPOA2008).

En première approximation, on pourra admettre : Kl = Kt = G.

Avec : G Le module de cisaillement du sol.

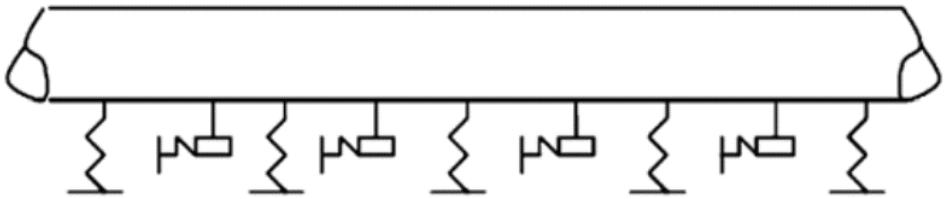


Figure X.8 Schématisation de l'interaction sol-structure

La détermination des sollicitations le long de l'axe du tunnel en fonction des caractéristiques de l'onde sismique revient à l'étude d'une poutre continue sur appuis élastiques dont la raideur est fournie par les coefficients Kl et Kt, ces appuis étant soumis aux déplacements imposés déterminés dans l'analyse en champ libre.

Les valeurs maximales des sollicitations ont pour expression (RPOA2008):

- Moment de flexion :

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \frac{K_t}{EI(\frac{2\pi}{L})^4 + K_t} \qquad (X.15)$$

- Effort axial :

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} ESD_0 \frac{K_l}{\frac{ES}{2}(\frac{2\pi}{L})^2 + K_l} \quad (X.16)$$

- Effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max} \quad (X.17)$$

3 .3.2.3 Calcul des efforts internes (application sur le projet)

Les données de tunnel :

✓ Caractéristiques relatifs à la situation et à la classe de l'ouvrage :

$A_0 = A.g$ = 0.25 * 9.81 = 2.45 m/s^2 ;

$T_{moy} = \frac{T_1+T_2}{2} = \frac{0.15+0.4}{2} = 0.275\ s$

$f = \frac{1}{T_{moy}} = \frac{1}{0.275} = 3.64$

$C = V_s$, avec $400 \leq V_s < 800$

On prend $V_s = 600\ m/s$, donc $C = 600\ m/s$

$L = \frac{C}{f} = \frac{600}{3.64} = 164.84\ m$

Tableau X.7 Caractéristique relatifs à la situation et à la classe de l'ouvrage

paramètre	A	A_0 (m/s^2)	D (cm)	D_0(cm)	T_{moy}(s)	f (s^{-1})	V_s (m/s)	C (m/s)	L (m)
Valeur	0.25	2.45	5	12.26	0.275	3.64	600	600	164.84

✓ Caractéristiques relatifs à la section et à la nature de l'ouvrage :

On considère le tunnel comme un anneau avec les caractéristiques suivantes :

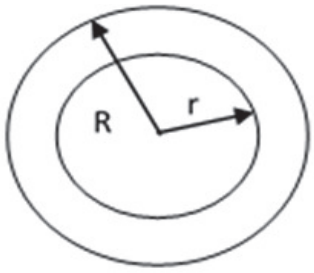


Figure X.9 Forme de tunnel considéré comme un anneau

PM 6114.799 (section courante) :

R = 2.2 m

r = 1.9 m.

La section équivalente :

$S = \pi(R^2 - r^2) = 3.14 * (2.2^2 - 1.9^2) = 4.182$ m^2

L'inertie :

$I = \frac{\pi}{4}(R^4 - r^4) = \frac{3.14}{4}(2.2^4 - 1.9^4) = 8.16$ m^4

$ES = 30000 * 4.182 = 125460$ MN

$EI = 30000 * 8.16 = 244800$ MN.m^2

PM 6264.799 (section élargissement) :

R = 3.15 m

r = 2.85 m.

La section équivalente :

$S = \pi(R^2 - r^2) = 3.14 * (3.15^2 - 2.85^2) = 5.652$ m^2

L'inertie :

$I = \frac{\pi}{4}(R^4 - r^4) = \frac{3.14}{4}(3.15^4 - 2.85^4) = 25.50$ m^4

$ES = 30000 * 5.652 = 169560$ MN

$EI = 30000 * 25.50 = 765000$ MN.m^2

✓ Caractéristiques relatifs au terrain encaissant :
$G = \gamma_s * V_s = 25 * 600^2 = 9 * 10^6$

Calcul des efforts :

➲ **PM 6114.799 :**

Cas de non prise en compte de l'interaction sol-structure :

➢ Le moment de flexion :

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 = \frac{4 * 3.14^2}{164.84^2} * 244800 * 0.1226 = 43.56 \text{ MN. m}$$

➢ Effort axial :

$$N = \frac{2\pi}{L} ESD_0 = \frac{2 * 3.14}{164.84} * 125460 * 0.1226 = 585.99 \text{ MN}$$

➢ Effort tranchant :

$$V = M.\frac{2\pi}{L} = 43.56.\frac{2 * 3.14}{164.84} = 1.66\ MN$$

Cas de prise en compte de l'interaction sol-structure :

➢ Moment de flexion :

$$M_{max} = \frac{4 * 3.14^2}{164.84^2} 244800 * 0.1226 \frac{9 * 10^6}{244800\left(\frac{2 * 3.14}{164.84}\right)^4 + 9 * 10^6} = 43.56$$

➢ Effort axial :

$$N_{max} = \frac{3.14}{164.84} 125460 * 0.1226 \frac{9 * 10^6}{\frac{125460}{2}\left(\frac{2 * 3.14}{164.84}\right)^2 + 9 * 10^6} = 292.99$$

- Effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{2 * 3.14}{164.84} * 43.56 = 1.66$$

➲ **PM 6264.799 :**

Cas de non prise en compte de l'interaction sol-structure :

- Le moment de flexion :

$$M = \frac{4 * 3.14^2}{164.84^2} * 765000 * 0.1226 = 136.13 \text{ MN. m}$$

- Effort axial :

$$N = \frac{2 * 3.14}{164.84} * 169560 * 0.1226 = 791.97 \text{ MN}$$

- Effort tranchant :

$$V = M.\frac{2\pi}{L} = 136.13 \frac{2 * 3.14}{164.84} = 5.186\ MN$$

Cas de prise en compte de l'interaction sol-structure :

- Moment de flexion :

$$M_{max} = \frac{4 * 3.14^2}{164.84^2} 765000 * 0.1226 \frac{9 * 10^6}{765000\left(\frac{2 * 3.14}{164.84}\right)^4 + 9 * 10^6} = 136.13\ MN.m$$

- Effort axial :

$$N_{max} = \frac{3.14}{164.84} 169560 * 0.1226 \frac{9 * 10^6}{\frac{169560}{2}\left(\frac{2 * 3.14}{164.84}\right)^2 + 9 * 10^6} = 791.94\ MN$$

- Effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{2 * 3.14}{164.84} * 136.13 = 5.186\ MN$$

3 .3.2.4 Détermination de ferraillage

En utilisant le logiciel SOCOTEC, on détermine le ferraillage de revêtement définitif, appliquant à toute la section équivalente les efforts internes (M, N et T) sismique calculés précédemment avec le RPOA.

Ce logiciel permet de donner la section d'armature pour un élément en béton armé.

En introduisant les valeurs de M et N les plus défavorables dans SOCOTEC, la section d'armature obtenue est nulle $A_s = 0\ cm^2$.

Le détail de calcul se trouve dans l'ANNEXE C.

X.4 Conclusion

On a dans ce chapitre obtenu le ferraillage du revêtement définitif dans le cas des charges statique, et on a fait une vérification vis-à-vis des charges dynamique due à une excitation d'origine sismique.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Le tracé de la conduite hydraulique entre les barrages de Tabelout et Draa Diss a imposé la réalisation d'un tunnel au niveau de la montagne de Tamentout.

Le tunnel a deux sections transversales, la section courante et la section élargissement. Les deux sections ont la même construction géologique et dureté de roches. On utilise la méthode de creusement par section complète pour les deux sections.

Après avoir calculé les charges actives agissantes sur le tunnel, on a procédé à la vérification du soutènement par une méthode numérique de vérification en utilisant le logiciel « Robot Structural Analysis » en 2D. À partir de là, on a pu conclure qu'un soutènement provisoire avec une épaisseur de béton projeté de 15 cm et des cintres HEB120 espacés de 1 mètre pour les deux sections.

Une autre méthode analytique de vérification fut appliquée dans ce projet qui est la méthode convergence-confinement. Elle a permis de déterminer la pression de soutènement provisoire à l'équilibre, qui assure la stabilité de l'ouvrage pendant sa réalisation.

Après ça on fait une modélisation numérique avec logiciel PLAXIS qui permettre de calculer le déplacement maximal de tunnel et les efforts appliquer sur les sections. Les résultats obtenus avec cette modélisation sont acceptable.

Le logiciel ROBOT a été utilisé pour la détermination du ferraillage nécessaire pour le revêtement définitif en prenant en compte les différentes combinaisons de charges. Une étude sismique a été faite pour assurer le bon fonctionnement de tunnel.

Ce Projet de Fin d'Etudes et le stage m'ont permis de connaitre les différentes étapes de réalisation d'un tunnel et les différents problèmes que l'on peut rencontrer. Ces derniers exigent une connaissance étendues dans le domaine de la géologie, l'hydrogéologie, la mécanique des sols, la mécanique des roches, la résistance de matériaux ainsi que le domaine du béton.

La formation d'ingénieur de l'ENSTP a été vraiment très bénéfique pour nous, et on espère bien de collaborer dans les études et la réalisation dans le domaine des travaux publics, et de contribuer dans le développement de ce pays.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographique

[1] A. BADAOUI, *cours BAP (Béton Auto-Plaçant),* ENSTP. (2018).

[2] Document ANBT, *Procédure de réalisation des épreuves de convenance « Béton Auto-plaçant BAP »,* CODE DU DOCUMENT : TV-GE-GEN-LB-12042-0.

[3] Document ANBT, *Reconnaissances géologiques et géotechniques du tracé d'une conduite de transfert entre l'Oued Imnar et Béni Yadjis*.

[4] Document ANBT, *Mémoire Tunnel intermédiaire de Tamentout*.

[5] Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering rock mass classifications.* New York: Wiley, INTERSCIENCE PUBLICATION. (1989).

[6] A.F.T.E.S, GROUPE DE TRAVAIL N° 7, SOUTENEMENT ET REVETEMENT, *Texte des recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie.*

[7] KAROLY SZECHY, *Traité de construction des tunnels*, traduit par J.WILHELM, DUNOD, Paris, (1970).

[8] S.BELKACEMI note de cours « Mécanique Des Sols » ENP.ALGER 2011.

[9] C.CHERCHALI, note de cours *«TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome I»,* OPU (1993).

[10] BAEL. Béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99.(1999).

[11] A.F.T.E.S, GROUPE DE TRAVAIL N° 7, SOUTENEMENT ET REVETEMENT, *Emploi de la méthode convergence-confinement.*

[12] KHEFACHE Toufik, « Modélisation du creusement d'un tunnel en milieu urbain cas du métro d'Alger », Mémoire de magistère de l'université de Abderrahmane Mira- Bejaia, (2007).

[13] RPOA 2008 « Règlements parasismique applicables aux domaines des ouvrages d'art ».

ANNEXES

ANNEXE A

I. Composition de béton auto-plaçant :

I.1 Pour BAP-F15

	Tabellout Variante	Laboratoire Razel-CMCRA

CALCUL BETON Carriere Ennour

Date : 19 Mai 2018 BAP 15

Melange LABO Formule auto-plaçant

			Poids		Volumes	
Ciment CPJ CEM II 42,5	y	3.14	Kg	400	Lt	127.4
Eau	E/C	0.435	kg	174.0	Lt	174.0
Plastifiant Viscocrete T544 1.9	y	1.07	kg	7.60	Lt	7.10
Retardateur 0.3	y	1.18	kg	1.20	Lt	1.02
Vides % 2					Lt	20
	L					
	L = C+ 25% Filler		Total		Lt	329.51
Volumes graviers = litres	1000	-	329.51	=		670.49

Graviers	Poids %		masse vol. reelle		Absorption Abs %	humidité W%	correction quantité d'eau Wcr = Abs -W
Filler	7		2.60		1.50		1.50
0/3 mm	33.5	(a	2.56	(e	2.24		2.24
3/8 mm	22	(b	2.64	(f	0.67		0.67
8/15 mm	20	(c	2.69	(g	0.50		0.50
Sab 0/2 mm	17.5	(d	2.52	(h	1.60		1.60

Composition béton

Dimensions	%		Volumes		Poids secs		Poids effectifs		Correction d'eau Wcr= Ps X wcr%/100	
filler	7	X	46.93	kg	122.03		122.0	lt	1.83	
0/3 mm	33.5	X	224.61	kg	575.01	kg	575.0	lt	12.88	
3/8 mm	22	X	147.51	kg	389.42	kg	389.4	lt	2.61	
8/15 mm	20	X	134.10	kg	360.72	kg	360.7	lt	1.80	
Sab 0/2 mm	17.5	X	117.34	kg	295.69		295.7	lt	4.73	
	100		TOTAL		1742.88		1742.88	lt	23.85	

Composition	0.075		Dosage pour 1m3		Dosage en laboratoire en kg
Ciment CPJ CEM II 42,5	Ciment	Kg	400.0		30.00
		Kg	0.0		0.00
	Eau	Lt	197.9		14.84
Plastifiant Viscocrete T544	1.9	Kg	7.60		0.570
Retardateur	0.3	Kg	1.20		0.090
7	Filler	Kg	122.0		9.15
33.5	0/3 mm	Kg	575.0		43.13
22	3/8 mm	Kg	389.4		29.21
20	8/15 mm	Kg	360.7		27.05
17.5	Sab 0/2 mm	kg	295.7		22.18
100	Totale	Kg	2349.5		176.21

Notes:
Abs : = lt 23.9 Consistence : Diametre 64cm - 75cm

GEIE-RAZEL-CMC RA
Tabellout - Variante

	Tabellout Variante			TV-GE-GEN-LB-12...	
				Indice	0
	Contrôle du béton frais			Création	05/11/2017
				Page	1/1
DATE : 26 / 04 / 2018	T°C Exter:	T°C Béton:	Béton auto-plaçant		

Absorption en litres	23.9	Paramètres de composition BAP 15		Viscocrete tempo 544	1.9%
Formulation BAP		EAU TOTAL dans le béton L =	197.9	Calcul volume pate : (conseillé 35%÷40%)	

BAP	Kg	Masse Vol	Vol en litres	% fins	en poids	en volume	% en poids
Ciment	400.0	3.14	127.4	100	400.0	127.4	32.3%
7% filler	122.0	2.60	46.9	82.7	100.9	38.8	
17,5% sable 0/2mm	295.7	2.52	117.3	3.4	10.1	4.0	S/S+G
33,5% sable 0/3mm	575.0	2.56	224.6	11.2	64.4	25.2	0.54
22% graviers 3/8mm	389.4	2.64	147.5	1.7	6.6	2.5	
20% graviers 8/15mm	360.7	2.69	134.1	0.8	2.9	1.1	% en volume
Eau Efficace	174.0	1	174.0	Retardat 0.3%	174.0	174.0	37.3%
Tot sec (S+G+F)	1742.8		670.5		758.9	372.9	

Calcul mortier						
Poids du béton au m3 en kg			2349.5	Poids du mortier en Kg	1679.3	% en poids 71.5%
Pass# 5mm (3/8mm)	27.7%	107.9				
Pass# 5mm (8/15mm)	1.30%	4.7		Volume mortier en Litres	733.1	% en volume 73.3%
Total pass # 5mm (avec filler + sables)		1105.3				

Fins calcaires : (Conseillé <15%)				Calcul des volumes: gravier et sable	Volume Graviers	Volume sable
Composants	0,08mm en %	kg		Composants		
7% filler	82.7	100.9		17,5% sable 0/2mm		117.3
17,5% sable 0/2mm	3.4	10.1		33,5% sable 0/3mm		224.6
33,5% sable 0/3mm	11.2	64.4		22% graviers 3/8mm	147.5	
22% graviers 3/8mm	1.7	6.6		20% graviers 8/15mm	134.1	
20% graviers 8/15mm	0.8	2.9		Total	281.6	342.0
Total		184.9	10.6%	Vg/Vs (Conseillé 0,8 - 1)	0.82	

Eau /C Visée	0.435	Filler/ciment % (pass#0,08mm)	F/C	46.2
Eau/C Réelle				

Etalement au cône d'Abrams	(Conseillé 640mm-720mm)		Stabilité au tamis de 5 mm (Conseillé 5%÷15%)	
Immediat	Diametre en mm		Masse fond de tamis, plus masse laitance ecoulé, en grammes (a)	
Apres 2 heures	Diametre en mm		Masse fond de tamis, en grammes (b)	
Final	Diametre en mm		Masse initiale béton sur le tamis, en grammes (c)	
			Laitance en % SR = 100x (a-b)/C	

Essai à la boite en L (Conseillé H1/H2>0,80)						
H1	Hauteur moyenne du béton dans la partie vertical de la boite en mm		Hauteur boite dans la partie vertical en mm H1	600		
H2	Hauteur moyenne du béton à l'extremité de la partie horizontale de la boite en mm		Hauteur boite dans la partie horizontal en mm H2	150		
Δ H1	Hauteur du bord superieure de la boite, moins le niveau du béton en mm		H1		Taux de remplissage	
Δ H2	Hauteur du bord de la partie horizontale de la boite, moins le niveau du béton en mm		H2		PL =	

Visa ANBT	Visa COB/SAFEGE	Visa GEIE

I.1 Pour BAP-F16

	Tabellout Variante	Laboratoire Razel-CMCRA

CALCUL BETON Carriere Ennour

Date : 04/12/ 2017 **BAP 16**

Melange LABO Formule auto-plaçant

				Poids		Volumes	
Ciment CPJ CEM II 42,5		y	3.14	Kg	400	Lt	127.4
Eau		E/C	0.44	kg	176.0	Lt	176.0
Plastifiant Viscocrete T544	1.5	y	1.07	kg	6.00	Lt	5.61
Retardateur		y	1.18	kg	0.00	Lt	0.00
Vides %	2					Lt	20
		L					
		L = C+ 25% Filler		Total		Lt	329.00
Volumes graviers = litres		1000	-	329.00	=		671.00

Graviers	Poids %		masse vol. reelle		Absorption Abs %	humidité W%	correction quantité d'eau Wcr = Abs -W
Filler	7		2.60		1.50		1.50
0/3 mm	33.5	/a	2.56	/e	2.24		2.24
3/8 mm	22	/b	2.64	/f	0.67		0.67
8/15 mm	20	/c	2.69	/g	0.50		0.50
Sab 0/2 mm	17.5	/d	2.52	/h	1.60		1.60

Composition béton

Dimensions	%		Volumes		Poids secs		Poids effectifs		Correction d'eau Wc= Ps X wcr%/100	
filler	7	X	46.97	kg	122.12		122.1	lt	1.83	
0/3 mm	33.5	X	224.79	kg	575.45	kg	575.5	lt	12.89	
3/8 mm	22	X	147.62	kg	389.72	kg	389.7	lt	2.61	
8/15 mm	20	X	134.20	kg	361.00	kg	361.0	lt	1.81	
Sab 0/2 mm	17.5	X	117.43	kg	295.91		295.9	lt	4.73	
	100	TOTAL			1744.21		1744.21	lt	23.87	

Composition	0.045		Dosage pour 1m3		Dosage en laboratoire en kg
Ciment CPJ CEM II 42,5	Ciment	Kg	400.0		18.00
		Kg	0.0		0.00
	Eau	Lt	199.9		8.99
Plastifiant Viscocrete T544	1.5	Kg	6.00		0.270
Retardateur	0.0	Kg	0.00		0.000
7	Filler	Kg	122.1		5.50
33.5	0/3 mm	Kg	575.5		25.90
22	3/8 mm	Kg	389.7		17.54
20	8/15 mm	Kg	361.0		16.25
17.5	Sab 0/2 mm	kg	295.9		13.32
100	Totale	Kg	2350.1		105.75

Notes:
Abs : = lt 23.9 Consistence : Diametre 64cm - 72cm

GEIE-RAZEL-CMC RA Tabellout - Variante	Tabellout Variante	TV-GE-GEN-LB-12...
		Indice 0
	Contrôle du béton frais	Création 05/11/2017
		Page 1/1

DATE :	T°C Exter:	T°C Béton:	Béton auto-plaçant conduite n°:

Absorption en litres	23.9	Paramètres de composition BAP 16	Viscocrete tempo 544	1.5%

Formulation BAP	EAU TOTAL dans le béton L =	199.9	Calcul volume pate : (conseillé 35%-40%)

BAP	Kg	Masse Vol	Vol en litres	% fins	en poids	en volume	% en poids
Ciment	400.0	3.14	127.4	100	400.0	127.4	32.4%
7% filler	122.1	2.60	47.0	82.7	101.0	38.8	
17,5% sable 0/2mm	295.9	2.52	117.4	3.4	10.1	4.0	S/S+G
33,5% sable 0/3mm	575.5	2.56	224.8	11.2	64.5	25.2	0.54
22% graviers 3/8mm	389.7	2.64	147.6	1.7	6.6	2.5	
20% graviers 8/15mm	361.0	2.69	134.2	0.8	2.9	1.1	% en volume
Eau Efficace	176.0	1	176.0	Retardat	176.0	176.0	37.5%
Tot sec (S+G+F)	1744.2		671.0		761.0	375.0	

Calcul mortier						
Poids du béton au m3 en kg			2350.1	Poids du mortier en Kg	1682.1	% en poids 71.6%
Pass# 5mm (3/8mm)	27.7%	107.9				
Pass# 5mm (8/15mm)	1.30%	4.7		Volume mortier en Litres	735.5	% en volume 73.5%
Total pass # 5mm (avec filler + sables)		1106.1				

Fins calcaires : (Conseillé <15%)				Calcul des volumes: gravier et sable	Volume Graviers	Volume sable
Composants	0,08mm en %	kg		Composants		
7% filler	82.7	101.0		17,5% sable 0/2mm		117.4
17,5% sable 0/2mm	3.4	10.1		33,5% sable 0/3mm		224.8
33,5% sable 0/3mm	11.2	64.5		22% graviers 3/8mm	147.6	
22% graviers 3/8mm	1.7	6.6		20% graviers 8/15mm	134.2	
20% graviers 8/15mm	0.8	2.9		Total	281.8	342.2
Total		185.0	10.6%	Vg/Vs (Conseillé 0,8 - 1)	0.82	

Eau /C Visée	0.440	Filler/ciment % (pass#0,08mm)	F/C	46.3
Eau/C Réelle				

Etalement au cône d'Abrams	(Conseillé 640mm-720mm)	Stabilité au tamis de 5 mm (Conseillé 5%+15%)	
Immediat	Diametre en mm		
Apres 1 heures	Diametre en mm	Masse fond de tamis, plus masse laitance ecoulé, en grammes (a)	
Final	Diametre en mm	Masse fond de tamis, en grammes (b)	
		Masse initiale béton sur le tamis, en grammes (c)	
Essai à la boite en L (Conseillé H1/H2>0,80)		Laitance en % SR = 100x (a-b)/C	

H1	Hauteur moyenne du béton dans la partie vertical de la boite en mm	Hauteur boite dans la partie vertical en mm H1	600	
H2	Hauteur moyenne du béton à l'extremité de la partie horizontale de la boite en mm	Hauteur boite dans la partie horizontal en mm H2	150	
Δ H1	Hauteur du bord superieure de la boite, moins le niveau du béton en mm	H1		Taux de remplissage
Δ H2	Hauteur du bord de la partie horizontale de la boite, moins le niveau du béton en mm	H2		PL =

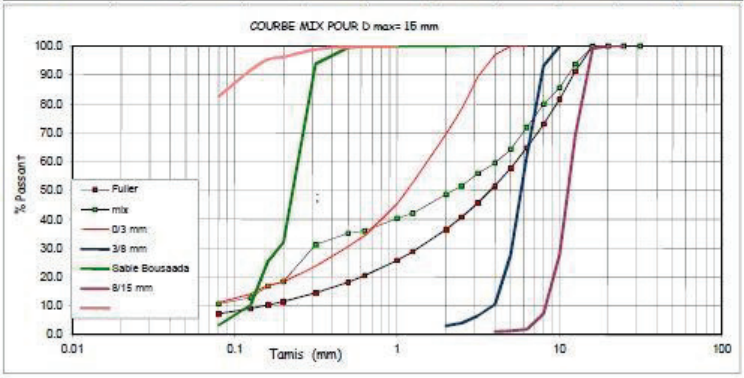
Visa ANBT	Visa COB/SAFEGE	Visa GEIE

Composition béton avec graviers carriere ENNOUR

TAMIS	0/3 mm		3/8 mm		8/15 mm		Sable Bousaada		Filler		100.0
	%	33.5	%	22	%	20	%	17.5	%	7	
50		0.0		0.0		0.0		0.0	100.0	7.0	
40		0.0		0.0		0.0		0.0	100.0	7.0	
31.5	100.0	33.5	100.0	22.0	100.0	20.0	100.0	17.5	100.0	7.0	
25	100.0	33.5	100.0	22.0	100.0	20.0	100.0	17.5	100.0	7.0	
20	100.0	33.5	100.0	22.0	100.0	20.0	100.0	17.5	100.0	7.0	
16	100.0	33.5	100.0	22.0	99.3	19.9	100.0	17.5	100.0	7.0	
12.5	100.0	33.5	100.0	22.0	89.2	13.8	100.0	17.5	100.0	7.0	
10	100.0	33.5	100.0	22.0	27.9	5.6	100.0	17.5	100.0	7.0	
8	100.0	33.5	93.2	20.5	7.4	1.5	100.0	17.5	100.0	7.0	
6.3	100.0	33.5	61.8	13.6	1.9	0.4	100.0	17.5	100.0	7.0	
5	100.0	33.5	27.7	6.1	1.3	0.3	100.0	17.5	100.0	7.0	
4	97.0	32.5	10.6	2.3	1.1	0.2	100.0	17.5	100.0	7.0	
3.15	89.6	30.0	6.6	1.5		0.0	100.0	17.5	100.0	7.0	
2.5	78.3	26.2	4.1	0.9		0.0	100.0	17.5	100.0	7.0	
2	69.6	23.3	3.1	0.7	1.0	0.2	100.0	17.5	100.0	7.0	
1.25	52.7	17.7		0.0		0.0	100.0	17.5	100.0	7.0	
1	45.4	15.2	2.2	0.5	1.0	0.2	100.0	17.5	100.0	7.0	
0.63	34.4	11.5		0.0		0.0	99.9	17.5	99.8	7.0	
0.5	30.6	10.3	2.0	0.4	0.9	0.2	99.5	17.4	99.7	7.0	
0.315	23.8	8.0		0.0		0.0	93.9	16.4	98.9	6.9	
0.2	18.4	6.2		0.0		0.0	32.1	5.6	96.3	6.7	
0.16	17.1	5.7		0.0		0.0	25.4	4.4	95.4	6.7	
0.125	14.1	4.7		0.0		0.0	10.3	1.8	91.7	6.4	
0.08	11.2	3.8	1.7	0.4	0.8	0.2	3.4	0.6	82.7	5.8	

COURBES		
	Fuller	MIX
50		
40		
31.5	100.0	100.0
25	100.0	100.0
20	100.0	100.0
16	100.0	99.9
12.5	91.3	93.8
10	81.6	85.6
8	73.0	80.0
6.3	64.8	72.0
5	57.7	64.4
4	51.6	59.5
3.15	45.8	56.0
2.5	40.8	51.6
2	36.5	48.7
1.25	28.9	42.2
1	25.8	40.4
0.63	20.5	36.0
0.5	18.3	35.3
0.315	14.5	31.3
0.2	11.5	18.5
0.16	10.3	16.9
0.125	9.1	12.9
0.08	7.3	10.7

D Max 15



F15 / F16

II. Les résultats des essais sur les formules du BAP :

ANNEXE B

I. Les résultats des sondages

I.1. Sondage SC 04

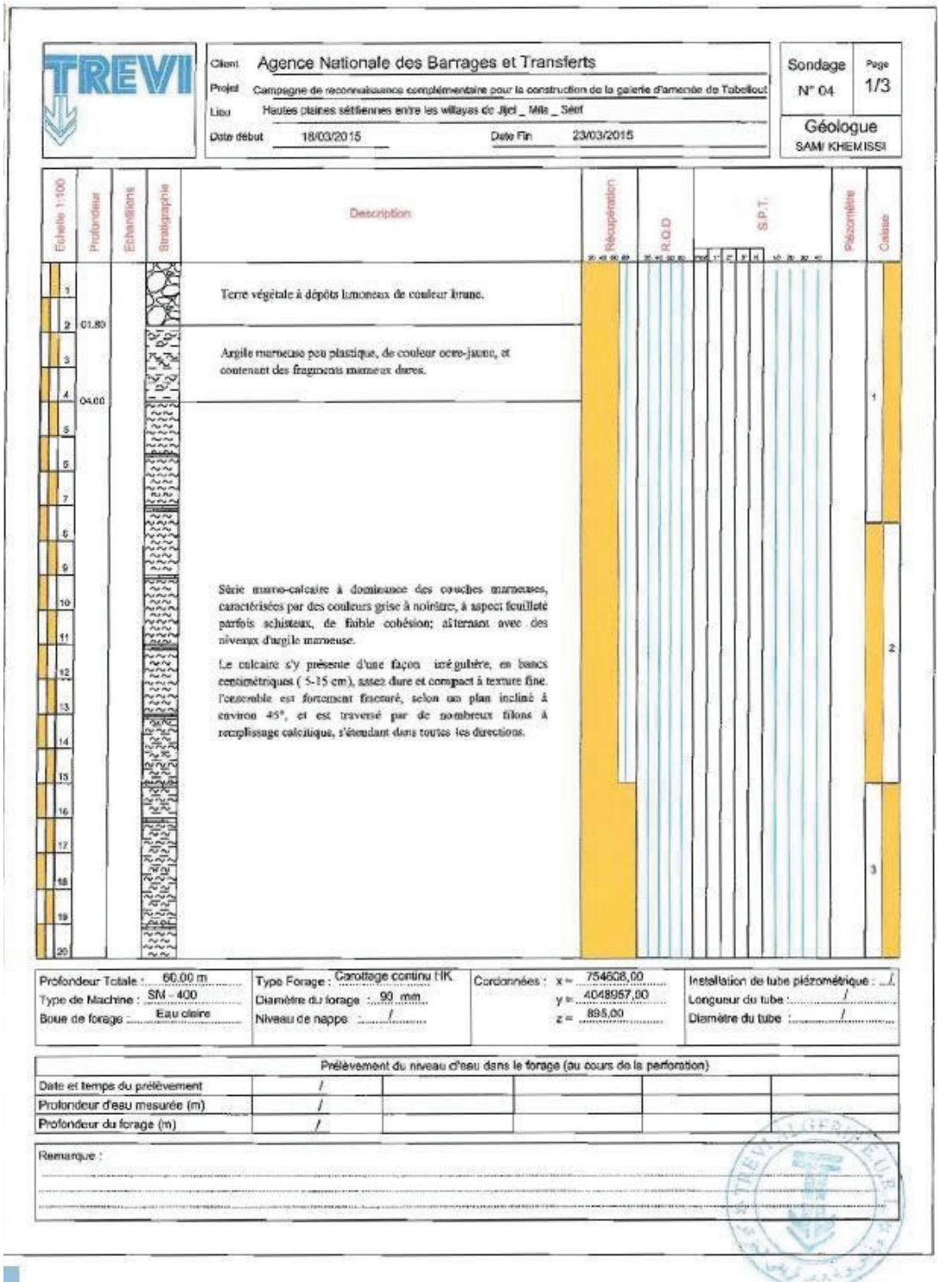


Figure 1 Résultat du sondage SC 04

I.2. Sondage SC 05

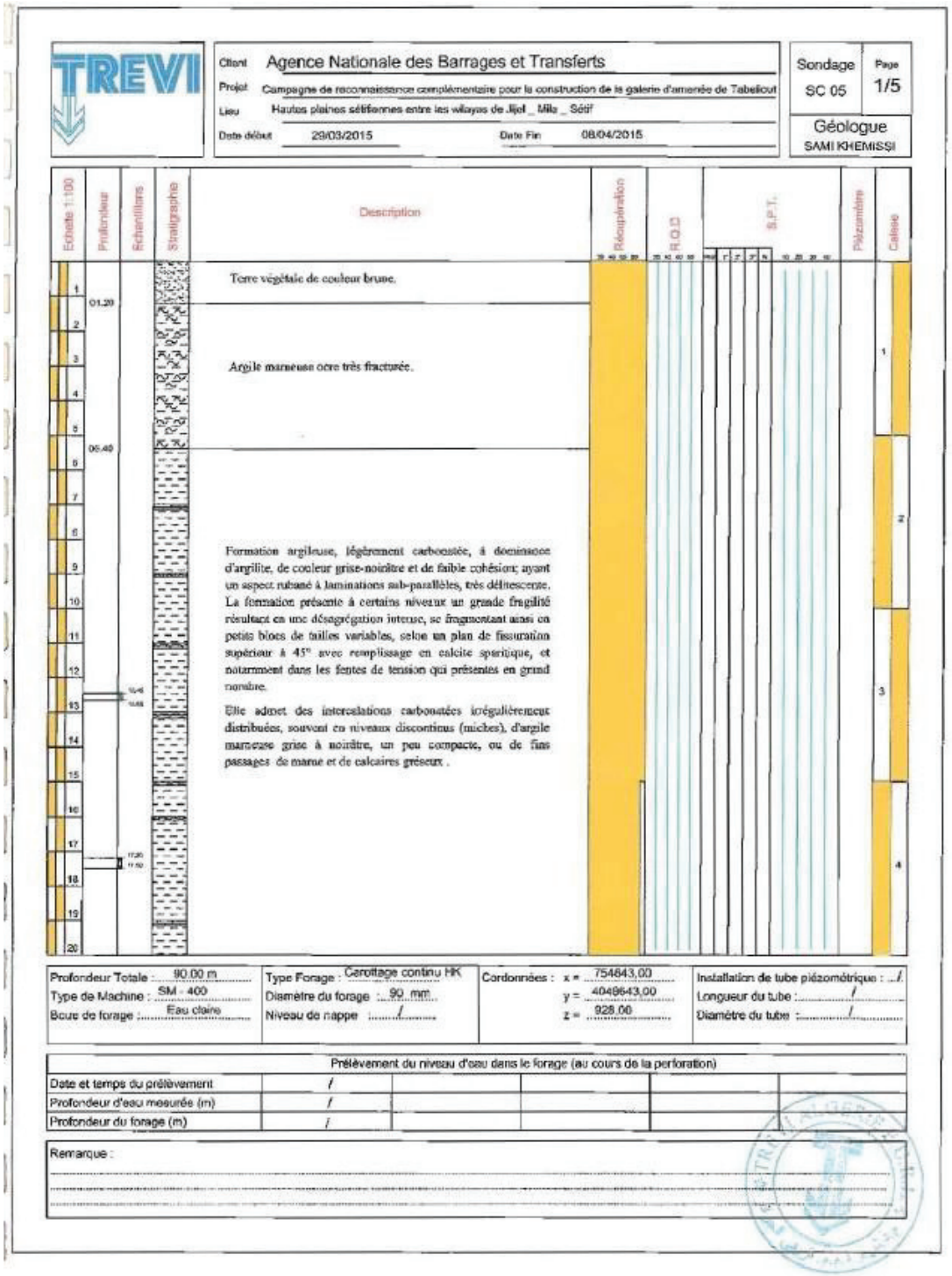


Figure 2 Résultat du sondage SC 05

I.3 Sondage SC 06

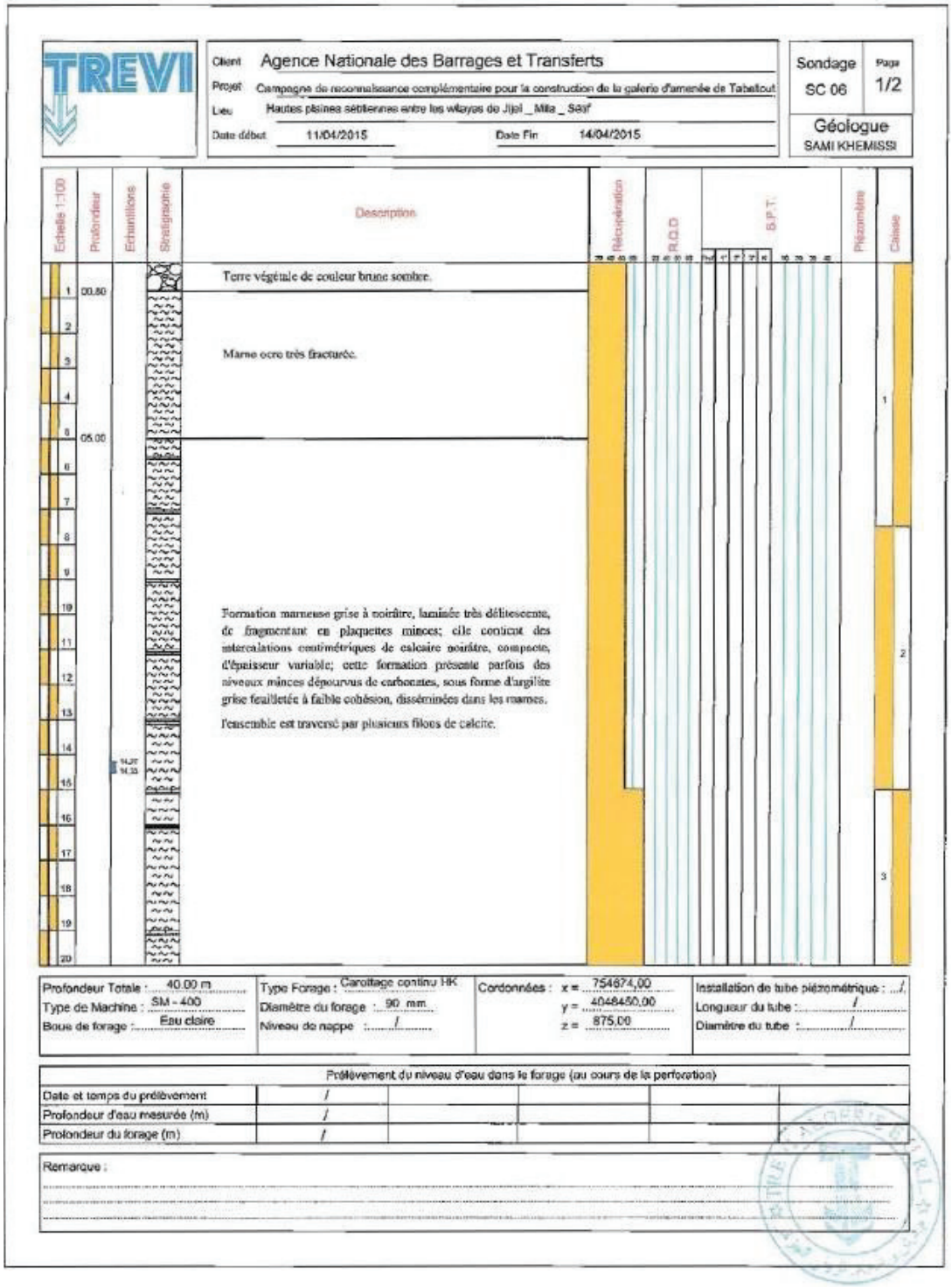


Figure 3 Résultat du sondage SC 06

II. Les photos de sondage



Figure 0.4 Photo sondage SC 04



Figure 0.5 Photo sondage SC 05

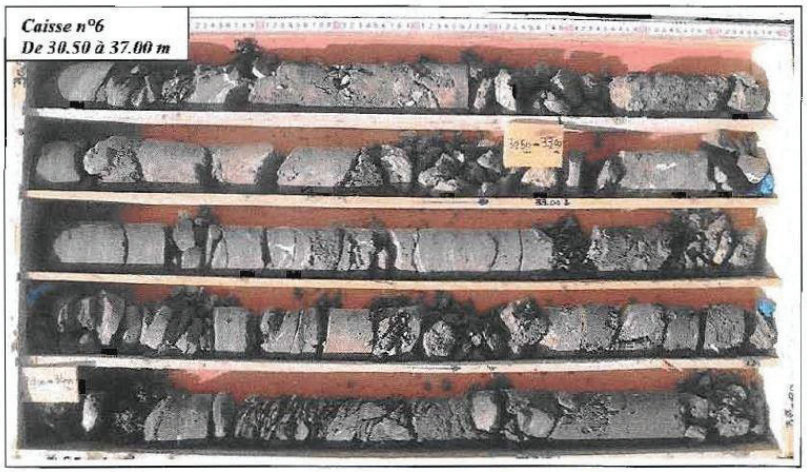


Figure 0.6 Photo sondage SC 06

ANNEXE C

I. Le ferraillage d'après logiciel EXPERT BA 2010

I.1 Section courante

I.1.1 la voute

Calcul de Section en Flexion Composée :

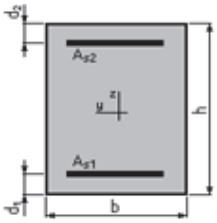
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

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

2. Section:

b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	186.86	31.96

4. Résultats:

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 3.6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.6 (cm2)
Théorique ρ = 0.14 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{0}1 : Type ELS N = 186.86 (kN) M = 31.96 (kN.m)
Coefficient de sécurité : 1.61
Position de l'axe neutre : y = 9.4 (cm)
Bras de levier : Z = 21.9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2.7 (MPa)
Contrainte limite : 0.6 f_{cj} = 21.0 (MPa)
Contrainte tendue de l'acier : σ_s = 11.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 200.0 (MPa)

I.1.2 Pied droit

Calcul de Section en Flexion Composée :

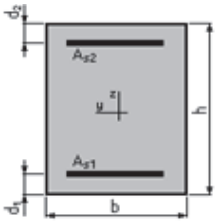
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

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

2. Section:

b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	559.35	52.92

4. Résultats:

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.6 (cm2)
Théorique ρ = 0.00 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{0}1 : Type ELS N = 559.35 (kN) M = 52.92 (kN.m)
Coefficient de sécurité : 3.12
Position de l'axe neutre : y = 16.6 (cm)
Bras de levier : Z = 19.5 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 5.4 (MPa)
Contrainte limite : 0.6 f_{cj} = 21.0 (MPa)
Contrainte tendue de l'acier :
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 200.0 (MPa)

I.1.3 Le radier

Calcul de Section en Flexion Composée :

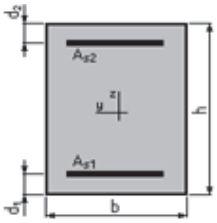
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

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

2. Section:

b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	634.96	39.47

4. Résultats:

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.6 (cm2)
Théorique ρ = 0.00 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas :

Cas $N^0$1 : Type ELS N = 634.96 (kN) M = 39.47 (kN.m)
Coefficient de sécurité : 4.36
Position de l'axe neutre : y = 26.6 (cm)
Bras de levier : Z = 16.2 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 4.7 (MPa)
Contrainte limite :
Contrainte tendue de l'acier : σ_s = 11.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 200.0 (MPa)

I.2 Section élargissement

I.2.1 La voute

Calcul de Section en Flexion Composée :

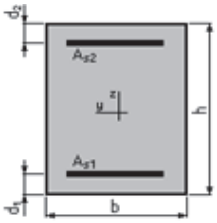
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

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

2. Section:

b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	315.05	34.93

4. Résultats:

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.6 (cm2)
Théorique ρ = 0.00 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas :

Cas $N^0$1 : Type ELS N = 315.05 (kN) M = 34.93 (kN.m)
Coefficient de sécurité : 2.21
Position de l'axe neutre : y = 11.8 (cm)
Bras de levier : Z = 21.1 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 3.4 (MPa)
Contrainte limite : 0.6 f_{cj} = 21.0 (MPa)
Contrainte tendue de l'acier :
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 200.0 (MPa)

I.2.2 Pied droit

Calcul de Section en Flexion Composée :

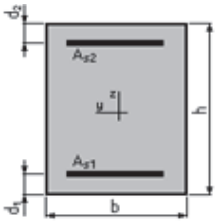
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

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

2. Section:

b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	952.80	66.28

4. Résultats:

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.6 (cm2)
Théorique ρ = 0.00 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{0}1 : Type ELS N = 952.80 (kN) M = 66.28 (kN.m)
Coefficient de sécurité : 2.66
Position de l'axe neutre : y = 24.1 (cm)
Bras de levier : Z = 17.0 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 7.6 (MPa)
Contrainte limite : 0.6 f_{cj} = 21.0 (MPa)
Contrainte tendue de l'acier :
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 200.0 (MPa)

I.2.3 Le radier

Calcul de Section en Flexion Composée :

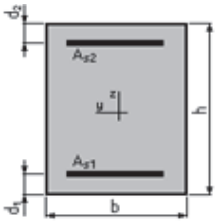
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

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

2. Section:

b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1012.72	63.20

4. Résultats:

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.6 (cm2)
Théorique ρ = 0.00 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{0}1 : Type ELS N = 1012.72 (kN) M = 63.20 (kN.m)
Coefficient de sécurité : 2.72
Position de l'axe neutre : y = 26.3 (cm)
Bras de levier : Z = 16.2 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 7.6 (MPa)
Contrainte limite : 0.6 f_{cj} = 21.0 (MPa)
Contrainte tendue de l'acier :
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 200.0 (MPa)

II. Le ferraillage d'après logiciel SOCOTEC

II.1 Section courante :

Logiciel développé par SOCOTEC	BaeIC - Version 1.02.035	14/06/2019
	Section 1	
	Section 1	Page 1 / 1

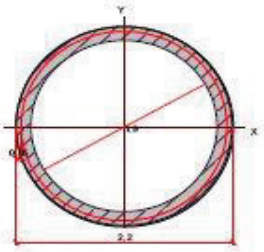
Données saisies :

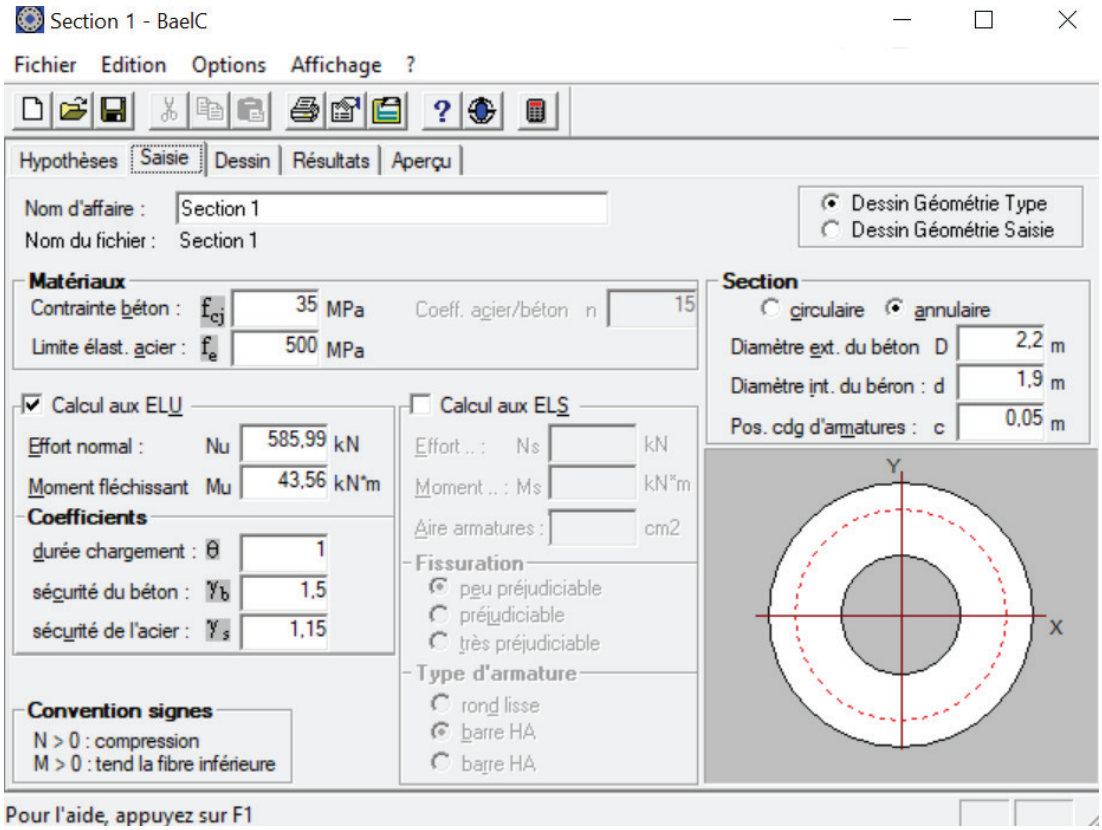
Diamètre extérieur de la section annulaire :	2,2	m
Diamètre intérieur de la section annulaire :	1,9	m
Distance du cdg des armatures au parement :	0,05	m
Contrainte du béton : f_{cj}	35	MPa
Limite d'élasticité d'acier : f_e	500	MPa
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1	
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15	
Effort normal ELU :	585,99	kN
Moment fléchissant ELU :	43,56	kN*m

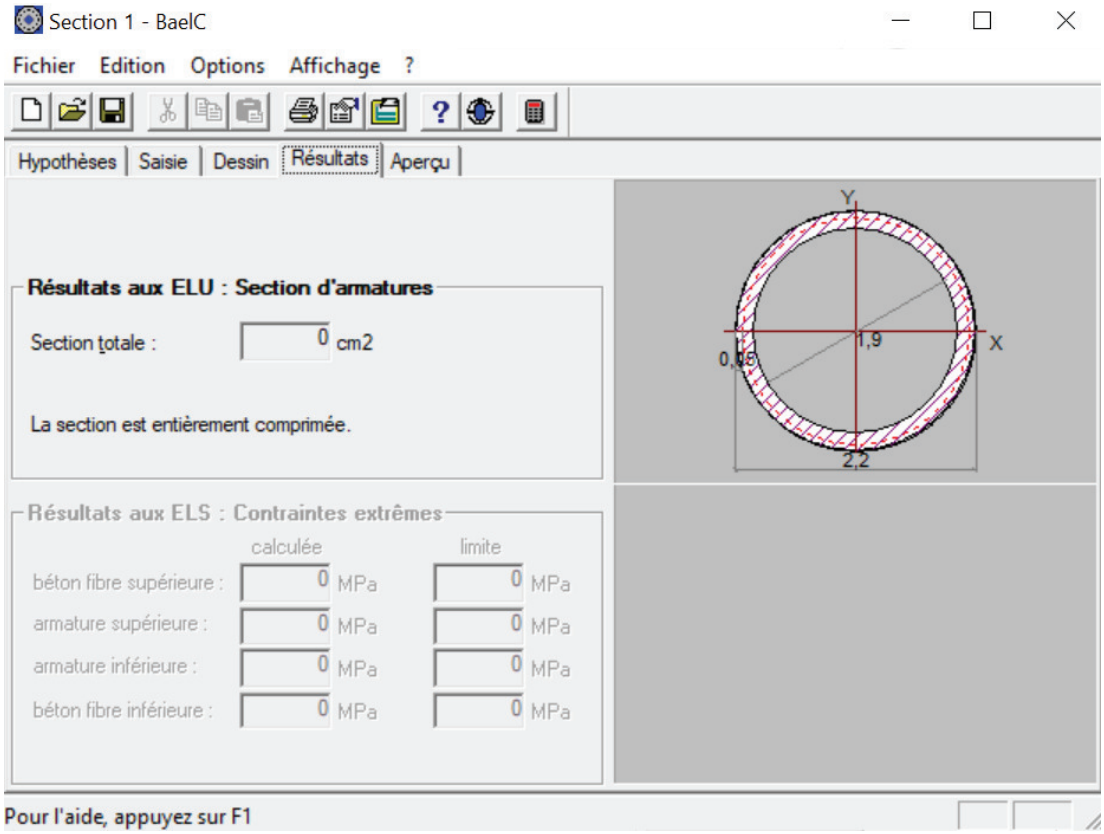
Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures :	0	cm2

La section est entièrement comprimée.




Section 1 - BaelC
Fichier Edition Options Affichage ?
Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu
Nom d'affaire : Section 1
Nom du fichier : Section 1
Dessin Géométrie Type
Dessin Géométrie Saisie
Matériaux
Contrainte béton : fcj 35 MPa
Coeff. acier/béton n 15
Limite élast. acier : fe 500 MPa
Section
circulaire annulaire
Diamètre ext. du béton D 2,2 m
Diamètre int. du béron : d 1,9 m
Pos. cdg d'armatures : c 0,05 m
Calcul aux ELU
Effort normal : Nu 585,99 kN
Moment fléchissant Mu 43,56 kN*m
Coefficients
durée chargement : θ 1
sécurité du béton : γb 1,5
sécurité de l'acier : γs 1,15
Calcul aux ELS
Effort .. : Ns kN
Moment .. : Ms kN*m
Aire armatures : cm2
Fissuration
peu préjudiciable
préjudiciable
très préjudiciable
Type d'armature
rond lisse
barre HA
barre HA
Convention signes
N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure
Y
X
Pour l'aide, appuyez sur F1


Section 1 - BaelC
Fichier Edition Options Affichage ?
Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu
Résultats aux ELU : Section d'armatures
Section totale : 0 cm2
La section est entièrement comprimée.
Résultats aux ELS : Contraintes extrêmes
calculée limite
béton fibre supérieure : 0 MPa 0 MPa
armature supérieure : 0 MPa 0 MPa
armature inférieure : 0 MPa 0 MPa
béton fibre inférieure : 0 MPa 0 MPa
Y
X
1,9
0,05
2,2
Pour l'aide, appuyez sur F1

II.2 Section élargissement :

Logiciel développé par SOCOTEC	BaeIC - Version 1.02.035	14/06/2019
	Section 2	
	Section 2	Page 1 / 1

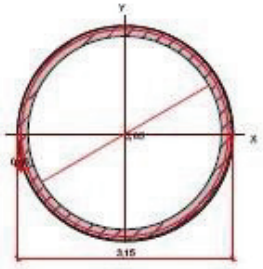
Données saisies :

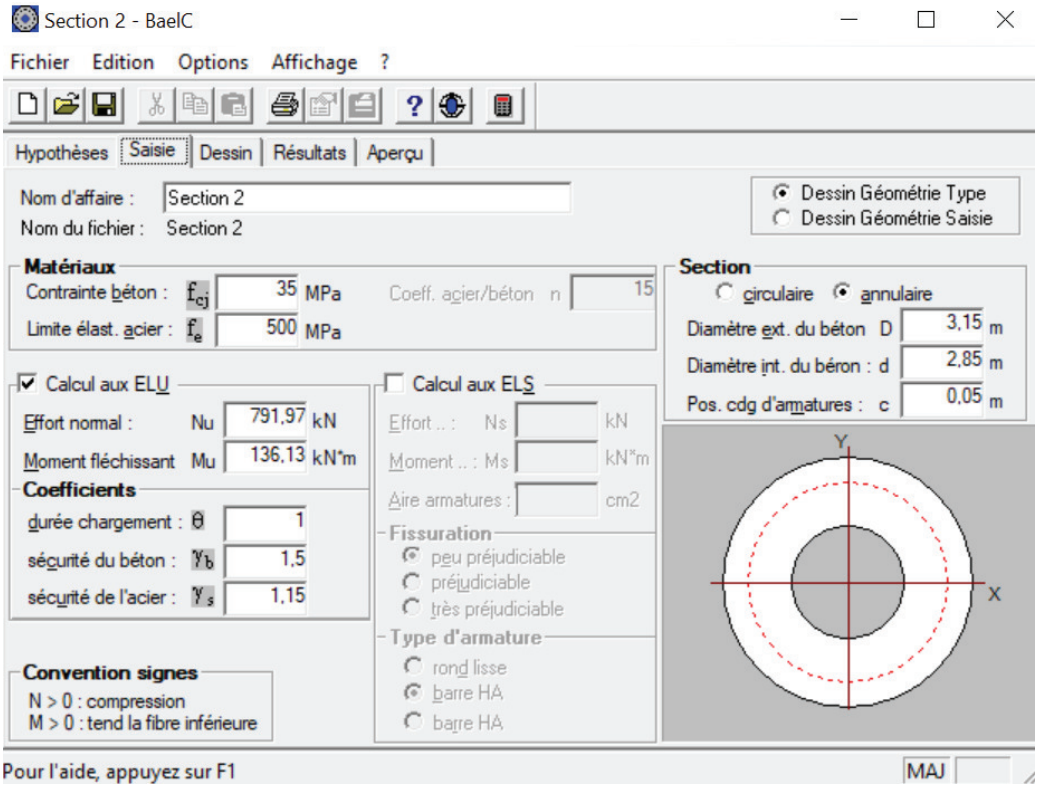
Diamètre extérieur de la section annulaire :	3,15	m
Diamètre intérieur de la section annulaire :	2,85	m
Distance du cdg des armatures au parement :	0,05	m
Contrainte du béton : f_{cj}	35	MPa
Limite d'élasticité d'acier : f_e	500	MPa
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1	
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15	
Effort normal ELU :	791,97	kN
Moment fléchissant ELU :	136,13	kN*m

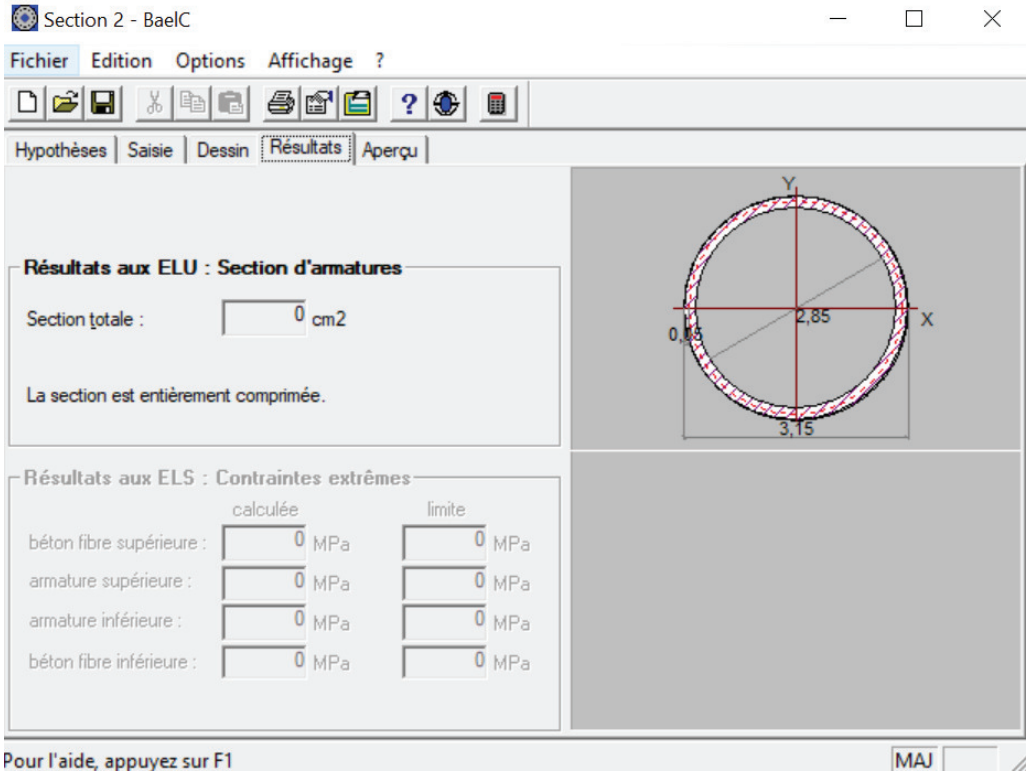
Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures : 0 cm2

La section est entièrement comprimée.




Section 2 - BaelC
Fichier Edition Options Affichage ?
Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu
Nom d'affaire : Section 2
Nom du fichier : Section 2
Dessin Géométrie Type
Dessin Géométrie Saisie
Matériaux
Contrainte béton : fcj 35 MPa
Limite élast. acier : fe 500 MPa
Coeff. acier/béton n 15
Section
circulaire annulaire
Diamètre ext. du béton D 3,15 m
Diamètre int. du béron : d 2,85 m
Pos. cdg d'armatures : c 0,05 m
Calcul aux ELU
Effort normal : Nu 791,97 kN
Moment fléchissant Mu 136,13 kN*m
Coefficients
durée chargement : θ 1
sécurité du béton : γb 1,5
sécurité de l'acier : γs 1,15
Calcul aux ELS
Effort .. : Ns kN
Moment .. : Ms kN*m
Aire armatures : cm2
Fissuration
peu préjudiciable
préjudiciable
très préjudiciable
Type d'armature
rond lisse
barre HA
barre HA
Convention signes
N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure
Y
X
Pour l'aide, appuyez sur F1
MAJ


Section 2 - BaelC
Fichier Edition Options Affichage ?
Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu
Résultats aux ELU : Section d'armatures
Section totale : 0 cm2
La section est entièrement comprimée.
Résultats aux ELS : Contraintes extrêmes
calculée limite
béton fibre supérieure : 0 MPa 0 MPa
armature supérieure : 0 MPa 0 MPa
armature inférieure : 0 MPa 0 MPa
béton fibre inférieure : 0 MPa 0 MPa
Y
X
2,85
0,05
3,15
Pour l'aide, appuyez sur F1
MAJ

Tabellout Variante

Synthèse de suivi des Résultats des Essais de laboratoire sur béton BAP

Référence	Formules	Type de béton	Composition	Date réalisation	E/C Théor	E/L réel	Densité Théor	Densité réelle	Air	Température Ext	Température béton	Étalement cm						Ecoul a la boite L	Stabilité au tamis 5mm	Date d'écrasement à 7 jours	R à la compression à 7J en Mpa sur cube				Date d'écrasement à 28 jours	R à la compression à 28 J en Mpa sur cube				Traction à 28 J en Mpa		
							kg/m3	kg/m3	%	C°	C°	Immedia	Après 30 min	Après 1 h	Aprés2 h	Après 2 h et 30m	Finale				1	2	3	Moy		1	2	3	Moy	1	2	Moy
LAB 47	BAP-F1	15/400	400 Kg Ciment +6,5% Filler + 1,2% Tempo 544	08-juin-17	0.45	0.44	2363	2334	2.8	20	22	69								15-juin-17	33.8	33.7		33.8	06-juil.-17	38.7	38.9	38.2	38.6			
LAB 48	BAP-F2	15/400	400 Kg Ciment +6% Filler + 1,3% Tempo 544	10-juin-17	0.45	0.436	2360	2345	3	26	23	68						0.84	4.9	17-juin-17	35.2	34.8		35.0	08-juil.-17	40.5	40.5	40.8	40.6	3.8		3.8
LAB 49	BAP-F3	15/400	400 Kg Ciment +7% Filler + 1,3% Tempo 544	10-juin-17	0.45	0.43	2349	2341	3.1	26.5	23	67	56					0.83	8.2	17-juin-17	36.7	32.6	35.2	34.8	08-juil.-17	38.5	42.5	41.5	40.83	3.65		3.65
LAB 50	BAP-F4	15/400	400 Kg Ciment +7% Filler + 1,3% Tempo 544 + 0,4% Plastiretard (sable Oued Zehor)	11-juin-17	0.45	0.44	2342	2351	2.5	22.9	22.4	70	63		56			0.87	13.4	18-juin-17	39.9	39.2	41.3	40.1	09-juil.-17	47.7	46.3	46.9	46.97	3.2		3.2
LAB 51	BAP-F5	15/370	370 Kg Ciment +7% Filler + 1,5% Tempo 544 + 0,3% Plastiretard (sable Bousaada)	12-juin-17	0.45	0.49	2358	2352	2.4	22.6	22.3	68						0.83	6.5	19-juin-17	33	34.7	32.9	33.5	10-juil.-17	40.7	38.7	37.3	38.9	2.3		2.3
LAB 52	BAP-F6	15/400	400 Kg Ciment +7% Filler + 1,3% Tempo 544 + 0,4% Plastiretard (sable Bousaada)	13-juin-17	0.45	0.44	2341	2343	2.7	23	22	69	56					0.84	6.2	20-juin-17	34.1	32	33.6	33.2	11-juil.-17	43.8	44.5	44	44.1	4		4
LAB 53	BAP-F7	15/370	370 Kg Ciment +7% Filler + 1,5% Tempo 544 + 0,2 % Plastiretard (sable Bousaada)	13-juin-17	0.47	0.46	2343	2351	2.7	23	22.1	77	65					1	12.7	20-juin-17	34.2	36.7	34.4	35.1	11-juil.-17	42.7	45.2	45.8	44.57	3.9		3.9
LAB 54	BAP-F8	15/370	370 Kg Ciment +7% Filler + 1,5% Tempo 544+0,2% Plastiretard (sable Bousaada)	14-juin-17	0.46	0.46	2341	2352	2.5	25	25	69		48	70			0.88	8.3	21-juin-17	36.0	35.5	36.9	36.1	12-juil.-17	40	42.2	41.5	41.23	3.9		3.9
LAB 58	BAP-F9	15/350	350 Kg Ciment +8%Filler+1,5% Tempo 544 (sable Bousaada) E/L	17-juin-17	0.45	0.46	2343	2336	2.8	23	22	68	51					0.91	7.3	24-juin-17	28.3	29.5	28.5	28.8	15-juil.-17	37.7	36.2	37.1	37	3.3		3.3
LAB 59	BAP-F10	15/350	350 Kg Ciment +8,5% Filler+1,6% Tempo 544 (sable Bousaada) E/L	17-juin-17	0.45	0.43	2341	2339	2.3	25	24	72	54					0.93	10.1	24-juin-17	30.1	28.5	29.3	29.3	15-juil.-17	36.1	35.6	37.2	36.3	3.4		3.4
LAB 60	BAP-F10	15/350	350 Kg Ciment +8,5% Filler+1,6% Tempo 544 (sable Bousaada) E/L	18-juin-17	0.45	0.47	2341	2342	2.8	23	22	70	59					0.91	10.7	25-juin-17	30.7	30.1	30.6	30.5	16-juil.-17	39.3	39	40.3	39.53	7.3		7.3
LAB 61	BAP-F10	15/350	350 Kg Ciment +8,5% Filler+1,6% Tempo 544 (sable Bousaada) E/L	19-juin-17	0.44	0.44	2348	2347	2.7	26	22	71	57					0.92	9.3	26-juin-17	29.7	29.3	29.6	29.5	17-juil.-17	36.7	36.8	35	36.17	3.3		3.3
LAB 62	BAP-F10	15/350	350 Kg Ciment +8,5% Filler+1,6% Tempo 544 (sable Bousaada) E/L	19-juin-17	0.44	0.45	2348	2341	2.9	26	22	69	54					0.89	8.9	26-juin-17	28.3	29.7	29.2	29.1	17-juil.-17	35.1	34.5	35	34.87	3.1		3.1
LAB 63	BAP-F11	15/250	250 Kg Ciment +11,5% Filler+1,6% Tempo 544 (sable Bousaada) E/L	21-juin-17	0.45	0.6	2384	2290		24	23	52								28-juin-17	12	12.04	12.06	12.0	19-juil.-17	16.7	16.5	15.7	16.3			
LAB 64	BAP-F10	15/250	250 Kg Ciment +8,5% Filler+1,6% Tempo 544 (sable Bousaada) E/L	21-juin-17	0.44	0.565	2348	2300		24	23	60								28-juin-17	14.1	15.2	14.5	14.6	19-juil.-17	20.8	20.4	19.9	20.4			
LAB 65	BAP-F10	15/350	350 Kg Ciment +8,5% Filler+1,6% Tempo 544 (sable Bousaada) E/L	21-juin-17	0.44	0.43	2348	2345	2.7	26	23.1	70	45					0.91	8.0	28-juin-17	29.2	29.2	28.9	29.1	19-juil.-17	36.6	36.2	38.2	37.0			
LAB 105	BAP-F6 bis	15/380	1,5% Tempo 544 +0,6% Plastiretard (sable Bousaada)	14-oct.-17	0.4	0.55	2403	2338	2.1	21	22.3			67						21-oct.-17	26.4	26.3	25.1	25.9	11-nov.-17							
LAB 106	BAP-F12	15/400	1,8% Tempo 544 +0,6% Plastiretard (sable Bousaada)	14-oct.-17	0.45	0.45	2330	2337	1.2	22	22.1			88	85					21-oct.-17	29.6	28.5	28.9	29.0	11-nov.-17	40.8	40.1	40	40.3			
LAB 107	BAP-F13	15/400	1,8% Tempo 544 +0,4% Plastiretard (sable Bousaada)	15-oct.-17	0.44	0.44	2338	2339	1.4	17	19.7			81	77		77	0.9	11.7	22-oct.-17	36.7	35.8	34.7	35.7	12-nov.-17	44.9	45.7	46.2	45.6	4.2		4.2
LAB 108	BAP-F13	15/400	1,8% Tempo 544 +0,2% Plastiretard (sable Bousaada)	15-oct.-17	0.44	0.46	2339	2336	2	22.6	20.8			67	57		57	0.8	9.4	22-oct.-17	31.5	31.5	32	31.7	12-nov.-17	39.8	39.2	40.5	39.83	4		4
LAB 109	BAP-F13	15/400	1,9% Tempo 544 +0,3% Plastiretard (sable Bousaada)	16-oct.-17	0.42	0.46	2351	2341	2	21	20.7			72	66		66	0.82	7.8	23-oct.-17	33	32.8	32	32.6	13-nov.-17	37.9	38.5	38.2	38.2	3.6		3.6
LAB 110	BAP-F13	15/400	1,9% Tempo 544 (sable Bousaada)	16-oct.-17	0.42	0.46	2353	2334	2.5	21	23		70	64	54		54	0.6		23-oct.-17	32.4	33.2	31.8	32.5	13-nov.-17	40.9	40.1	40.2	40.4	3.3		3.3
LAB 111	BAP-F13	15/400	1,9% Tempo 544 +0,3% Plastiretard (sable Bousaada)	19-oct.-17	0.42	0.45	2351	2338	2.5	25	21	86		85	80		80	0.94		26-oct.-17	37.8	38.6	38.2	38.2	16-nov.-17	45.5	45.2	46.3	45.67			
LAB 114	BAP-F14	15/380	1,9% Tempo 544 +0,3% Plastiretard (sable Bousaada)	22-oct.-17	0.42	0.46	2351	2348	2.2	20	19.2	85		81	76	71	71	0.87	9.4	29-oct.-17	33	33.4	33.5	33.3	19-nov.-17	40.7	41.2	41.4	41.1			
LAB 115	BAP F13	15/400	1,6% Tempo 12 (voir CARLOS 2e toupie 195L eau)	22-oct.-17	0.4					19.5	21.5	78								29-oct.-17	38.1	41.5	40.3	40.0	19-nov.-17	49.8	47.1	48.2	48.37			
LAB 116	BAP F13	15/400	1,6% Tempo 12 (voir CARLOS 4e toupie 181 L eau)	22-oct.-17	0.4	0.42	2374	2374	1.5	18.9	21	71					71	0.87	8.7	29-oct.-17	43.3	42	41.2	42.2	19-nov.-17	50.2	51.9	52.2	51.43			
LAB 117	BAP F15	15/400	1,6% Tempo 12	23-oct.-17	0.4	0.42	2388	2374	1.5	19.2	21	72					72			30-oct.-17	42.3	42.2	40.6	41.7	20-nov.-17	50.7	49.1	48	49.27			
LAB 118	BAP F15	15/400	1,9% Tempo 544 et 0,3% Plastiretard	24-oct.-17	0.4	0.39	2388	2350	2.5	18.7	20	71		66			66	0.82	7	31-oct.-17	42.7	38.9	41.9	41.2	21-nov.-17	50	51.2	49.7	50.3			
LAB 119	BAP F15	15/400	1,9% Tempo 544 et 0,3% Plastiretard	24-oct.-17	0.43	0.43	2352	2346	1.7	23	20	82		77	70		70	0.84	13.2	31-oct.-17	39.3	38.9	38.7	39.0	21-nov.-17	48.7	47.3	47.7	47.9			
LAB 120	BAP F15	15/400	1,9% Tempo 544 et 0,5% Plastiretard	25-oct.-17	0.41	0.43	2351	2339	2.2	21	22.6	79		70	63			0.8	5.2	01-nov.-17	38.8	36.1	37.2	37.4	22-nov.-17	49.8	49.3	48.7	49.27			
LAB 121	BAP F15	15/400	2,2% T 544	26-oct.-17	0.435	0.43	2352	2351	2.1	15	18	83		77	67			0.84	10.5	02-nov.-17	42.2	39.6	40.7	40.8	23-nov.-17	41.1	43.4	42.3	42.27			

Suivi essais etudes BAP

LAB 122	BAP F15	15/400	2% T 544	26-oct.-17	0.435	0.44	2347	2349	2	23.5	22.2	85		80	65			0.83	9.8	02-nov.-17	40.2	40.5	39	39.9	23-nov.-17	48.1	48.5	47.8	48.13			
LAB 123	BAP F15	15/400	1,9% T 544 (+ 0,2% T 544 à 2h)	29-oct.-17	0.435	0.40	2351	2337	2.5		21.5			750	59		54	0.57	1.5	05-nov.-17	41.1	42.4	42	41.8	26-nov.-17	47.4	48.2	48.5	48.03			
LAB 124	BAP F15	15/400	1,9% T 544 (+ 0,4% T 544 à 2h)	29-oct.-17	0.435	0.436	2351	2337		21.5	23.4	90		72	52		66	0.82	7.3	05-nov.-17	41	37.9	39.5	39.5	26-nov.-17	46.8	46.2	47.1	46.7			
LAB 125	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard (+ 0,4% T 544 à 2h,30m)	30-oct.-17	0.435	0.44	2350	2350	2.1	17.2	19.2	88	85	79	70	67	65	0.84	8.1	06-nov.-17	41.5	41.7	41.4	41.5	27-nov.-17	51.9	50.2	50.5	50.87			
LAB 126	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,2% Plastiretard (+ 0,2% T 544 à 2h)	30-oct.-17	0.435	0.432	2350	2345	2	17.1	24.4	86	77	72	56		65	0.82	6.4	06-nov.-17	40.6	40.9	40.5	40.7	27-nov.-17	51.8	51.2	50.8	51.27			
LAB 127	BAP F15	15/400	1,7% T 544 (+ 0,2% T 544 à 1h)	31-oct.-17	0.435	0.435	2350	2338	2.5	18	21.6	77		46			52	0.35		07-nov.-17	38.9	39.9	39.5	39.4	28-nov.-17	49.3	49.1	48.4	48.93			
LAB 128	BAP F15	15/400	1,7% T 544 + 0,2% Plastiretard (+ 0,2% T 544 à 1h,30m)	31-oct.-17	0.435	0.43	2350	2341	2.6	19.2	23.3	80	68	52			60	0.48	3.6	07-nov.-17	39	38.5	39.8	39.1	28-nov.-17	51.2	51	49.5	50.57			
LAB 129	BAP F15	15/400	2% T 544 (+ 0,2% T544 à 2 h)	04-nov.-17	0.435	0.436	2350	2352	2.1	15.5	18.7	85		74	60	65	65	0.81	5.9	11-nov.-17	37.7	38.4	38.8	38.3	02-déc.-17	46.1	46.8	45.2	46.03			
LAB 130	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard	04-nov.-17	0.435	0.439	2349	2353	2.2	22.5	22.2	84		77	60					11-nov.-17	39.1	40.5	39.8	39.8	02-déc.-17	47.2	47.8	48.3	47.77			
LAB 131	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard (+ 0,2% T 544 à 2h)	04-nov.-17	0.435	0.439	2349	2353	2.2	22.5	22.2				78	71	65	0.82	6.3	11-nov.-17	39.4	39.8	38.2	39.1	02-déc.-17	49.2	48.1	48.5	48.6			
LAB 132	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard	05-nov.-17	0.435	0.435	2349	2351	2.2	20	22.5	88		79	69					12-nov.-17	38.5	39.9	39.2	39.2	03-déc.-17	48.6	48.7	47.9	48.4			
LAB 133	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard (+ 0,2% T 544 à 2h)	05-nov.-17	0.435	0.435	2349	2351	2.2	20	22.5				81	73	67	0.86	7.9	12-nov.-17	38.1	41.1	37.8	39.0	03-déc.-17	49.8	49.5	50.3	49.87			
LAB 134	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard	06-nov.-17	0.435	0.435	2349	2352	2.1	18	21.8	87	85	79	70	65	69			13-nov.-17	37.4	39.7	38.2	38.4	04-déc.-17	49.2	48.7	48.3	48.73			
LAB 135	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard (+ 0,2% T 544 à 2h)	06-nov.-17	0.435	0.435	2349	2352	2.1	18	21.8				70		69	0.876	9.2	13-nov.-17	38.4	40.1	39.8	39.4	04-déc.-17	51.2	50.3	50.1	50.53	3.8	3.5	3.7
LAB 136	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard	06-nov.-17	0.435	0.437	2349	2350	2.2	20	22.1	88	85	80	71	67	70			13-nov.-17	41.4	40.9	41.5	41.3	04-déc.-17	50.5	50.8	49.7	50.33			
LAB 137	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard (+ 0,2% T 544 à 2h)	06-nov.-17	0.435	0.437	2349	2350	2.2	20	22.1				71		70	0.89	10.1	13-nov.-17	39.3	38.4	38.7	38.8	04-déc.-17	44.1	43.4	45.2	44.23	4.4		4.4
LAB 138	BAP F16	15/400	1,7% T 544	07-nov.-17	0.435		2352					83	76	67	53	48	48			14-nov.-17	37.9	38.2		38.1								
LAB 139	BAP F16	15/400	1,5% T 544	07-nov.-17	0.435		2353					69	55	46						14-nov.-17	34.2	34.8		34.5								
LAB 154	BAP F17	15/400	1,6% T 544 + 7%Filler + 17,5% Sable Boussaada (cubes)	16-nov.-17	0.435	0.435	2352	2349	2.1	13.5	18.5	79	69	57	45		45			23-nov.-17	40.3	39.8	40.7	40.3	14-déc.-17	47.2	46.9	47.5	47.2			
LAB 155	BAP F17	15/400	1,6% T 544 + 7%Filler + 17,5% Sable Boussaada (cubes)	16-nov.-17	0.435	0.435	2352	2349	2.2	16	19	78	68	56			50	0.56	0.29	23-nov.-17	39.2	40.1	40.5	39.9	14-déc.-17	46.5	47.3	47	46.93			
LAB 162	BAP F16	15/400	1,5% T 544 + 7%Filler + 17,5% Sable Boussaada (cubes)	20-nov.-17	0.44	0.44	2350	2346	2.2	15	20	78	67	59	50			0.57	0.28	27-nov.-17	42.3	44.5	44.2	43.7	18-déc.-17	45.8	46.3	45.4	45.83	4.1	3.9	4
LAB 163	BAP F16	15/400	1,5% T 544 + 7%Filler + 17,5% Sable Boussaada (cubes)	20-nov.-17	0.44	0.44	2350	2350	2	20.2	21	77	66	58	49			0.55	0.24	27-nov.-17	38.7	40.1	39.8	39.5	18-déc.-17	46.4	45.8	45.6	45.93	3.9	4.2	4.1
LAB 164	BAP F16	15/400	1,5% T 544 + 7%Filler + 17,5% Sable Boussaada (cubes)	21-nov.-17	0.44	0.44	2350	2352	2.2	15	20	78	68	60	52			0.62	1.1	28-nov.-17	37.7	37.5	37.4	37.5	19-déc.-17	45.3	46.8	45.7	45.93	3.4	3.2	3.3
LAB 172	BAP F16	15/400	1,5% T 544 + 7%Filler + 17,5% Sable Boussaada (cylindres) (conv01)	30-nov.-17	0.44	0.41	2350	2354	1.8	10	15.6	68	53					0.58	1.9	07-déc.-17	28.9	29.1	29.5	29.2	28-déc.-17	35.2	35.7	36.4	35.77	2.7	2.8	2.8
LAB 173	BAP F16	15/400	1,5% T 544 + 7%Filler + 17,5% Sable Boussaada (cubes) (conv02)	04-déc.-17	0.44	0.436	2350	2355	2	12.3	12	71	58					0.62	2.2	11-déc.-17	33	32.1	32.7	32.6	01-janv.-18	42.6	42.8	43.3	42.9			
LAB 197	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard (conv01) (cubes)	24-avr.-18	0.435	0.41	2349	2355	1.8	23.5	24	83	81.5				66	0.9	9.9	01-mai-18	47.1	44.5	46.1	45.9	22-mai-18	54.3	55.3	54.7	54.77	4	3.9	4.0
LAB 198	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard (conv02) (cubes)	25-avr.-18	0.435	0.37	2349	2354	2	21.8	21.7	85.5		80			66.5	0.89	9.7	02-mai-18	46.1	48.5	47.5	47.4	23-mai-18	57.3	55.8	56	56.37	3.9	3.8	3.9
LAB 199	BAP F15	15/400	1,9% T 544 + 0,3% Plastiretard (conv03) (cubes)	26-avr.-18	0.435	0.37	2349	2382	1.9	20.3	21.3	82.5		80.5			68.5	0.92	13.2	03-mai-18	45.9	44.8	45.2	45.3	24-mai-18	55	56.5	56.3	55.93	4.3	4.2	4.3
LAB 258	BAP F16	15/400	400 Kg Ciment +7% Filler + 1,5% Tempo 544 (conv01)	13-févr.-19	0.440	0.425	2350	2355	1.9	13	12.2	72	72	70				0.89	12.3	20-févr.-19	39	41.9	40.2	40.4	13-mars-19	47.5	53.3	48.9	49.9	4.2	3.8	4
LAB 259	BAP F16	15/400	400 Kg Ciment +7% Filler + 1,5% Tempo 544 (conv02)	13-févr.-19	0.440	0.436	2350	2361	1.7	13.8	12.5	68	67	66				0.85	8.98	20-févr.-19	36.8	36.1	36.7	36.5	13-mars-19	48.9	47.6	50.1	48.87	3.3	2.9	3.1
LAB 260	BAP F16	15/400	400 Kg Ciment +7% Filler + 1,5% Tempo 544 (conv03)	14-févr.-19	0.440	0.436	2350	2353	2.1	10	11.2	70	69	67				0.87	12.75	21-févr.-19	38.6	36.6	37.3	37.5	14-mars-19	49.1	46.4	46.4	47.3	3.2	3.8	3.5
LAB 261	BAP F15	15/400	400 Kg Ciment + 1,9% Tempo 544 (conv01) (cubes)	25-févr.-19	0.435	0.42	2349	2378	1.3	8.5	10.5	78	77	76			76	0.88	13.9	04-mars-19	47.7	46.9	46.3	47.0	25-mars-19	53.5	61.9	57.8	57.73	3	3.7	3.4
LAB 262	BAP F15	15/400	400 Kg Ciment + 1,9% Tempo 544 (conv02) (cubes)	26-févr.-19	0.435	0.425	2349	2391	1.6	10	12.4	77	77	76			76	0.88	13.2	05-mars-19	51.3	49.2	49.8	50.1	26-mars-19	55	55.2	53.6	54.6	2.9	3	3.0
LAB 263	BAP F15	15/400	400 Kg Ciment + 1,9% Tempo 544 (conv03) (cubes)	27-févr.-19	0.435	0.435	2349	2393	1.4	8.5	13	77	77	76			76	0.88	12.7	06-mars-19	47.4	47.2	48.2	47.6	27-mars-19	59.1	61.8	57.1	59.33	4	3	3.5