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

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude du tunnel autoroutier de la pénétrante du port d'Oran

Présenté par :
KHECHA Karam
SAIAH Mohamed

Encadré par :
HEBIB Rafik
Co-encadré par :
BERRACHED Abdelmalek

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIMENTS

Tout d'abord, nous remercions Dieu tout puissant celui sans qui rien n'est, et grâce à qui nous avons pu accomplir ce travail, de nous avoir donné la force, la patience, le courage et la volanté de mener à terme ce modeste travail.

Nous tenons à remercier énormément notre cher encadreur M. Rafik HEBIB qui nous a fait l'honneur de bien vouloir nous guider dans notre travail, pour son aide bien précieuse, pour ses conseils et ses orientations qui nous ont été d'une grande utilité pour le bon déroulement de ce travail.

Nous remercions aussi M. Missoum BOUARGOUB et Mme KHEMMAR de nous avoir donner l'opportunité de travailler sur ce projet ainsi que toute l'équipe du chantier de l'Algérienne Des Autoroutes pour leur chaleureux accueil, sans oublier M. Abdelmalek BERRACHED pour son aide et sa disposition à nous fournir toutes les données et les documents dont nous avions besoin pour réaliser ce mémoire.

Nous remercions ainsi tous les enseignants de l'ENSTP pour le transfert de leur savoir à travers notre formation et tout au long de notre cursus universitaire, et nous remercions plus particulièrement M. Mohamed HADID, M. Kamel HAMADI, M. Khaled TOUNSI, Mme Mahdia-Yasmina MEHIAOUI ainsi que Mme Zohra DERRICHE pour leurs conseils et leurs réponses à nos questions durant la réalisation de ce mémoire.

Nous adressons nos vifs remerciements au chef de département Matériaux et Structure M. Abdelhakim BENOUCHFOUN ainsi que le service des stages particulièrement Mme Nihed-Khadidja SIAD pour leur suivi et réponse à toutes nos questions durant notre période de stage.

Sans oublier tous nos amis qui ont fait de nos années au sein de l'école un réel plaisir, et pour leurs attentions et encouragements durant l'accomplissement de ce travail.

Au terme de ce parcours, nous sommes redevables aux personnes qui sont les plus chers à nos cœurs, nos parents pour leurs encouragements et leurs accompagnements tout au long de ces années ainsi que pour leur soutien moral et matériel.

DÉDICACES

Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, le très miséricordieux

Tout d'abord je tiens à remercier le tout puissant ﷲ de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver au terme de ce modeste travail, que je dédie à :

A chères mes parents pour lesquels je dois la vie.

A mon cher frère et ma chère sœur, à qui je souhaite beaucoup de bonheur et de réussite.

A mes grandes mères.

A tous mes oncles et tantes ainsi que toutes leurs familles.

A mes meilleurs amis : BOUGUERRA Mohamed, MECHERI Chakib, STAMBOULI Abderrahmane, REZIGUI Khaled, KRIBESS Zinou, BENALI Cherif, MEHTAL Ryad, CHEBCEHB Abderrahmane, MEZIANI Imad, FLISSI Malik, ZEMIECH Hichem et MEJDOUB Tarek.

A mon encadreur M. HEBIB Rafik.

A mon binôme Karam, avec qui j'ai effectué et pu accomplir ce travail.

A tous mes agréables camarades de l'ENSTP : Tarek, Abdellah, Mustafa, Ibrahim, Echeima, Kahina, Sarra, Zola.

Une pensée à mes grands-pères qui nous ont quittés, que Dieu leur fasse miséricorde et les accueils dans son vaste paradis.

SAIAH MOHAMED

A mon père, ma mère, mes sœurs.

Karam

ملخص

الموضوع: تصميم ودراسة نفق على الطريق السريع الرابط بين طريق السيار شرق غرب ومناء وهران ثنائي النفق.

الهدف من هذا المشروع كأطروحة تخرج يتمثل في تصميم المقطع العرضي للنفق وإختيار دعم مؤقت وطلاء نهائي ملائم بإستخدام الطريقة النمساوية الجديدة (NATM). سيتم ذلك، أولاً، عبر جمع المعلومات الجيوتقنية الخاصة بالمشروع، تصنيف التربة، حساب الشحن المطبقة على النفق وبعد ذلك نقوم بنمذجة الدعم المؤقت بإستعمال برنامج الروبوت لتأكد من مقاومته واستقراره. سنقوم بعد ذلك بتحقق تحليل بإستعمال منهج التساتل والحبس وباستعمال برنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد. وبعد ذلك سنقوم بالتأكد من إستقرار ومقاومة الطلاء النهائي وكذلك إستقرار النفق بالنسبة لزلازل.

وفي سياق الماستر قمنا ببحث حول الإستخدام الأمثل بطريقة التحليل العكسي في العمل الجيوتقني.

كلمات البحث: نفق، طريق سريع، دعم، طلاء، تحليل عكسي، روبوت، بلاكسيس.

Résumé

Sujet : Conception et étude du tunnel autoroutier en bitube de la pénétrante du port d'Oran.

L'objectif à travers ce projet de fin d'étude est la conception de la section transversale d'un tunnel autoroutier en bitube, le choix d'un soutènement provisoire et définitif en utilisant la méthode NATM. Cela se fera, en premier, en collectant les données géotechniques, en classifiant le sol, en calculant les charges appliquées sur le tuunel et puis on modélisera le soutènement provisoire du tunnel en utilisant un logiciel d'éléments finis ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, pour vérifier sa résistance et sa stabilité. Nous procèderons à une vérification analytique par la méthode convergence-confinement et par un modèle numérique en utilisant le logiciel PLAXIS 2D. Et on procèdera par la suite à la vérification du revêtement définitif et à la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du séisme.

Dans ce travail, un chapitre sera consacré au volet master qui comportera une recherche sur l'optimisation pas analyse inverse en géotechnique.

Mots clés : Tunnel, autoroutier, soutènement, revêtement, ROBOT, PLAXIS, NATM, optimisation, analyse inverse.

Abstract

Subject: Engineering design and study of highway twin-tube tunnel of the motorway penetration of Oran harbor.

The purpose of our final graduation project is concepting the cross section of the highway twin-tube tunnel, design a lining support and permanent support using NATM method. This will be done, at first, by collecting geotechnical data, classing the soil, then calculate the charges applied to the lining support, modelling the tunnel cross section using a Finite Element Method (FEM) software (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS) to verify the resistance and stability, then verifying convergence using analytical method (Convergence-confinement method) and numerical method using Plaxis 2D software, and lastly verifying the stability of the tunnel toward seismic conditions. Finally, we finished our work with a Master chapter in which we discussed back analysis method applied in geotechnics.

Key words: Tunnel, highway, lining support, Robot, Plaxis, NATM, optimization, back analysis.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Étude bibliographique.

Figure I.1 Creusement en pleine section……..…..5

Figure I.2 Creusement en demi-section……...5

Figure I.3 Creusement avec cloison centrale……...5

Figure I.4 Creusement avec galeries aux naissances……...5

Figure I.5 Soutènement par béton projeté……...6

Figure I.6 Boulons à ancrage ponctuel et réparti……6

Figure I.7 Soutènement par cintres lourds……...6

Figure I.8 Soutènement par congélation……..6

Figure I.9 Revêtement en béton coffré……7

Figure I.10 Revêtement par tunnelier (TBM)……..8

Figure I.11 Revêtement en béton projeté……8

Figure I.12 Revêtement par voûte active……8

Figure I.13 Les équipements de sécurité d'un tunnel……..…9

Figure I.14 Ventilation longitudinale……10

Figure I.15 Ventilation transversale……..11

CHAPITRE II : Présentation du projet.

Figure II.1 Obstacles traversés par le tunnel……15

Figure II.2 Photo satellitaire de la localisation de première tranche de pénétrante du port ……...15

Figure II.3 Photo satellitaire de la section tunnel ……..16

Figure II.4 Portail d'entrée du tunnel……16

Figure II.5 L'intérieur du tunnel……17

CHAPITRE III : Conception géométrique

Figure III.1 Éléments du profil en travers……18

Figure III.2 Conception de la plateforme……..19

Figure III.3 Terminologie employée……21

Figure III.4 Hauteurs du gabarit……21

Figure III.5 Conception de la section finale……..22

Figure III.6 Section transversale finale du tunnel……..23

CHAPITRE IV : Reconnaissances géotechniques, géologiques et hydrogéologiques.

Figure IV.1 Coupe géologique de la zone du projet……...25

Figure IV.2 Les bassins versants de l'Algérie……...25

Figure IV.3 Caisse 3 du sondage BH-45……...28

Figure IV.4 Caisse 6 du sondage BH-43……...30

Figure IV.5 Caisse 3 du sondage BH-47……...31

Figure IV.6 Résultats obtenus par RocLab……33

Figure IV.7 Profil lithologique……..35

CHAPITRE V : Prédimensionnement empirique.

Figure V.1 Choix du mode de creusement [13]…….39

CHAPITRE VI : Calcul des charges.

Figure VI.1 Charges verticales selon BIERBAUMER……46

Figure VI.2 Charges verticales et horizontales selon PROTODIAKONOV……....47

Figure VI.3 Charges verticales selon TERZAGHI [15]……....48

Figure VI.4 Poussées au niveau du radier selon TSIMBAREIVITCH……52

CHAPITRE VII : Soutènement provisoire.

Figure VII.1 Figure représetative de la méthode……..57

Figure VII.2.a Model du mode demi-section……....59

Figure VII.2.b Model du mode section divisée……59

Figure VII.3 Cuvette de tassement……...…….66

CHAPITRE VIII : Méthode convergence confinement.

Figure VIII.1 La méthode convergence confinement…….…..68

Figure VIII.2 Courbe convergence (comportement élastique)……69

Figure VIII.3 Courbe convergence (comportement élasto-plastique)……..69

Figure VIII.4 Abaque de Panet et Guenot…….…70

Figure VIII.5 Courbe caractéristique du soutèement……....71

Figure VIII.6 Courbe caractéristique du composite…….….72

Figure VIII.7 Courbe convergence-confinement……..….73

Figure VIII.8 Courbe convergence confinement de la zone 1……..….74

Figure VIII.9 Courbe convergence confinement de la zone 2…….….75

Figure VIII.10 Courbe convergence confinement de la zone 3……....75

Figure VIII.11 Courbe convergence confinement de la zone urbaine…….….76

CHAPITRE IX : Pré-soutènement.

Figure IX.1 Pression de confinement au front……..78

Figure IX.2 Pré-soutènement par voute parapluie…….81

CHAPITRE X : Modélisation numérique (PLAXIS 2D).

Figure X.1.a Phase 1 Creusement de la demi-section supérieure (H = 6m)……..87

Figure X.1.b Phase 2 Activation du soutènement de la demi-section supérieure…….87

Figure X.1.c Phase 3 Creusement de la demi-section inferieure……..87

Figure X.1.d Phase 4 Activation du soutènement de le reste de la section……87

Figure X.2.a Phase 1 Creusement de la calotte (H = 4m)…….87

Figure X.2.b Phase 2 Activation du soutènement de la calotte…….…87

Figure X.2.c Phase 3 Creusement du stross……...……87

Figure X.2.d Phase 4 Soutènement du stross…….87

Figure X.2.e Phase 5 Creusement du radier…….…….87

Figure X.2.f Phase 6 Soutènement du radier…….87

CHAPITRE XI : Revêtement définitif.

Figure XI.1 Modélisation du revetement définitif……..…..90

CHAPITRE XII : Étude sismique.

Figure XII.1 Carte de zonage sismique de l'Algérie [30]…….96

Figure XII.2 Interaction terrain structure…….….98

Figure XII.3 Interface du logiciel BaelC……..……..….101

CHAPITRE XIII : Optimisation par analyse inverse en géotechnique (Master).

Figure XIII.1 Estimation de l’erreur……103

Figure XIII**.**2 Principe de la méthode du gradient [34]……105

Figure XIII.3 Exemple d’espace de recherche [35]…….106

Figure XIII.4 Classification des méthodes selon leur exploration et exploitation de l'espace de recherche [34]…….……107

Figure XIII.5 Principe de fonctionnement du logiciel SiDoLo [38]……..108

ANNEXE D : Soutènement provisoire.

Figure D.1.a Moment fléchissant de la zone 1 en demi-section……..126

Figure D.1.b Effort normal de la zone 1en demi-section.....……126

Figure D.1.c Effort tranchant de la zone 1 en demi-section ……..……126

Figure D.2.a Moment fléchissant de la zone 1 en section divisée ……..126

Figure D.2.b Effort normal de la zone 1 en section divisée……126

Figure D.2.c Effort tranchant de la zone 1 en section divisée……126

Figure D.3.a Moment fléchissant de la zone 2 en demi-section……..127

Figure D.3.b Effort normal de la zone 2 en demi-section.....……..127

Figure D.3.c Effort tranchant de la zone 2 en demi-section ……..…….127

Figure D.4.a Moment fléchissant de la zone 2 en section divisée ……..127

Figure D.4.b Effort normal de la zone 2 en section divisée……127

Figure D.4.c Effort tranchant de la zone 2 en section divisée…….127

Figure D.5.a Moment fléchissant de la zone 3 en demi-section……..128

Figure D.5.b Effort normal de la zone 3 en demi-section.....……..128

Figure D.5.c Effort tranchant de la zone 3 en demi-section ……..…….128

Figure D.6.a Moment fléchissant de la zone 3 en section divisée ……..128

Figure D.6.b Effort normal de la zone 3 en section divisée……128

Figure D.6.c Effort tranchant de la zone 3 en section divisée…….128

Figure D.7.a Moment fléchissant de la zone urbaine en demi-section……129

Figure D.7.b Effort normal de la zone urbaine en demi-section.....……129

Figure D.7.c Effort tranchant de la zone urbaine en demi-section ……..129

Figure D.8.a Moment fléchissant de la zone urbaine en section divisée ……129

Figure D.8.b Effort normal de la zone urbaine en section divisée……129

Figure D.8.c Effort tranchant de la zone urbaine en section divisée……129

ANNEXE F : Modélisation numérique PLAXIS 2D.

Figure F.2 Déplacments du terrain de la zone 01 avec creusement en section divisée sans renforcement……...134

Figure F.2 Déplacments du terrain de la zone 01 avec creusement en section divisée avec renforcement……...135

Figure F.3 Déplacments du terrain de la zone 02 avec creusement en demi-section sans renforcement……...136

Figure F.4 Déplacments du terrain de la zone 02 avec creusement en demi-section avec renforcement……...137

Figure F.5 Déplacments du terrain de la zone 03 avec creusement en section divisée sans renforcement……..…138

Figure F.6 Déplacments du terrain de la zone 03 avec creusement en section divisée avec renforcement……...139

Figure F.7 Déplacments du terrain de la zone urbaine avec creusement en demi-section sans renforcement……...140

Figure F.8 Déplacments du terrain de la zone urbaine avec creusement en demi-section avec renforcement……...141

ANNEXE G : Revêtement définitif.

Figure G.1.a Effort normal de la zone 1……..142

Figure G.1.b Effort tranchant de la zone 1……...142

Figure G.1.c Moment fléchissant de la zone 1……143

Figure G.2.a Effort normal de la zone 2……...143

Figure G.2.b Effort tranchant de la zone 2……..144

Figure G.2.c Moment fléchissant de la zone 2……144

Figure G.3.a Effort normal de la zone 3……...145

Figure G.3.b Effort tranchant de la zone 3……..…145

Figure G.3.c Moment fléchissant de la zone 3……146

Figure G.4.a Effort normal de la zone urbaine……146

Figure G.4.b Effort tranchant de la zone urbaine……147

Figure G.4.c Moment fléchissant de la zone urbaine……..147

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE IV : Reconnaissances géotechniques, géologiques et hydrogéologiques.

Tableau IV.1 Tableau récapitulatif des sondages carottés…….26

Tableau IV.2 Tableau récapitulatif des essais pressiométrique……27

Tableau IV.3 Récapitulation des résultats obtenus pour la classification des grès…….33

Tableau IV.4 Division de la zone d'étude selon les terrains rencontrés…….36

Tableau IV.5 Tableau récapitulatif des paramètres géotechniques des terrains rencontrés……..36

CHAPITRE V : Prédimensionnement empirique.

Tableau V.1 Classes de massifs rocheux depuis la note RMR finale (BIENIAWSKI, 1989) [10]……..….37

Tableau V.2 Classification Z. BIENIAWSKI du terrain 38

Tableau V.3 Classification des terrains des trois sections selon l'AFTES..... 38

Tableau V.4 Choix de la méthode de creusement 39

Tableau V.5 Choix du type de soutènement pour les deux terrains 1 et 2 selon BIENIAWSKI 40

Tableau V.6 Critères de choix de l'AFTES pour les sables consolidés semi-lapidifiés (SC_{SL})……41

Tableau V.7 Critères de choix de l'AFTES pour les grès (G)……....……..……...41

Tableau V.8 Critères de choix de l'AFTES pour les sables moyens (SM)……..……42

CHAPITRE VI : Calcul des charges.

Tableau VI.1 Caractéristiques géométriques du tunnel…….44

Tableau VI.2 Caractéristiques mécaniques du sol…….……...44

Tableau VI.3 Charges géostatiques verticales……...45

Tableau VI.4 Charges verticales selon BIERBAUMER……...47

Tableau VI.5 Charges verticales selon PROTODIAKONOV……...48

Tableau VI.6 Charges verticales selon TERZAGHI……...……..49

Tableau VI.7 Charges géostatiques horizontales……...……...50

Tableau VI.8 Charges horizontales selon PROTODIAKONOV…….....50

Tableau VI.9 Charges horizontales selon TERZAHI……51

Tableau VI.10 Tableau récapitulatif de la méthode de TSIMBAREIVITCH…….……...53

Tableau VI.11 Tableau récapitulatif des charges de calcul…….……...54

CHAPITRE VII : Soutènement provisoire.

Tableau VII.1 Propriétés des cintres utilisés……...……..55

Tableau VII.2 Caractéristiques mécaniques de la nuance d'acier utilisée…….56

Tableau VII.3 Caractéristiques mécaniques de la section équivalente du soutènement……58

Tableau VII.4 Rigidité linéique du terrain encaissant……...…58

Tableau VII.5 Tableau récapitulatif des efforts internes des soutènements dans chaque zone……...59

Tableau VII.6 Caractéristiques des soutènements…….61

Tableau VII.7 Vérification des contraintes normales……62

Tableau VII.8 Vérification des contraintes tangentielles de la demi-section……63

Tableau VII.9 Vérification de la résistance en section……..64

Tableau VII.10 Vérification de la stabilité au flambement……64

Tableau VII.11 Vérification de la résistance au cisaillement……65

Tableau VII.12 Paramètres mécaniques du terrain utiles pour le calcul de tassement……...……65

Tableau VII.13 Application pour l'estimation du tassement.……66

CHAPITRE VIII : Méthode convergence confinement.

Tableau VIII.1 Taux de déconfinement lors de l'installation du cintre…….…….71

Tableau VIII.2 Taux de déconfinement en présence du composite……...72

Tableau VIII.3 Caractéristiques géométriques relatives aux terrains……73

Tableau VIII.4 Caractéristiques des parois du tunnel……73

Tableau VIII.5 Valeurs de la courbe caractéristique du soutènement…….……...74

Tableau VIII.6 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode convergence confinement……...76

CHAPITRE IX : Pré-soutènement.

Tableau IX.1 Évaluation du facteur de charge N……..79

Tableau IX.2 Classification de la stabilité du front de taille selon Clough & Smith [1981]……..79

Tableau IX.3 Évaluation de la contrainte de stabilité du front selon Jancsecz et Steiner (1994)……...80

Tableau IX.4 Caractéristiques des boulons R32-15…….80

Tableau IX.5 Paramètres de calcul du nombre de boulons……..…...80

Tableau IX.6 Propriétés géomécaniques de la voute parapluie…….81

Tableau IX.7 Module de déformation équivalent du massif renforcé par voûte parapluie……..81

CHAPITRE X : Modélisation numérique (PLAXIS 2D).

Tableau X.1 Epaisseur des terrains pour le PLAXIS 2D……...…83

Tableau X.2 Caractéristiques améliorées du terrain……..…84

Tableau X.8 Géométrie des sections du tunnel……..…85

Tableau X.9 Caractéristiques mécaniques des soutènements……...86

Tableau X.10 Caractéristiques mécaniques du béton projeté……..……..86

Tableau X.11 Résultats des déplacements……..……..89

CHAPITRE XI : Revêtement définitif.

Tableau XI.12 Effort interne du revêtement au niveau de la zone 1…...……...……....…..…… 91

Tableau XI.2 Efforts internes du revêtement au niveau de la zone 2……...……..……91

Tableau XI.3 Efforts internes du revêtement au niveau de la zone 3……...……..……91

Tableau XI.4 Efforts internes du revêtement au niveau de la zone urbaine…..…..……..……91

Tableau XI.5 Ferraillage longitudinal pour les quatre zones……...……...……..……92

Tableau XI.6 Vérification de la condition de résistance au cisaillement pour les quatre (04) zones……...……...……..……93

Tableau XI.7 Calcul de l'espacement du ferraillage transversal…...……...……94

Tableau XI.2 Calcul du ferraillage secondaire pour les quatre (04) zones…..……...……..…...…95

CHAPITRE XII : Étude sismique.

Tableau XII.13 Vitesses des ondes de cisaillement des 4 zones selon leur catégorie……...98

Tableau XII.14 Coefficient d'accélération des zones sismiques……..….98

Tableau XII.15 Valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie [30]…..….100

Figure XII.4 Résultats de calculs des longueurs d'ondes……...100

Tableau XII.16 Résultats des efforts internes dus à l'excitation sismique en tenant compte de l'interaction sol-structure……...…….101

ANNEXE A : Coupe lithologique et résultats des essais.

Tableau A.1 Tableau récapitulatif des résultats de l'essai SPT…….……..111

Tableau A.2 Tableau récapitulatif de l'essai pressiométrique……..……...112

Tableau A.3 Tableau récapitulatif de l'essai de compression uni-axiale……114

Tableau A.4 Tableau récapitulatif de l'essai de compression à la compression entre pointe (Essai Franklin)……...115

Tableau A.5 Classification RMR_{89}.....115

Tableau A.6 Notes selon les états de discontinuités de la masse rocheuse…….116

Tableau A.7 Notes selon l'orientation des discontinuités……116

Tableau A.8 Direction du pendage selon l'orientation des couches par rapport à l'axe du tunnel……...116

ANNEXE B : Prédimensionnement empirique.

Tableau B.17 Classification des terrains selon les recommandations de l'AFTES……..…117

Tableau B.18 Recommandations de Z. BIENIAWSKI pour la méthode d'excavation……118

Tableau B.19 Soutènement proposé par Z. BIENIAWSKI…….…...118

Tableau B.4 Tableau récapitulatif du choix de soutènement selon les recommandations de l'AFTES du terrain 1……119

Tableau B.5 Tableau récapitulatif du choix de soutènement selon les recommandations de l'AFTES du terrain 2……120

Tableau B.6 Tableau récapitulatif du choix de soutènement selon les recommandations de l'AFTES du terrain 3……121

ANNEXE C : Calcul des charges.

Tableau C.20 Tableau caractérisant le coefficient f……..…123

Tableau C.2 Paramètres géotechniques des quatre zones……124

ANNEXE D : Soutènement provisoire.

Tableau D.21 Rigidités des cintres……...……...…125

Tableau D.22 Rigidités du béton projeté……...……...…125

Tableau D.23 Paramètres C_A……...……...……125

Tableau D.24 Paramètres C_I……...……...126

Tableau D.25 Calcul de vérification des contraintes normales……..……...……..130

Tableau D.26 Calcul de vérification de la résistance en section……..…...…130

Tableau D.27 Calcul de vérification de la stabilité au flambement……..……131

Tableau D.28 Calcul de vérification de la résistance au cisaillement……..……131

ANNEXE E : Méthode convergence confinement.

Tableau E.1 Valeurs de la courbe caractéristique de la zone 1……132

Tableau E.2 Valeurs de la courbe caractéristique de la zone 2……132

Tableau E.3 Valeurs de la courbe caractéristique de la zone 3……132

Tableau E.4 Valeurs de la courbe caractéristique de la zone urbaine……..…133

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE……..1

CHAPITRE I : Étude bibliographique.

I.1. INTRODUCTION 3

I.2. CLASSIFICATION DES TUNNELS 3

I.3. RÉALISATION DES TUNNELS 4

I.4. SÉCURITÉ ET ÉQUIPEMENTS 8

I.4.1. Disposition de génie civil 9

I.4.2. Détection des alertes 10

I.4.3. Evacuation et protection des usagers 10

I.4.4. Environnement et bassin déshuileur 11

I.4.5. Éclairage 11

I.4.6. Signalisation 12

I.4.7. Systèmes de lutte contre incendie 12

I.4.8. Equipements de gestion technique centralisé (GTC) 13

I.5. CONCLUSION 13

CHAPITRE II : Présentation du projet.

II.1. INTRODUCTION 14

II.2. PRÉSENTATION DE LA LIAISON AUTOROUTIÈRE DU PORT 14

II.3. OBJECTIFS DU PROJET 14

II.4. LOCALISATION DE LA SECTION TUNNEL 15

II.5. PRÉSENTATION DE LA SECTION TUNNEL 16

II.6. CONCLUSION 17

CHAPITRE III : Conception géométrique.

III.1. INTRODUCTION 18

III.2. CONCEPTION DE LA SECTION TRANSVERSALE 18

III.2.1. Plateforme 18

III.2.2. Gabarit en hauteur 20

III.2.3. Section finale 22

III.3. CONCLUSION 23

CHAPITRE IV : Reconnaissances géotechniques, géologiques et hydrogéologiques.

IV.1. INTRODUCTION 24
IV.2. CONTEXTE GÉOLOGIQUE 24
IV.2.1. Géologie du littoral oranais 24
IV.2.2. Géologie de la zone de projet 24
IV.3. CONTEXTE HYDROGÉOLOGIQUE 25
IV.4. COMPAGNES D'INVESTIGATION GÉOTECHNIQUE 26
IV.5. PARAMÈTRES DU SOL ET DE LA MASSE ROCHEUSE 28
IV.5.1. Sable moyennement dense 28
IV.5.2. Sable consolidé semi-lapidifié (SC_{SL}) 30
IV.5.3. Grès (G) 31
IV.6. SYNTHÈSE DE LA ZONE D'ÉTUDE 35
IV.7. CONCLUSION 36

CHAPITRE V : Prédimensionnement empirique.

V.1. INTRODUCTION 37
V.2. CLASSIFICATION DES TERRAINS 37
V.2.1. Méthode de BIENIAWSKI 37
V.2.2. Classification de l'AFTES 38
V.3. CREUSEMENT 38
V.4. SOUTÈNEMENT 40
V.4.1. Soutènement selon BIENIAWSKI 40
V.4.2. Soutènement selon l'AFTES 40
V.4.3. Choix du soutènement 42
V.5. CONCLUSION 43

CHAPITRE VI : Calcul des charges.

VI.1. INTRODUCTION 44
VI.2. POUSSÉES VERTICALES 44
VI.2.1. Théorie des poids des terres 45
VI.2.2. Théorie de BIERBAUMER 46
VI.2.3. Théorie de PROTODIAKONOV 47
VI.2.4. Théorie de TERZAGHI 48
VI.3. POUSSÉES HORIZONTALES 49
VI.3.1. Théorie des poids des terres 49

VI.3.2. Théorie de PROTODIAKONOV 50
VI.3.3. Théorie de TERZAGHI 51
VI.4. VÉRIFICATION DU SOULÈVEMENT DU RADIER 51
VI.5. CONCLUSION 54
CHAPITRE VII : Soutènement provisoire.
VII.1. INTRODUCTION 55
VII.2. MATÉRIAUX UTILISÉS 55
VII.3. CALCUL DE LA PORTANCE MAXIMALE DES CINTRES 56
VII.4. MODÉLISATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE 57
VII.4.1. Présentation du logiciel de modélisation 57
VII.4.2. Calcul des sections équivalentes 57
VII.4.3. Calcul des raideurs du terrain 58
VII.4.4. Modélisation et résultats des efforts 59
VII.5. VÉRIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE 59
VII.5.1. Répartition des efforts 60
VII.5.2. Vérification du béton projeté 62
VII.5.3. Vérification des cintres métalliques 63
VII.6. VERIFICATION DU TASSEMENT EN SURFACE POUR LA ZONE URBAINE 65
VII.7. CONCLUSION 67
CHAPITRE VIII : Méthode convergence confinement.
VIII.1. INTRODUCTION 68
VIII.2. ÉTAPES DE CALCUL 69
VIII.2.1. Courbe caractéristique du terrain 69
VIII.2.2. Convergence acquise de la paroi au moment de la mise en œuvre du soutènement 70
VIII.2.3. Courbe caractéristique du soutènement 71
VIII.2.4. Équilibre final 73
VIII.3. APPLICATION AU PROJET 73
VIII.4. CONCLUSION 77
CHAPITRE IX : Pré-soutènement.
IX.1. INTRODUCTION 78
IX.2. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU FRONT 78

IX.3. CALCUL DU NOMBRE DE BOULONS 79
IX.4. LA VOÛTE PARAPLUIE 81
IX.5. CONCLUSION 82

CHAPITRE X : Modélisation numérique (PLAXIS 2D).

X.1. INTRODUCTION 83
X.2. PRÉSENTATION DU LOGICIEL DE MODÉLISATION 83
X.3. PROCÉDURES DE MODÉLISATION 83
X.3.1. Modélisation du terrain 83
X.3.2. Modélisation du soutènement 85
X.4. CALCULS ET RESULTATS 86
X.5. CONCLUSION 89

CHAPITRE XI : Revêtement définitif.

XI.1. INTRODUCTION 90
XI.2. MODÉLISATION DU REVÊTEMENT DÉFINITIF 90
XI.3. FERAILLAGE DU REVÊTEMENT DEFINITIF 91
X.3.1. Ferraillage longitudinal 92
X.3.2. Ferraillage transversal 92
X.3.3. Ferraillage secondaire 94
XI.4. CONCLUSION 95

CHAPITRE XII : Étude sismique.

XII.1. INTRODUCTION 96
XII.2. CLASSIFICATION SELON LE RPOA 96
XII.2.1. Classification de la zone sismique 96
XII.2.2. Classification du tunnel 97
XII.2.3. Classification des sites 97
XII.3. SOLLICITATIONS INDUITES SUR LE TUNNEL 98
XII.3.1. Prise en compte de l'interaction terrain structure 98
XII.3.2. Calcul des efforts internes 99
XII.3.3. Application au projet 100
XII.4. CALCUL DES ARMATURES D'ACIER 101
XII.5. CONCLUSION 101

CHAPITRE XIII : Optimisation par analyse inverse en géotechnique (Master).

XIII.1. INTRODUCTION 102

XIII.2. PRÉSENTATION DE L'ANALYSE INVERSE 102
XIII.3. ÉLABORATION MATHÉMATIQUE DE LA FONCTION ERREUR 103
XIII.4. ANALYSE INVERSE PAR LES METHODES D'OPTIMISATION 104
XIII.5.1. Méthodes déterministes 104
XIII.5.2. Méthodes stochastiques 105
XIII.5.3. Méthodes Hybrides 107
XIII.5. APPLICATION DES MÉTHODES D'OPTIMISATION POUR L'ANALYSE INVERSE DANS LES PROJETS DE TUNNEL 108
XIII.6. CONCLUSION 109
CONCLUSION GÉNÉRALE……110
ANNEXE A : Coupe lithologique et résultats des essais.
A.1. RESULTATS DES ESSAIS IN-SITU 111
A.2.1. Essai au pénétromètre dynamique (SPT) 111
A.2.2. Essai pressiométrique (PR) 112
A.2. RÉSULTATS DES ESSAIS AU LABORATOIRE 114
A.3.1. Essais de compression uni-axiale 114
A.3.2. Essai de la résistance à la compression entre pointes (Essai Franklin) 115
A.3. CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX 115
A.4. COUPE LITHOLOGIQUE 116
ANNEXE B : Prédimensionnement empirique.
B.1. CLASSIFICATION DE L'AFTES 117
B.2. CREUSEMENT 117
B.3. SOUTÈNEMENT 118
B.3.1. Soutènement selon Z. BIENIAWSKI 118
B.3.2. Soutènement selon l'AFTES 119
ANNEXE C : Calcul des charges.
C.1. CALCUL DES CHARGES VERTICALES SELON PROTODIAKONOV 123
C.2. CALCUL DES CHARGES VERTICALES SELON THERZAGHI 124
ANNEXE D : Soutènement provisoire.
D.1. CALCUL DES SECTIONS EQUIVALENTES 125
D.1.1. Calcul des rigidités des cintres 125
D.1.2. Calcul des rigidités du béton projeté 125

D.1.3. Calcul des paramètres selon Carlos Carranza-Torres 125
D.2. RÉSULTATS DES EFFORTS 126
D.3. VÉRIFICATION DU SOUTENEMENT PROVISOIRE 130

ANNEXE E : Méthode convergence confinement.

E.1. COURBE CONVERGENCE 132

ANNEXE F : Modélisation numérique PLAXIS 2D.

F.1.RÉSULTATS DE CALCUL 134

ANNEXE G : Revêtement définitif.

G.1. Diagrammes des efforts internes 142

G.2. Notes de calcul ferraillage EXPERT BETON ARME 148

ANNEXE H : Étude sismique.

H.1. Notes de calcul BaelC 172

INTRODCUTION GÉNÉRALE

Le franchissement des infrastructures routières, autoroutières et ferroviaires impose souvent un passage par des zones difficiles (des montagnes, l'encorbellement à la surface du sol dans les villes, …) conduisant généralement à la réalisation des ouvrages souterrains tels que les tunnels et les métros.

Le recours à un ouvrage souterrain fut la solution la mieux adaptée pour une création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses.

Cependant l'élaboration d'un projet de tunnel reste complexe, à cause des perturbations induite dans le sol par sa construction. Ce problème devient plus important en présence de formation géologique très médiocres telles que les grès altérés et les sables denses.

L'objet sur lequel va porter ce présent projet de fin d'étude est la conception et l'étude du tunnel autoroutier bitube de la pénétrante autoroutière du port d'Oran, franchissant la forêt du CANASTEL et une zone urbaine, sur un linéaire de 1592 m, dans le cadre de la réalisation d'une liaison autoritaire reliant l'autoroute Est-Ouest au port d'Oran.

Pour cela, la répartition de notre travail est faite suivant douze chapitres.

En commençant par une première partie qui englobe une étude bibliographique sur les tunnels et leurs équipements, une présentation du projet et une conception de la section transversale.

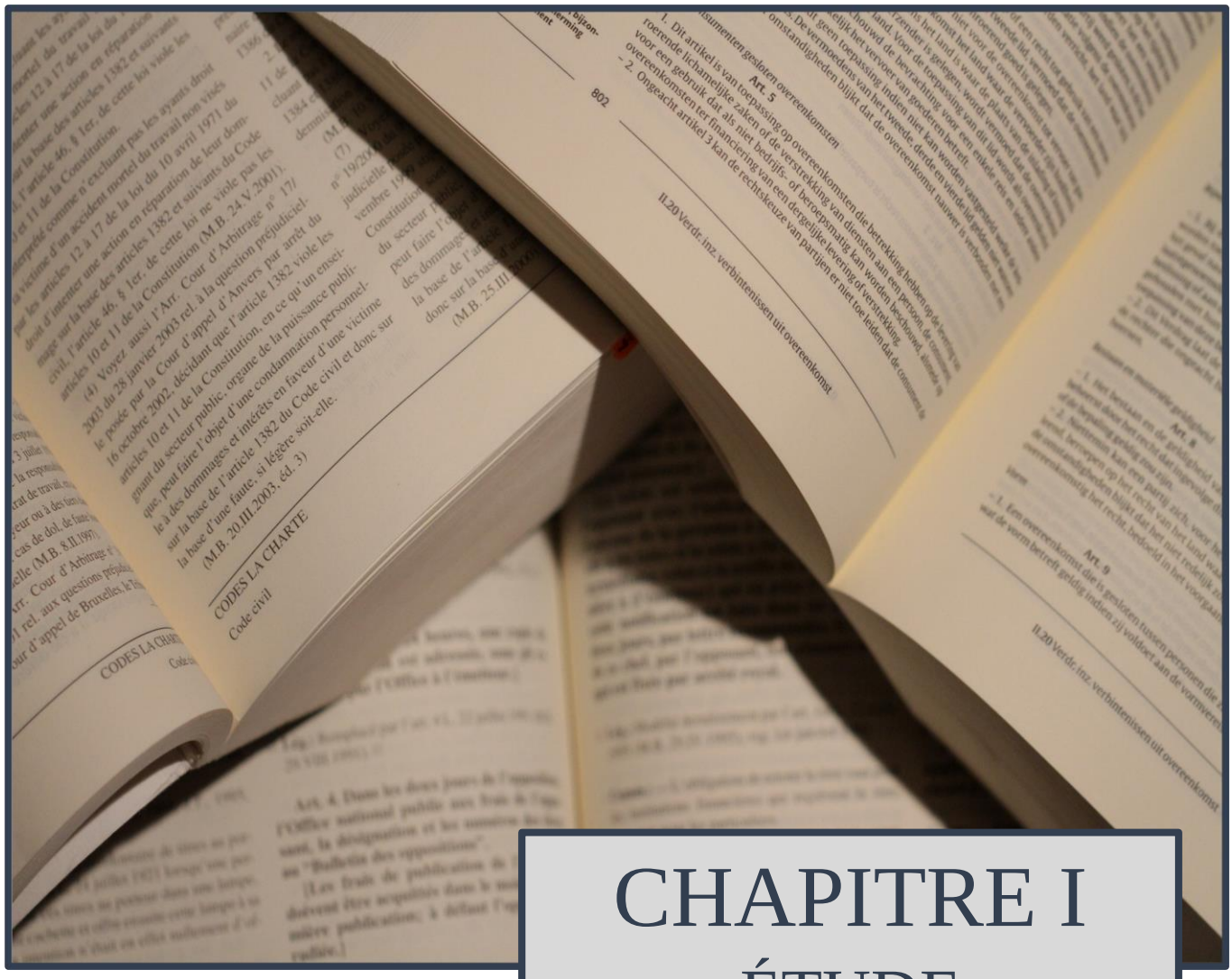
Une deuxième partie qui porte sur l'étude géotechnique du site, afin de déterminer par la suite un prédimensionnement en se basant sur des méthodes empiriques tel que la méthode Z. BIENIAWSKI et les recommandations de l'AFTES.

Une troisième partie va porter sur la vérification de la structure provisoire du tunnel, en commençant d'abord par le calcul des charges qui s'appliquent sur le soutènement provisoire à l'aide des méthodes empiriques tel que THERZAGHI, puis la vérification structurelle du soutènement conformément aux règlements BAEL 99 pour le béton armé et l'EUROCODE 3 pour la charpente métallique qui se présente dans le chapitre soutènement provisoire.

Une quatrième et avant dernière partie, portant l'objet de vérification de la convergence du terrain à travers la méthode analytique convergence confinement, et numérique à travers la modélisation PLAXIS 2D.

Une cinquième et dernière partie qui portera sur le dimensionnement de la structure définitive du tunnel, en premier à travers une modélisation le revêtement définitif à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS puis le ferraillage avec le logiciel ROBOT EXPERT 2010, enfin en dernier une vérification de la stabilité face aux aléas sismiques en utilisant le règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008).

Enfin, la finalisation de notre travail se fera à travers un chapitre s'inscrivant dans le cadre du master qui traitera l'optimisation par analyse inverse en géotechnique, avec synthèse de celle utilisé aux tunnels.



CHAPITRE I
ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : Étude bibliographique.

I.1. INTRODUCTION

Au cours de son évolution, l'être humain a eu besoin de se déplacer pour faire ses diverses activités et satisfaire ses besoins, et cela en parcourant de longues et de courtes distances. Pour ses déplacements, l'homme a mis en place des voies de circulation qu'on appelle actuellement les routes. Lors de la réalisation de ces dernières, l'être humain a fait face à plusieurs problèmes technico-économiques qu'ils l'ont mené vers la construction de tunnels.

Le tunnel est un ouvrage souterrain permettant de circuler des personnes, des véhicules et des marchandises ou même des fluides (chemins piétonniers, tunnels autoroutiers, ferroviaires, métro, voiries urbaines souterraines, rameau de connexion…).

Le recours à un ouvrage souterrain permet d'exploiter le sous-sol et découle principalement par la raison d'occupation du sol et d'implantation qui se traduit par le manque d'espace en surface, par conséquent l'implantation en souterrain fut impérieuse pour de nombreux aménagements car leur existence en surface peut entrainer une gêne pour les réseaux de service public, d'autant qu'il existe d'autres raisons qui peuvent entrer en jeu dans le choix de la réalisation d'un ouvrage souterrain, et qui peuvent être distingués selon leurs effets sur la topographie, la société, l'environnement, une précision de chacune de ces raisons est présentée ci-dessous [1] :

- **Les raisons topographiques :** Elles reflètent la nature du relief et la difficulté de le franchir, dans les zones montagneuses ou vallonnées par exemple, l'implantation d'un tunnel améliore et rend possible différentes solutions de transport telles que les routes et les voies ferrées ;
- **Les raisons sociales :** Dans le plan social, l'ouvrage souterrain peut contribuer à améliorer le cadre de vie en termes de diminution de la pollution et de la nuisance sonore, aussi la préservation des espaces, de la santé publique et de la sécurité ;
- **Les raisons environnementales :** D'un point de vue esthétique, un ouvrage complètement ou partiellement enterré crée un impact visuel moins qu'un ouvrage équivalent en élévation, écologiquement, l'ouvrage souterrain préserve la végétation naturelle.

À travers ce chapitre, nous allons présenter la classification des tunnels, les différentes étapes de réalisation de ces derniers ainsi que les équipements de sécurité des tunnels routiers.

I.2. CLASSIFICATION DES TUNNELS

La conception des tunnels dépend de leurs types, qui peuvent êtres classifiés comme suit :

- **Selon la destination :** Tunnel de communication, de stockage, ou de transport ferroviaire ou routier ;
- **Selon la géologie et la géotechnique** : Tunnel en terrain rocheux, semi-rocheux, ou meuble ;

- **Selon la position et le tracé :** L'inclinaison (sous faible pente, forte pente, sans inclinaison), l'alignement (droit, courbe, spirale), nombre et disposition (mono ou bitube).

I.3. RÉALISATION DES TUNNELS

L'étude de réalisation d'un tunnel doit passer par des phases importantes qui peuvent être synthétisées comme suit :

- Reconnaissance du sol ;
- Creusement ;
- Soutènement provisoire ;
- Étanchement ;
- Revêtement définitif.

Nous allons développer les méthodes les plus utilisées dans chacune de ces phases.

I.3.1. Reconnaissance du sol

Les caractéristiques géotechniques, géologiques et hydrogéologiques du terrain, sont les paramètres déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain, ils ont une énorme influence sur le choix de la méthode de creusement, de soutènement et de revêtement de cet ouvrage.

Il est donc nécessaire de prévoir, avant l'étude de l'ouvrage souterrain, les moyens à entreprendre pour l'exécution d'une reconnaissance qui peut nous rapprocher le plus possible des caractéristiques du sol à creuser.

Les essais réalisés dans la reconnaissance du sol se divisent en deux parties :

Essais in-situ :

- Essai pressiométrique ;
- Pénétromètre statique et dynamique ;
- Essai géophysique.

Essais au laboratoire :

- Essai de limite d'Atterberg ;
- Essai de teneur en carbonate $CaCO_3$;
- Essai équivalent de sable.

I.3.2. Creusement

Les méthodes de creusement dépendent de l'aspect sécuritaire, la nature du terrain et les moyens disponibles. On distingue trois (03) méthodes de creusement :

- **Creusement en pleine section**

Cette méthode consiste à excaver la section transversale du tunnel entièrement en une seule phase, elle est avantageuse en termes de rendement, mais elle est rarement utilisée en milieu urbain, car elle requiert une très bonne tenue du terrain à excaver (terrain rocheux) et une section d'excavation limitée (inférieure à 12m²). La figure I.1 ci-dessous représente cette méthode de creusement.



Figure I.1 Creusement en pleine section

- **Creusement en demi-section**

Dans cette méthode, contrairement à la première, on commence d'abord par creuser la partie supérieure de la section (CALOTTE), puis creuser la partie inférieure (STROSS) avec un décalage temporel (Figure I.2).

Utilisée dans de grandes sections, cette méthode permet une meilleure maitrise du point de vue stabilité en réduisant la dimension du front de taille.

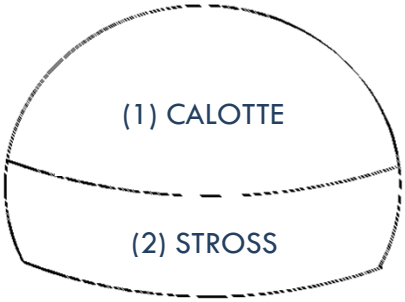
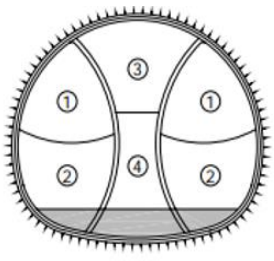


Figure I.2 Creusement en demi-section

- **Creusement en section divisée**

Cette méthode est utile en cas de section importante à excaver, ou en présence de mauvais terrain qui n'assure pas la stabilité du front de taille en creusement par demi-section.

Elle rapporte une bonne maitrise de stabilité du front, mais elle comporte des inconvénients en termes de rendement et de coût, et ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une des méthodes citées ci-avant. Les figures I.3 et I.4 schématisent cette méthode de creusement.



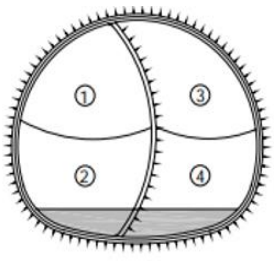


Figure I.3 Creusement avec cloison centrale

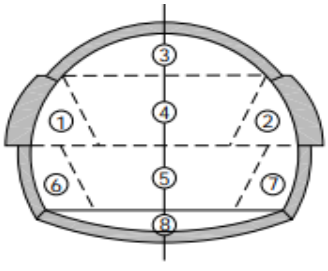


Figure I.4 Cresement avec galeries aux naissances

I.3.3. Soutènement provisoire

La phase de soutènement est la troisième phase de réalisation d'un tunnel, après la reconnaissance du terrain et le creusement, elle offre une stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant l'exécution des travaux, plus exactement durant la période de creusement.

Le choix du type de soutènement dépend principalement du type de terrain, la protection du personnel puis des usagers. Les soutènements agissent :

- Par confinement du terrain en utilisant du béton projeté seul (Figure I.5) ou avec cintres légers ;



Figure I.5 Soutènement par béton projeté

- À la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant :

Où on distingue trois formes :

– Des boulons à ancrage ponctuel (Figure I.6 gauche) ;
– Des boulons à ancrage réparti (Figure I.6 droite) ;
– Des barres foncées.

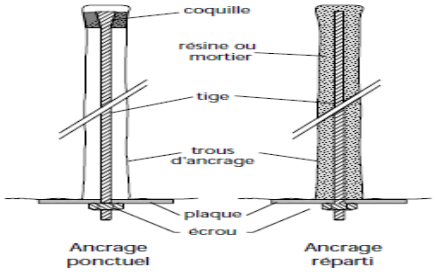


Figure I.6 Boulons à ancrage ponctuel et réparti

- Par supportage :

Les types distingués de ce soutènement sont :

– Cintres lourds (Figure I.7) ou légers ;
– Plaques métalliques assemblées ;
– Voussoirs en béton ;
– Tubes préforés (voûte parapluie) ;
– Boucliers.



Figure I.7 Soutènement par cintres lourds

- Par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques et hydrologiques : et ce en présence de sols lâches, à faibles caractéristiques mécaniques, on peut citer :

– Jet-grouting ;
– Air comprimé ;
– Congélation (Figure I.8).



Figure I.8 Soutènement par congélation

I.3.4. Étanchement

Les procédés d'étanchement sont cités comme suit :

- **Pré-drainage** : C'est une opération qui se fait après le creusement et avant l'exécution du revêtement. Ce dispositif peut être conservé après exécution du revêtement définitif, s'il n'a pas été bouché par des injections, à l'étanchement permanent du tunnel ;
- **Drainage type parapluie** : L'eau de ruissellement est, donc, reprise pour être conduite dans des caniveaux ;
- **Étanchéité propre du revêtement** : Elle est valable dans le cas des tunnels en béton armé avec traitement spécial des joints entre caissons, ou dans les tunnels en béton précontraint toujours en traitant les joints ;
- **Couche d'étanchéité** : Cette méthode consiste à mettre en œuvre en intrados ou extrados du revêtement un système d'étanchéité imperméable ;
- **Injections** : Ces dernières contribuent à l'étanchement de l'ouvrage, en sachant qu'elles sont principalement utilisées pour compenser les défauts de mise en place du béton et du retrait qui accompagne sa prise.

I.3.5. Revêtement définitif

Lors de la conception du projet, on définit le rôle que sera amené à jouer le revêtement définitif du tunnel, d'une part vis-à-vis du terrain avoisinant (résistance aux charges transmises par le terrain et l'eau, protection contre les venues d'eau…) et d'autre part vis-à-vis de l'usager (esthétique).

De ce fait, le revêtement définitif peut jouer le rôle de :

- **Soutènement rapide du terrain** : Il s'agit des cas où le revêtement provisoire se révèle insuffisant malgré son importance ;
- **Soutènement d'une cavité stable à moyen terme** : Dans ce cas, on a affaire soit à une cavité stable à l'excavation, mais dont le terrain avoisinant est susceptible de décompression lente ou de détérioration à long terme, soit à une cavité stable grâce à un soutènement susceptible d'encaisser par lui-même les efforts et les déformations induites par le terrain avoisinant à court et à long terme ;
- **Étanchement** : précédemment cité.

On distingue plusieurs sortes de revêtement :

- **Revêtement en béton coffré** : Le guide du béton coffré pour les tunnels est publié par le CETU en 1983 précise les règles de mise en œuvre de ce béton ;



Figure I.9 Revêtement en béton coffré [2]

- **Revêtement réalisé au tunnelier** : Les tunneliers utilisent généralement des voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 centimètres d'épaisseur (Figure I.10), boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau ;

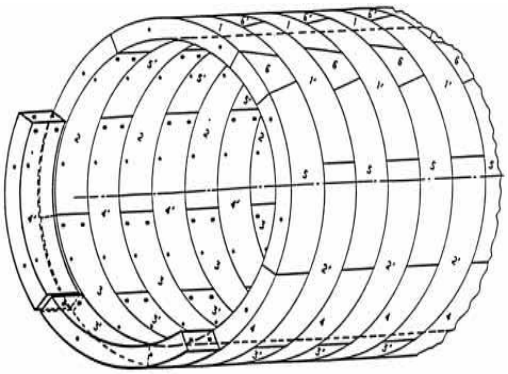


Figure I.10 Revêtement par tunnelier (TBM)

- **Revêtement en béton projeté** : Ce genre de revêtement définitif des tunnels neufs est une solution susceptible d'être retenue que dans des cas particuliers où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort ;



Figure I.11 Revêtement en béton projeté

- **Voûtes actives** : C'est un procédé dédié aux grandes ouvertures ; il consiste à réaliser une voûte constituée d'éléments d'arcs juxtaposés eux-mêmes formés de voussoirs préfabriqués, mis en place par un portique de pose et mis en compression par l'intermédiaire d'une clef de voûte munie de vérins (Figure I.12).



Figure I.12 Revêtement par voûte active

I.4. SÉCURITÉ ET ÉQUIPEMENTS

Les tunnels, dont initialement la seule fonction consistait à franchir un obstacle, sont devenu de plus en plus complexes au fil des années, avec la prise en compte d'équipements d'exploitation et de systèmes de ventilation de plus en plus compliqués, de systèmes de contrôle et de supervision susceptibles de traiter des dizaines de milliers de points à contrôler et de proposer des scénarios de gestion de plus en plus sophistiqués.

Des incendies provoqués ou non par des accidents, peuvent avoir dans un tunnel des conséquences catastrophiques pour les personnes. L'incendie dans le tunnel franco-italien du

Mont Blanc, en mars 1999, puis l'accident en période de travaux dans le tunnel autrichien des Tauern, en mai 1999, et enfin l'accident dans le tunnel du Saint-Gothard, en octobre 2001, on malheureusement mis ce risque en évidence [3].

De plus, parmi la multitude d'incidents mineurs survenant en tunnel, certains peuvent avoir, par un enchainement de circonstances, des conséquences dramatiques. Ils doivent être détectés suffisamment tôt pour ne pas dégénérer en catastrophes.

Les facteurs de risque dans les tunnels routiers sont les suivants :

- Les véhicules et leur chargement ;
- Les caractéristiques de l'infrastructure ;
- Le comportement des usagers eux-mêmes.

L'exploitation d'un tunnel routier en sécurité nécessite des équipements utilisés pour réaliser une véritable chaîne de la sécurité, allant des usagers aux pompiers, et mise en œuvre par l'exploitant. La figure I.13 ci-contre fournie plus d'informations concernant les équipements de sécurité. [3]

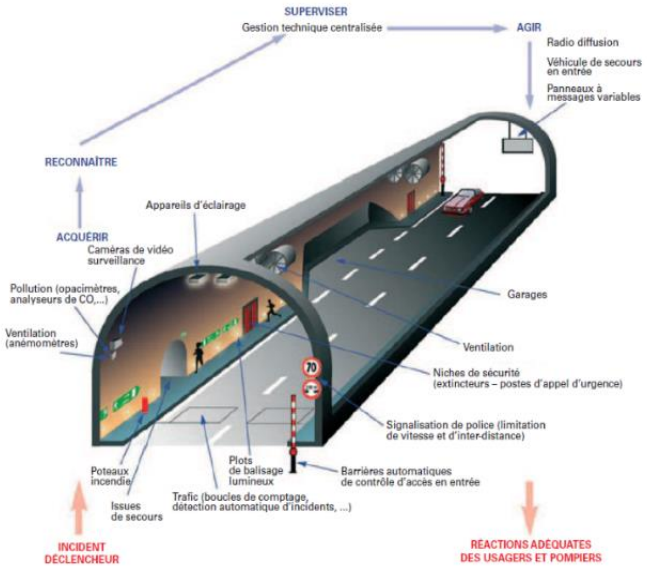


Figure I.13 Les équipements de sécurité d'un tunnel [3]

I.4.1. Disposition de génie civil

→ Trottoirs

Un trottoir doit être réalisé à droite de chaque sens de circulation afin de permettre aux usagers en détresse ayant dû quitter leur véhicule d'atteindre les équipements de sécurité en restant en dehors du gabarit latéral de circulation [3].

→ Chaussées

Si la circulation est unidirectionnelle, le profil en travers doit être conçu pour permettre l'accès des véhicules de secours, y compris dans le sens normal de la circulation, lorsqu'il y a des véhicules arrêtés sur le nombre nominal des voies de circulation.

I.4.2. Détection des alertes

→ **Détection d'incendie**

Si la circulation est unidirectionnelle, le profil en travers doit être conçu pour permettre l'accès des véhicules de secours, y compris dans le sens normal de la circulation, lorsqu'il y a des véhicules arrêtés sur le nombre nominal des voies de circulation.

→ **Niches de sécurité**

Ces espaces sont destinés à recevoir les équipements de sécurité pour les usagers, notamment les postes d'appel d'urgence et les extincteurs.

→ **Postes d'appel d'urgence**

Des postes d'appel d'urgence, reliés à un poste central de surveillance et de contrôle du tunnel, sont placés dans les niches de sécurité et dans les aménagements pour l'évacuation et la protection des usagers.

I.4.3. Evacuation et protection des usagers

→ **Aménagement et divers accès de secours**

Ces aménagements seront prévus systématiquement et leurs accès disposés tous les :

- 200 m environ, dans les tunnels urbains.
- 400 m environ, dans les tunnels non urbains de plus de 500 m de longueur.

→ **Ventilation et désenfumage**

- **Ventilation naturelle** : Pour un tunnel court et à faible circulation, le courant d'air résultant de ces deux termes peut être suffisant pour assurer la ventilation qui ne requiert, dans ce cas, aucune installation spécifique. C'est le cas de certains tunnels de courte longueur en site montagneux.

- **Ventilation longitudinale** : Dans d'autres cas, la ventilation naturelle est insuffisante. On doit alors prévoir l'installation de ventilateurs dont la poussée doit permettre d'accélérer la vitesse de circulation de l'air pour assurer la dilution requise. Ce besoin peut être permanent ou limité à certaines heures de la journée où le trafic est le plus important. Les ventilateurs fonctionnent alors de façon intermittente (Figure I.14 [3]).

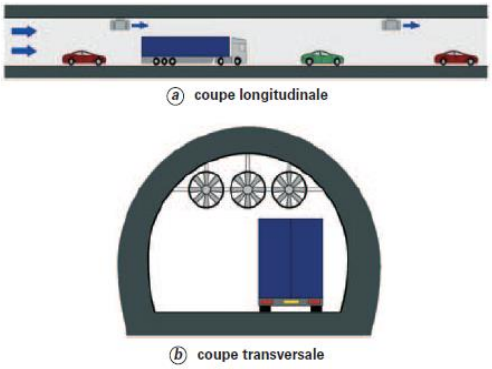


Figure I.14 Ventilation longitudinale [3]

- **Ventilation transversale** : La ventilation transversale permet de ventiler des tunnels de toute longueur. Elle nécessite la construction de gaines de ventilation et de stations de ventilation, qui peuvent constituer une part non négligeable du coût du génie civil (figure I.15 [3]).

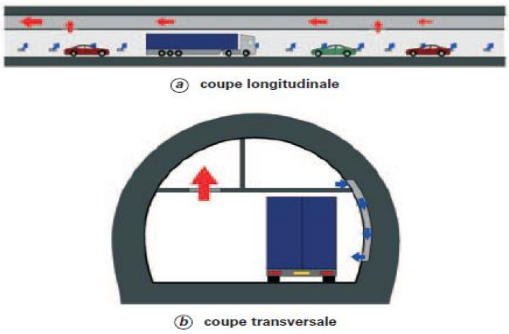


Figure I.15 Ventilation transversale [3]

I.4.4. Environnement et bassin déshuileur

Le stockage et traitement des effluents résultant des eaux drainées du tunnel se fait à travers des bassins de rétention, permettant le traitement des eaux polluées avant rejet, ce dernier se base principalement sur :

- **Le dégrillage :** Définit comme prétraitement et a pour but d'éliminer les déchets divers issus de l'exploitation du tunnel, et protéger les ouvrages en aval (pompes, vannes, déshuileurs, bassin de retenue permanente). Il peut être matérialisé par des grilles ou avaloires à fente latérale ;
- **Le déshuilage :** Permet de séparer par flottation des huiles, hydrocarbure, graisses ou tout liquide ayant une densité inférieure à celle de l'eau. Tout en réduisant la vitesse d'écoulement des eaux pour permettre la séparation. Cette opération intervient à deux niveaux ; en cas de présence de bassin de retenue en amont, le système déshuilage peut être comme volume supplémentaire de stockage. Dans le cas contraire, absence du bassin de retenue il peut être comme bassin unique avec cloisons siphoïdes permettant de piéger le volume supérieur d'hydrocarbure ;
- **Le pompage :** Dans le cas où l'ouvrage (le tunnel) s'insère dans un milieu particulièrement sensible, un stockage simple des eaux par pompage, traitement puis évacuation est prévu.

I.4.5. Éclairage

Les ouvrages souterrains ont une particularité fondamentale pour permettre leur exploitation, qui se présente par le besoin d'un éclairage en jour. En effet, la lumière naturelle pénètre sur une faible distance, par ailleurs même l'éclairage propre aux véhicules est insuffisant pour assurer la visibilité et guidage des usagers [4].

L'éclairage d'un tunnel comporte deux parties distinctes, chacune ayant son propre objectif :

- **L'éclairage de base :** Règne sur toute la longueur de l'ouvrage et reste allumé en permanence, suivant les conditions d'éclairage extérieur. Son installation est généralement symétrique par rapport au plan perpendiculaire à l'axe du tunnel.

- **L'éclairage de renforcement :**
  - **En entrée :** Utilisé en période de la journée, il est réglé selon les conditions de luminance, afin de permettre aux usagers de s'adapter progressivement à l'ambiance intérieure tout en distinguant la chaussée et éventuels obstacles. Son installation est dans la direction des automobilistes, dans des conditions qui évitent leur éblouissement.
  - **En sortie :** Utilisé également en période journalière, il permet à l'usager de s'adapter au passage de la luminance intérieure faible du tunnel à la luminance extérieure élevée, il est nécessaire au coucher et lever du soleil pour lutter contre l'éblouissement. Son installation est la même que celle de l'entrée.

I.4.6. Signalisation

→ Signalisation et signalétique de sécurité

Tous les dispositifs de sécurité mis à la disposition des usagers ; postes d'appel d'urgence, extincteurs, aménagements pour l'évacuation et la protection, feront l'objet d'une signalisation appropriée [5].

→ Dispositifs d'arrêt du trafic

Une signalisation permettant d'interdire l'accès du tunnel, en cas d'accident, doit être prévue à environ 50 m avant l'entrée, distance à adapter en fonction des contraintes du site, de manière à permettre les manœuvres et les accès des véhicules de secours [5].

→ Signalisation d'affectation de voie

Pour les tunnels à plus d'une voie par sens, et de plus de 800 m de longueur, la signalisation doit comporter des signaux d'affectation de voies en amont de l'ouvrage à la tête, puis à l'intérieur avec une inter-distance de 200 m pour les tunnels urbains, ou de 400 m pour les tunnels non urbains (ou moins si nécessaire pour une bonne lisibilité de la continuité de la signalisation) [5].

I.4.7. Systèmes de lutte contre incendie

Les moyens généraux de la lutte contre l'incendie au niveau des tunnels routiers sont les suivants :

→ Extincteurs

Il est recommandé d'utiliser des extincteurs portatifs à eau avec additif, au nombre de deux d'une capacité unitaire préconisée de 6 kg et seront placé dans chacune des niches de sécurités [2].

→ **Alimentation en eau de secours**

Elle n'est pas obligatoire dans les tunnels non urbains de moins de 500 m de longueur. Dans les autres cas, une canalisation en eau devra être installée [5]. Les dispositions et les recommandations de l'alimentation en eau de secours sont les suivantes :

- La canalisation ne devra pas être en plastique, l'ensemble des installations devra être protégé contre les effets du gel ;
- On pourra utiliser des colonnes sèches à condition qu'elles débouchent à l'intérieur à moins de 60 m d'une borne incendie ;
- Des appareils d'incendie, de types « bouche » ou « poteau d'incendie », seront installés tous les 200 m environ dans les niches d'incendie.

I.4.8. Equipements de gestion technique centralisé (GTC)

Afin de contrôler et gérer tous les équipements de signalisation, éclairage et réseau de lutte contre incendie, la présence d'un système de contrôle et gestion est nécessaire.

L'objectif des équipements GTC est de mettre en disposition à l'exploitant (Maitre d'ouvrage) les moyens de gérer le fonctionnement de l'ouvrage au cours de son exploitation.

La GTC assure l'interface Homme-Machine, en combinant au niveau d'un centre d'ingénierie de gestion du trafic, les différentes détecteurs, capteurs, caméras de surveillance en un système de contrôle informatisé. Elle permet le paramétrage automatique des équipements électromécaniques (ventilation, éclairage, signalisation dynamique…).

La Gestion Technique de Centralisé offre une meilleure supervision pour l'exploitant pour offrir de meilleures conditions de confort et sécurités des usagers.

I.5. CONCLUSION

Le projet de tunnel fait partie des projets d'ouvrages souterrains stratégiques et complexes à réaliser. De ce fait, plusieurs méthodes de creusement, de soutènement d'étanchement et de revêtement ont été adaptées, et cela à travers de divers ouvrages conçus spécialement pour satisfaire aux besoins du terrain.

À travers ce chapitre nous avons exposé les différentes étapes de réalisation des tunnels ainsi que les équipements de sécurité utilisés dans les ouvrages souterrains. Dans le prochain chapitre, nous présenterons les détails de notre projet.



CHAPITRE II
PRÉSENTATION DU PROJET

CHAPITRE II : Présentation du projet.

II.1. INTRODUCTION

La ville d'Oran présente un rôle de pôle économique de la région de l'ouest de l'Algérie, en englobant la moitié de la population de la wilaya d'Oran, son rôle de pôle économique a engendré une extension des activités portuaires liées au port d'Oran. Pour cela différentes phases d'agrandissement du port sont prévues, résultant ainsi de l'encombrement au niveau de la ville causée par l'augmentation du trafic des poids lourds.

Afin d'éviter cela et de désengorger la ville, un projet de réalisation d'une pénétrante autoroutière du port d'Oran en sa première tranche est entamé par un groupe constitué de l'entreprise turque MAKYOL et l'Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Arts (ENGOA). Ce projet a souffert pendant des mois d'insuffisance de financement et a pénalisé les travaux des deux entreprises, causé par la conjoncture traversée par le pays en 2019.

II.2. PRÉSENTATION DE LA LIAISON AUTOROUTIÈRE DU PORT

La pénétrante du port d'Oran de 26 km sera réalisée en complément de l'autoroute Est-Ouest, pour desservir les pôles économiques, port d'Oran, les zones industrielles de Béthioua et d'Oued Tlélat et impulser une dynamique économique à la région.

Cette dernière et constitué de trois (03) tranches autoroutières, notre projet est situé au niveau de la première tranche sur 08 Km englobant les cinq (05) sections suivantes :

- **Digue maritime :** Elle est située entre le PK 1+000 et le PK 2+370, réalisée en remblayant des matériaux rocheux qui sont, à leur tour, protégés par des enrochements. Le tout sera protégé par des blocs BCR préfabriqués sur site et mis en stock jusqu'à ce qu'il atteigne leur cure d'au moins trente (30) jours ;
- **Tranchée couverte :** Elle est située entre le PK 2+370 et le PK 3+340, qui est un ouvrage souterrain en béton armé dont la réalisation se fait à ciel ouvert. Sa section est composée d'un double cadre avec trois (03) voies de circulations dans chaque cadre ;
- **Route :** Elle est située entre le PK 3+340 et le PK 5+000, avec un volume de terrassement de 830.000 m^3 ;
- **Viaduc :** Il est situé entre le PK 5+320 et le PK 6+630 qui se compose de deux viaducs routiers similaires à chaussée séparée, ayant de voies de circulation chacun ;
- **Tunnel :** Il est situé entre le PK 6+748 et le PK 8+340.

II.3. OBJECTIFS DU PROJET

Ce présent projet va créer une ligne rapide et une voie d'échange entre les villes voisines et le port, et aura pour principaux objectifs :

- Atténuer par une grande proportion la tension enregistrée sur le réseau routier existant ;
- Desservir la partie littorale de la ville et son arrière-territoire ;

- Desservir les pôles économiques à savoir ; le port d'Oran et zone d'activité, tout en impulsant une dynamique économique à la région ;
- Création d'un lien autoroutier efficace et alternatif à la route existante ;
- Contribuer à l'augmentation de l'attractivité des aménagements touristiques.

II.4. LOCALISATION DE LA SECTION TUNNEL

La réalisation du tunnel Bitubes représente la dernière section de la pénétrante du port d'Oran en sa première tranche de 08Km, cette première tranche va relier le port d'Oran à la première rocade sud et comporte cinq (05) sections globalement. Le tunnel se localise au nord-est de la ville d'Oran traversant ainsi la zone du CANASTEL constituée d'une partie de la forêt du CANASTEL située au niveau de l'entrée du tunnel et d'une zone urbaine à sa sortie. La figure II.1 suivante illustre à gauche la forêt du CANASTEL et à droite la zone urbaine.



Figure II.1 Obstacles traversés par le tunnel

Les figures (II.2 et II.3) suivantes illustrent clairement dans une photo satellitaire respectivement, la localisation de première tranche de la liaison autoroutière du port d'Oran par rapport à la ville d'Oran, et les points kilométriques du début et fin du projet tunnel.



Figure II.2 Photo satellitaire de la localisation de première tranche de pénétrante du port



Figure II.3 Photo satellitaire de la section tunnel

II.5. PRÉSENTATION DE LA SECTION TUNNEL

Le tunnel de la pénétrante fait partie de la première tranche de cette liaison autoroutière, qui traverse le massif par deux tubes espacés d'environ 14 m avec une longueur longitudinale totale d'environ 1.6 Km. Ce dernier démarre du portail d'entrée depuis le PK 6+748.00 pour atteindre le portail de sortie se situant au PK8+340.00 du tracé de la liaison autoroutière du port.

Ce tunnel est constitué d'une partie linéaire de 600 m de longueur et d'une partie courbe d'un rayon de courbure en plan R= 950 m et une longueur de courbure de 995 m. Ce tracé définit une chaussée de trois (03) voies pour chacun des deux tubes avec une pente longitudinal de 3%.

Les figures suivantes représentent le portail d'entrée du tunnel ainsi que l'intérieur du tunnel.



Figure II.4 Portail d'entrée du tunnel



Figure II.5 L'intérieur du tunnel

II.6. CONCLUSION

Dans ce présent chapitre, nous avons présenté le projet de réalisation de la première tranche autoroutière, rentrant dans le cadre de la liaison autoroutière entre l'autoroute est-ouest et le port d'Oran, d'une part. D'autre part, nous avons localisé notre projet de tunnel qui fera, dans le chapitre suivant, l'objet d'une conception géométrique.



CHAPITRE III
CONCEPTION GÉOMÉTRIQUE

CHAPITRE III : Conception géométrique.

III.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objet la conception de la section transversale du tunnel autoroutier, pour cela plusieurs caractéristiques de différentes natures interviennent :

- Le tracé général de la route dans laquelle s'inscrit le tunnel (nombre de voies de circulation, pente maximale, pente transversale...) ;
- Le profil transversal à l'intérieur du tunnel (largeur des voies de circulation, dispositifs hors chaussée, gabarit en hauteur) ;
- Le besoin d'espace pour les dispositifs de sécurité (aires de stationnement, zones d'arrêt d'urgence, niche de sécurité…) ;
- La configuration du tunnel (mono ou bitube) ;
- Influence sur la méthode de creusement et de réalisation.

Pour des raisons de sécurité et de volume de trafic le choix d'une section de tunnel en bitube s'avère nécessaire. Et cela compte tenu du pourcentage de véhicules automoteurs et de poids lourds, de la pente de notre tracé qui est fixé à 3% ainsi que pour des raisons de sécurité et d'évacuation des usagers du tunnel.

III.2. CONCEPTION DE LA SECTION TRANSVERSALE

La conception de la section transversale du tunnel portera sur une section courante autoroutière comportant trois (03) voies de circulation par sens et franchie le massif par un tunnel bitube d'environ 1,6 km de longueur. Le tracé de notre tunnel comporte une partie linéaire de 600 m et une autre partie courbe d'un rayon de courbure en plan R=950m et une longueur d'arc de 995 m, et le profil en long a une pente de 3%.

III.2.1. Plateforme

La plateforme d'un tunnel est constituée principalement de :

- Largeur roulable ;
- Bandes dérasées (BDD et BDG) ;
- Trottoirs.

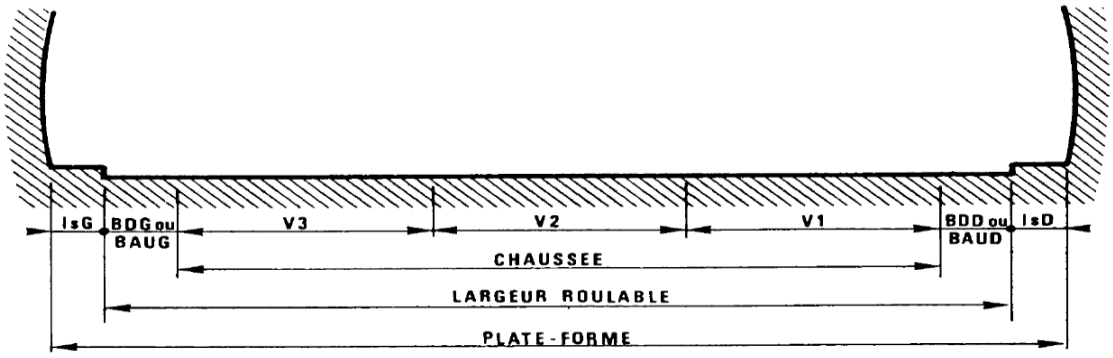


Figure III.1 Éléments du profil en travers [6]

IV.2.1.1. Largeur roulable

Dans le cas de notre projet, la route qui fera l'objet du tunnel est une liaison autoroutière avec un profil en travers de 3 voies de 3.5 m pour les deux sens de circulation et un dévers transversal minimal de 2.5%.

De ce fait, on aura une largeur de chaussée estimée à 3x3.5 = 10.5 m.

IV.2.1.2. Bandes dérasées (BDD et BDG)

Les bandes dérasées ont pour objectifs de permettre la récupération d'un véhicule déviant de sa trajectoire, permettre des manœuvres d'évitement…

Les bandes dérasées de droite ou de gauche ont une largeur comprise entre 0.30 m et 1m. Les dimensions les plus couramment utilisées sont les suivantes : 0.3 m, 0.5m, 0.6m, 0.75m ou 1m [6].

Et selon les largeurs roulables types du dossier pilote des tunnels -géométrie- CETU, les bandes dérasées droite (BDD) sont généralement plus large que ceux de gauche (BDG). De ce fait, les largeurs seront prises comme suit :

- BDD : 1m ;
- BDG : 0.5m.

IV.2.1.3. Trottoirs

Vu que la route qui franchie notre tunnel est une liaison autoroutière, la circulation des piétons est toutefois exceptionnelle. Les seuls piétons circulant exceptionnellement dans le tunnel sont les agents du service d'exploitation et les usagers en panne.

Selon le dossier pilote des tunnels -géométrie- CETU, la largeur minimale des trottoirs est de 0.6 m pour les piédroits concaves et de 0.75 m pour les piédroits verticaux afin de disposer d'au moins 0.75 m au niveau des épaules et des coudes d'un éventuel piéton.

Après estimation des réservations et réseaux divers, les largeurs retenues pour les trottoirs sont les suivantes :

- Trottoir gauche : 92 cm ;
- Trottoir droite : 79 cm.

La figure III.2 ci-dessous représente la conception de la plateforme de notre tunnel :

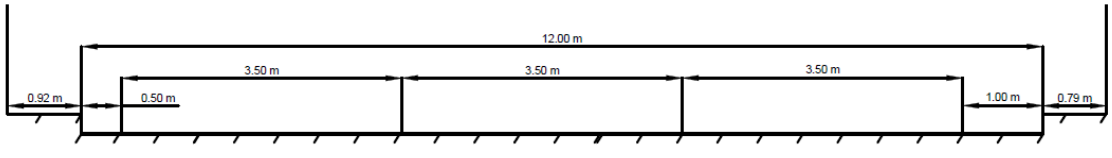


Figure III.2 Conception de la plateforme

III.2.2. Gabarit en hauteur

Le gabarit est principalement défini par la largeur de la plateforme et par une hauteur qui permet le bon fonctionnement de l'ouvrage vis-à-vis les véhicules et poids lourds et aussi pour d'éventuels entretien ou installation d'équipement.

La hauteur du gabarit ou hauteur libre de l'ouvrage (H), représente la distance minimale entre tout point de la partie roulable de la plate-forme existante et de tout point de la sous face de l'ouvrage. Cette dernière est constituée d'une hauteur libre minimale (Hm) et des revanches de construction (Rc), de protection (Rp) et de signalisation (Rs).

$$H = Hm + Rc + Rp + Rs$$

- **La hauteur libre minimale (Hm) :** C'est la hauteur minimale que doit présenter l'ouvrage tout au long de sa durée de vie afin de pouvoir assurer le passage des véhicules. D'après le dossier pilote -géométrie- du CETU [6], cette valeur est de 4,75 m pour les tunnels autoroutiers (Hm = 4,75m).

- **Revanche de construction et d'entretien (Rc) :** Cette grandeur tient compte les tassements ou les erreurs de nivellement ainsi que les rechargements qui pourraient être réalisés sur la chaussée, qui doit être ajoutée à la hauteur minimale (Hm).
  Selon le dossier pilote -géométrie- du CETU [6], cette grandeur est fixée entre 0,05 m et 0,10 m (0,05 m $\leq$ Rc $\leq$ 0,10 m).

- **Revanche de protection (Rp) :** Cette revanche est aussi ajoutée à la hauteur minimale (Hm) pour préserver la pérennité des équipements du tunnel.
  Selon le dossier pilote -géométrie- du CETU [6], cette revanche a pour valeur minimale 0,10 m (Rp $\geq$ 0,10 m).

- **Revanche de signalisation (Rs) :** Elle est conçue pour prendre en compte la signalisation.
  Cette revanche prend pour les hauteurs libre supérieur à 4,30 m les valeurs :

- 0,20 m $\leq$ Rs $\leq$ 0,30 m (sans équipement) ;
- 0,30 m $\leq$ Rs $\leq$ 0,40 m (avec équipement).

La figure III.3 ci-après illustre la hauteur libre (H), la hauteur minimale (Hm), et les revanches Rc, Rp et Rs dans une section terminologie transversale.

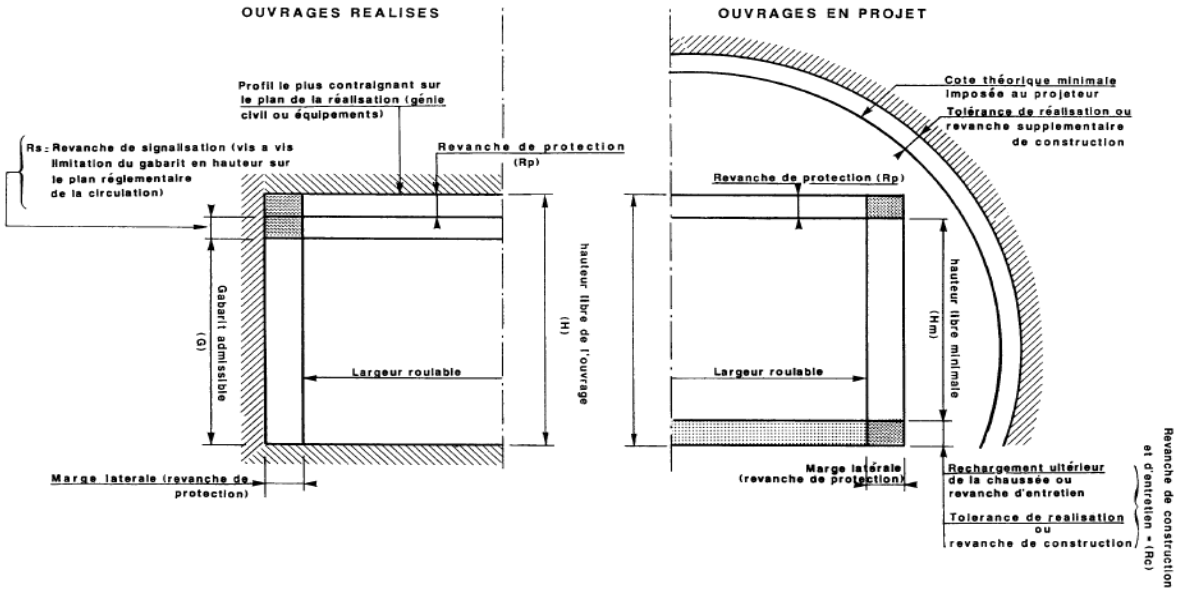


Figure III.3 Terminologie employée [6]

- **La hauteur en trottoir (Ht) :** La hauteur du gabarit au niveau du trottoir doit être au moins égale à 2 m, selon SIA 197-2[7].
- **La hauteur de signalisation sur trottoir :** Pour les signalisations fixées au revêtement, elle est fixée au-dessus de la hauteur du trottoir comme surface carrée de (0,8 x 0,8m) à gauche et à droite de la section transversale, selon SIA 197-2 [7].

Pour notre projet les valeurs des revanches prisent en compte sont : Rc = 0,10 m ; Rp = 0,10 m et Rs = 0,30 m et Ht = 2,50 m.

D'où :

$$H = 4{,}75 + 0{,}10 + 0{,}30 + 0{,}10 \Rightarrow H = 5{,}25 \text{ m}$$

La figure III.4 ci-après illustre les dimensions du gabarit en hauteur :

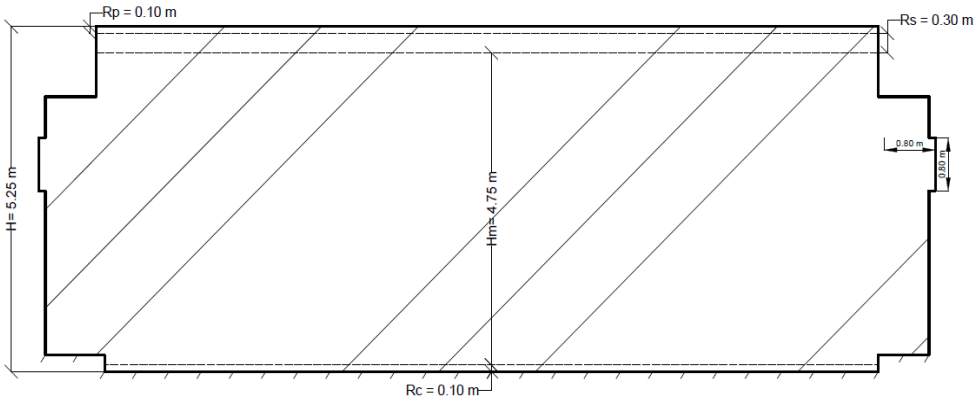


Figure III.4 Hauteurs du gabarit

III.2.3. Section finale

Après la conception de la largeur de la plateforme et les hauteurs du gabarit, vient la conception de la section finale du tunnel ou de fermeture du gabarit, qui est basée sur la détermination de trois (03) rayons ; supérieur, latéraux et inferieur.

La figure III.5 ci-dessous schématise les trois (03) rayons qui formes la section de fermeture du tunnel [8].

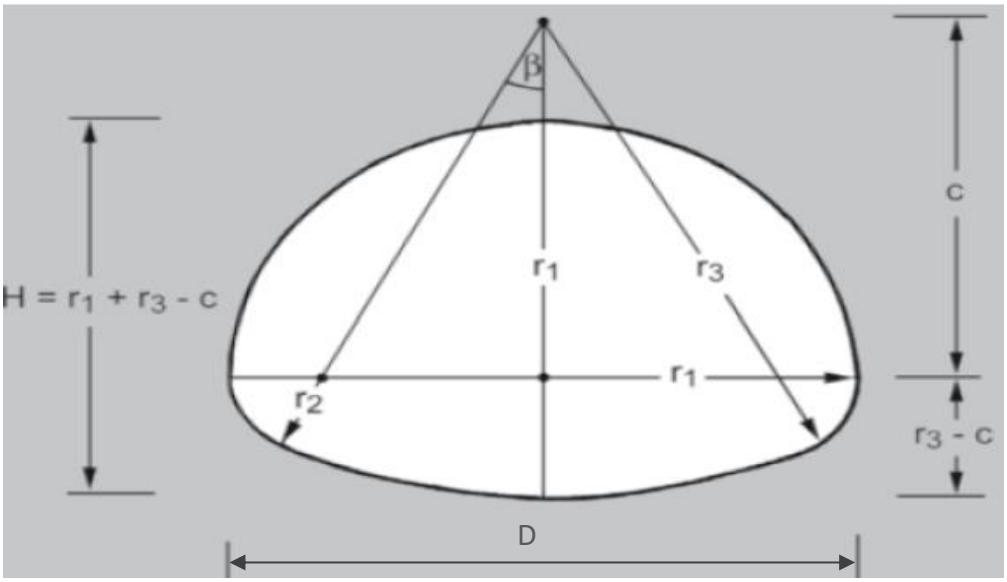


Figure III.5 Conception de la section finale [8]

Où :

D : Largeur de la plateforme (m) ;

r_1: Rayon supérieur (de la voûte) (m), avec : $r_1 = \frac{D}{2} + 0{,}475$;

r_2: Rayon latéral gauche et droite (m), avec : $r_2 = \frac{3}{8} r_1$;

r_3 : Rayon inferieur (m), avec : $r_3 = 2\, r_1$;

H : Hauteur de l'ouvrage (m), avec : H = $r_1 + r_3 - c$;

c : Position du centre du rayon r_3 relativement au centre de r_1 (m), avec : $c = 1{,}5\, r_1$.

- **Application numérique :**

Nous avons : D = 13,75 m ;

- Rayon supérieur (r_1) : $r_1 = \frac{13{,}75}{2} + 0{,}475 = 7{,}35\ m$;
- Rayon latéral (r_2) : $r_2 = \frac{3}{8}\ 7{,}35 = 2{,}75\ m$;

- Position du rayon r_3 (c) : $c = 1{,}5 \times 7{,}35 = 11{,}03\ m$;
- Rayon inferieur (r_3) : $r_3 = 2 \times 7{,}35 = 14{,}70\ m$;
- Hauteur de l'ouvrage (H) : H = $7{,}35 + 14{,}70 - 11{,}03 = 11{,}02\ m. \approx 11\ m.$

Après conception et dessin de la section finale sur le logiciel AutoCAD, elle peut se présenter par la figure III.6 ci-dessous :

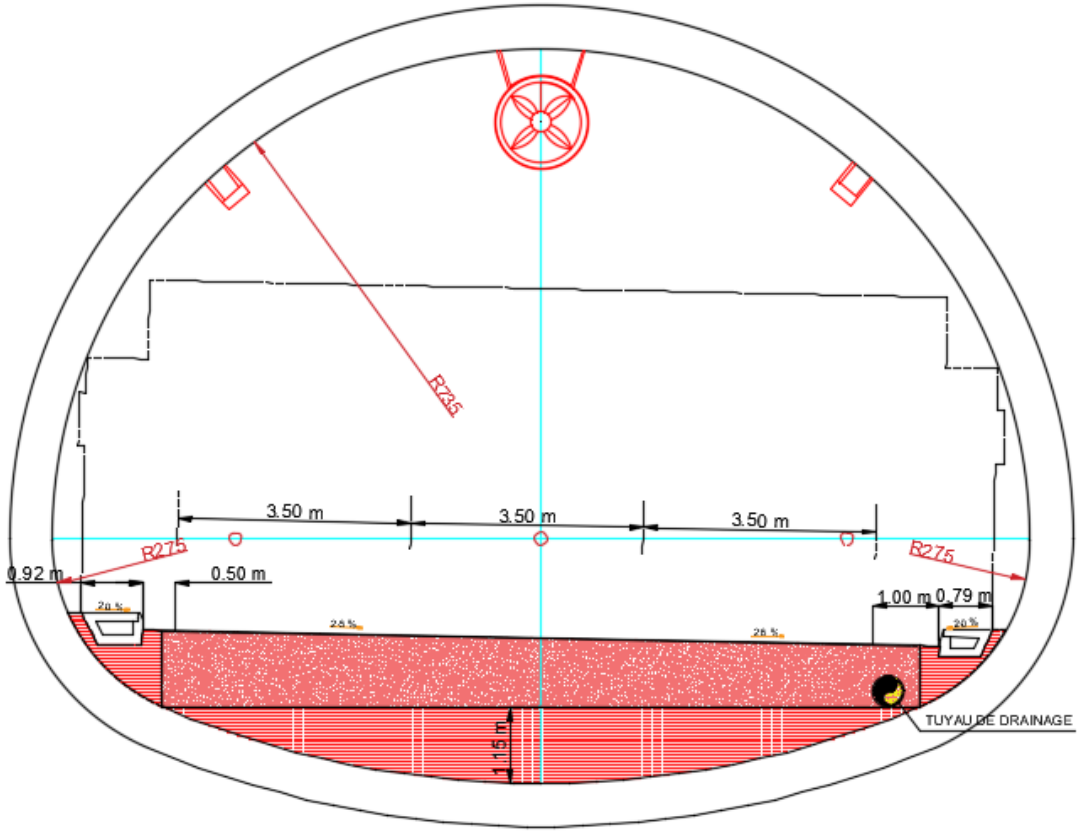


Figure III.6 Section transversale finale du tunnel

III.3. CONCLUSION

En se basant sur le dossier pilote de conception des tunnels autoroutiers nous avons pu, à travers ce chapitre, définir la section transversale finale qui va assurer le bon fonctionnement du tunnel autoroutier de la pénétrante d'Oran durant sa durée de vie. Et qui va faire l'objet d'étude dans les chapitres qui suivent.



CHAPITRE IV
RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES, GÉOLOGIQUES ET HYDROGÉOLOGIQUES

CHAPITRE IV : Reconnaissances géotechniques, géologiques et hydrogéologiques.

IV.1. INTRODUCTION

Comme ils s'implantent entièrement dans le terrain, les ouvrages souterrains requièrent une importante précision sur la géologie et la géotechnique des terrains concernés. De ce fait, une reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique profonde doit être adoptée pour définir le type de creusement et soutènement nécessaire, et éviter l'imprévision de certains problèmes qui peuvent menacer la sécurité et l'avancement des travaux en phase de réalisation.

IV.2. CONTEXTE GÉOLOGIQUE

IV.2.1. Géologie du littoral oranais

Le littoral oranais constitue le centre d'une unité géologique comprenant à l'Est le massif d'Arzew et à l'Ouest le reste du Murdjadjo et les autres reliefs du Sahel d'Oran jusqu'à Rio Salado. Cette région se caractérise par l'existence de horst formé de terrains secondaires et qui se sont mis en place au centre d'un bassin néogène subsident. Les rejeux plio-quaternaires, les horsts correspondent actuellement aux reliefs plus ou moins escarpés (montagne des Lions, Djebel Murdjadjo, collines du cap Falcon) tandis que les plateaux sont constitués de formations néogènes.

Du point de vue stratigraphique, les dépôts sont essentiellement Mio–Plio–Quaternaires recouvrant un sous-sol formé par des couches de charriage de la série Mésozoïque. Le fond de la série de bassins est représenté par des marnes bleues et des grès calcaires gris.

IV.2.2. Géologie de la zone de projet

Dans la région d'étude, les formations rocheuses d'âge Mio–Pliocène composées essentiellement de marne, au-dessus desquelles on retrouve principalement des grès poreux d'âge pléistocène. Les grès et des grès marneux (disposés en alternance) sont les formations les plus représentées et celles fréquemment observées dans la zone d'étude.

D'autre part, les dépôts récents sont représentés par des sables limoneux, sables de plage ainsi que quelques passages de terre végétale.

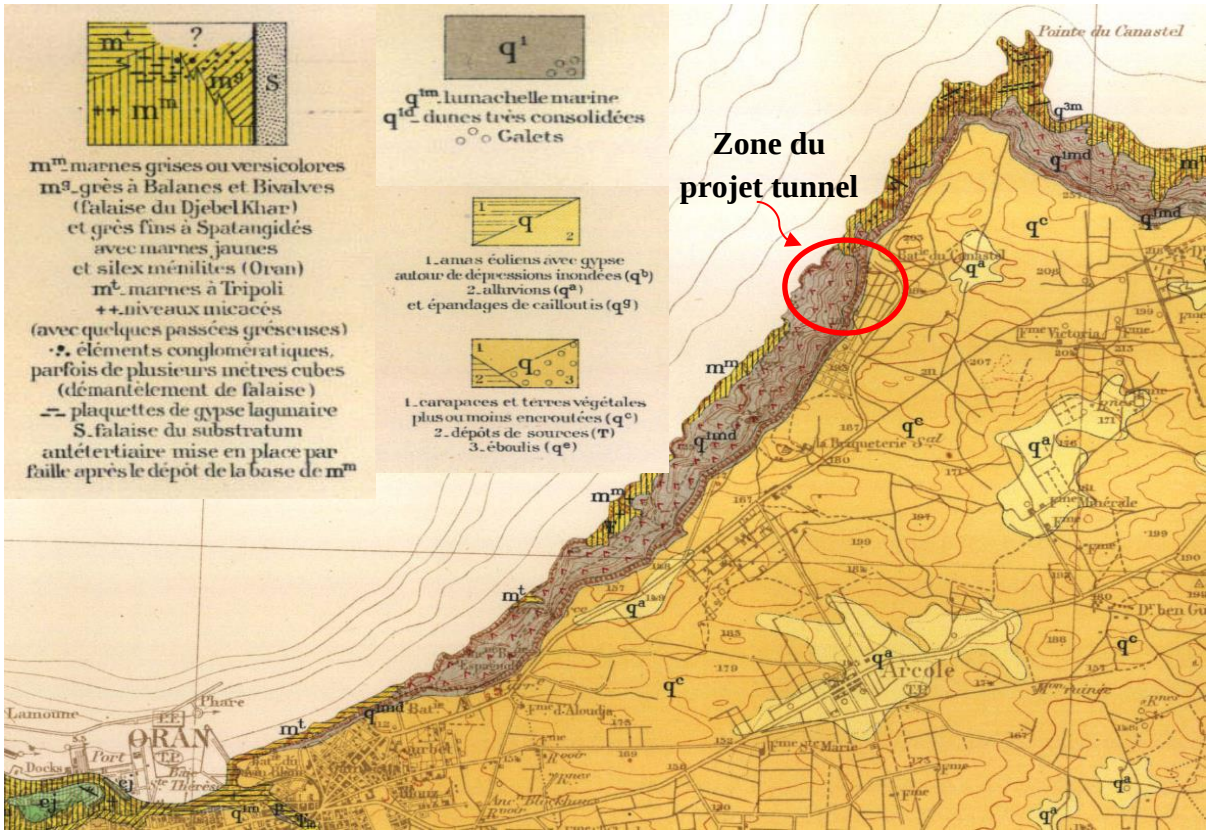


Figure IV.1 Coupe géologique de la zone du projet

IV.3. CONTEXTE HYDROGÉOLOGIQUE

L'Algérie se caractérise par dix-sept (17) bassins versants formant cinq (05) régions hydrographiques, la zone d'étude appartient au bassin côtier oranais, qui s'inscrit dans la région d'Oranie-Chott-Chergui.

Le climat de la région étant définie ces dernières décennies comme aride a une influence sur le niveau piézométrique, par conséquent sur la direction de l'écoulement souterrain.

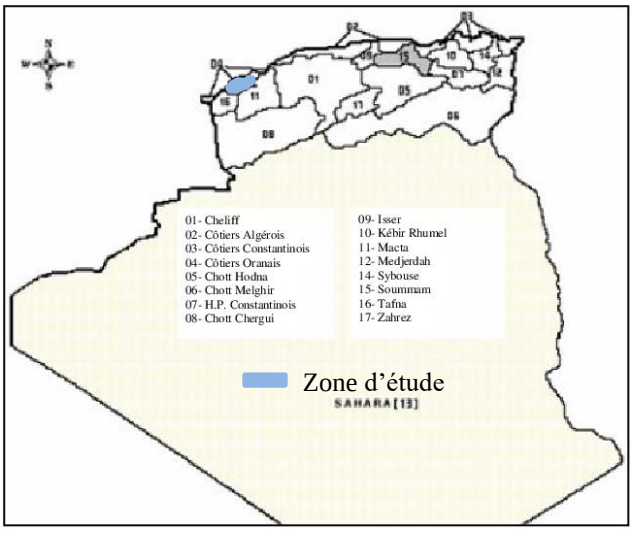


Figure IV.2 Les bassins versants de l'Algérie

Les versants des hautes falaises du plateau Oran-Canastelle sont incisés par une dizaine de talwegs issus des falaises se trouvant au sud principalement du Djebel Murdjadjo, ces talwegs à l'ouest de Canastel, font objet de réception des eaux usées provenant des quartiers environnants, puis jettent dans la Méditerranée.

L'eau se trouvant au niveau du lac du Ravin Blanc en bordure de la route du port et celui se trouvant en contrebas de la falaise, proviennent des terrains moi-pliocènes en contact avec une

assise de marnes bleues du miocène supérieure. Ces formations ont un pendage général dans le sens Sud-Nord avec un sens d'écoulement Nord-Ouest.

- **Les eaux souterraines :**

Les investigations hydrogéologiques ont montré que les eaux souterraines sont contenues dans le pliocène grèso-calcaire et les quaternaires, les eaux souterraines sont apparues au niveau des trois sondages carottés BH-43,48 et 51. De ce fait, le niveau de la nappe phréatique sera interpolé depuis ces trois sondages tout au long du profil longitudinal du tunnel.

IV.4. COMPAGNES D'INVESTIGATION GÉOTECHNIQUE

IV.4.1. Objectif

Dans les projets de travaux publics d'une manière générale, et dans les travaux de tunnels d'une manière particulière, l'investigation géotechnique est un passage obligatoire et important durant la phase d'étude du projet. Cette dernière a pour objectif de :

- Décrire le terrain à exécuter ;
- Décrire l'état de contraintes du sol ;
- Prévoir le comportement du sol durant les deux phases d'exécution et d'exploitation de l'ouvrage.

Les essais réalisés afin de satisfaire ces objectifs seront exposés dans les titres à venir.

IV.4.2. Sondages carottés

Afin d'élaborer les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol, de déterminer les propriétés mécaniques des formations rencontrées, de comprendre les conditions d'excavation et d'examiner les problèmes géotechniques potentiels de la section tunnel, sept (07) sondages carottés ont été réalisés. Le tableau IV.1 ci-dessous représente les différentes profondeurs de chaque sondage ainsi que leurs coordonnées.

Tableau IV.1 Tableau récapitulatif des sondages carottés

Sondage	PK	Coordonnés			Profondeur (m)	Nappe phréatique (m)
		N (X)	E (Y)	Z (m)		
BH-43	6+760	3 958 169.14	719 204.01	136.43	40.00	36.20
BH-45	6+879	3 958 209.96	719 315.25	178.80	70.00	-
BH-46	7+233	3 958 204.93	719 666.77	185.17	70.00	-
BH-47	7+441	3 958 149.40	719 866.35	191.53	64.00	-
BH-48	7+798	3 957 947.27	720 15812	189.74	40.50	28.00
BH-49	8+103	3 957 728.15	720 370.98	184.88	40.00	-
BH-51	8+333	3 957 554.47	720 521.07	186.20	35.20	22.50

IV.4.3. Essais in situ

Dans le cadre de l'étude géotechnique du projet, la compagne géologique et géotechnique a réalisé les deux essais in situ suivants :

- L'essai au Pénétromètre dynamique (SPT) ;
- L'essai Pressiométrique (PR).

Le sommaire de chacun de ces essais va être représenté suivant les unités géotechniques du terrain, ainsi que leurs résultats sont mentionnés dans l'annexe A.

Les unités géotechniques sont. déterminées à travers l'analyse des sondages carottés, les divers essais in situ et au laboratoire exécutés durant l'investigation géotechnique, qui ont pu permettre de distinguer les unités présentent dans le terrain : Grés (G), Sable consolidé semi-lapidifié [(1)] (SC_{SL}), Sable moyennement dense (SM).

- **Essai au pénétromètre dynamique (SPT) :**

Les essais SPT ont été exécutés au niveau des sondages carottés précités (voir tableau IV.1), afin d'identifier les couches de sol traversées, ainsi pour d'éventuelles corrélations pour la détermination de certains paramètres mécaniques des niveaux fortement altérés des unités rocheuses. Les résultats de cet essai sont présentés dans le tableau A.1 en annexe A.

- **Essai pressiométrique (PR) :**

Les essais Pressiométriques ont été réalisés tout au long de la section du Tunnel, avec correspondance aux sondages, afin de déterminer les propriétés élastiques des unités géotechniques, le positionnement des essais pressiométriques réalisés avec leurs profondeurs sont présentés par le tableau IV.2 ci-après ;

Tableau IV.2 Tableau récapitulatif des essais pressiométrique

Code	PK	Coordonnées de la position			Profondeur (m)
		X	Y	Z	
PR-21	6+760	719205,04	3958174,09	135.65	40,00
PR-24	8+347	720517,14	3957543,10	186,10	35,00
PR-25	7+220	719660,12	3958207,08	185,37	40,00
PR-26	7+500	719862,94	39581383,82	191,04	40,00
PR-27	7+800	720156,12	3957952,05	189,87	40,00

Les résultats obtenus depuis l'essai pressiométrique, à savoir le module de déformation (E_P), la pression limite (P_l) et la pression de fluage (P_f) sont présentés dans le tableau A.2 en annexe A.

[(1)] La lapidification : transformation d'un dépôt de sol meuble en roche sédimentaire cohérente par cimentation.

IV.4.4. Essai de laboratoire

- **Essais de compression uni-axiale :**

Les résultats des essais de compression uni-axiale sont récapitulés sur le tableau A.3 de l'annexe A.

- **Essai de la résistance à la compression entre pointes (Essai Franklin)**

Les résultats des essais Franklin sont récapitulés sur le tableau A.4 de l'annexe A.

IV.5. PARAMÈTRES DU SOL ET DE LA MASSE ROCHEUSE

Cette partie abordera l'évaluation des paramètres mécaniques du sol et de la masse rocheuse depuis les valeurs caractéristiques des essais in situ de chaque unité géotechnique déterminées par une analyse statistique, et à travers des corrélations pour le cas des sols, quant à la masse rocheuse en plus des corrélations, le logiciel RocLab va être utilisé aussi.

Le recours aux corrélations est rendu nécessaire par les grandes insuffisances dans la compagne de reconnaissance géotechnique, notamment les essais de laboratoire qui n'ont pas été réalisés.

IV.5.1. Sable moyennement dense

Cette unité de sable moyen qui a été définie à travers les résultats des essais SPT et des sondages carottés se trouve au niveau des couches de grès et de sable consolidé à des profondeurs variables. La figure IV.3 ci-dessous représente la caisse 3 du sondage BH-45 qui contient des passages de sable moyennement dense.



Figure IV.3 Caisse 3 du sondage BH-45

Après analyse statistique des différents résultats des essais in-situ on a obtenu la valeur caractéristique du nombre de coups brut non corrigé de l'essai SPT N_{SPT} = 27 et celle de la pression limite de l'essai pressiométrique Pl = 2.1 MPa.

La détermination des différents paramètres de cette unité géotechnique nécessite le passage par des formules de corrélation qui seront présentées ci-dessous :

- **Angle de frottement interne (φ) :**

Les corrélations utilisées pour la détermination de l'angle de frottement interne sont les suivantes :

- Selon Menard [MEN 57] : $\varphi = 24 + 13.3 \log\left(\frac{pl}{100b}\right) avec : b = 2.5$;
- Selon Hataka et Uchida : $\varphi = (20N_1)^{0.5} + 20\ avec :\ N_1 = \frac{N}{\frac{\sigma' v}{98}} 0.5$;
- Selon Natarajan et Tolia [NAT 72] : $\varphi = \left(\frac{7}{0.1\sigma_{v0}+7}\right) N_{SPT} + 28$;
- Selon Ohsaki et al. [FIG 15] : $\varphi = (20N_{SPT})^{0.5} + 15$;
- Selon Peck et al. (1974) : $\varphi = 2701 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054{(N_1)_{60}}^2$.

Les résultats obtenus après évaluation des formules ci-dessus sont respectivement : 37° ; 26° ; 30° ; 39° ; 30°. Et après évaluation de la moyenne de ces résultats on a obtenu la valeur caractéristique de l'angle de frottement interne du sable moyen est fixé à 32°.

- **Cohésion (C) :**

Les corrélations utilisées pour la détermination de la cohésion du sable moyen sont les suivantes :

- Selon Kulhaway et Mayne [KUL 90] : $C = 0.06N_{SPT}$;
- Selon Kulhaway et Mayne [KUL 90] : $C = 0.014(N_1)_{60} - 0.18$;
- Selon Hara et al. (1971) : $C = 0.29P_a{N_{SPT}}^{0.72}$.

Les résultats obtenus après évaluation des formules ci-dessus sont respectivement : 1 KPa, 0 KPa et 1.62 KPa. Après évaluation de la moyenne de ces résultats, nous avons obtenu la valeur caractéristique de la cohésion du sable moyen qui est fixée à 0.8 KPa qui peut être arrondie à 1 KPa.

- **Module de déformation (E) :**

Les corrélations utilisées pour la détermination du module de déformation du sable moyen sont les suivantes :

- Selon Bowles, J.E (2002) : $E = 1200(N_{SPT} + 6)$
- Selon Ferrent (1963) : $E = 718(1 - \nu^2)N_{SPT}$
- Selon : $E = 479(N + 15)$
- Selon Kulhawy et Mayne (1990) : $E = 15P_{atm}N_{SPT}$

Les résultats obtenus après évaluation des formules ci-dessus sont respectivement : 40 MPa ; 19 MPa ; 20 MPa et 27 MPa. Après évaluation de la moyenne de ces résultats, nous avons obtenu la valeur caractéristique du module de déformation du sable moyen qui est fixée à 26 MPa.

IV.5.2. Sable consolidé semi-lapidifié (SC$_{SL}$)

Cette unité de sable consolidé semi-lapidifié qui a été définie à travers les résultats des essais in-situ (Pénétromètre statique SPT et pressiomètre) et des sondages carottés, a une épaisseur variable le long de notre terrain allant de 9 m à 24 m. On distingue aussi une deuxième couche de sable consolidé en profondeur avec une épaisseur maximale de 30 m. La figure IV.4 ci-dessous représente la caisse 6 du sondage BH-43 qui contient des passages de sable consolidé.



Figure IV.4 Caisse 6 du sondage BH-43

Après analyse statistique des différents résultats des essais in-situ on a obtenu la valeur caractéristique du nombre de coups brut non corrigé de l'essai SPT N_{SPT} = 50 et celle de la pression limite de l'essai pressiométrique Pl = 3.9 MPa.

La détermination des différents paramètres de cette unité géotechnique nécessite le passage par des formules de corrélation qui seront présentées ci-dessous :

- **Angle de frottement interne (φ) :**

Les corrélations utilisées pour la détermination de l'angle de frottement interne sont les mêmes que celles utilisées pour les sables denses. Les résultats obtenus après évaluation des formules précédentes sont : 41° ; 30° ; 33.5° ; 50° ; 34°. Après évaluation de la moyenne de ces résultats, nous avons obtenu la valeur caractéristique de l'angle de frottement du sable consolidé semi-lapidifié qui est fixé à : 37°.

- **Cohésion (C) :**

Les corrélations utilisées pour la détermination de la cohésion sont les mêmes que celles utilisées pour les sables denses. Les résultats obtenus après évaluation des formules précédentes sont : 48 KPa, 8.5 KPa et 3 KPa. Après évaluation de la moyenne de ces résultats, nous avons obtenu la valeur caractéristique de la cohésion du sable consolidé qui est fixé à : 20 KPa.

- **Module de déformation (E) :**

Les corrélations utilisées pour la détermination du module de déformation sont les mêmes que celles utilisées pour les sables denses. Les résultats obtenus après évaluation des formules précédentes sont : 65 MPa ; 33 MPa ; 30.5 MPa et 73.5 MPa. Après évaluation de la moyenne de ces résultats, nous avons obtenu la valeur caractéristique du module de déformation du sable consolidé qui est fixée à : 50.5 MPa.

IV.5.3. Grès (G)

Cette unité traverse notre terrain en deux couches distinctes, une première supérieure (en surface) ayant une épaisseur qui varie entre 6 et 32 m au long du tracé, et une autre inférieure (en profondeur) qui a une épaisseur variante entre 9 et 34 m. La figure IV.5 ci-dessous représente la caisse 3 du sondage BH-47 qui contient des passages de grès.



Figure IV.5 Caisse 3 du sondage BH-47

Après évaluation de la résistance à la compression (σ_c) depuis l'indice de résistance à la compression sous charge ponctuelle ($I_{S\,50}$) par la relation ci-dessous, une valeur caractéristique de la résistance à la compression est déterminée à travers une analyse statistique des résistances obtenues par l'essai à la compression et celles corrélées.

$$\sigma_c = 24 \times I_{S\,50}$$

La valeur caractéristique de la résistance à la compression pour les Grès est : $\sigma_c = 8\ MPa$.

De même pour le paramètre RQD (Rock Quality Designation), la valeur caractéristique est obtenue par une analyse statistique des valeurs du RQD à travers les sondages SPT. La valeur caractéristique du paramètre RQD pour les Grès est : RQD $=$ 44.45.

IV.5.3.1. Classification des massifs rocheux

Afin de déterminer les paramètres mécaniques pour l'unité du grès, la classification RMR (Rock Mass Rating) et GSI (Geological Strength Index) sont requises afin de pouvoir d'entamer les corrélations de ces paramètres.

L'évaluation de la note RMR pour les grès va se baser sur les cinq (05) paramètres de la classification RMR_{89} (Bieniawski,1989) [10], à savoir :

- La résistance de la matrice rocheuse (Résistance à la compression σ_c) ;
- La valeur du RQD ;
- Espacement des discontinuités ;
- État des discontinuités (ouverture, rugosité, érosion et altération, matériau de remplissage) ;
- Écoulements souterrains.

Pour le cas de ce présent travail, la classification des massifs rocheux avec évaluation de la note RMR_{89} pour les grès vont être présentés dans les tableaux A.5, 6 et 7 en annexe A.

Pour le cas de ce projet, les couches sont parallèles à l'axe du tunnel et présentent un pendage compris entre 20 et 45°, d'après le tableau A.8 en annexe A, la direction est neutre ce qui induit une note de correction du RMR de -5.

La note finale du RMR devient alors : $RMR = RMR_{89} - 5$ ==> RMR=26.

L'évaluation du GSI va se faire à partir du RMR' par la relation : GSI = RMR' -5, où le RMR' est obtenu en évaluant les conditions des eaux souterraines en peu humides (note=10) et sans correction de l'orientation des discontinuités.

Pour cela, la valeur du RMR' devient : RMR'=34 et GSI = 29.0

Le tableau IV.3 ci-après récapitule les valeurs qui vont être utilisées pour les corrélations des paramètres mécaniques des Grès (G).

Tableau IV.3 Récapitulation des résultats obtenus pour la classification des grès

Unité	RMR	RMR'	GSI
G	26	34	29

IV.5.3.2. Paramètres mécaniques des grès

La détermination des paramètres mécaniques pour cette unité géotechnique, à savoir ; l'angle de frottement interne (φ), la cohésion (C), le module de déformation (E), va être établi par corrélation depuis le RMR, RQD et GSI et aussi depuis le logiciel RocLab.

Le logiciel RocLab permet d'évaluer les paramètres E, C et φ , depuis la classification de Hook-Brown en introduisant les paramètres suivants :

- Résistance à la compression (σ_c) : $\sigma_c = 8\ MPa$;
- La valeur du GSI : GSI = 29 ;
- Le facteur de perturbation (D) : D = 0 (en considérant qu'il n'y a pas de perturbation) ;
- Le rapport modulaire (MR) : MR = $\frac{E_i}{\sigma_c}$, avec : MR = 275 pour les grès ;
- Le poids volumique des grès (γ) : $\gamma = 21KN/m^3$;
- La couverture du tunnel : 43 m, cette valeur représente la couverture maximale que notre tunnel traverse, elle est prise comme valeur car elle représente le cas le plus défavorable.

Pour ces paramètres d'entré, les paramètres obtenus sont les suivants :

C = 124 KPa ; $\varphi = 42.92°$; E_m = 167.97 MPa.

La figure IV.6 ci-après montre les paramètres obtenus depuis RocLab.

.

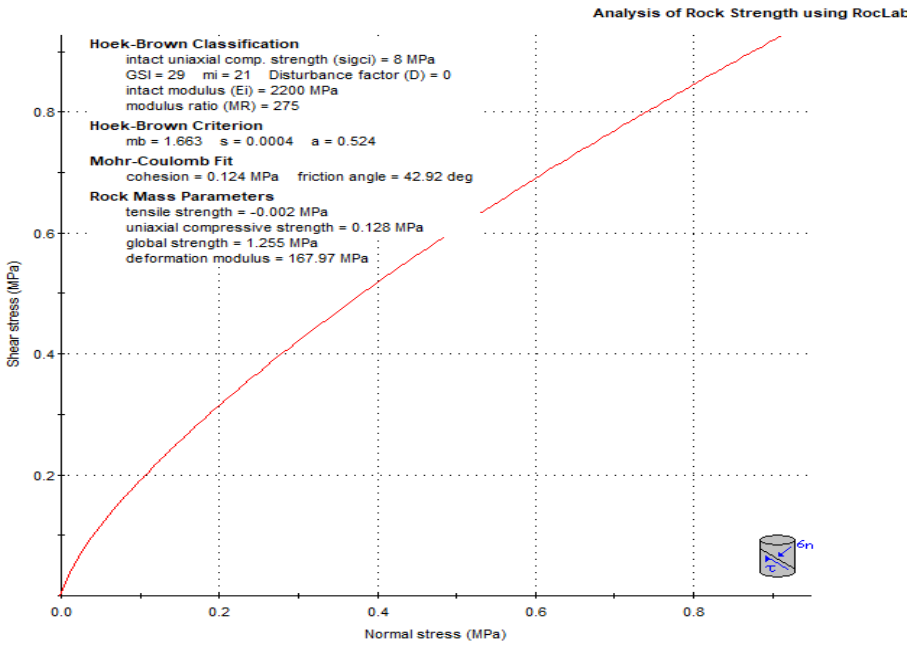


Figure IV.6 Résultats obtenus par RocLab

La détermination des paramètres par corrélations :

- **Angle de frottement interne (φ) :**

La corrélation utilisée pour l'évaluation de l'angle de frottement interne de la matrice rocheuse (φ) est :

– Selon Sivugan et al. (2014) [9] : $\varphi = sin^{-1}\left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right)\ (rad);\ avec: \sigma_t = {}^{\sigma_c}/_{10}.$

L'évaluation de cette corrélation a permis d'obtenir une valeur de $\varphi = 48.59°$. La valeur caractéristique de l'angle de frottement interne, prise entre les deux résultats celle corrélée et celle du RocLab est : $\varphi = 46°$.

- **Cohésion (C) :**

La corrélation utilisée pour l'évaluation de la cohésion de la matrice rocheuse (C) est :

– Selon Bieniawski [BIE 89] et [SER 83] [12] : $C = 5 \times RMR$

L'évaluation de cette corrélation a permis d'obtenir une valeur de $C = 130\ KPa$. la valeur caractéristique de l'angle de frottement interne, pris entre les deux résultats celle corrélée et celle du RocLab (C=124 KPa) est : $C = 127\ KPa$.

- **Module de déformation (E_m) :**

Les corrélations utilisées pour l'évaluation du module de déformation de la matrice rocheuse (E_m) sont :

– Selon Serafim et Pereira (1983) [9] : $E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$ (GPa) Pour RMR < 60 ;

– Selon Read et al. [11] : $E_m = 0.1\ (\frac{RMR}{10})^3$ (GPa) ;

– Selon Hoek et al. [9] : $E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right)\sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \times 10^{\frac{GSI-10}{40}}$ (GPa) pour $\sigma_c < 100\ MPa$;

– Selon Tomlinson (2001) [9] : $E_m = j \times MR \times \sigma_c$,avec : j = 0.5 (espacement des discontinuités 30-100 mm) et MR = 275 (pour les grès).

Après évaluation du module de déformation par les formules ci-dessus, les valeurs obtenues sont respectivement ; 2512 MPa ; 1757 MPa ; 1126 MPa ; 844 MPa. Après évaluation de la moyenne de ces résultats, nous avons obtenu la valeur caractéristique du module de déformation des grès qui est fixée à : 1560 MPa.

IV.6. SYNTHÈSE DE LA ZONE D'ÉTUDE

À partir de la coupe lithologique représentée dans la figure IV.7 et la pièce jointe sous format A3 en annexe A, nous pouvons remarquer une variation d'unités géotechnique qui se constitue principalement de trois (03) terrains.

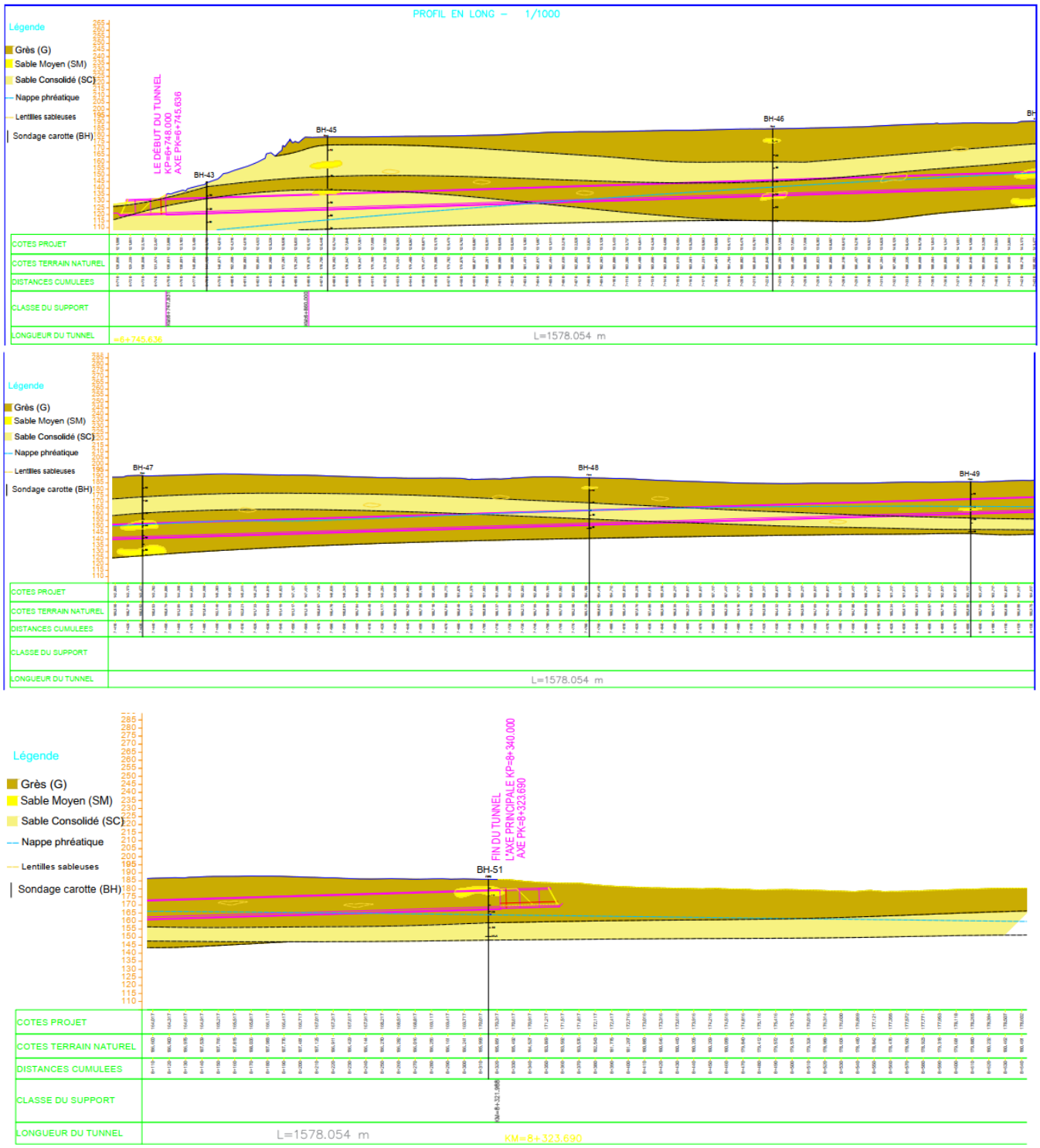


Figure IV.7 Profil lithologique

Et pour l'étude d'excavation et de soutènement provisoire, nous devons définir avec précision tous les passages de ces terrains dans notre tunnel. Nous avons défini ces derniers comme suit :

Tableau IV.4 Division de la zone d'étude selon les terrains rencontrés

Unité géotechnique	PK	Variation de la profondeur (m)	Terrain
Sable consolidé semi-lapidifié	6+780 - 6+975	12 à 41	Terrain 1
Grès	6+975 - 7+703	41 à 28	Terrain 2
Sable consolidé semi-lapidifié	7+703 - 8+010	28 à 25	Terrain 1
Grès	7+703 - 8+340	25 à 12	Terrain 2
Sable moyennement dense	-	Lentilles à profondeur variable	Terrain 3

Dans notre zone d'étude, nous rencontrons principalement trois (03) types de terrain précédemment cité et détaillé. Le tableau récapitulatif résumant les paramètres géotechniques des unités traversées est noté ci-dessous :

Tableau IV.5 Tableau récapitulatif des paramètres géotechniques des terrains rencontrés

Terrains / Paramètres	Terrain 1 (SC_{SL})	Terrain 2 (G)	Terrain 3 (SM)
Masse volumique γ_h (KN/m^3)	20	21	19
Angle de frottement interne φ (°)	37	46	32
Cohésion C (KPa)	20	127	1
Module de déformation E (MPa)	50.5	1560	26

IV.7. CONCLUSION

À travers ce chapitre, nous avons pu analyser les différentes données des investigations géotechniques (essais in-situ) pour avoir une idée globale sur la lithologie de la zone d'étude. Après cette analyse des données et à travers diverses corrélations, on a pu déterminer les différents paramètres mécaniques des unités géotechniques rencontrées dans notre terrain.

Dans le prochain chapitre, nous détaillerons le prédimensionnement du soutènement provisoire ainsi que les différentes méthodes de creusement pour les trois terrains rencontrés.



CHAPITRE V
PRÉDIMENSIONNEMENT EMPIRIQUE

CHAPITRE V : Prédimensionnement empirique.

V.1. INTRODUCTION

Dans la phase du prédimensionnement des ouvrages souterrains, la classification du terrain dans lequel s'implante le tunnel s'avère indispensable. Cette dernière permet une estimation et un prédimensionnement du soutènement provisoire, mais avant cela, il est important de définir les paramètres utiles à la description du massif, à savoir : les conditions géologiques générales, les conditions hydrogéologiques, les caractéristiques mécaniques des terrains, les contraintes naturelles…

En se basant sur les trois (03) unités géotechniques définies dans le chapitre précédent (voir CHAPITRE IV), nous les classifieront suivant les deux méthodes suivantes :

- Classification de BIENIAWSKI ;
- Classification de l'AFTES.

V.2. CLASSIFICATION DES TERRAINS

V.2.1. Méthode de BIENIAWSKI

La méthode de Z. BIENIAWSKI 1989, permet la classification des massifs rocheux déterminée à partir de la note RMR finale, suivant cinq (05) classes de roche (de très bonne à très mauvaise) avec estimation du temps de tenue moyen et cohésion du massif, comme le montre le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 Classes de massifs rocheux depuis la note RMR finale (BIENIAWSKI, 1989) [10]

Note RMR	**81-100**	**61-80**	**41-60**	**21-40**	**< 20**
Classe du massif	A	B	C	D	E
Description	Très bonne roche	Bonne roche	Roche moyenne	Roche médiocre	Roche très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 15 m de portée	6 mois pour 8 m de portée	1 semaine pour 5 m de portée	10 heures pour 2,5 m de portée	30 minutes pour 0,5 m de portée
Cohésion du massif (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100

La classification de Z. BIENIAWSKI va être utilisée pour les deux unités géotechniques constitutives de notre terrain respectivement l'unité des grès et l'unité des sables consolidés semi-lapidifiés, les paramètres de classification sont considérés comme suit ;

- **Terrain 1 (SC_{SL}) :** Avec considération d'une note RMR < 20.
- **Terrain 2 (G) :** De nature friable et qui ont un RMR = 26 (Voir Tableau IV.3) ;

Quant à l'unité des sables moyennement denses, elle ne peut être classée selon Z. BIENIAWSKI, puisqu'il s'agit de sol.

D'après BIENIAWSKI, pour les deux unités géotechniques (G) et (SC_{SL}), la classification aboutie à des roches médiocres à très médiocres avec des temps de tenue faible à moyen.

Tableau V.2 Classification Z. BIENIAWSKI du terrain

Terrain	Terrain 1 (SC_{SL})	Terrain 2 (G)
Classe du massif	E	D
Description	Roche très médiocre	Roche médiocre
Temps de tenue moyen	30 minutes pour 0.5 m de portée	10 heures pour 2.5 m de portée
Cohésion du massif (KPa)	< 100	100-200

V.2.2. Classification de l'AFTES

Le groupe de travail N°1 de l'AFTES (géologie-géotechnique) a établi en 1978 un texte de recommandations pour la description des terrains. Le tableau B.1 joint en annexe B représente les classes de terrains selon les recommandations de l'AFTES.

D'après les différentes valeurs des résistances à la compression uni-axiale précédemment estimées et d'après le tableau B.1, nous pouvons classer les terrains de nos trois unités géotechniques comme suit :

Tableau V.3 Classification des terrains des trois sections selon l'AFTES

Unité géotechnique	**Terrain 1 (SC_{SL})**	**Terrain 2 (G)**	**Terrain 3 (SM)**
Description	Sable consolidé semi-lapidifié	Grès très fracturé	Sable moyennement dense
Classification AFTES	R5b	R4	R6a

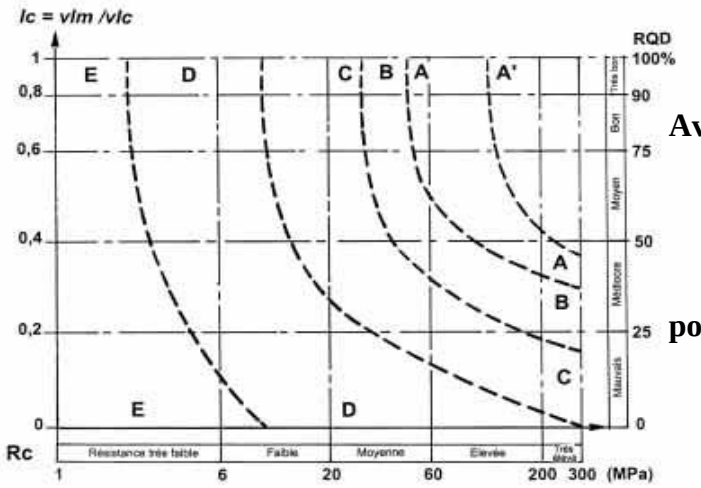
V.3. CREUSEMENT

Le choix du mode et méthode de creusement à employer repose sur quatre (04) principaux aspects, qui peuvent être résumés comme suit :

- Conditions géomécaniques du terrain à traverser ;
- Conditions géologiques et hydrogéologiques ;
- L'expérience et moyen à déployer ;
- Dimensions et géométrie du tunnel.

- **Mode de creusement :**

Le mode de creusement peut être sélectionné à partir d'une approche qui se base sur la résistance à la compression uni-axiale (R_C) comme critère de résistance de la matrice rocheuse combinée au critère de fracturation du massif rocheux (RQD) selon le CETU par ces courbes.



Avec :

A' : Tunnelier puissant
A, B, C : Tunnelier
B, C, D : Machine attaque ponctuelle
A, A', B : Explosifs

Figure V.1 Choix du mode de creusement [13]

Étant donné que le tunnel traverse les unités gréseuses et sables consolidés semi-lapidifiés avec passage sableux, et dont la résistance à la compression R_C est de l'ordre de 8 MPa et le RQD de l'ordre de 45%. D'après les courbes ci-dessus (Figure V.1), la classe de creusement correspondante est la classe D, qui permet le choix d'un mode de creusement par machine à attaque ponctuelle.

- **Méthode de creusement :**

Le choix de la méthode de creusement va se faire suivant les recommandations de Z. BIENIAWSKI, qui recommande la méthode de creusement à partir de la classe du massif rocheux déduite de la note RMR, pour une section à excaver par machine ponctuelle ou explosif, d'une largeur d'environ 10 m, et en ne dépassant pas une contrainte verticale (σ_v) de 25MPa [14]. Ses recommandations sont représentées par le tableau B.2 joint en annexe B.

Comme la section du tunnel satisfait les critères de recommandation du creusement de Z. BIENIAWSKI, son application pour les deux unités géotechniques ; gréseuse et sables consolidés semi-lapidifiés donne la méthode de creusement recommandé pour chacune, et peut être représenté comme suit :

Tableau V.4 Choix de la méthode de creusement

Unité géotechnique	Terrain 1 (SC_{SL})	Terrain 2 (G)
Classe du massif	E	D
RMR	< 20	21-40
Méthode d'excavation	- Creusement en section divisée ; - Pas d'excavation : 0.5 – 1 m en calotte.	- Creusement en demi-section ; - Pas d'excavation : 1.0 – 1.5 m en demi-section supérieure.

Comme les sables moyennement denses sont caractérisés par passage de lentilles, le creusement se fera par une diminution du pas d'excavation, et sera donc en section divisée avec un pas d'excavation de 0,5 m.

V.4. SOUTÈNEMENT

V.4.1. Soutènement selon BIENIAWSKI

BIENIAWSKI propose aussi des types de soutènement adaptés au RMR à travers ses recommandations, qui sont présentées par le tableau B.3 en annexe B.

D'après Bieniawski, le soutènement adéquat pour les deux unités géotechniques respectivement les grès (G) et les sables consolidés semi-lapidifiés (SC_{SL}) est du type suivant (tableau V.5) :

Tableau V.5 Choix du type de soutènement pour les deux terrains 1 et 2 selon BIENIAWSKI

Unité géotechnique	RMR	Type de soutènement		
		Boulon d'ancrage (20 mm diamètre)	Béton projeté	Cintre métallique
Terrain 1 (SC_{SL})	**< 20**	En voûte et piédroits de 5,0-6,0 m de longueur, espacement de 1,0-1,5 m avec treillis soudé	150-200 en voûte, 150 mm en piédroits et 50 mm en front	Cintres lourds avec espacement de 0,75 m
Terrain 2 (G)	**21-40**	En voûte et piédroits de 4,0-5,0 m de longueur, espacement de 1,0-1,5 m avec treillis soudé	100-150 mm en voûte et 100 mm en piédroits	Cintres moyens avec espacement de 0,7-1,5 m Fermeture du radier

D'autant pour la classification que pour le soutènement, l'unité des sables moyennement denses ne peut être traité par les recommandations de BIENIAWSKI, car c'est un sol.

V.4.2. Soutènement selon l'AFTES

Le choix du type de soutènement se fait selon la description du terrain et cela a été mentionné dans le travail N°7 (soutènement et revêtement) de l'AFTES.

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

Les critères de choix sont les suivants :

- Comportement mécanique du terrain (classification de l'AFTES) ;
- Discontinuité et procédé de creusement ;
- Hydrologie ;
- Hauteur de couverture et contrainte naturelle ;
- Dimensions de la cavité ;
- Environnement.

- **Terrain 1 (SC_{SL})**

Le tableau ci-dessous résume les critères de choix de l'AFTES pour le soutènement de l'unité des sables consolidés semi-lapidifiés :

Tableau V.6 Critères de choix de l'AFTES pour les sables consolidés semi-lapidifié (SC_{SL})

Terrain 1 (SC_{SL})	Comportement mécanique	Hydrologie	Couverture & contraintes naturelles	Dimensions de la cavité	Environnement
Classe	R5b	H2 | K2	σ_0 modéré	D>10m	/
Description	Sable consolidé semi-lapidifié	Niveau situé à 10m au-dessus du radier (charge moyenne) Avec perméabilité moyenne	$\sigma_0 = 887KPa$ (Couverture de 42.5m)	Le diamètre équivalent est de 12.8m	Section relativement loin des constructions

Le soutènement recommandé par l'AFTES pour l'unité SC_{SL} est présenté avec détail par le tableau B.4 joint en annexe B. Nous en déduisons les soutènements suivants :

- Béton projeté avec drainage ;
- Cintres légers avec mise en place rapprochée du revêtement définitif ;
- Voussoirs en plaques métalliques ou en béton ;
- Tubes perforés.

- **Terrain 2 (G)**

Le tableau ci-dessous résume les critères de choix de l'AFTES pour le soutènement de l'unité gréseuse :

Tableau V.7 Critères de choix de l'AFTES pour les grès (G)

Terrain 2 (G)	Comportement mécanique	Orientation des discontinuités	Hydrologie	Couverture et contraintes naturelles	Dimensions de la cavité	Environnement
Classe	R4	OR4a	H2 | K2	Couverture < D	D>10m	Sensible au tassement
Description	Grès très fracturé	Parallèle à l'axe de creusement avec un pendage entre 20° et 60°	Niveau situé à 10m au-dessus du radier (charge moyenne) Avec perméabilité moyenne	Couverture de 8m (en sortie)	Le diamètre équivalent est de 12.8m	Présence de construction au-dessus de la section

Le soutènement recommandé par l'AFTES pour l'unité des grès (G) est présenté avec détail par le tableau B.5 joint en annexe B. Nous en déduisons les soutènements suivants :

- Béton projeté avec drainage + cintres légers et mise en place rapprochée du revêtement définitif.

- **Terrain 3 (SM)**

Le tableau ci-après résume les critères de choix de l'AFTES pour le soutènement pour l'unité des sables moyennement denses (SM) :

Tableau V.8 Critères de choix de l'AFTES pour les sables moyens (SM)

Terrain 3 (SM)	Comportement mécanique	Charge hydraulique	Perméabilité	Couverture & contraintes naturelles	Dimensions de la cavité	Environnement
Classe	R6a	H2	K4	σ_0 modéré	D>10m	Sensible au tassement
Description	Sable moyennement dense	Charge moyenne	Perméabilité très forte (10^{-4}< K(m/s) <10^{-2})	$\sigma_0 = 795\ KPa$ (Couverture de 38m)	Le diamètre équivalent est de 12.8m	Présence de construction au-dessus de la section

Le soutènement recommandé par l'AFTES pour les sables moyennement denses (SM) est présenté avec détail par le tableau B.6 joint en annexe B. Nous en déduisons les soutènements suivants :

- Cintres lourds actifs avec éventuel enfilage métallique ;
- Voussoir en béton avec bouclier + enfilage + blindage de front ;
- Tubes perforés avec blindage de front ;
- Procédés spéciaux : injection ou congélation.

V.4.3. Choix du soutènement

Après classification des terrains selon Z. BIENIAWSKI et l'AFTES, et analyse des diverses recommandations proposées, nous optons pour les soutènements suivants :

- **Terrain 1 (SC_{SL}) :** Cintres moyens (HEB 120) espacés de 0.75 m + 25 cm de béton projeté avec treillis soudés avec éventuels tubes perforés (voûte parapluie).
- **Terrain 2 (G) :** Cintres moyens (HEB 120) espacés de 1 m + 25 cm de béton projeté avec treillis soudés.
- **Terrain 3 (SM) :** Cintres lourds (HEB 140) espacés de 0.5 m + blindage du front + 30 cm de béton projeté avec éventuel tube perforé (voûte parapluie).

En cas de présence de tassement en surface, une solution de reconstitution du terrain par injection est à préconiser. Et en cas d'arrivée d'eau, l'utilisation de géodrains est préconisée.

V.5. CONCLUSION

À travers ce chapitre, nous avons classifié les différentes unités géotechniques de notre terrain selon deux méthodes de classification empirique. Et c'est grâce à ces dernières que nous avons pu choisir et déterminer les méthodes de creusement et de soutènement adéquates aux différentes unités.

Ces choix seront vérifiés dans les chapitres à venir, mais avant cela nous évaluerons les charges appliquées à l'ouvrage dans le prochain chapitre.



CHAPITRE VI
CALCUL DES CHARGES

CHAPITRE VI : Calcul des charges.

VI.1. INTRODUCTION

Afin de pouvoir vérifier la stabilité structurelle du soutènement choisi dans le chapitre précédent (Prédimensionnement empirique), il faut d'abord évaluer les charges agissantes sur le soutènement du tunnel. Cette étape fut délicate dans le dimensionnement des ouvrages souterrains. Cependant, il existe des méthodes empiriques qui permettent de déterminer ces charges permettant d'éviter le surdimensionnement ou sous-dimensionnement du soutènement, et se distingue selon le domaine d'application, les hypothèses de base et les adaptations mathématiques.

Ce chapitre porte l'objet de l'évaluation des charges à travers les méthodes empiriques, selon les données du projet suivantes :

- **La géométrie de l'ouvrage :**

Tableau VI.1 Caractéristiques géométriques du tunnel

Largeur du tunnel B (m)	Hauteur du tunnel H_t (m)	Rayon équivalent R_{eq} (m)
16,00	11,03	6,40

- **Les caractéristiques du terrain :**

Tableau VI.2 Caractéristiques mécaniques du sol

Unité géotechnique	Caractéristiques mécaniques		
	γ_h (KN/m^3)	C (KPa)	φ (°)
G	21,00	127,00	46,00
SC_{SL}	20,00	20,00	37,00
SM	19,00	1,00	32,00

VI.2. POUSSÉES VERTICALES

L'évaluation des pressions verticales se fera dans ce qui suit suivant les trois théories suivantes :

- Théorie des poids des terres ;
- Théorie de BIERBAUMER ;
- Théorie de PROTODYAKONOV ;
- Théorie de TERZAGHI.

Les pressions verticales vont être déterminées pour chaque terrain traversé au niveau de la zone ayant la couverture la plus importante, par conséquent la charge la plus importante.

VI.2.1. Théorie des poids des terres

Cette théorie définie la pression verticale comme étant le champ de contrainte géostatique existant dans le terrain encaissant avant le creusement, en d'autres termes, c'est la charge totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage, s'exprimant ainsi :

$$P_v = \sum \gamma_i h_i \ (KPa)$$

Avec :

γ_i : Poids volumique de chaque couche de sol se situant au-dessus de l'ouvrage (KN/m^3) ;

h_i : Hauteur de chaque couche (m).

Évaluation pour le projet :

La détermination des contraintes verticales va se faire pour les trois (03) zones, au niveau des zones ayant la charge la plus importante, ainsi que pour une zone urbaine (caractérisée par l'addition d'une contrainte de 10 KPa par étage de bâtiment). Pour la zone urbaine, il y a des villas de deux à trois étages, de ce fait la contrainte additionnée est estimée à 40 KPa.

Tableau VI.3 Charges géostatiques verticales

Zone	PK	Couches supérieures	Épaisseurs des couches supérieures (m)	P_v (KPa)
Zone 1	6 + 860	G	9,20	882,40
		SC_{SL}	21,45	
		G	9,40	
		SC_{SL}	3,41	
Zone 2	7 + 140	G	23,44	823,87
		SC_{SL}	16,34	
		G	0,23	
Zone 3	7 + 430	G	17,00	779,78
		SC_{SL}	13,00	
		G	5,77	
		SM	2,19	
Zone urbaine	7 + 700	G	15,15	566,75
		SC_{SL}	11,93	

VI.2.2. Théorie de BIERBAUMER

La théorie de BIERBAUMER considère que l'ouvrage est chargé d'une manière parabolique par une masse de roche ou de sol, avec un angle de glissement égal à $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$ et une hauteur de la parabole égale à αH.

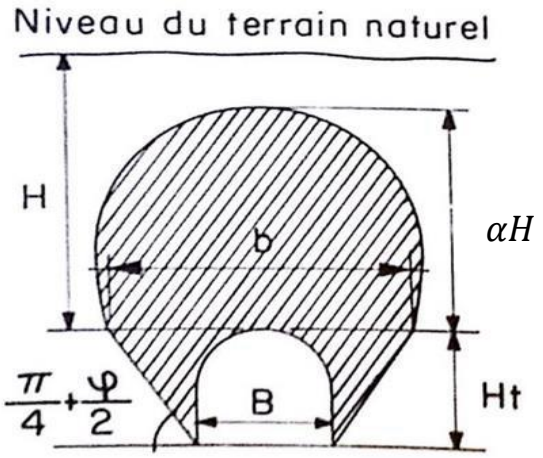


Figure VI.1 Charges verticales selon BIERBAUMER

La relation qui régit les contraintes verticales exercées sur l'ouvrage est décrite comme suit :

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

Avec :

H : Couverture du terrain ;

α : Coefficient de réduction ;

h : Hauteur de la parabole de charge.

On note aussi :

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{si : H} \leq 15\text{m} \\ 1 - H.tan\varphi.\frac{tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)}{B+2H_t.\tan\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)} & \text{si : } 15 < \text{H} < 200\text{m} \\ tan^4\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right) & \text{si : H} > 200\text{m} \end{cases}$$

Avec :

B : Largeur du tunnel ;

H_t : Hauteur du tunnel ;

H : couverture.

Après estimation des couvertures des quatre zones, nous nous retrouvons à travailler avec la deuxième formule de α. Le tableau VI.4 ci-après représente les résultats de calculs obtenus pour nos quatre (04) zones :

Tableau VI.4 Charges verticales selon BIERBAUMER

Zone	PK	Couverture (m)	Coefficient de réduction α	Pression verticale P_v (KPa)
Zone 1	6 + 860	43,50	0,68	595,00
Zone 2	7 + 140	40,00	0,71	600,00
Zone 3	7 + 430	26,70	0,73	531,00
Zone urbaine	7 + 700	20,30	1,00	315,00

VI.2.3. Théorie de PROTODIAKONOV

La théorie de PROTODIAKONOV admet que la charge verticale exercée sur le tunnel est uniformément répartie sur la voûte du tunnel (Figure VI.2) et régit par l'équation ci-contre :

$$q = \gamma . h_{eq}$$

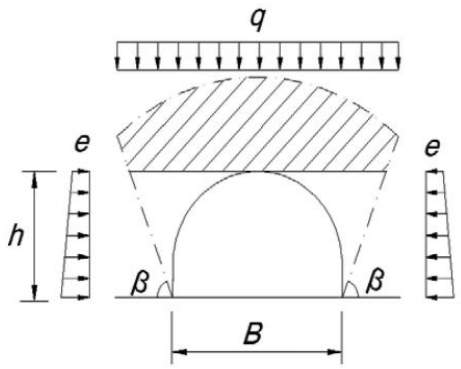


Figure VI.2 Charges verticales et horizontales selon PROTODIAKONOV

Avec :

$h_{eq} = \frac{\frac{B}{2}+h.\tan(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})}{f}$: Hauteur équivalente de l'arc de pression ;

γ : Masse volumique du terrain environnant ;

f : Coefficient de PROTODIAKONOV.

Pour la détermination du coefficient de PROTODIAKONOV, nous nous sommes basés sur les expressions ci-dessous ainsi que le tableau C.1 de l'annexe C :

- Pour les sols non-cohérents : $f = tan\ \varphi$;
- Pour les sols cohérents : $f = tan\ \varphi + \frac{C}{\sigma_c}$.

Avec :

$\sigma_c = 2C\ tan\ (\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$: La résistance à la compression simple du sol.

L'évaluation des pressions verticales se résume dans le tableau VI.5 ci-après :

Tableau VI.5 Charges verticales selon PROTODIAKONOV

Zone	PK	Coefficient f	Hauteur équivalente h_{eq} (m)	Pression verticale (KPa)
Zone 1	6 + 860	0,75	18,00	360,00
Zone 2	7 + 140	1,50	8,30	174,40
Zone 3	7 + 430	0,66	21,35	405,70
Zone urbaine	7 + 700	1,50	18,00	174,40

VI.2.4. Théorie de TERZAGHI

La Théorie de Terzaghi considère sous l'hypothèse de terrain homogène que dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, le soutènement devrait supporter un poids de terrain de largeur $2B_1$ et hauteur H_0 qui sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de $(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})$ par rapport à l'horizontale, comme le montre la figure VI.3 ci-contre.

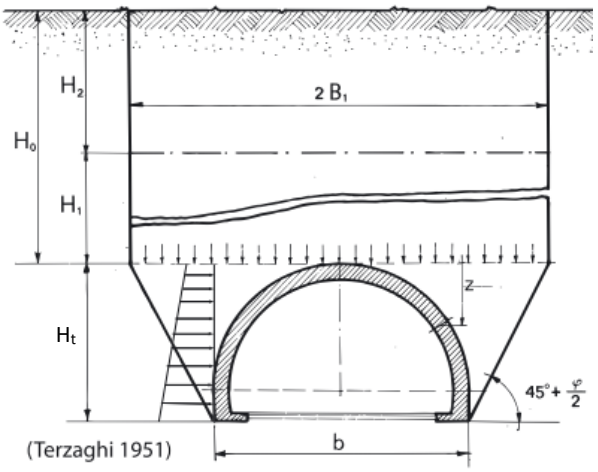


Figure VI.3 Charge verticale selon Therzaghi [15]

Cette méthode permet de calculer la charge active verticale descendante en voûte par la formule analytique suivante [15] :

$$P_v = \begin{cases} \dfrac{\gamma\, B_1 - C}{K\, tg(\varphi)}\left[1 - e^{-K\frac{H_0}{B_1}tg(\varphi)}\right] & pour\ H_0 \leq 5\, B_1 \\ \dfrac{\gamma\, B_1 - C}{K\, tg(\varphi)}\left[1 - e^{-K\frac{H_1}{B_1}tg(\varphi)}\right] + \gamma\, H_2 e^{-K\frac{H_1}{B_1}tg(\varphi)} & pour\ H_0 > 5\, B_1 \end{cases}$$

Avec :

$B_1 = \frac{b}{2} + H_t\, tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$: Demi-largeur probable du terrain décomprimé (m) ;

γ : Poids volumique du terrain (KN/m^3) ;

C : Cohésion (KPa) ;

φ : Angle de frottement interne (°) ;

H_0 : Hauteur de la couverture (m) ;

H_t : Hauteur du tunnel (m) ;

b : Largeur du tunnel (m) ;

K : Coefficient correcteur, réduit à l'unité d'après l'AFTES (Groupe de travail n° 7 p 179) [16].

Évaluation pour le projet :

Comme le terrain n'est pas homogène, les propriétés mécaniques changent en fonction de la profondeur, le calcul de la pression vertical sera effectué en remplaçant, pour chaque zone par le cas défavorable entre deux moyennes arithmétique et pondérée des paramètres géotechniques des couches présentes, pour plus de détail (voir le tableau C.2 en annexe C).

Les données du projet sont précitées dans les deux tableaux VI.1 et VI.2.

Le tableau VI.6 ci-dessous résume les résultats obtenus pour chacune des zones :

Tableau VI.6 Charges verticales selon TERZAGHI

Zone	P.K.	B_1 (m)	H_0 (m)	Couches supérieures	Épaisseurs des couches (m)	$P_v\ (KPa)$
Zone 1	6 + 860	13,04	43,50	G	9.20	219,00
				SC_{SL}	21.45	
				G	9.40	
				SC_{SL}	15.84	
Zone 2	7 + 140	12,97	40,00	G	23.44	203,23
				SC_{SL}	16.34	
				G	0.23	
Zone 3	7 + 430	13,34	38,00	G	17,00	246,11
				SC_{SL}	13,00	
				SM	8,00	
Zone urbaine	7 + 700	12,97	27,73	G	15,15	186,14
				SC_{SL}	11.93	

VI.3. POUSSÉES HORIZONTALES

VI.3.1. Théorie des poids des terres

La contrainte horizontale est évaluée par l'expression :

$$P_h = K_0 \times P_v\ (KPa)$$

Avec : P_v : La contrainte verticale (KPa), évaluée précédemment (Voir Tableau VI.3)

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos, s'exprimant ainsi :

$$K_0 = \begin{cases} 1 - \sin(\varphi) & pour : SC_{SL}\ et\ SM \\ \dfrac{1\ - \sin(\varphi)}{1\ +\ sin(\varphi)} \left[1 + \dfrac{2}{3}\sin(\varphi)\right] & pour : G\ \ [9] \end{cases}$$

L'évaluation des pressions horizontales peut se résumer par le tableau VI.7 ci-après :

Tableau VI.7 Charges géostatiques horizontales

Zone	P.K.	Couches supérieures	Épaisseurs des couches supérieures (m)	$P_v(KPa)$	K_0	$P_h(KPa)$
Zone 1	6 + 860	G	9,20	1136,40	0,40	452,50
		SC_{SL}	21,45			
		G	9,40			
		SC_{SL}	15,84			
Zone 2	7 + 140	G	23,44	1084,90	0,24	262,02
		SC_{SL}	16,34			
		G	12,66			
Zone 3	7 + 430	G	17,00	1017,66	0,47	478,38
		SC_{SL}	13,00			
		G	5,77			
		SM	14,71			
Zone urbaine	7 + 700	G	15,15	827,57	0,24	199,87
		SC_{SL}	11,93			
		G	12,42			

VI.3.2. Théorie de PROTODIAKONOV

Protodiakonov a proposé la formule ci-dessous pour le calcul des charges horizontales :

$$e = \left(q + \frac{1}{2}\gamma z\right) tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_g}{2}\right)$$

Avec :

φ_g : L'angle de frottement du terrain environnant le tunnel (rad).

Le tableau VI.8 ci-dessous récapitule les résultats obtenus pour l'estimation des charges horizontales :

Tableau VI.8 Charges horizontales selon POTRODIAKONOV

Zone	PK	q (KPa)	e (KPa)	
			Pression horizontale en voute P_h^v (KPa)	Pression horizontale en radier P_h^r (KPa)
Zone 1	6 + 860	360,00	89,50	116,90
Zone 2	7 + 140	174,40	28,50	47,40
Zone 3	7 + 430	405,70	124,60	156,90
Zone urbaine	7 + 700	174,40	28,50	47,40

VI.3.3. Théorie de TERZAGHI

Terzaghi a proposé la formule ci-dessous pour le calcul des charges horizontales [16] :

$$P_h = (\gamma z + P_v)K_a - 2\ C\ tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :
P_v : Contraintes verticales selon Terzaghi ;
z : La distance perpendiculaire entre la clé de voute et un point M du tunnel ;
$K_a = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$: Coefficient de poussée du terrain ;
C : La cohésion (KPa) ;
φ : L'angle de frottement interne (rad).

Après estimation des différents paramètres cités ci-dessus, nous avons pu évaluer les poussées horizontales selon Terzaghi qui ont une distribution trapézoïdale entre la voute et le radier. Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau VI.9 ci-après :

Tableau VI.9 Charges horizontales selon TERZAGHI

Zone	Poussée verticale P_v (KPa)	Coefficient de poussée du terrain Ka	Pression horizontale en voute P_h^v (KPa)	Pression horizontale en radier P_h^r (KPa)
Zone 1	219,00	0,25	34,50	96,15
Zone 2	203,23	0,16	0,00	0,00
Zone 3	246,11	0,31	74,51	146,90
Zone urbaine	186,14	0,16	0,00	0,00

VI.4. VÉRIFICATION DU SOULÈVEMENT DU RADIER

En présence de radier comme dispositif de soutènement provisoire, il subira indépendamment de sa déformation propre, des charges actives ascendantes dues à la poussée du terrain.

Plusieurs études sont faites pour tenter de définir ce phénomène, dans ce qui suit, celle de TSIMBAREIVITCH est adoptée l'évaluation de cette charge. TSIMBAREIVITCH a pu déterminer l'expression de la charge ascendante en radier, en se basant sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée, en définissant les poussées verticales produites par les masses de terrain latérales engendrent des poussées horizontales qui peuvent provoquer un déplacement vers l'intérieur d'un coin du radier, ces poussées motrices sont équilibrées par l'effet de la butée des terres situées sous le radier. La figure VI.4 ci-après illustre ces poussées.

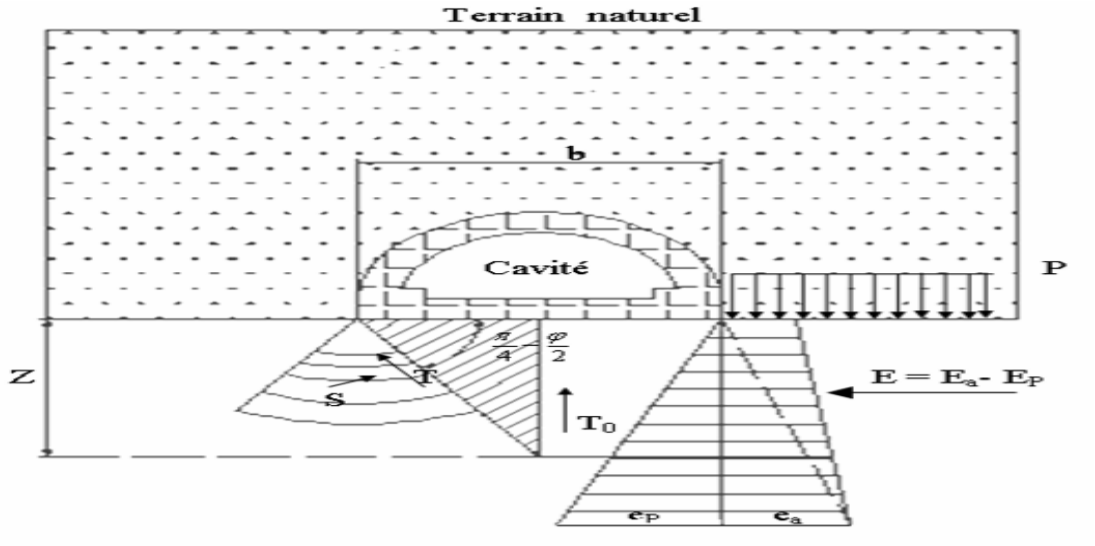


Figure VI.4 Poussées au niveau du radier selon TSIMBAREIVITCH

L'expression des poussées élémentaires actives (e_a) et passives (e_p) répartie sous forme de charge trapézoïdale à une profondeur Z depuis le radier, sont données respectivement par :

$$e_a = (P + \gamma\, Z)\, K_a - 2\, C\, \sqrt{K_a}\,;$$

$$e_p = \gamma\, Z\, K_p + 2\, C\, \sqrt{K_p}.$$

Avec :

$P = \sum \gamma_i h_i$: la contrainte verticale (KPa) ;

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

$K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$: Coefficient de poussée passive ;

γ : Poids volumique du terrain encaissant (KN/m^3) ;

C : Cohésion du terrain encaissant (KPa) ;

$Z = \frac{P\, K_a - 2\, C\, (\sqrt{K_a} + \sqrt{K_p})}{\gamma\, (K_p - K_a)}$: Profondeur (m) pour $e_a = e_p$.

La résultante de chacune des poussées élémentaires actives et passives sont respectivement notées par (E_a)et (E_p), la somme vectorielle de ces résultantes ($E = E_a - E_p$) donne l'effort agissant sur le radier ayant pour module :

$$E = \frac{\gamma\, Z}{2}\, (Z + 2H)\, K_a - \frac{1}{2}\gamma\, Z^2\, K_p$$

Cet effort résultant (E) peut se décomposer en deux composantes T et S, exprimées comme suit :

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

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts agissant de part et d'autre du radier, on obtient une résultante T_0 :

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

La résultante verticale T_0 exerce son action suivant l'axe central dirigée vers le haut, elle est équilibrée par la contre-voûte du radier notée (q), la charge (q) est répartie sur une longueur (Y) exprimée comme suit :

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

Ainsi la contrainte agissante sous le radier est exprimée par :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z}tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

- **Vérification du non-soulèvement :**

Pour assurer la stabilité du radier, la contrainte agissante sous le radier ne doit pas dépasser une contrainte limite de rupture (σ_{lim}) :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \leq \sigma_{lim} = \frac{4\,C}{1 - \sin(\varphi)}\,(2 + \sin(\varphi))\cos(\varphi)$$

Le tableau VI.10 ci-après récapitule les résultats obtenus :

Tableau VI.10 Tableau récapitulatif de la méthode de TSIMBAREIVITCH

Zone	Ka	Kp	e_a (KPa)	e_p (KPa)	Z (m)	E (KPa)	T_0 (KPa)	Y (m)	σ (KPa)	σ_{lim} (KPa)
Zone 1	0,25	4,02	274,56	114,10	2,42	302,18	337,65	4,84	69,70	417,50
Zone 2	0,16	6,13	59,30	-1198,00	4,43	-1833,30	-1977,30	-10,90	180,50	3419,15
Zone 3	0,31	3,25	343,68	343,68	5,50	116,33	133,00	9,92	13,41	18,26
Zone urbaine	0,16	6,13	-547,70	-1279,00	-5,05	-2298,30	-2478,80	-10,9	226,29	3419,15

Nous remarquons à travers le tableau ci-dessus que pour les quatre (04) zones la condition de non-soulèvement du radier est vérifiée.

VI.5. CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons pu évaluer les charges que doit supporter notre ouvrage et cela à travers plusieurs méthodes et hypothèses. Ces dernières se basent principalement sur les paramètres géotechniques du sol, géométrie du tunnel, géologie…

Dans notre cas, nous optons pour la méthode de TERZAGHI pour le calcul des charges verticale car c'est l'une des méthodes les plus pratiques et les plus utilisées vu leur fiabilité et le retour d'expérience de plusieurs projets. Concernant les charges horizontales nous avons opté pour la méthode de PROTODIAKONOV et TSIMBAREIVITCH pour les charges radiales.

De ce fait, nous vérifierons dans les chapitres à venir le soutènement provisoire en se basant sur ces mêmes résultats.

Tableau VI.11 Tableau récapitulatif des charges de calcul

Zone	Charge verticale Pv (KPa)	Charge horizontale (KPa)		Charge sur le radier (KPa)
		P_h^v (KPa)	P_h^r (KPa)	
Zone 1	219,00	89,5	116,9	69,70
Zone 2	203,23	28,50	47,40	180,50
Zone 3	246,11	124,60	156,90	13,41
Zone urbaine	186,14	28,50	47,40	226,29



CHAPITRE VII
SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

Chapitre VII : Soutènement provisoire.

VII.1. INTRODUCTION

Après le choix de la méthode de creusement, l'ingénieur doit passer à un autre choix, qui n'est pas des moindres, et qui est celui du soutènement provisoire.

Comme il a été détaillé dans le chapitre V (Prédimensionnement empirique) nous avons opté pour trois types de soutènement selon le terrain environnant, qui se résument comme suit :

- **Soutènement 1 applicable à la zone 1 :** Cintres moyens (HEB 120) espacés de 0.75 m + 25 cm de béton projeté avec treillis soudés avec éventuels tubes perforés (voûte parapluie).
- **Soutènement 2 applicable à la zone 2 et urbaine :** Cintres moyens (HEB 120) espacés de 1 m + 25 cm de béton projeté avec treillis soudés.
- **Soutènement 3 applicable à la zone 3 :** Cintres lourds (HEB 140) espacés de 0.5 m + blindage du front + 30 cm de béton projeté avec éventuel tube perforé (voûte parapluie).

Ces derniers doivent être modélisés selon les différentes méthodes de creusement proposées dans le chapitre V (Prédimensionnement empirique) à savoir ; le creusement en demi-section et en section divisée. La modélisation se fera en utilisant le logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANLYSIS, pour déterminer, ainsi, les efforts dans chacun des éléments constituants le soutènement. Après cela, nous procèderons à la vérification du soutènement par rapports aux efforts déjà déterminés.

VII.2. MATÉRIAUX UTILISÉS

- **Béton projeté**

Classe : C25/30 ;

Poids volumique : $\gamma = 25\ KN/m^3$;

Résistance à la compression : f_{c28} = 25 MPa ;

Module d'élasticité : E = 10 818 MPa.

- **Cintre métallique**

Tableau VII.1 Propriétés des cintres utilisés

Type	Section (mm^2)	Inertie y (mm^4)	Inertie z (mm^4)	Module de Young (GPa)	Coefficient de Poisson
HEB 120	3400	8.644×10^6	3.175×10^6	210	0.3
HEB 140	4300	1.509×10^7	5.497×10^6	210	0.3

Tableau VII.2 Caractéristiques mécaniques de la nuance d'acier utilisée

Nuance	**Limite d'élasticité f_y (MPa) selon l'épaisseur nominale (mm)**						**Résistance à la traction f_u (MPa)**	
Épaisseur	e≤16	16<e≤40	40<e≤63	63<e≤80	80<e≤100	100<e≤150	e≤3	3<e≤100
S355	355	345	335	325	315	395	510	490

VII.3. CALCUL DE LA PORTANCE MAXIMALE DES CINTRES

La portance du cintre se calcule comme suit [17] :

$$P_{cintre} = \frac{f_u . A}{R . a}$$

Avec :

f_u : Résistance à la traction du cintre ;

A : Section du profilé ;

R : Rayon équivalent du tunnel (R=7.1 m) ;

a : Distance entre les cintres.

- **Portance du HEB 120 du soutènement 1**

Après calcul avec les paramètres détaillés dans les tableaux VII.1 et VII.2 nous obtenons le résultat suivant :

$$P_{cintre} = 313\ KPa\ >\ P_v(zone1) = 219\ KPa$$

De ce fait, le cintre HEB 120 du soutènement 1 est bien vérifié.

- **Portance du HEB 120 du soutènement 2**

Après calcul avec les paramètres détaillés dans les tableaux VII.1 et VII.2 nous obtenons le résultat suivant :

$$P_{cintre} = 234.7\ KPa\ >\ P_v(zone\ 2) = 203\ KPa\ >\ P_v(zone\ urbaine) = 186\ KPa$$

De ce fait, le cintre HEB 120 du soutènement 2 est bien vérifié.

- **Portance du HEB 140 du soutènement 3**

Après calcul avec les paramètres détaillés dans les tableaux VII.1 et VII.2 nous obtenons le résultat suivant :

$$P_{cintre} = 583.3\ KPa\ >\ P_v(zone\ 3) = 246\ KPa$$

De ce fait, le cintre HEB 140 du soutènement 3 est bien vérifié.

VII.4. MODÉLISATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

VII.4.1. Présentation du logiciel de modélisation

Le ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS est un logiciel d'analyse structurelle mis en place pour les structures vastes et complexes de la construction. Ce dernier permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus et ainsi dimensionner les différents éléments de la structure.

VII.4.2. Calcul des sections équivalentes

Selon la théorie de Carlos Carranza-Torres (2004), pour la modélisation d'une section composée (cintres et bétons projetés) il suppose que la section de base est généralement composée de cintre et de béton projeté sur un linéaire de 1 mètre ; ce qui est équivalent à dire que l'espacement entre les éléments est de s = 1/n. Chaque élément est caractérisé par un module de Young et une inertie tel que le béton projeté est caractérisé par E_b et I_b et le cintre par E_c et I_c.

Le béton projeté et les cintres sont considérés attachés de telle sorte qu'ils se déforment uniformément dans la direction axiale sous l'effet de l'effort normal N, et ils tournent uniformément sous l'effet du moment M.

Pour modéliser une section composée dans un logiciel de calcul, cette théorie considère une section équivalente rectangulaire de 1 mètre de largeur et h_{eq} de hauteur. Cette dernière considère aussi que la section équivalente possède un module de Young E_{eq} et tous ces paramètres équivalents sont calculés comme suit [18] :

$$h_{eq} = 2\frac{\sqrt{3C_AC_I}}{C_A} \; ; \; E_{eq} = \frac{\sqrt{3}}{6}\frac{{C_A}^2}{\sqrt{C_AC_I}}$$

Avec : $C_A = n(A_bE_b + A_cE_c)$; $C_I = n(I_bE_b + I_cE_c)$.

La figure ci-après résume le principe de cette méthode :

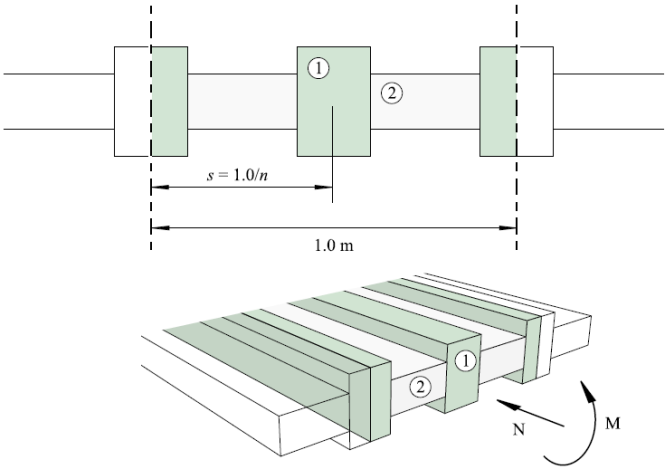


Figure VII.1 Figure représentative de la méthode

Après calcul des différents paramètres (détails des calculs dans les tableaux D.1 ; D.2 ; D.3 et D.4 de l'annexe D) nous obtenons les résultats ci-après :

Tableau VII.3 Caractéristiques mécaniques de la section équivalente du soutènement

Soutènement	h_{eq} (cm)	E_{eq} (MPa)	EA_{eq} (MN)	EI_{eq} (MN.m²)
Soutènement 1	23.3	15 711.1	3 565.7	16.5
Soutènement 2	23.7	14 470.1	3 418.7	15.9
Soutènement 3	27	18 712.5	5 051.6	30.6

VII.4.3. Calcul des raideurs du terrain

Afin de prendre en compte l'interaction sol-soutènement dans la modélisation du soutènement provisoire, il faut attribuer aux nœuds de la structure à modéliser des appuis élastiques nodaux, dont les raideurs sont radiales et qui se distinguent en fonction de la nature du terrain exprimées comme suit [19] :

$$K = \frac{E}{1+\nu} \times \frac{e}{R}$$

Avec :

E : Module de déformation du terrain (MPa) ;

ν : Coefficient de poisson du terrain ($\nu = 0.1 + \frac{0.3\,(\varphi' - 25)}{20}$) ;

e : Discrétisation de l'arc ($e = 0{,}70\ m$) ;

R : Rayon équivalent de l'excavation ($R = 7{,}10\ m$).

Le tableau ci-après montre les valeurs de la rigidité linéique pour chacune des zones en fonction de la nature du terrain.

Tableau VII.4 Rigidité linéique du terrain encaissant

Zone	Terrain	ν	E (MPa)	K (MN/m²)
Zone 1	SC_{SL}	0,30	50,50	3,83
Zone 2	G	0,40	1560,00	109,86
Zone 3	SM	0,25	26,00	2,05
Zone urbaine	G	0,40	1560,00	109,86

VII.4.4. Modélisation et résultats des efforts

Le soutènement provisoire est modélisé en éléments de types poutres à deux nœuds ayant trois degrés de liberté par nœud et 0,7 m de longueur, doublement appuyé au niveau inférieur des piédroits, chargés verticalement et horizontalement par un chargement spécifique à chaque zone, prédéterminée dans le chapitre précédent (Voir tableau VI.11).

La modélisation est faite pour les deux modes de creusement choisis dans le prédimensionnement à savoir demi-section et section divisée, la figure VII.2 ci-dessous montre le model élément fini pour chaque mode de creusement

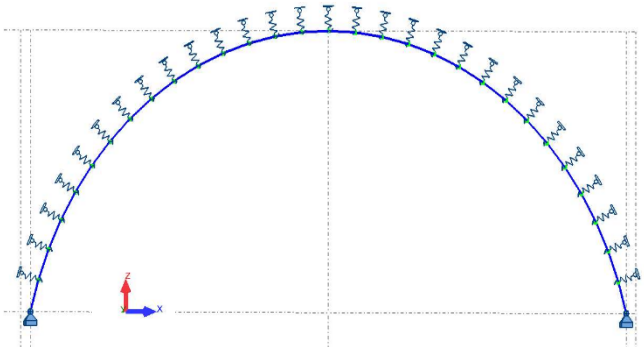


Figure VII.2.a Model du mode demi-section

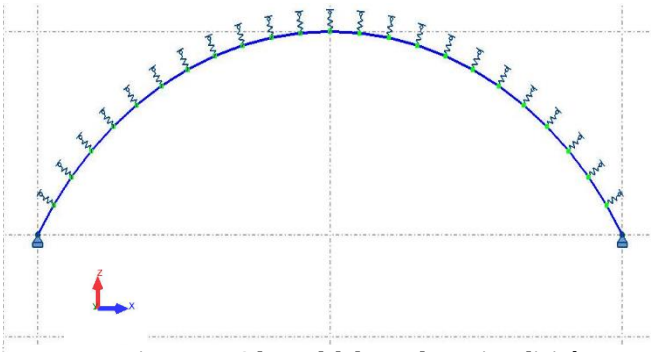


Figure VII.2.b Model du mode section divisée

Les diagrammes des efforts internes (M, N, T) avec leurs valeurs extrêmes obtenues depuis le modèle élément fini selon Robot pour chacune des quatre (04) zones sont représentés selon les deux modes deux creusement dans le titre D.2 de l'annexe D.

Le tableau ci-après résume les résultats obtenus après le calcul du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS :

Tableau VII.5 Tableau récapitulatif des efforts internes des soutènements dans chaque zone

	Zone 1		Zone 2		Zone 3		Zone urbaine	
	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée
Moment fléchissant (KN.m)	55.18	33.62	8.3	9.4	73.54	77.61	9.4	8.7
Effort normal (KN)	2243.75	1958.34	999	764.9	2620.4	2417.5	906	691.4
Effort tranchant (KN)	125.97	99	73.98	73.37	154.71	133.5	68.02	67.4

VII.5. VÉRIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

La vérification du soutènement provisoire consiste à vérifier chacun de ses éléments (béton projeté et cintre métallique) seul. Cette dernière se fait à l'état limite de service (ELS), avec des fissurations très préjudiciables.

VII.5.1. Répartition des efforts

Afin de vérifier le béton projeté et les cintres métalliques, la détermination d'une répartition des efforts entre les deux éléments du soutènement est primordiale [20].

Pour cela il faudra déterminer la rigidité de chaque élément après mise en œuvre ;

- **Rigidité des cintres métalliques**

- **À la compression :** $E_c A'_c = \frac{E_c A_c}{a}$, avec :

$E_c A_c$: La rigidité à la compression du cintre avant mise en place ;

$E_c A'_c$: La rigidité à la compression du cintre mis en place ;

a : Entraxe entre deux cintres successifs ;

A_c : Section du profilé en acier.

- **À la flexion :** $E_c I'_c = \frac{E_c I_c}{a}$, avec :

$E_c I_c$: La rigidité à la flexion du cintre avant mise en place ;

$E_c I'_c$: La rigidité à la flexion du cintre mis en place ;

a : Entraxe entre deux cintres successifs ;

I_c : Moment d'inertie du profilé en acier.

- **Rigidité du béton projeté**

- **À la compression :** $E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = E_b\, e = \theta_n\, E_c A'_c$, avec :

$E_b A_b$: La rigidité à la compression du béton projeté avant mise en place ;

$E_c A'_c$: La rigidité à la compression du cintre métallique mis en place ;

a : Entraxe entre deux cintres successifs ;

e : Épaisseur du béton projeté ;

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

- **À la flexion :** $E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \frac{E_b\, e^3}{12} = \theta_m\, E_c I'_c$, avec :

$E_b I_b$: La rigidité à la compression du béton projeté avant mise en place ;

$E_c I'_c$: La rigidité à la compression du cintre métallique mis en place ;

a : Entraxe entre deux cintres successifs ;

e : Epaisseur du béton projeté ;

θ_m : Coefficient d'équivalence du moment fléchissant.

- **Rigidité du soutènement**

  - **À la compression :** $E_s A'_s = E_b A'_b + E_c A'_c = (1 + \theta_n) E_c A'_c$;
  - **À la flexion :** $E_s I'_s = E_b I'_b + E_c I'_c = (1 + \theta_m) E_c I'_c$, avec :

$E_s A'_s$: La rigidité à la compression du soutènement ;

$E_s I'_s$: La rigidité à la flexion du soutènement.

Enfin la répartition des efforts entre le cintre et le béton projeté est donnée par :

- Pour les cintres métalliques :

$$M_c = \frac{1}{1+\theta_m} M_{max} \; ; \; N_c = \frac{1}{1+\theta_n} N_{max} \; ; \; T_c = \frac{1}{1+\theta_n} T_{max}$$

- Pour le béton projeté :

$$M_b = \frac{\theta_m}{1+\theta_m} M_{max} \; ; \; N_b = \frac{\theta_n}{1+\theta_n} N_{max} \; ; \; T_b = \frac{\theta_n}{1+\theta_n} T_{max}$$

Tableau VII.6 Caractéristiques des soutènements

	Soutènement 1		**Soutènement 2**		**Soutènement 3**	
	Béton projeté	**Cintre métallique**	**Béton projeté**	**Cintre métallique**	**Béton projeté**	**Cintre métallique**
Rigidité à la compression (KN/m)	$2{,}028 \times 10^6$	952×10^3	$2{,}704 \times 10^6$	714×10^3	$1{,}622 \times 10^6$	$1\,806 \times 10^3$
Rigidité à la flexion (KN.m)	$10{,}565 \times 10^3$	$2{,}420 \times 10^3$	$14{,}087 \times 10^3$	$1{,}815 \times 10^3$	$12{,}171 \times 10^3$	$1{,}815 \times 10^3$
$\boldsymbol{\theta_n}$	2,84		3,79		1,80	
$\boldsymbol{\theta_m}$	5,82		7,76		3,84	
Rigidité à la compression (KN/m)	$3{,}656 \times 10^6$		$3{,}418 \times 10^6$		$5{,}051 \times 10^6$	
Rigidité à la flexion (KN/m)	$16{,}507 \times 10^3$		$15{,}902 \times 10^3$		$30{,}680 \times 10^3$	
Moment fléchissant (KN.m)	0,853 M_{max}	0,147 M_{max}	0,886 M_{max}	0,114 M_{max}	0,793 M_{max}	0,207 M_{max}
Effort normal (KN)	0,740 N_{max}	0,260 N_{max}	0,791 N_{max}	0,209 N_{max}	0,642 N_{max}	0,358 N_{max}
Effort tranchant (KN)	0,740 T_{max}	0,260 T_{max}	0,791 T_{max}	0,209 T_{max}	0,642 T_{max}	0,358 T_{max}

VII.5.2. Vérification du béton projeté

- **Vérifications des contraintes normales**

La formule de vérification des contraintes normales est la suivante [21] :

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

Avec :

e : Épaisseur du béton projeté ;

a : Distance entre deux axes de cintres ;

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$: Contrainte limite admissible à l'ELS ;

$A_b = ae$: Section du béton projeté tq : $A'_b = \frac{A_b}{a} = e$;

$W_b = \frac{I}{y} = \frac{ae^3}{12y}$: Module de résistance du béton projeté tq : $W'_b = \frac{W_b}{a}$;

$y = \frac{e}{2}$: Distance entre le centre de gravité et la fibre extrême d'une section de béton projeté.

Après calcul nous obtenons les résultats suivants :

Tableau VII.7 Vérification des contraintes normales

	Zone 1		Zone 2		Zone 3		Zone urbaine	
	Demi-section	**Section divisée**	**Demi-section**	**Section divisée**	**Demi-section**	**Section divisée**	**Demi-section**	**Section divisée**
σ_b **(MPa)**	14.90	11.52	5.32	4.33	12.78	12.48	4.94	3.94
$\overline{\sigma_{bc}}$ **(MPa)**	15	15	15	15	15	15	15	15
Critère de vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

N.B : Les détails de cette vérification sont détaillés dans le tableau D.5 de l'annexe D.

- **Vérification des contraintes tangentielles**

La formule de vérification des contraintes normales est la suivante [21] :

$$\tau = \frac{T_b^{max}}{a.d} < \tau_{lim}, \text{ avec : } d = 0{,}9e$$

Dans le cas où la fissuration est très préjudiciable [16] : $\tau_{lim} = \min\left[\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4\ MPa\right]$

Après calcul nous obtenons les résultats suivants :

Tableau VII.8 Vérification des contraintes tangentielles de la demi-section

	Zone 1		Zone 2		Zone 3		Zone urbaine	
	Demi-section	**Section divisée**	**Demi-section**	**Section divisée**	**Demi-section**	**Section divisée**	**Demi-section**	**Section divisée**
τ (MPa)	0.31	0.33	0.26	0.34	0.18	0.63	0.24	0.32
τ_{lim} (MPa)	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78
Critère de vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.5.3. Vérification des cintres métalliques

La vérification des cintres métalliques en flexion composée se fait à l'ELS et selon l'Eurocode 3, en vérifiant la résistance en section, la stabilité au flambement ainsi que la résistance au cisaillement.

- **Vérification de la résistance en section**

Critère de vérification [22], [23] :

$$M_{y,Ed} \leq M_{Ny,Rd}$$

$M_{y,Ed}$: Moment sollicitant de calcul (KN.m) ;

$M_{Ny,Rd}$: Moment résistant réduit par la présence de l'effort normal (KN.m).

Avec :

$$M_{Ny,Rd} = \begin{cases} M_{Pl\,y,Rd} & si\ n \leq 0{,}2 \\ 1{,}56\, M_{Pl\,y,Rd}\,(1-n)(n+0{,}6) & si\ n > 0{,}2 \end{cases}$$

Tel que :

$$M_{Pl\,y,Rd} = \frac{W_{Pl\,y}\, f_y}{\gamma_{M0}};\quad n = \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}}\ ;\ N_{Pl,Rd} = \frac{A\, f_y}{\gamma_{M0}}.$$

f_y : Limite d'élasticité du matériau ($f_y = 355 \times 10^3\ KPa$);

N_{Ed} : Effort de compression sollicitant de calcul (KN) ;

A : Section du profilé (m²) ;

γ_{M0} : Coefficient de sécurité lié au matériau ($\gamma_{M0} = 1$).

Application au projet :

Les résultats de l'application au projet sont représentés par le tableau ci-dessous, les détails de la vérification sont joints au tableau D.6 en annexe D.

Tableau VII.9 Vérification de la résistance en section

	Zone 01		Zone 02		Zone 03		Zone urbaine	
	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée
N_{Ed} (KN)	584,14	509,84	208,66	159,75	936,80	864,27	189,32	144,41
$N_{Pl,Rd}$ (KN)	1207	1207	1207	1207	1526,5	1526,5	1207	1207
$M_{y,Ed}$ (KN.m)	8,09	4,92	1,06	1,07	15,19	16,03	0,98	0,99
$M_{Ny,Rd}$ (KN.m)	51,18	54,03	58,48	58,13	63,72	68,75	58,38	57,96
Critère de vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

- **Vérification de la stabilité au flambement**

Critère de vérification [22], [23] :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min}\,\beta_A \dfrac{A\,f_y}{\gamma_{M1}}} + k_y \frac{M_{y,Ed}}{\dfrac{W_{Pl\,y}\,f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Tel que : β_A =1 ; $k_y = 1 - \frac{\mu_y\, N_{Ed}}{\chi_y\, A\, f_y}$; $\mu_y = \lambda_y\,(2\beta_{Mz} - 4) + \left[\frac{W_{Pl\,y} - W_{el\,y}}{W_{el\,y}}\right]$;

χ_{min} : La minimale entre $\chi_y$et χ_z. χ_y, χ_z sont des coefficients de réduction ;

β_{Mz}: Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion (β_{Mz}=1,3) ;

γ_{M1} : Coefficient de sécurité pour la vérification de la stabilité (γ_{M1}=1,1).

Application au projet :

Les résultats de l'application au projet sont représentés par le tableau ci-dessous, les détails de la vérification sont joints au tableau D.7 en annexe D.

Tableau VII.10 Vérification de la stabilité au flambement

	Zone 01		Zone 02		Zone 03		Zone urbaine	
	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée
N_{Ed} (KN)	584,14	509,84	208,66	159,75	936,80	864,27	189,32	144,41
$M_{y,Ed}$ (KN.m)	8,09	4,92	1,06	1,07	15,19	16,03	0,98	0,99
$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min}\,\beta_A \frac{A\,f_y}{\gamma_{M1}}} + k_y \frac{M_{y,Ed}}{\frac{W_{Pl\,y}\,f_y}{\gamma_{M1}}}$	0,55	0,48	0,20	0,15	0,70	0,65	0,18	0,14

- **Vérification de la résistance au cisaillement**

Critère de vérification [22] :

$$\tau \leq \tau_{lim}. \text{ Tel que : } \tau = \frac{T_c\, S}{I_y\, t_w} ; \tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}.$$

Avec :

T_c : Effort tranchant maximal au niveau du cintre (KN) ;

S : Moment statique de la demi-section (m^3) ;

t_w : Epaisseur de l'âme du profilé (m) ;

I_y : Moment d'inertie (m^4).

Application au projet :

Les résultats de l'application au projet sont représentés par le tableau ci-dessous, les détails de la vérification sont joints au tableau D.8 en annexe D.

Tableau VII.11 Vérification de la résistance au cisaillement

	Zone 01		Zone 02		Zone 03		Zone urbaine	
	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée
T_C (KN)	26,31	25,78	15,45	15,32	55,31	47,73	41,21	14,08
τ (MPa)	39,33	38,55	23,10	22,91	62,83	54,22	21,24	21,06
τ_{lim}(MPa)	204,96	204,96	204,96	204,96	204,96	204,96	204,96	204,96
Critère de vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.6. VERIFICATION DU TASSEMENT EN SURFACE POUR LA ZONE URBAINE

L'estimation des tassements repose sur des approches empiriques simplifiées pour avoir une idée sur les ordres de grandeurs des tassements de subsidence dus au creusement de tunnels et d'excavations profondes en sous-sol sans tranchées ouvertes.

L'évaluation des tassements va se faire au niveau de la zone urbaine afin de vérifier l'influence du creusement du tunnel sur celle-ci.

Les paramètres intervenant dans le calcul des tassements dues au creusement du tunnel sont données par le tableau suivant :

Tableau VII.12 : Paramètres mécaniques du terrain utiles pour le calcul de tassement

Paramètre	Zone urbaine
$\gamma\ (Kn/m^3)$	21
$E_S(MPa)$	1560

Avec :

γ : Masse volumique du sol en place ;

E_S : Module de déformation du terrain en place.

L'estimation du tassement en surface se fera à travers la méthode analytique selon Herzog [1985], qui propose une relation pour le calcul du tassement maximal lors du creusement d'un tunnel peu profond en prenant en compte les caractéristiques géomécaniques du terrain. La formule d'Herzog s'exprime comme suit ;

$$f_1 = \frac{3\pi}{4}(P_0 + \gamma T)\frac{D^2}{BE_s}$$

Avec :

P_0 : Surcharge en surface ;

γ : Poids volumique du terrain en place ;

T : Couverture jusqu'à l'axe du tunnel ;

D : Diamètre du tunnel ;

B : Largeur de la zone d'influence ($B = 2i$) ;

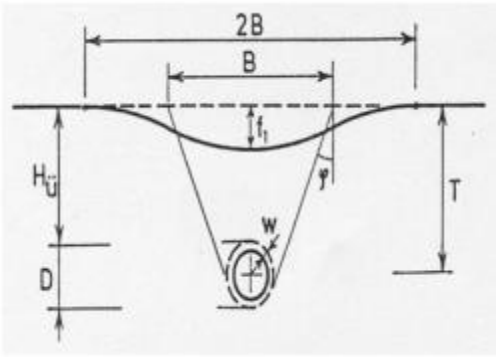


Figure VII.3 Cuvette de tassement

i : distance du point d'inflexion, d'après Schmidt (1969) : $i = R(\frac{Z}{2R})^{0.8}$.

Application au projet :

Le tableau ci-dessous résume l'utilisation de la méthode d'Herzog pour le projet.

Tableau VII.13 Application pour l'estimation du tassement

Paramètre	Zone urbaine
P_0 (KPa)	40
T (m)	19,7
$D = 2R$ (m)	13,5
R (m)	6,7
γ (KN/m^3)	21
i (m)	9,13
B (m)	18,26
E_s (MPa)	1560
f_1(mm)	6,83

- **Interprétation**

L'évaluation du tassement maximal selon la méthode d'Herzog nous a permis d'avoir un ordre de grandeur du tassement en surface pour la zone urbaine qui est d'environ 7 mm. Nous constatons que le tassement en cette zone est faible, cela est dû au comportement mécanique des grés qui sont à caractère cohésif.

VII.7. CONCLUSION

À travers la modélisation et vérification analytique du soutènement provisoire avec estimation de l'interaction sol-soutènement établis dans ce chapitre, nous avons pu valider les soutènements proposés pour chaque zone pour les deux modes de creusement (demi-section et section divisée). Toutefois, compte tenu des insuffisances que comporte cette méthode, notamment la non-considération de la troisième dimension d'un tunnel et l'absence de calcul des déformations subies par les soutènements, d'autres vérifications sont nécessaires, telle que celle basée sur la méthode convergence-confinement ; c'est la vérification qui sera effectuée dans le prochain chapitre.



CHAPITRE VIII
MÉTHODE CONVERGENCE CONFINEMENT

Chapitre VIII : Méthode convergence confinement.

VIII.1.INTRODUCTION

La méthode convergence confinement est une méthode de calcul analytique bidimensionnelle développée parallèlement à l'utilisation de la nouvelle méthode autrichienne (NATM), permettant de déterminer l'interaction entre le terrain et le soutènement à proximité du front de taille, sous l'hypothèse de déformations planes et isotropies des contraintes initiales. Elle comporte deux notions essentielles ; la convergence et le confinement.

La convergence d'une section d'un tunnel est la variation de la distance entre deux points diamétralement opposés situés sur la paroi du tunnel, toute fois elle peut être assimilée à la somme des déplacements radiaux. Elle dépend de la poussée du terrain, la distance de la section à excaver au front de taille, et la rigidité du soutènement.

Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation en présence du soutènement [24].

Principe de la méthode :

Avant le creusement du tunnel, il régné dans le terrain un état de contrainte initiale caractérisé par une contrainte initiale (σ_0), le terrain en conditions des terres au repos ne subit alors aucun déplacement (u=0).

Lors du creusement, le terrain se décomprime, la contrainte initiale (σ_0) chute. La méthode convergence confinement considère que les contraintes radiales (σ_r) situées dans une section du tunnel est une fraction de la contrainte initiale régnante le terrain avant creusement (σ_0), dépendant d'un coefficient (λ) appelé taux de déconfinement, qui représente la position relative de la section du tunnel par rapport au front de taille. Ces contraintes radiales (σ_r) sont exprimées comme suit ;

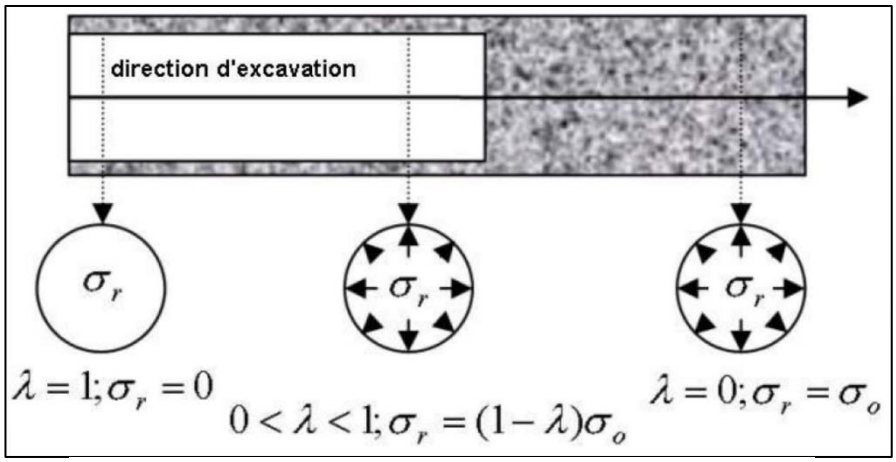


Figure VIII.1 La méthode convergence confinement

Le déplacement radial (u_r) en un point de la paroi du tunnel n'est plus nul, il croit en fonction de (λ) selon le comportement du terrain encaissant jusqu'à atteindre une valeur maximale pour laquelle (λ=1).

VIII.2.ÉTAPES DE CALCUL

VIII.2.1. Courbe caractéristique du terrain

La courbe caractéristique du terrain ou courbe de convergence est définie la contrainte radiale (σ_r) en fonction du déplacement radial (u_r) en absence du soutènement, caractérisée par deux segments de courbes ; le premier linéaire qui représente le comportement élastique linéaire du terrain au niveau des parois du tunnel, et la seconde représente le comportement plastique ou l'atteinte de la plasticité du terrain au niveau des parois de la cavité.

Pour la détermination de la courbe de convergence, des paramètres géomécaniques relatives au terrain sont nécessaires, à savoir :

- Module d'élasticité du terrain (E) ;
- Coefficient de poisson (ν) ;
- Cohésion (C) ;
- Angle de frottement interne (φ) ;
- Coefficient de butée des terres $\left(\mathrm{K}_p = \mathrm{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\right)$;
- Résistance à la compression $\left(\mathrm{R}_c = \frac{2\,C\cos(\varphi)}{1-\sin(\varphi)}\right)$;
- Les contraintes initiales verticales relatives à chaque zone ($\sigma_0 = P_v$) ;
- Ainsi que le rayon d'excavation (R = 7,1 m).

Deux cas sont envisageables :

- $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$: Le comportement est élastique linéaire, pas de déformations plastiques atteintes définies par deux points P_1 et P_2 comme le montre la figure VIII.2 ci-contre :

$$P_1\begin{cases} u_r = 0 \\ \sigma_r = \sigma_0 \end{cases} \qquad P_2\begin{cases} u_r = u_{r0} = \frac{1+\upsilon}{E}\sigma_0\, R \\ \sigma_r = 0 \end{cases}$$

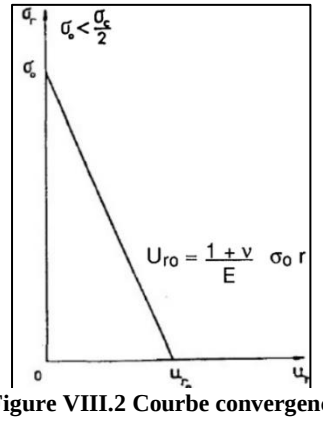


Figure VIII.2 Courbe convergence (comportement élastique)

- $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$: L'atteinte de la plasticité du terrain au tour de la cavité en une zone circulaire de rayon plastique (r_p) supérieur au rayon de l'excavation (R), cette zone est caractérisée par un déplacement radial (u_{re}), un taux de déconfinement (λ_e), et une contrainte radiale (σ_{re}), comme le montre la figure VIII.3 ci-contre, tel que :

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p+1}\left(K_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}\right);$$
$$u_{re} = \lambda_e\, u_{r0}\,;$$
$$\sigma_{re} = (1-\lambda_e)\,\sigma_0.$$

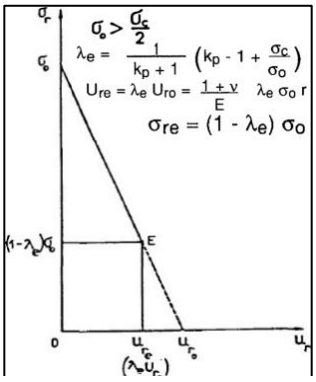


Figure VIII.3 Courbe convergence (comportement élasto-plastique)

La courbe prend donc deux allures, la première est linéaire pour $\sigma_{re} < \sigma_r < \sigma_0$ qui caractérise le comportement élastique du terrain.

La seconde d'une allure parabolique pour $\sigma_r < \sigma_{re}$ caractérisant ainsi le comportement du terrain au niveau de la zone de rupture. Plusieurs formules sont établies pour l'expression des déplacements (u_r) au-delà de l'élasticité, selon la loi de comportement du terrain.

Pour tracer la courbe au-delà de l'élasticité les formules de M. PANET (1976) pour un milieu à comportement élasto-plastique parfait sont utilisées, avec variation du taux de déconfinement (λ) ;

$$\frac{r_p}{R} = \left[\frac{2}{K_p + 1} \times \frac{\left(K_p - 1\right)\sigma_0 + \sigma_c}{(1-\lambda)\left(K_p - 1\right)\sigma_0 + \sigma_c}\right]^{\frac{1}{K_p - 1}} ;$$

$$u_r = u_{re}\left(\frac{r_p}{R}\right)^2 ;$$

$$\sigma_r = (1-\lambda)\,\sigma_0.$$

VIII.2.2. Convergence acquise de la paroi au moment de la mise en œuvre du soutènement

Le déplacement radial (u_{s0}) lors de mise en place du soutènement est définit en prenant en considération le comportement du terrain, le rayon d'excavation et la distance au front (x) [24] ;

$$u_{s0} = \lambda_s\, u_{r0} \qquad (*)$$

Tel que pour un comportement élasto-plastique du terrain, le taux de déconfinement (λ_s) peut être déterminée depuis l'abaque de Panet et Guenot [24], représentée par la figure VIII.4 ci-contre, avec :

$N_S = \frac{\sigma_0}{C_u}$ (Compris entre 1 et 3) ;

σ_0 : la contrainte initiale ;

C_u : la cohésion non drainée du terrain ;

r : le rayon d'excavation (m) ;

x : la distance au front (m).

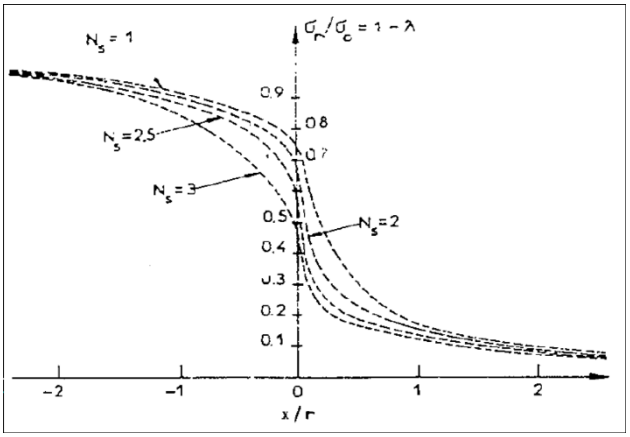


Figure VIII.4 Abaque de Panet et Guenot

Dans le cas de notre projet, les cintres sont installés à une distance (x) par rapport au front de taille relative à chaque zone, les taux de déconfinement (λ_s) sont représentés dans le tableau VIII.1 suivant :

Tableau VIII.1 Taux de déconfinement lors de l'installation du cintre

Zone	N_S	Rayon d'excavation r (m)	Distance x (m)	$\frac{x}{r}$	1 -λ_s	λ_s
Zone 1	3,00	5,14	0,50	0,10	0,28	0,72
Zone 2	3,00	5,14	0,50	0,10	0,28	0,72
Zone 3	3,00	4,10	0,25	0,06	0,30	0,70
Zone urbaine	3,00	5,14	0,50	0,10	0,28	0,72

VIII.2.3. Courbe caractéristique du soutènement

La courbe caractéristique du soutènement représente le déplacement radial du soutènement (u_r) en fonction de la contrainte extérieure radiale (σ_r) qui lui est appliquée. Elle a une allure linéaire suivant le comportement élastique linéaire du soutènement, son origine est (u_{s0}) pour tenir compte de la convergence du terrain déjà produite lors de sa mise en place, comme le montre la figure VIII.5 ci-contre.

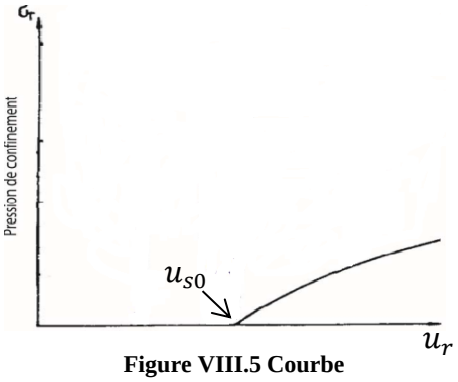


Figure VIII.5 Courbe caractéristique du soutènement

Pour tracer cette courbe, il faut d'abord déterminer la rigidité du soutènement et sa pression maximale admissible ;

- **Pour le cas du béton projeté :**

Rigidité (K_b) : $K_b = \frac{E_b\, e}{(1+\nu^2)R}$

Pression maximale admissible (P_b^{max}) : $P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max}\, e}{R}$

Avec :

E_b : Module de déformation du béton projeté (E_b = 10 800 MPa) ;

ν : Coefficient de poisson du béton projeté (ν = 0,2) ;

σ_b^{max} : Résistance ultime du béton projeté ($\sigma_b^{max} = \frac{0{,}85\, f_{c28}}{\gamma_b}$) ;

e : Épaisseur du béton projeté relatif au soutènement ;

R : Rayon du tunnel (R = 7,1 m).

- **Pour le cas des cintres métalliques :**

Rigidité (K_c) : $K_c = \frac{E_a\, A}{a\, R}$

Pression maximale admissible (P_c^{max}) : $P_c^{max} = \frac{f_u\, A}{a\, R}$

Avec :

E_a : Module de déformation des cintres ($E_a = 210\,000$ MPa) ;

f_u : Limite d'élasticité ($f_u = 355$ MPa) ;

A : L'aire de la section du profilé métallique ;

a : Espacement entre deux cintres successifs.

- **Pour la combinaison (béton projeté + cintre) :**

Rigidité (K_s) : $K_s = K_b + K_c$

Pression maximale admissible (P_s^{max}) : $P_s^{max} = P_b^{max} + P_c^{max}$

Lors de la mise en œuvre du béton projeté en présence de cintre (combinaison), la distance au front diffère de celle de l'installation du cintre, autrement dit les deux soutènements ne sont pas activés simultanément, afin de prendre en compte cet aspect la caroube caractéristique de la combinaison sera la continuité de celle du cintre et forme ainsi la courbe du soutènement composite (cintre + béton projeté) [19], comme le montre la figure VIII.6 ci-dessous ;

Tel que :

La courbe (I) : courbe caractéristique du cintre ;

La courbe (II) : courbe caractéristique du béton projeté ;

La courbe (III) : courbe caractéristique du composite.

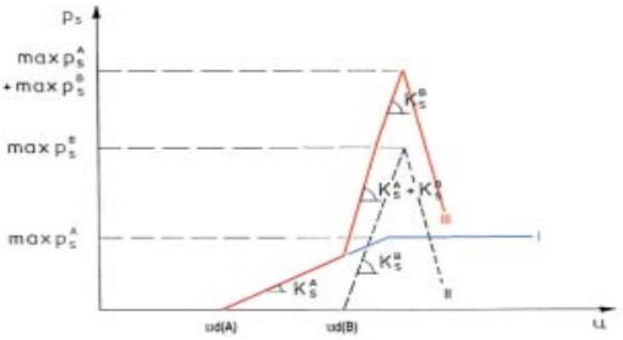


Figure VIII.6 Courbe caractérstique du composite

Le déplacement radial (U_{s02}) lors de la présence du composite est déterminé par la relation ($*$) pour les valeurs de λ_s suivantes :

Tableau VIII.2 Taux de déconfinement en présence du composite

Zone	N_S	Rayon d'excavation r (m)	Distance x (m)	$\frac{x}{r}$	1 - λ_s	λ_s
Zone 1	3,00	5,14	0,75	0,146	0,25	0,75
Zone 2	3,00	5,14	1,00	0,195	0,22	0,78
Zone 3	3,00	4,10	0,50	0,122	0,28	0,72
Zone urbaine	3,00	5,14	1,00	0,195	0,22	0,78

Enfin, après détermination des pressions maximales P_s^{max}, il reste le déplacement radial (u_r) attribué à la pression maximale du soutènement composite P_s^{max}, évalué comme suit ;

$$u_r = u_{s0} + \frac{R}{K_s}\sigma_r$$

VIII.2.4. Équilibre final

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

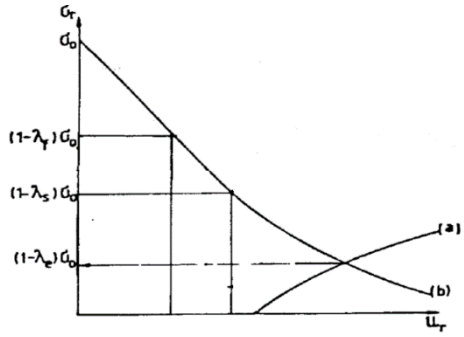


Figure VIII.7 Courbe convergence – confinement

VIII.3.APPLICATION AU PROJET

VIII.3.1. Courbe convergence

Pour la courbe caractéristique du terrain, on aura besoin des données détaillées dans le tableau VIII.3 ci-dessous :

Tableau VIII.3 Caractéristiques géomécanique relatives aux terrains

Zone	R (m)	E (MPa)	C (MPa)	ν	φ (°)	Pv (KPa)	γ (KN/m³)	Rc (KPa)	Kp
Zone 1	5,14	50,5	20	0,30	37	219	20	80,23	4,02
Zone 2	5,14	1560	127	0,40	46	203,23	21	628,67	6,13
Zone 3	4,10	26	1	0,25	32	246,11	19	3,61	3,25
Zone urbaine	5,14	1560	127	0,40	46	186,14	21	628,67	6,13

Après calcul du déplacement radial (u_{re}), du taux de déconfinement (λ_e), de la contrainte radiale (σ_{re}), des déplacements de convergence du terrain (U_{r0}, U_{re}) et ceux lors de l'installation du cintre (U_{s01}) et de présence du soutènement composite (U_{s02}), nous avons obtenu les résultats suivants :

Tableau VIII.4 Caractéristiques des parois du tunnel

Zone	σ_{re} (KPa)	λ_e	U_{r0} (mm)	U_{re} (mm)	U_{s01} (mm)	U_{s02} (mm)
Zone 1	337,46	0,620	117,44	72,79	84,50	88,08
Zone 2	141,65	0,827	3,78	3,12	2,72	2,95
Zone 3	368,17	0,531	154,74	82,16	108,31	111,41
Zone urbaine	68,04	0,878	2,57	2,25	1,85	2,00

Pour tracer la courbe caractéristique du terrain, nous avons calculé les valeurs de σ_r dont les détails de calcul sont mentionnés dans l'annexe E.

VIII.3.2. Courbe confinement

Pour tracer la courbe caractéristique du soutènement, nous avons calculé les valeurs de la pression maximale P_s^{max}, et du déplacement radial (u_r) attribué à la pression maximale P_s^{max} qui sont détaillés dans le tableau VIII.5 ci-dessous :

Tableau VIII.5 Valeurs de la courbe caractéristiques du soutènement

Soutènement	Type	K (KN/m)	P_s^{max} (KPa)	u_r (mm)
Cintres	Soutènement 1 (HEB120)	134 084.51	226.67	12
	Soutènement 2 (HEB120)	100 563.38	170	12
	Soutènement 3 (HEB140)	254 366.20	430	12
Béton projeté	Soutènement 1 (25cm d'épaisseur)	396 818.72	650.64	11.64
	Soutènement 2 (25cm d'épaisseur)	396 818.72	650.64	11.34
	Soutènement 3 (30cm d'épaisseur)	396 818.72	780.77	13.97
Combinaison	Soutènement 1	530 903.23	877.31	99.82
	Soutènement 2	497 382.10	820.64	14.66
	Soutènement 3	651 184.92	1210.77	124.61

VIII.3.3. Courbe convergence confinement

Les courbes convergence confinement obtenus sont représentés ci-dessous comme suit :

– **Zone 1**

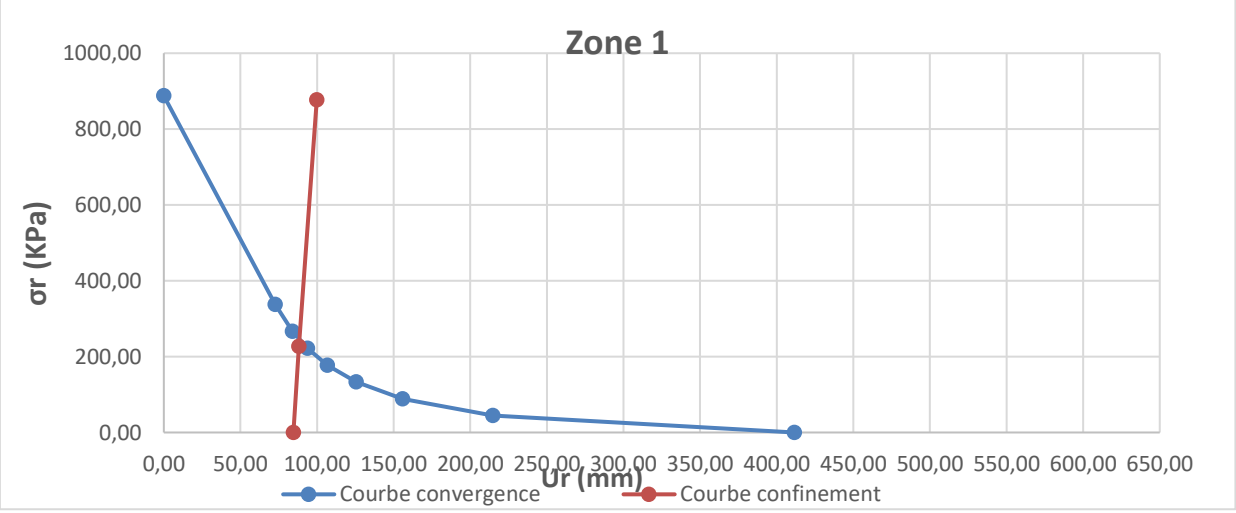


Figure VIII.8 Courbe convergence confinement de la zone 1

À travers l'étude graphique, nous avons déterminé le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$U_{équilibre} = 88.44\ mm$$

$$P_{équilibre} = 246.19\ KPa$$

– **Zone 2**

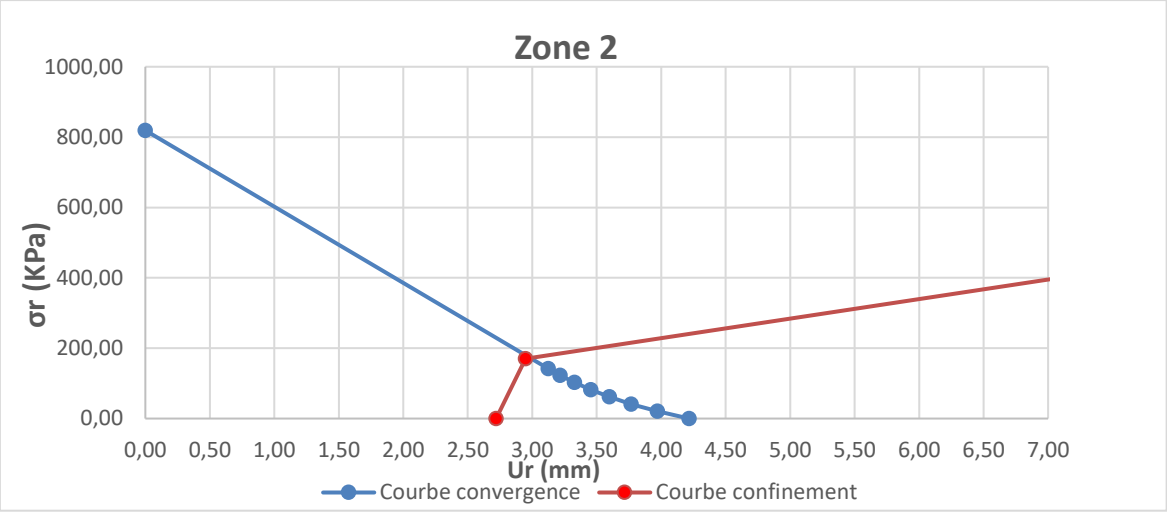


Figure VIII.9 Courbe convergence confinement de la zone 2

À travers l'étude graphique, nous avons déterminé le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$U_{équilibre} = 2.98\ mm$$

$$P_{équilibre} = 172.04\ KPa$$

– **Zone 3**

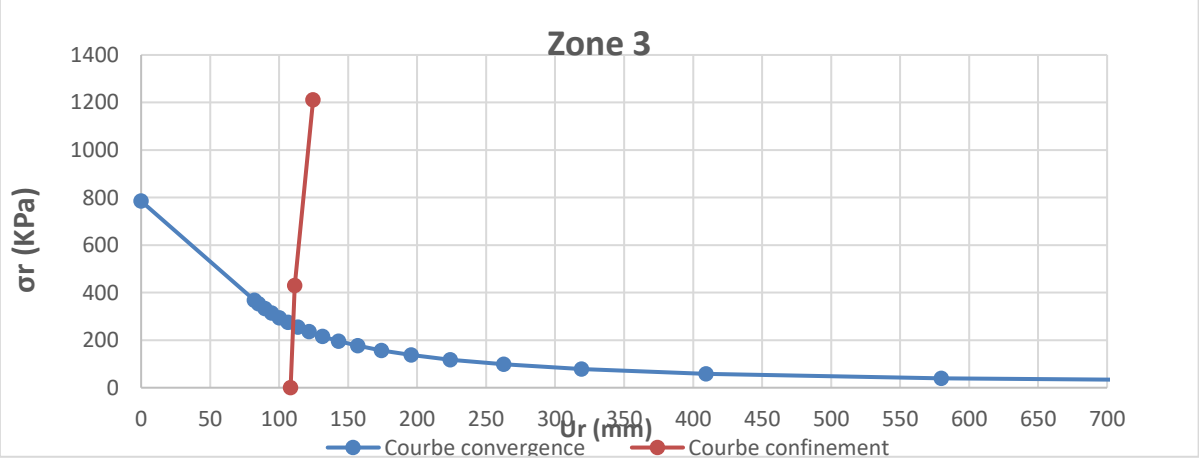


Figure VIII.10 Courbe convergence confinement de la zone 3

À travers l'étude graphique, nous avons déterminé le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$U_{équilibre} = 110.57\ mm$$

$$P_{équilibre} = 252.87\ KPa$$

– **Zone urbaine**

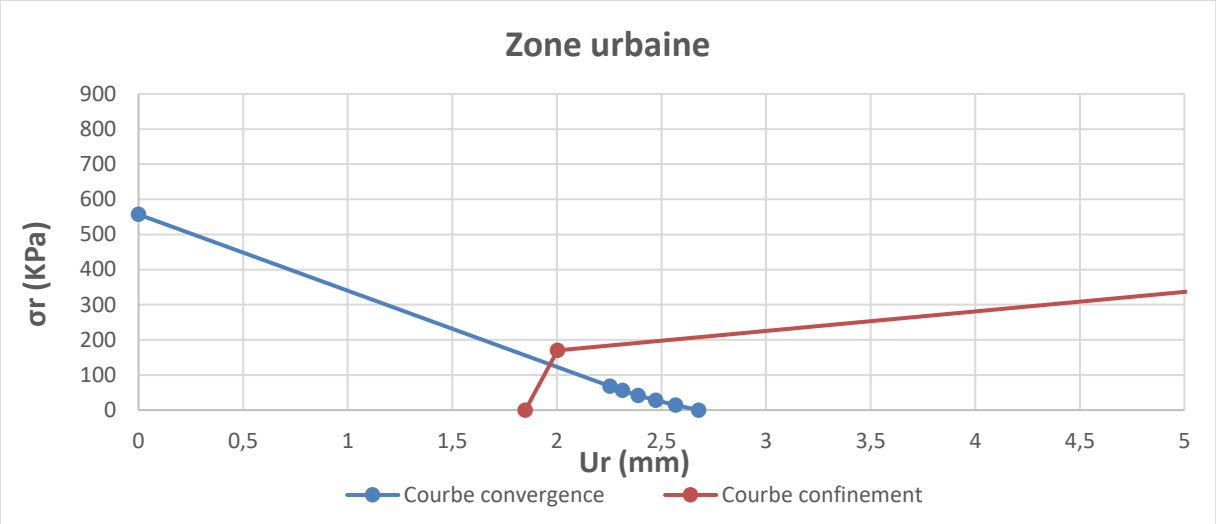


Figure VIII.11 Courbe convergence confinement de la zone urbaine

À travers l'étude graphique, nous avons déterminé le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$U_{équilibre} = 1.97\ mm$$

$$P_{équilibre} = 130.5\ KPa$$

Le tableau VIII.6 ci-dessous résume les résultats obtenus :

Tableau VIII.6 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode convergence confinement

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone urbaine
$U_{équilibre}$ (mm)	88.44	2.98	110.57	1.97
$P_{équilibre}$ (KPa)	246.19	172.04	252.87	130.5

Interprétation des résultats

À travers les résultats précédemment obtenus, nous pouvons faire l'analyse suivante :

- **Zone 1 :** Nous remarquons qu'au point d'équilibre la convergence pour un creusement en demi-section est estimé à 88.44 mm qui est une valeur très importante. De ce fait, nous n'opterons forcément pas pour un creusement en demi-section mais plutôt pour un creusement en section divisée.
- **Zone 2 :** Pour cette zone au point d'équilibre la convergence pour un creusement à demi-section est estimer à 2.98 mm qui est une valeur acceptable, de ce fait nous garderons un creusement en demi-section pour cette zone.
- **Zone 3 :** Dans ce cas, au point d'équilibre la convergence pour un creusement en section divisée est estimée à 110.57 mm qui est une valeur très élevée. De ce fait, nous recommandons un pré-soutènement en voûte parapluie avec un blindage du front.
- **Zone urbaine :** Pour cette zone, au point d'équilibre la convergence pour un creusement à demi-section est estimée à 1.97 mm qui est une valeur acceptable. De ce fait, nous garderons un creusement en demi-section pour cette zone.

VIII.4.CONCLUSION

À travers ce chapitre nous avons pu déterminer la pression et la convergence du terrain à l'équilibre de la courbe convergence confinement. Les déformations obtenues nous ont permis d'apprécier la méthode de creusement et de proposer d'éventuelles solutions de stabilisation en cours d'excavation. Par ailleurs, compte tenu du taux de déconfinement élevé à la pose du soutènement, il est nécessaire de vérifier la stabilité du front d'excavation, pour d'éventuels renforcements par un pré-soutènements. Cette vérification sera effectuée dans le prochain chapitre.



CHAPITRE IX
PRÉ-SOUTÈNEMENT

CHAPITRE IX : Pré-soutènement.

IX.1. INTRODUCTION

Au cours du creusement d'un tunnel, plusieurs instabilités peuvent être occasionnées créant ainsi des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant.

Pour éviter d'éventuels désordres lors du creusement de notre tunnel, nous allons définir le nombre de boulons nécessaire pour la stabilisation du front de taille et définir le module de déformation équivalent du terrain renforcé par voûte parapluie.

IX.2. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU FRONT

L'instabilité du front de taille est principalement causée par une diminution progressive de la pression de confinement en avant tout en se rapprochant du front, cette contrainte est donc inférieure aux contraintes horizontales résultantes par le poids des terres.

La vérification de l'état de stabilité du front a été élaborée par plusieurs auteurs selon des approches expérimentales et analytiques pour les sols frottant-cohérents et sols purement cohérents, par la méthode du nombre de stabilités en déterminant un facteur de charge 'N'.

Peck & Al définissent le facteur de charge 'N' pour un tunnel circulaire par l'expression suivante ;

$$N = \begin{cases} \dfrac{2\,\pi}{1+\dfrac{D}{6\,H}} & pour\ H > 2D \\ \dfrac{2\dfrac{H}{D}+\pi-1}{1+\dfrac{D}{6\,H}} & pour\ H < 2D \end{cases}$$

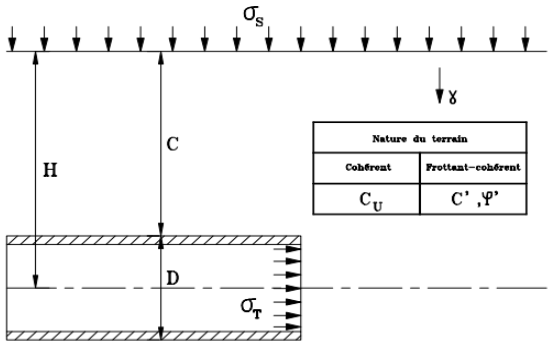


Figure IX.1 Pression de confinement au front

Avec :

D : Diamètre du tunnel ;

H : Profondeur de l'axe du tunnel ($H = R + C$) ;

C : Couverture du tunnel.

Pour le cas de ce projet, la vérification de la stabilité du front se fait pour les zones traversant le sable consolidé semi-lapidifié (SC_{SL}) et le sable moyennement dense (SM), avec une excavation en section divisée. L'évaluation du facteur de charge 'N' nécessite ainsi le diamètre équivalent de la section divisée, le tableau ci-dessous résume les résultats du nombre de stabilité 'N'.

Tableau IX.1 Évaluation du facteur de charge N

Zone	Terrain	H (m)	D (m)	N
Zone 1	SC_{SL}	45,80	8,20	6,11
Zone 3	SM	45,55	8,20	6,10

Des classifications permettant de définir le degré de déformation du sol au niveau du front et le classer depuis le facteur de charge 'N' ont été proposés par plusieurs auteurs, le tableau ci-après représente la classification proposée par Clough & Smith (1981) [25].

Tableau IX.2 Classification de la stabilité du front de taille selon Clough & Smith [1981]

Facteur de charge 'N'	Classe de sol
N < 2	Les méthodes de réalisation du tunnel ont très peu d'influence sur les déformations du front de taille, le volume de sol perdu inférieur à 2 % du volume du tunnel.
2 ≤ N ≤ 4	Constatation de faibles déplacements du front, la perte de sol atteint 10% du volume du tunnel, l'utilisation d'un bouclier permet de la réduire à 3%.
4 ≤ N ≤ 6	Nécessité d'utiliser un soutènement afin de limiter les déplacements.
N > 6	La mise en place d'un soutènement au front de taille est indispensable.

Le facteur de charge dépasse 6 pour les deux zones, selon Claugh & Smith l'excavation nécessite une présence de soutènement au front de taille. Nous optons pour un pré-soutènement du front de taille par boulons en fibres de verre.

IX.3. CALCUL DU NOMBRE DE BOULONS

Pour le calcul du nombre de boulons nécessaire pour la stabilisation du front de taille, nous opterons pour une analyse de stabilité de front par approche d'analyse limite applicable aux sols cohérents et frottant à la fois [25].

Pour cela nous devons calculer la contrainte de stabilité du front σ_T selon Ellstein (1986) :

$$\sigma_T = K_0\, \gamma\, C + \frac{2}{3}\gamma D - c \quad (4 + \sqrt{2})$$

Avec :

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos ;

γ : Poids volumique (KN/m^3) ;

c : Cohésion du terrain encaissant (KPa) ;

C : Couverture du tunnel (m) ; D : Diamètre du tunnel (m).

Les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.3 Évaluation de la contrainte de stabilité du front selon Jancsecz et Steiner (1994)

Zone	Terrain	γ (KN/m^3)	K_0	c (KPa)	C (m)	D (m)	σ_T (KPa)
Zone 1	SC_{SL}	20	0,40	1	43	8,2	345,64
Zone 3	SM	19	0,47	20	38	8,2	440,98

Dans notre cas nous optons pour des tiges d'ancrage Durglass R32-15 auto-forante obtenues par pultrusion de fibre de verre et résine polyester. Les caractéristiques mécaniques des boulons sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.4 Caractéristiques des boulons R32-15

	Diamètre externe (mm)	Diamètre interne (mm)	Filetage	Charge de rupture (KN)	Résistance à la traction (MPa)	Surface (mm)
R32-15	32±1.5	15±1.5	R32	500	1100	450

En supposant que la liaison entre les boulons et le terrain est parfaite, le nombre de boulons s'obtient avec la formule suivante [25] :

$$n = \frac{\sigma_T . S}{A . \sigma_{adm}}$$

Avec :

S : Section équivalente du creusement ;

A : Section des boulons ;

σ_{adm} : Résistance à la traction des boulons.

Tableau IX.5 Paramètres de calcul du nombre de boulons

Zone	σ_T (KPa)	S (m^2)	σ_{adm} (KPa)	A (mm^2)
Zone 1	104,15	52,81	1100×10^3	450
Zone 3	205,53	52,81	1100×10^3	450

Après calcul nous obtenons les résultats suivants :

- **Zone 1 (SC_{SL}) :** 37 boulons ;
- **Zone 3 (SM) :** 47 boulons.

IX.4. LA VOÛTE PARAPLUIE

Pour les sols peu et non cohérents, la stabilisation du front de taille est accompagnée par un pré-soutènement jouant un rôle de soutènement en avant du front de taille, pour contribuer aussi à la préservation du noyau d'excavation du terrain en avant du front. Ainsi garantir plus de stabilité en cours d'excavation.

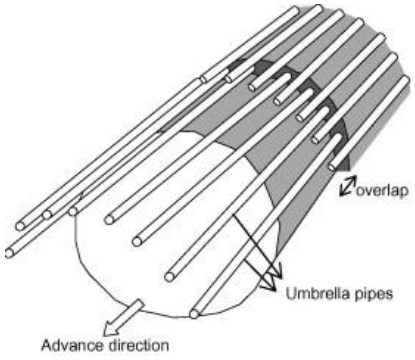


Figure IX.2 Pré-soutènement par voute parapluie

Nous optons pour une voute parapluie avec scellement au terrain par coulis de ciment, la voute parapluie est du type AT-89 ayant les propriétés géomécaniques suivantes :

Tableau IX.6 Propriétés géomécaniques de la voute parapluie

	Diamètre extérieur (mm)	Épaisseur (mm)	Section S (cm^2)	Moment d'inertie I (cm^4)	Module de déformation E (GPa)
AT-89	88,9	6,3	16,3	140	210

La modélisation de la voute parapluie s'effectue en modélisant un massif renforcé, avec un module de déformation équivalent (E_{eq}) [26] dont l'expression ;

$$E_{eq} = E_{sol} + \frac{E_{vp} \cdot E_{scellement}}{E_{vp} + E_{scellement}}$$

E_{sol} : Module de déformation du sol à renforcé ;

E_{vp} : Module de déformation de la voûte parapluie ;

$E_{scellement}$: Module de déformation du scellement par ciment.

Les valeurs du module de déformation du massif renforcé (E_{eq}) pour les deux terrains (SC_{SL}) et (SM) sont représentées par le tableau ci-dessous ;

Tableau IX.7 Module de déformation équivalent du massif renforcé par voûte parapluie

Zone	Terrain	E_{sol} (MPa)	E_{vp} (MPa)	$E_{scellement}$ (MPa)	E_{eq} (MPa)
Zone 1	SC_{SL}	50,5	210 000	8 062	7 814
Zone 3	SM	26,0	210 000	8 062	7 789

IX.5. CONCLUSION

Afin d'éviter l'extrusion du front de taille, nous avons pu préconiser un pré-soutènement constitué d'une voute parapluie du type AT-89 et de boulonnage du front de taille par boulons en fibres de verre Durglass du type R32-15 et cela pour la zone 1 et 3.

Nous modéliserons, dans le prochain chapitre, nos quatre (04) zones d'études sur le logiciel PLAXIS 2D pour pouvoir apprécier et comparer les déplacements engendrés par le creusement de notre tunnel avec et sans pré-soutènement.



CHAPITRE X
MODÉLISATION NUMÉRIQUE (PLAXIS 2D)

CHAPITRE X : Modélisation numérique (PLAXIS 2D).

X.1. INTRODUCTION

Après avoir effectué, dans le chapitre VIII, un calcul analytique selon la méthode convergence confinement, et une stabilisation (par pré-soutènement et pré-confinement) lors du creusement dans le chapitre IX, le calcul numérique s'avère indispensable pour la vérification de la stabilité globale du tunnel, et cela en raison de la possibilité d'intégrer plusieurs contextes non-vérifiables avec les méthodes empirique et analytique.

Ces vérifications complémentaires effectuées dans le cadre de cette étude pour modéliser l'effet du phasage constructif du tunnel sur les résultats obtenus se feront en utilisant le logiciel PLAXIS 2D.

X.2. PRÉSENTATION DU LOGICIEL DE MODÉLISATION

Le logiciel PLAXIS 2D est un logiciel qui effectue des analyses de déformation et de stabilités pour les différents problèmes géotechniques et cela par le biais de la méthode des éléments finis. 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. Les éléments sur lesquels se base son maillage sont des éléments triangulaires avec 15 nœuds.

X.3. PROCÉDURES DE MODÉLISATION

X.3.1. Modélisation du terrain

Pour la simulation des quatre (04) zones d'études, on a choisi le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb.

Les caractéristiques de sols introduites dans le modèle PLAXIS sont : le poids volumique, le module de déformation du sol, le coefficient de poisson, la cohésion et l'angle de frottement.

Le tableau ci-dessous représente les épaisseurs des couches de sols introduites :

Tableau X.1 Épaisseurs des terrains pour le PLAXIS 2D

Zone 1		Zone 2		Zone 3		Zone urbaine	
Unité géotechnique	**Épaisseur (m)**	**Unité géotechnique**	**Épaisseur (m)**	**Unité géotechnique**	**Épaisseur (m)**	**Unité géotechnique**	**Épaisseur (m)**
G	9,20	G	23,40	G	17,00	G	15,15
SC_{SL}	21,45	SC_{SL}	16,30	SC_{SL}	13,00	SC_{SL}	13,21
G	9,40	G	40,00	G	7,00	G	40,00
SC_{SL}	30,00	-	-	SM	20,00	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-

Le pré-soutènement du tunnel proposé dans le chapitre précédent peut-être modéliser selon trois approches : l'approche simplifiée, par homogénéisation et la modélisation complète du terrain, des inclusions ainsi que leurs interactions. Nous allons utiliser la première approche qui consiste à modéliser le pré-soutènement en terrain avec des caractéristiques équivalentes améliorées.

- **Les caractéristiques du terrain améliorées**

Après la mise en place des boulons et la stabilisation du front de taille, les caractéristiques mécaniques du terrain environnant vont s'améliorer.

Indraratna et Kaiser (1990) ont réalisé des calculs axisymétriques en considérant un sol renforcé obéissant au critère de Mohr-Coulomb dont les propriétés de résistance sont améliorées. Ainsi, l'angle de frottement φ et la cohésion c améliorés sont définis par [25] :

$$sin\varphi_{am} = \frac{2sin\varphi + \beta(1+sin\varphi)}{2+\beta(1+sin\varphi)};\ c_{am} = \frac{2c.cos\varphi(1-sin\varphi_{am})(1+\beta)}{2cos\varphi_{am}(1-sin\varphi)}$$

Avec : $\beta = d_b \pi R \lambda$, où :

λ : Coefficient de frottement sol boulon ;

d_b : Densité des boulons $\left(^{\text{boulons}}/_{\text{m}^2}\right)$;

R : Rayon de la section équivalente du creusement (m).

Song et al (2006) ont comparé cinq (05) différentes approches pour déterminer la rigidité équivalente du massif renforcé à introduire dans le calcul numérique et ils proposent de retenir la formule suivante [26] :

$$E_{am} = E_{sol} + \frac{E_{boulon} \cdot E_{scellement}}{E_{boulon} + E_{scellement}}$$

Après calculs nous obtenons les résultats suivants :

Tableau X.2 Caractéristiques améliorées du terrain

Zone	Terrain	d_b (Boulons/m^2)	β	φ_{am} (°)	c_{am} (KPa)	E_{am} (MPa)
Zone 1	SC_{SL}	0,70	14,44	75,54	78,59	5340,32
Zone 3	SM	0,90	20,63	76,41	8	5315,82

En ce qui concerne la voûte parapluie, elle sera modélisée comme un terrain voûté au-dessus de l'ouvrage avec un module de déformation amélioré (calculé dans le chapitre IX) égal à 7 814 MPa pour le sable consolidé semi-lapidifié (SC_{SL}) et 7 789 pour les sables moyens (SM).

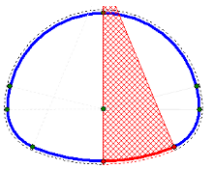
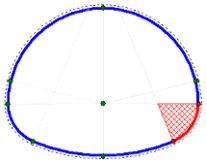
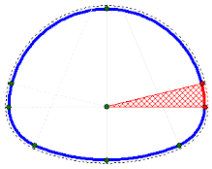
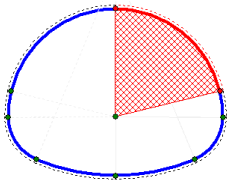
X.3.2. Modélisation du soutènement

- **Définition de la géométrie**

La modélisation du soutènement commence tout d'abord par la définition de la géométrie du tunnel à l'aide du module « Tunnel Designer » du logiciel PLAXIS 2D.

En définissant le type du tunnel « NATM type » en forme symétrique, sa conception géométrique comportant quatre (04) sections introduites comme suit :

Tableau X.3 Géométrie des sections du tunnel

Section	Type	Rayon (m)	Angle (°)	Centre Y(m)	Schéma
Section 01	Arc	15,35	22,50	11,00	
Section 02	Arc	3,40	67,00	-	
Section 03	Arc	8,00	14,00	-	
Section 04	Arc	8,00	76,50	-	

- **Attribution des caractéristiques mécaniques**

L'introduction des caractéristiques mécaniques par l'élément du type plaque 'Plate' permet d'attribuer les caractéristiques mécaniques relatives au soutènement en voûte et en piédroits.

Les caractéristiques mécaniques relatives aux types de soutènement applicable pour chaque zone, sont présentées par le tableau ci-après :

Tableau X.4 Caractéristiques mécaniques des soutènements

Paramètres du soutènement	Soutènement 1 (HEB 120 + BP 25 cm et espacement 75 cm)	Soutènement 2 (HEB 120 + BP 25 cm et espacement 100 cm)	Soutènement 3 (HEB 140 + BP 30 cm et espacement 50 cm)
Comportement mécanique	Élastique	Élastique	Élastique
Rigidité extensionnelle 'EA' (KN)	$3{,}656 \times 10^6$	$3{,}418 \times 10^6$	$5{,}051 \times 10^6$
Rigidité flexionnelle 'EI' (KN.m²)	$16{,}507 \times 10^4$	$15{,}902 \times 10^4$	$30{,}680 \times 10^4$
Épaisseur équivalente 'd'(m)	0,23	0,24	0,27
Coefficient de poisson (υ)	0,20	0,20	0,20

Le radier de chaque phase de soutènement est modélisé par le béton projeté spécifique à chaque type de soutènement, dont les caractéristiques mécaniques sont :

Tableau X.5 Caractéristiques mécaniques du béton projeté

Paramètres du béton projeté	Soutènement 1 (h = 25 cm b = 75 cm)	Soutènement 2 (h = 25 cm b = 100 cm)	Soutènement 3 (h = 30 cm b = 50 cm)
Comportement mécanique	Élastique	Élastique	Élastique
Rigidité extensionnelle 'EA' (KN)	$2{,}028 \times 10^6$	$2{,}704 \times 10^6$	$1{,}622\times 10^6$
Rigidité flexionnelle 'EI' (KN.m²)	$10{,}56 \times 10^4$	$14{,}08 \times 10^4$	$12{,}17 \times 10^4$
Épaisseur équivalente 'd'(m)	0,25	0,25	0,30
Coefficient de poisson (υ)	0,20	0,20	0,20

X.4. CALCULS ET RESULTATS

Pour parvenir aux étapes de calcul, il est évident de définir les conditions aux limites relatives aux déplacements, le maillage du model et enfin les conditions initiales relatives aux contraintes [27].

La définition des conditions aux limites par la fonction 'Standard Fixities' permet de bloquer les bords de notre model numérique.

La génération du maillage par une distribution très fine de celui-ci permettra de définir un maillage en plan (OXY) pour avoir la précision requise.

La définition des conditions initiales se fait par deux modes distincts :

- La génération des pressions géostatiques ;
- La génération des pressions interstitielles dues à la présence de la nappe phréatique.

- **Phasage de calcul**

Enfin, le calcul est défini par le phasage de creusement et soutènement pour chacune des quatre (04) zones, selon la méthode de creusement relative à chaque zone.

- **Phasage de calcul pour la méthode de creusement en demi-section :**

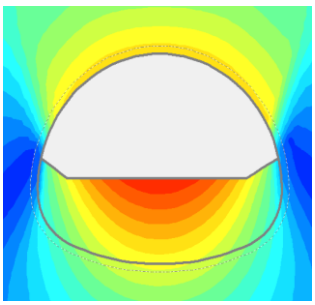


Figure X.1.a Phase 1 Creusement de la demi-section supérieure (H = 6m)

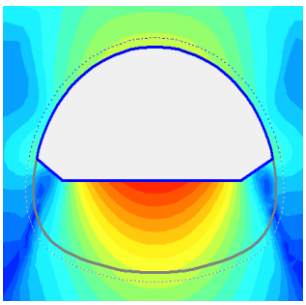


Figure X.1.b Phase 2 Activation du soutènement de la demi-section supérieure

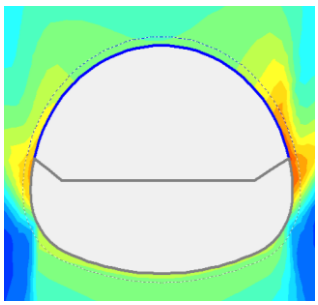


Figure X.1.c Phase 3 Creusement de la demi-section inferieure

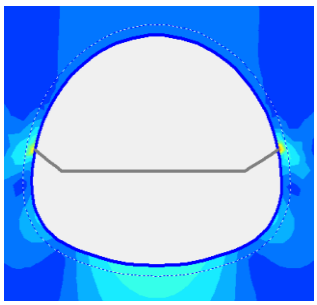


Figure X.1.d Phase 4 Activation du soutènement du reste de la section

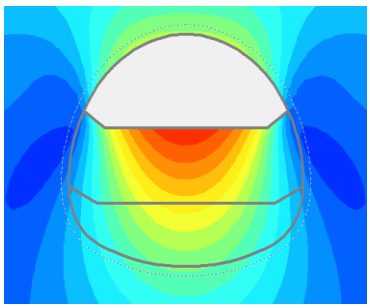


Figure X.2.a Phase 1 Creusement de la calotte (H = 4m)

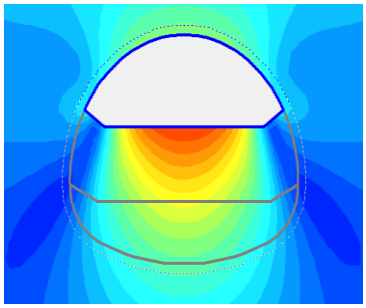


Figure X.2.b Phase 2 Activation du soutènement de la calotte

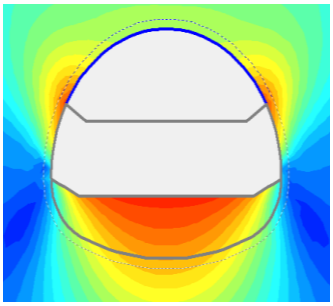


Figure X.2.c Phase 3 Creusement du stross

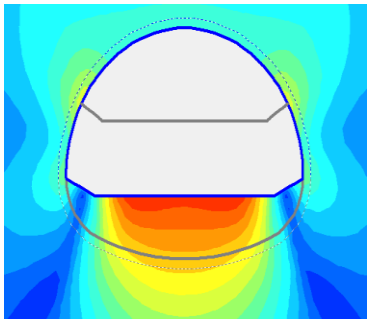


Figure X.2.d Phase 4 Activation du soutènement du stross

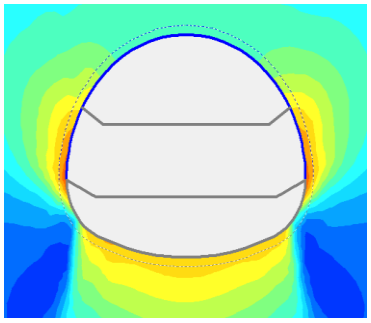


Figure X.2.e Phase 5 Creusement du radier

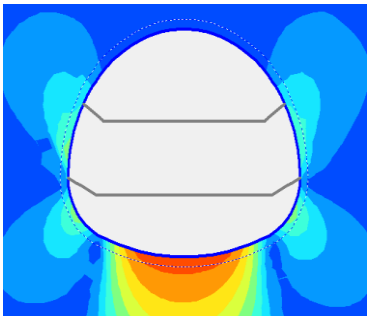


Figure X.2.f Phase 6 Activation du soutènement du radier

Ce phasage de calcul est effectué pour les zones 01 et 03.

- **Résultats du calcul**

Les résultats de calcul relatifs à chaque zone selon les deux cas ; sans et avec renforcement, sont représentés respectivement dans les figures F.1,3,4 et 5 pour le cas non renforcé et les figures F.2,4,6 et 8 pour le cas renforcé jointes en annexe F.

- **Interprétation des résultats**

Les déplacements obtenus par le modèle numérique PLAXIS 2D pour la zone 01 qui traverse les sables consolidés semi-lapidifiés (SC_{SL}) en présence du renforcement du front (Figure F.2 en annexe F) reflètent une diminution de la convergence, cette dernière passe de 70 mm à 10 mm en voûte et de 60 à 20 mm en radier. Le renforcement du front de taille a permis ainsi d'éviter le tassement en surface et réduction du risque de soulèvement du radier.

En ce qui concerne la zone 02 qui traverse les grès (G) et après la mise en place de la voûte parapluie (Figure F.4 de l'annexe F) nous remarquons une diminution du déplacement en voûte de 10.10 mm à 5.51 mm. De ce fait, la voûte parapluie nous a permis de diminuer le déplacement en voûte à la moitié.

Pour la zone 03 qui traverse les sables moyennement denses (SM) et après le renforcement du front de taille et la mise en place de la voûte parapluie (Figure F.6 de l'annexe F) nous remarquons une importante diminution du déplacement en voûte de 273.86 mm à 23.97 mm et de 120 mm à 12 mm en radier. On remarque aussi une importante diminution du tassement en surface de 260 mm à 22 mm. Le renforcement du front de taille et la mise en place de la voûte parapluie ont permis de diminuer le déplacement en voûte et en radier et aussi d'éviter un tassement important en surface.

Et concernant la zone urbaine qui traverse les grès (G) et après la mise en place de la voûte parapluie (Figure F.8 de l'annexe F) nous remarquons une diminution du déplacement en voûte de 17 mm à 3 mm et ainsi une diminution du tassement en surface de 4 mm à 2 mm. De ce fait, la voûte parapluie nous a permis de diminuer le déplacement en voûte et ainsi diminuer le tassement en surface.

La convergence relative (U_r/r) des soutènements raides ou semi-flexible (cintres métalliques, béton projeté…) est généralement inférieure à $5x10^{-3}$ ce qui est équivalent à un déplacement de 35.5 mm pour le cas de notre projet [24]. De ce fait, nous estimons que toutes les valeurs des déplacements obtenues après la mise en place du pré-soutènement sont des valeurs acceptables au cours du creusement du tunnel.

La comparaison entre les déplacements de la méthode convergence-confinement (CC) et de la modélisation numérique PLAXIS 2D sans renforcement fait objet de l'analyse suivante :

Tableau X.6 Résultats des déplacements

Zone	Zone 01	Zone 02	Zone 03	Zone urbaine
Déplacements de la méthode CC (mm)	88.44	2.98	110.57	1.97
Déplacements de la modélisation numérique PLAXIS 2D (mm)	83.47	10.10	273.96	17.03

Pour les deux zones 02, 03 et 04, nous constatons que les déplacements obtenus depuis le model numérique sont plus élevés que ceux obtenus depuis la méthode convergence confinement sans renforcement.

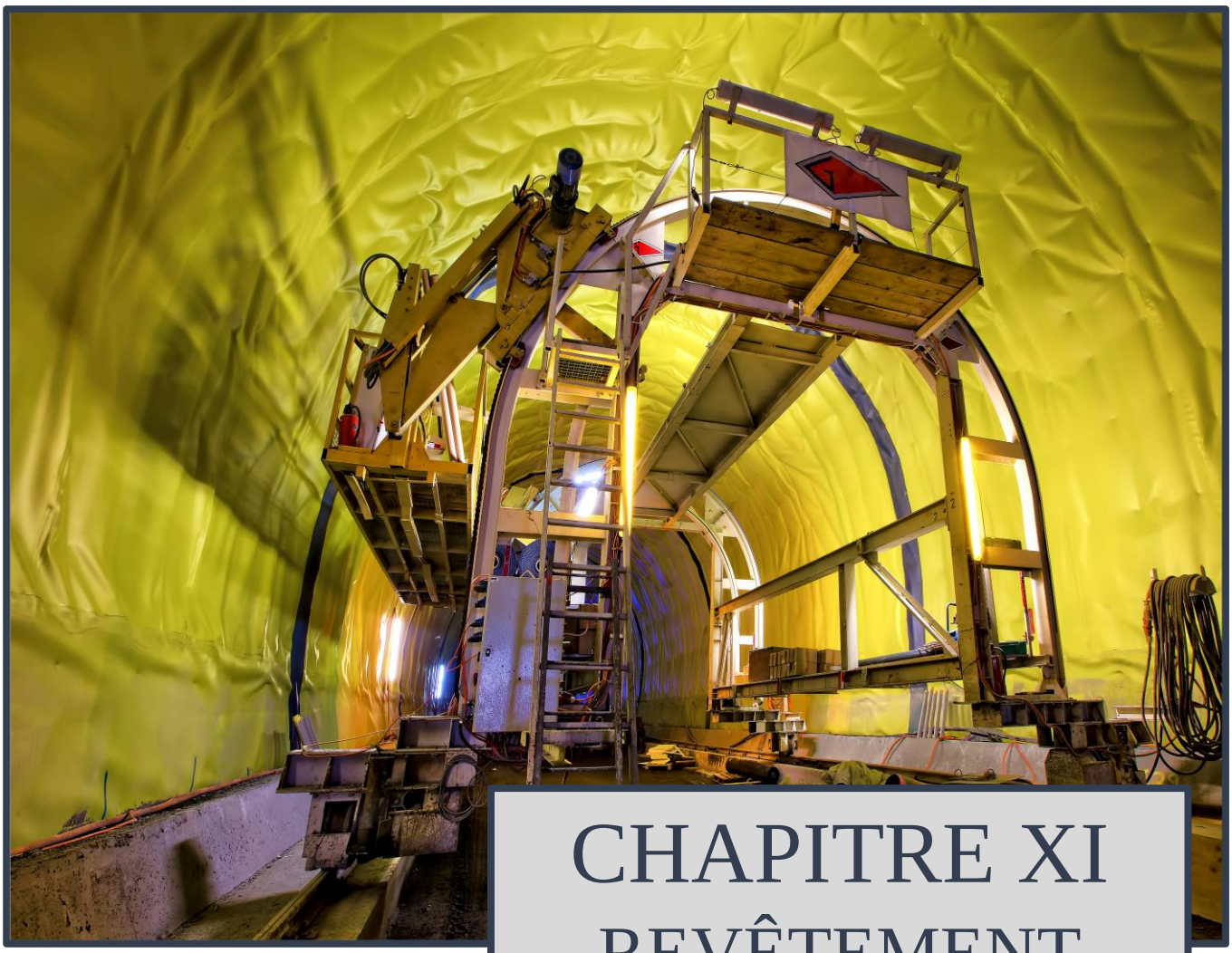
Cette différence de variation des déplacements entre la méthode convergence-confinement et la modélisation numérique, revient principalement aux paramètres relatifs au soutènement simplifiés par la méthode convergence-confinement.

X.5. CONCLUSION

Nous avons pu à travers ce chapitre modéliser nos zones d'étude par le biais du logiciel de calcul géotechnique PLAXIS 2D, ce qui nous a permis de vérifier les déplacements des terrains suivants les creusements choisis dans le chapitre VIII (convergence confinement) et cela avec et sans pré-soutènement.

Nous pouvons conclure qu'après la mise du pré-soutènement les déplacements obtenus deviennent raisonnables et acceptables au cours du creusement en demi-section ou en section divisée selon la zone.

Une fois la vérification du creusement a été faite nous passerons dans le chapitre prochain au dimensionnement du revêtement définitif de notre tunnel.



CHAPITRE XI
REVÊTEMENT DÉFINITIF

CHAPITRE XI : Revêtement définitif.

XI.1. INTRODUCTION

Après stabilisation mécanique de l'excavation à court terme par le soutènement provisoire qui reprend la convergence du terrain, vient la stabilisation mécanique à long terme de l'ouvrage qui va être assurée par le revêtement définitif. Ce dernier reprend les efforts à long terme (fluage, gonflement, ou pression hydrostatique) dus à la perte de résistance du soutènement provisoire par vieillissement, il contribue toute fois à l'étanchéité de l'ouvrage et à améliorer son aspect esthétique.

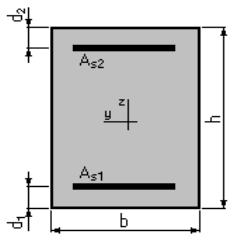
XI.2. MODÉLISATION DU REVÊTEMENT DÉFINITIF

La modélisation du revêtement définitif pour les quatre (04) zones est effectuée à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysis, en commençant par définir les éléments en poutres en béton armé de sections rectangulaires ayant une résistance caractéristique du béton f_{c28} = 40 MPa.

- **Description du model**

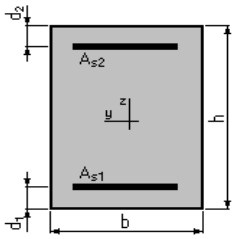
Pour les quatre (04) zones, les sections rectangulaires ont une longueur de 1 m et une épaisseur variable qui est de 50 cm en voûte et 80 cm en piédroits et radier.

Voûte



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

Piédroits et radier



b = 100,0 (cm)
h = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

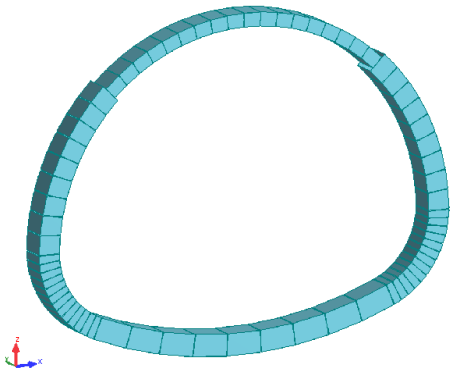


Figure XI.1 Modélisation du revêtement définitif

- **Chargement et résultats**

Les charges appliquées pour le calcul des efforts internes (moment fléchissant, effort normal et effort tranchant) sont les charges verticales, horizontales et radiales exprimées dans le tableau VI.11 du chapitre VI ainsi que la charge d'exploitation du type (M_C120) appliquée au radier.

Les diagrammes des efforts internes (M, N et V) obtenus pour chaque zone suite au calcul par model Robot Structural Analysis sont représentés par les figures G.1, 2, 3 et 4 (jointes en annexe G). Les tableaux ci-dessous résument les valeurs en voute, en piédroits et sur radier.

Tableau XI.1 Efforts internes du revêtement au niveau de la zone 1

	M + (KN.m)	N correspondant (KN)	M - (KN.m)	N correspondant (KN)	T (KN)
Voute	173,37	1317,37	-112,36	1382,21	232,67
Piédroits	1319,70	2587,71	-1319,7	2594,72	1091,50
Radier	329,61	2307,70	-1986,3	1726,41	1925,35

Tableau XI.2 Efforts internes du revêtement au niveau de la zone 2

	M + (KN.m)	N correspondant (KN)	M - (KN.m)	N correspondant (KN)	T (KN)
Voute	39,66	285,45	-17,72	88,58	82
Piédroits	366,04	1514,78	-328,09	1456,50	164,51
Radier	328,61	1556,79	-269,56	1804,41	570,15

Tableau XI.3 Efforts internes du revêtement au niveau de la zone 3

	M + (KN.m)	N correspondant (KN)	M - (KN.m)	N correspondant (KN)	T (KN)
Voute	204,32	1738,73	-135,24	1724,20	277,82
Piédroits	1522,82	3007,36	-1522,82	3016,02	1287,42
Radier	464,70	1919,57	-2394,77	2030,61	2299,03

Tableau XI.4 Efforts internes du revêtement au niveau de la zone urbaine

	M + (KN.m)	N correspondant (KN)	M - (KN.m)	N correspondant (KN)	T (KN)
Voute	36,60	263,75	-17,57	102,68	77,29
Piédroits	345,74	1394,04	-302,64	1335,99	203,37
Radier	283,23	1421,45	-158,90	2051,03	465,49

XI.3. FERAILLAGE DU REVÊTEMENT DEFINITIF

Le ferraillage est calculé à la flexion composée à l'état limite ultime (ELU) [28], pour la voûte, les piédroits et le radier.

- **Données de calcul**
  - Condition de fissuration : très préjudiciable ;
  - Acier :
    ➔ Limite de résistance élastique des aciers : $f_e = 500\ MPa$;
    ➔ Type d'acier : haute adhérence (HA) ;
  - Béton :
    ➔ Résistance caractéristique à la compression du béton : $f_{c28} = 40\ MPa$;
    ➔ Résistance caractéristique à la traction du béton : $f_{t28} = 3\ MPa$.

X.3.1. Ferraillage longitudinal

Le calcul des armatures longitudinales est fait à l'aide du logiciel EXPERT BETON ARME 2010, les notes de calcul sont jointes en annexe G et les résultats peuvent se résumer dans le tableau XI.5 suivant :

Tableau XI.5 Ferraillage longitudinal pour les quatre zones

	Sections d'acier correspondantes à M +						Sections d'acier correspondantes à M -				
Zone	**Élément du revêtement**	**A_{s1} (cm²)**	**$A_{s\ min}$ (cm²)**	**Ferraillage choisi**	**A_{s1} (cm²)**	**Lit**	**A_{s2} (cm²)**	**$A_{s\ min}$ (cm²)**	**Ferraillage choisi**	**A_{s2} (cm²)**	**Lit**
Z 01	Voute	-	6,2	6 HA12	6,79	Int.	-	6,2	6 HA12	6,79	Ext.
	Piédroits	16	-	6 HA20	18,85	Int.	16	-	6 HA20	18,85	Ext.
	Radier	-	9,5	7 HA14	10,78	Ext.	50	-	7 HA32	56,3	Int.
Z 02	Voute	-	6,2	6 HA12	6,79	Int.	-	6,2	6 HA12	6,79	Ext.
	Piédroits	-	9,5	7 HA14	10,78	Int.	-	9,5	7 HA14	10,78	Ext.
	Radier	-	9,5	7 HA14	10,78	Ext.	-	9,5	7 HA14	10,78	Int.
Z 03	Voute	-	6,2	6 HA12	6,79	Int.	-	6,2	6 HA12	6,79	Ext.
	Piédroits	20	-	7 HA20	21,99	Int.	19,9	-	7 HA20	21,99	Ext.
	Radier	-	9,5	8 HA14	12,31	Ext.	64,3	-	8 HA32	64,34	Int.
Z U	Voute	-	6,2	6 HA 12	6,79	Int.	-	6,2	6 HA12	6,79	Ext.
	Piédroits	-	9,5	7 HA 14	10,78	Int.	-	9,5	7 HA14	10,78	Ext.
	Radier	-	9,5	7 HA 14	10,78	Ext.	-	9,5	7 HA14	10,78	Int.

Int. : lit intrados ; Ext. : lit extrados.

X.3.2. Ferraillage transversal

La condition ci-dessous dispense le ferraillage transversal, de ce fait si cette dernière est vérifiée dans une section elle ne sera pas ferraillée transversalement [21] :

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq 0.05 f_{c28} = 0.05 \times 40 = 2\ MPa$$

Avec : τ_u^{max} : Contrainte de cisaillement maximale à l'ELU ;

V_u^{max} : Effort tranchant maximal à l'ELU ;

b : Largeur de la section transversale du revêtement définitif (b = 1m) ;

d = 0,9 h ; h : Hauteur de la section transversale du revêtement définitif.

Le tableau ci-après résume la vérification de cette condition :

Tableau XI.6 Vérification de la condition de résistance au cisaillement pour les quatre (04) zones

Zone	Élément	V_u^{max} (MN)	τ_u^{max} (MPa)	Vérification
Zone 01	Voûte	0.232	0.51	Condition vérifiée
	Piédroit	1.091	1.51	Condition vérifiée
	Radier	1.925	2.67	Condition non-vérifiée
Zone 02	Voûte	0.082	0.18	Condition vérifiée
	Piédroit	0.164	0.22	Condition vérifiée
	Radier	0.570	0.79	Condition vérifiée
Zone 03	Voûte	0.277	0.61	Condition vérifiée
	Piédroit	1.287	1.78	Condition vérifiée
	Radier	2.299	3.19	Condition non-vérifiée
Zone urbaine	Voûte	0.077	0.17	Condition vérifiée
	Piédroit	0.203	0.28	Condition vérifiée
	Radier	0.465	0.64	Condition vérifiée

Nous remarquons, donc, que la condition ci-dessus ne se vérifie pas pour les radiers de la zone 01 et 03. De ce fait, les radiers des zones 01 et 03 doivent être ferraillés transversalement et pour des raisons pratiques sur chantier nous préconisons le ferraillage transversal de tout le radier du tunnel.

Avant le calcul du nombre de barre nécessaire transversalement, nous devons d'abord vérifier la condition suivante pour le radier du tunnel [21] :

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b.d} < \overline{\tau_u}$$

Avec : $\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle limite.

Pour des fissurations très préjudiciables :

$$\overline{\tau_u} = \min\left[\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4\ MPa\right] = min[4\ MPa\ ; 4\ MPa] = 4MPa$$

D'après les résultats obtenus pour τ_u^{max} dans le tableau XI.6 nous remarquons que la condition précédente est vérifiée pour les radiers des quatre (04) zones.

Nous passons, maintenant, au choix du diamètre des barres transversales [21] :

$$\phi_t \leq min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{min}\right\} = 22.85\ mm$$

De ce fait, nous optons pour un $\phi_t = 8\ mm$ en mettant en place 1 cadre + 1 étrier (4HA12).

L'espacement entre les barres transversales se calcule comme suit :

$$St_0 = min\{St_1; St_2; St_3\}$$

Avec :

$St_1 \leq \dfrac{A_t.0.9.f_e.(cos\alpha + sin\alpha)}{b.\gamma_s.(\tau_u^r - 0.3f_{t28}K)}$ $Avec$: K = 0 pour une fissuration très préjudiciable ;

$St_2 \leq \min(0.9d\ ; 40\ cm)$;

$St_3 \leq \dfrac{A_t f_e}{0.4b}$.

Et : $A_t = n\dfrac{\pi\phi^2}{4}$

P_u : La charge verticale répartie ;

h: Hauteur de la section transversale du revêtement définitif

N.B : L'espacement St_1 s'applique uniquement au voisinage des appuis, de ce fait pour un espacement sur tout le radier ce dernier n'est pas valable.

Le tableau ci-dessous résume le choix de l'espacement retenu :

Tableau XI.7 Calcul de l'espacement du ferraillage transversal

Zone	Élément	ϕ_t (mm)	Choix des barres	A_t (cm^2)	St_2 (cm)	St_3 (cm)	St_0 (cm)
Zone 01	Radier	8	4HA8	3.14	40	39.25	35
Zone 02	Radier	8	4HA8	3.14	40	39.25	35
Zone 03	Radier	8	4HA8	3.14	40	39.25	35
Zone urbaine	Radier	8	4HA8	3.14	40	39.25	35

X.3.3. Ferraillage secondaire

En supposant que les sections de béton précédemment présentées en voûte, piédroit et radier sont des dalles de 1 mètre de longueur longitudinalement, leur ferraillage secondaire (perpendiculaire au ferraillage longitudinal principale) se calcule selon la formule suivante [21]

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

Avec : A_r : Section d'armatures secondaires ; A_s : Section d'armatures principales.

Le tableau ci-dessous résume le calcul du ferraillage secondaire :

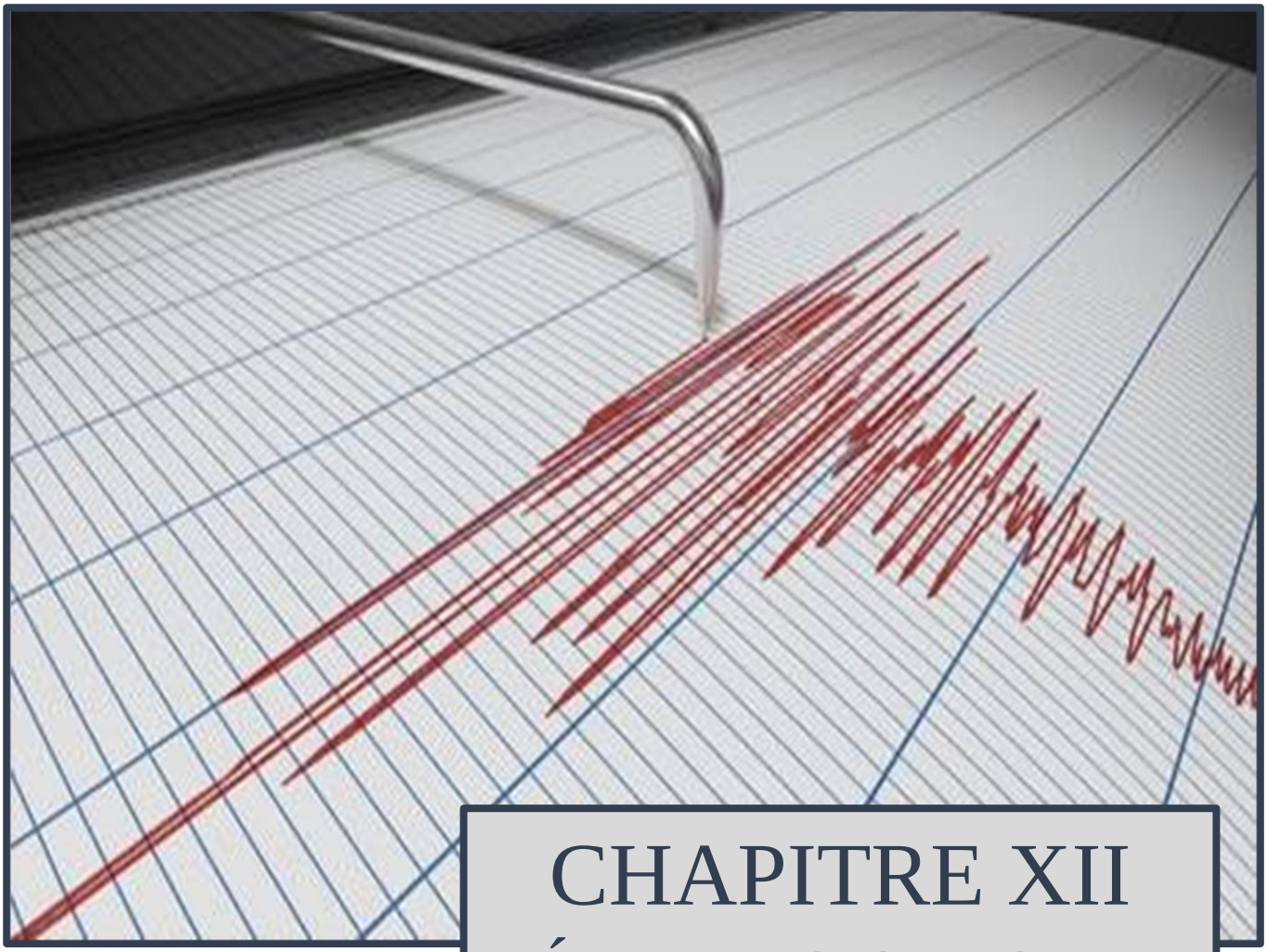
Tableau XI.8 Calcul du ferraillage secondaire pour les quatre (04) zones

Zone	Éléments	Lit	A_r (cm^2)	Choix des barres
Zone 01	Voûte	Intrados	1.69	4HA8
		Extrados	1.69	4HA8
	Piédroit	Intrados	4.71	4HA14
		Extrados	4.71	4HA14
	Radier	Intrados	14.07	4HA25
		Extrados	2.69	3HA12
Zone 02	Voûte	Intrados	1.69	4HA8
		Extrados	1.69	4HA8
	Piédroit	Intrados	2.69	4HA14
		Extrados	2.69	4HA14
	Radier	Intrados	2.69	3HA12
		Extrados	2.69	3HA12
Zone 03	Voûte	Intrados	1.69	4HA8
		Extrados	1.69	4HA8
	Piédroit	Intrados	5.49	4HA14
		Extrados	5.49	3HA16
	Radier	Intrados	16.08	4HA25
		Extrados	3.07	4HA12
Zone urbaine	Voûte	Intrados	1.69	4HA8
		Extrados	1.69	4HA8
	Piédroit	Intrados	2.69	3HA12
		Extrados	2.69	3HA12
	Radier	Intrados	2.69	3HA12
		Extrados	2.69	3HA12

XI.4. CONCLUSION

Nous avons pu, à travers ce chapitre, calculer le ferraillage longitudinal principal et secondaire nécessaire pour reprendre les efforts appliqués sur le revêtement définitif de notre ouvrage. Et en ce qui concerne le ferraillage transversal, nous l'avons préconisé uniquement pour le radier en raison de la non-vérification de la condition de la résistance au cisaillement à son niveau. Pour la voûte et le piédroit, nous préconisons la mise en place de chaise d'armatures pour assurer la bonne adhérence acier-béton et aussi pour maintenir les armatures longitudinales.

Nous aborderons dans le prochain chapitre les différentes vérifications dynamiques dues à une excitation sismique.



CHAPITRE XII
ÉTUDE SISMIQUE

CHAPITRE XII : Étude sismique.

XII.1. INTRODUCTION

Les ouvrages souterrains (tunnels, métros, galeries d'adduction d'eau et d'assainissement, canalisations...) se comportent généralement bien sous les sollicitations de type sismique ; pour un séisme d'intensité donnée, les désordres des ouvrages souterrains sont beaucoup plus faibles que les dommages des ouvrages construits à la surface du sol [29].

Cependant une vérification sismique s'avère importante surtout dans les zones de forte sismicité. De ce fait, ce chapitre portera principalement sur l'estimation des sollicitations sismiques induites sur le tunnel et le calcul du ferraillage nécessaire pour reprendre ces efforts.

XII.2. CLASSIFICATION SELON LE RPOA

XII.2.1. Classification de la zone sismique

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante [30] :

- Zone 0 : Négligeable ;
- Zone I : Faible ;
- Zone IIa : Moyenne ;
- Zone IIb : Élevée ;
- Zone III : Très élevée.

La figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie [30] :

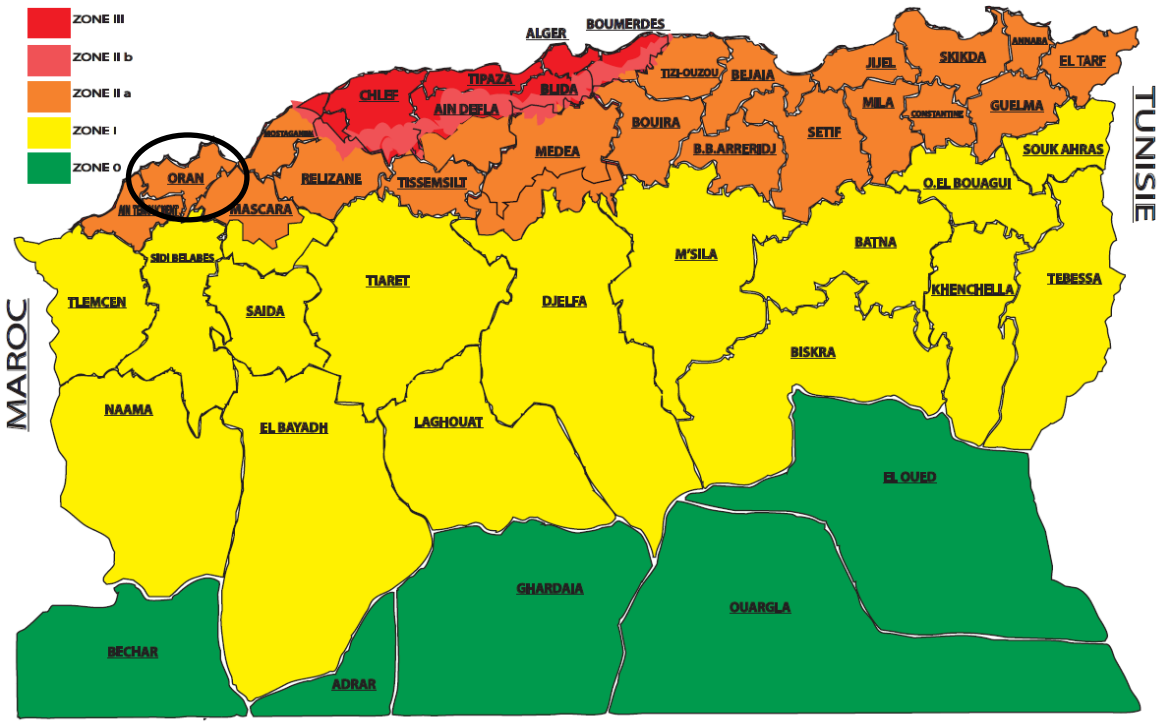


Figure XII.1 Carte de zonage sismique de l'Algérie [30]

Vu que notre tunnel se situe dans la région d'Oran, il est classé dans la zone II.a.

XII.2.2. Classification du tunnel

Selon le RPOA 2008, les tunnels sont classés en deux (02) groupes :

- **Groupe 1 : Tunnels stratégiques**

Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire, soit :

- Les tunnels autoroutiers ;
- Les tunnels sur routes nationales ;
- Les tunnels ferroviaires et de métro.

- **Groupe 2 : Tunnels importants**

Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

Les tunnels classés dans le groupe 2 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage.

Notre tunnel est un tunnel autoroutier, de ce fait, il est classé dans le groupe 1.

XII.2.3. Classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent [30].

- **Catégorie S1 : (site rocheux)**

Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement $Vs \geq 800\ m/s$.

- **Catégorie S2 : (site ferme)**

Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marne ou argiles raides très sûr consolidées sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $Vs \geq 400\ m/s$ à partir de 10 m de profondeur.

La valeur de Vs doit être mesurée sur site. Les roches tendres ou altérées sont à classer en S2 dans le cas ou Vs n'est pas mesurée. Le site ne peut pas être classé en S1 s'il existe plus de 3m de sol meuble entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations.

- **Catégorie S3 : (site meuble)**

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200\ m/s$ 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 $V_s < 200\ m/s$ dans les 20 premiers mètres.

Les classements de nos quatre (04) zones se résume dans le tableau suivant :

Tableau XII.1 Vitesses des ondes de cisaillement des 4 zones selon leur catégorie

Zone	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone urbaine
Catégorie	S3	S2	S4	S2
V_s (m/s)	200	400	180	400

Les coefficients d'accélération des zones sismiques se résument dans le tableau suivant :

Tableau XII.2 Coefficient d'accélération des zones sismiques

Groupe de tunnel	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30

XII.3. SOLLICITATIONS INDUITES SUR LE TUNNEL

La méthode de calcul des sollicitations induites s'applique aux ouvrages souterrains linéaires, dont la longueur est nettement supérieure aux dimensions de la section transversale.

Elle est applicable ouvrages souterrains se situant à faible ou grande profondeur, quelle que soit leur méthode de réalisation.

XII.3.1. Prise en compte de l'interaction terrain structure

L'interaction terrain structure est caractérisée par les coefficients de raideur longitudinale (K_l) et transversale (K_t), exprimés en force par unité de déplacement du terrain longitudinalement ou transversalement et par mètre linéaire de l'ouvrage [30].

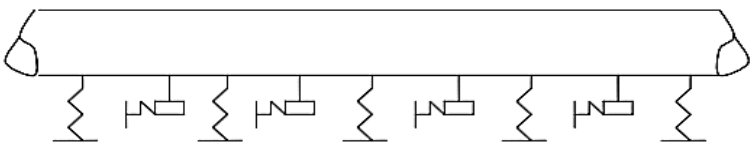


Figure XII.2 Interaction terrain structure

Par approximation, les coefficients de raideur (K_l) et (K_t) sont exprimés par ;

$$K_l = K_t = G$$

Avec :

$G = \rho\, {V_s}^2$: Module de cisaillement dynamique (KPa) ;

ρ : Masse volumique du terrain encaissant (Kg/m^3) ;

V_s : Vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le terrain encaissant (m/s).

XII.3.2. Calcul des efforts internes

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 (K_l) et (K_t), ces appuis étant soumis aux déplacements du terrain en champ libre le long de l'axe du tunnel générés par l'onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde (L) et son amplitude (D_0).

Les efforts internes (M, N et V) sont caractérisés par les valeurs maximales suivantes :

- **Effort axial :** $N_{max} = \frac{\pi}{L} E S D_0 \frac{K_l}{\frac{ES}{2}\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_l}$; avec : $D_0 = \frac{A_0}{4\pi^2 f^2}$; $A_0 = Ag$ et $L = \frac{C}{f}$

A : Coefficient d'accélération de la zone ($A = 0{,}25$) ;

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9{,}81\ m/s^2$) ;

$f = \frac{1}{T_{moy}}$: Fréquence fondamentale du mouvement (Hz) ;

$T_{moy} = \frac{T_1 + T_2}{2}$: Période caractéristique moyenne (s) ;

$T_1\ et\ T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et selon la composante de l'excitation sismique (voir le tableau ci-dessous) ;

$C = \min\left(1000\ {}^{m}/_{S}\ ; V_s\right)$: Vitesse apparente de propagation d'onde (m/s) ;

$S = \pi\ ({R_{ext}}^2 - {R_{int}}^2)$: L'air de la section transversale du tunnel (m²) ;

$I = \frac{\pi}{4}\left({R_{ext}}^4 - {R_{int}}^4\right)$; : Moment d'inertie de la section transversale du tunnel (m^4) ;

R_{ext} : Rayon extérieur équivalent avec soutènement (m) ;

R_{int} : Rayon intérieur équivalent sans soutènement (m).

Le tableau ci-après représente les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie [30] :

Tableau XII.3 Valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie [30]

Site		S1	S2	S3	S4
Composante horizontale	T_1(s)	0,15	0,15	0,20	0,20
	T_2(s)	0,30	0,40	0,50	0,70
Composante verticale	T_1(s)	0,15	0,15	0,20	0,20
	T_2(s)	0,30	0,40	0,40	0,40

- **Flexion longitudinale :** $M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \frac{K_t}{EI\left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t}$
- **Effort tranchant :** $V_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max}$

XII.3.3. Application au projet

La section transversale équivalente du tunnel est assimilée à une forme d'un anneau circulaire, ayant les caractéristiques suivantes :

- Rayon équivalent sans soutènement : R_{int}= 6,75 m ;
- Rayon équivalent avec soutènement : R_{ext}= 7,10 m ;
- L'air de la section transversale : S = 13,30 m² ;
- Le moment d'inertie de la section transversale : I = 317,49 m^4 ;
- Module de déformation instantané du béton : $E_i = 30\,000$ MPa ;
- Rigidité extensionnelle : ES = 3,99× 10^5 MN ;
- Rigidité flexionnelle : EI = 9,52 × 10^6 MN.m².

Après calcul, les longueurs d'ondes de chacune de la composante horizontale et verticale peuvent être présentées par le tableau ci-dessous :

Figure XII.4 Résultats de calculs des longueurs d'ondes

Zone		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone urbaine
ρ (Kg/m^3)		2000	2100	1900	2100
V_s(m/s)		200	400	180	400
$K_l = K_l = G$ (MPa)		80 000	336 000	61 560	32 000
A_0 (m/s²)		2,45	2,45	2,45	2,45
D_0 (mm)		7,61	4,70	12,58	4,70
Composante horizontale	T_{moy} (s)	0,35	0,275	0,45	0,275
	f (Hz)	2,86	3,64	2,22	3,64
	C (m/s)	200	400	180	400
	L (m)	70	110	81	110
Composante verticale	T_{moy} (s)	0,30	0,275	0,30	0,275
	f (Hz)	3,33	3,64	3,33	3,64
	C (m/s)	200	400	180	400
	L (m)	60	110	54	110

La composante horizontale induit l'effort axial (N) et la composante verticale induit la flexion longitudinale (M) et l'effort tranchant (V), dont les valeurs maximales se résument par le tableau suivant :

Tableau XII.5 Résultats des efforts internes dus à l'excitation sismique en tenant compte de l'interaction sol-structure

Effort interne maximal	N_{max} (MN)	M_{max} (MN.m)	V_{max}(MN)
Zone 1	133,60	575,75	60,29
Zone 2	53,43	145,95	8,34
Zone 3	190,95	701,09	81,58
Zone urbaine	53,43	145,95	8,34

XII.4. CALCUL DES ARMATURES D'ACIER

Après calcul des efforts internes sismiques (N, M et V) en utilisant le RPOA, ils seront appliqués à la section du revêtement définitif (anneau fermé), afin de déterminer le ferraillage.

Le ferraillage sera déterminé par l'utilisation du logiciel SOCOTEC – BAELC avec un calcul à l'état limite ultime (ELU). Ce logiciel est destiné au calcul des sections circulaires ou annuaires en béton armé soumises à la flexion simple ou composée, et permet de calculer les sections d'acier selon le règlement BAEL99 à l'état limite ultime (ELU).

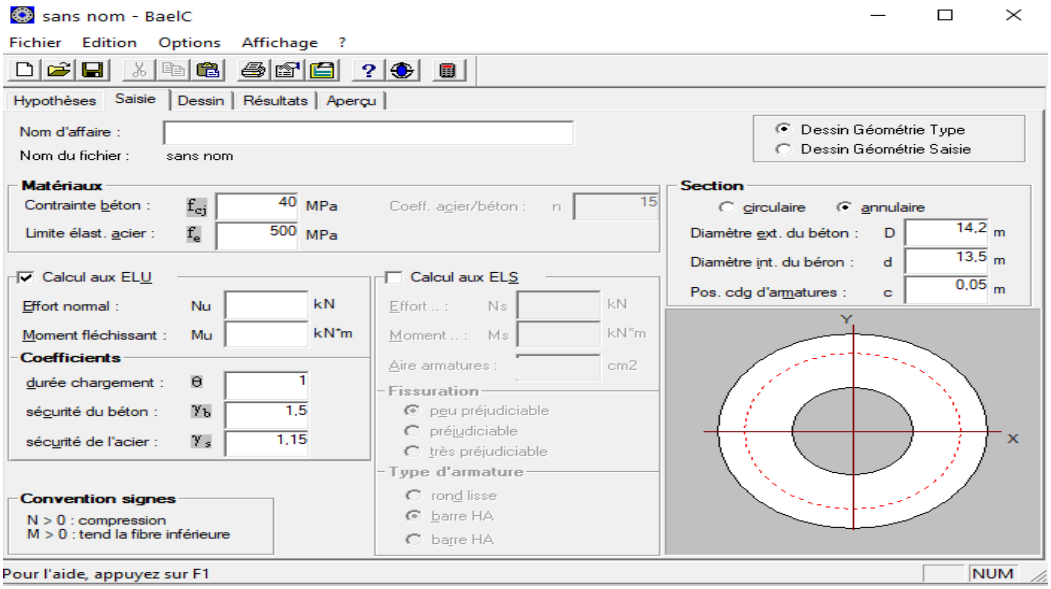


Figure XII.3 Interface du logiciel BaelC

Les notes de calcul du ferraillage à l'aide du BaelC sont jointes en annexe H.

Les sections des armatures longitudinales sont toutes nulles ($A_s = 0$ cm²), et ce pour les quatre (04) zones.

XII.5. CONCLUSION

Nous concluons depuis ce chapitre que les efforts sismiques n'influent pas sur notre ouvrage.



CHAPITRE XIII
OPTIMISATION PAR ANALYSE INVERSE EN GÉOTCHNIQUE

CHAPITRE XIII : Optimisation par analyse inverse en géotechnique (Master).

XIII.1. INTRODUCTION

Ces dernières années, les différentes recherches et avancées technologiques ont fait que l'usage des éléments finis s'est banalisé en géotechnique. La méthode des éléments finis permet de représenter le sol par un modèle constitutif qui peut être utilisé avec une certaine confiance dans les calculs, à condition de bien choisir les valeurs des paramètres. Cependant l'ingénieur, lors de l'étude d'un projet, arrive difficilement à identifier avec exactitude les paramètres constitutifs des couches de sol. De ce fait, le calcul par élément finis pour le dimensionnement des ouvrages géotechnique est limité par une mauvaise reconnaissance des propriétés mécaniques des sols.

Pour pallier ce problème et afin d'avoir une méthode d'identification adaptable à tout type de mesures (essais in situ ou ouvrages instrumentés), une méthode de résolution du problème inverse a été développée. Des valeurs à priori sont données aux paramètres inconnus pour simuler le problème direct associé, à l'aide du code de calcul par éléments finis jusqu'à ce que l'écart entre les résultats du calcul numérique et les mesures in situ soit minimal.

Dans ce chapitre, qui s'inscrit dans le cadre du Master Matériaux et Structures de l'école, nous allons présenter l'analyse inverse en géotechnique, tout en détaillant les différentes méthodes utilisées dans cette analyse et exposer la méthode hybride applicable aux tunnels.

XIII.2. PRÉSENTATION DE L'ANALYSE INVERSE

Comme il a été introduit, les paramètres constitutifs des couches de sols sont difficilement indentifiables et cela car les essais de laboratoire sont basés sur de petits échantillons de sol plus ou moins remaniés et ne sont pas nécessairement représentatifs du massif de sols dans son ensemble. La variabilité des paramètres dans l'espace est négligée et le sol est souvent supposé homogène. Les paramètres sont alors estimés à partir de relations empiriques.

Les points cités ci-dessus montrent que les résultats des calculs en éléments finis sont limités par les incertitudes des paramètres introduit dans le modèle. Et c'est l'essence même de la méthode d'analyse inverse.

En fonction des données du retour d'expérience de l'ingénieur et des différentes sollicitation imposées au système, il pourra ajuster les valeurs d'entrée (input) au modèle pour se rapprocher le plus possible de la réalité du comportement de l'ouvrage. Cette procédure décrit la méthode d'analyse inverse.

Parker et Santamarina décrivent deux types d'approches pour résoudre les problèmes inverses [31] :

- **Analyse inverse par méthode analytique inverse** : Quand les données du problème sont connues avec précision, le problème peut être résolu analytiquement

en utilisant des théories mathématiques. Les paramètres de sols, dans ce cas, sont identifiés en inversant les équations du modèle constitutif.

- **Analyse inverse par méthode numérique directe** : Quand les données du problème sont incomplètes et incertaines, la solution analytique devient difficile à trouver. Santamarina [32] préconise un résolution numérique basée sur des simulations successives par éléments finis à partir de paramètres mécaniques optimisés.

L'analyse inverse par méthode numérique directe, citée ci-dessus, a été expliquer selon Maier et Gioda [33] comme étant une alanyse qui consiste à caler un modèle numérique de sol des données expérimentales par modification itératives des valeurs de paramètres d'entrés (input) du modèle jusqu'à ce que les valeurs en sortie (output) reproduisent au mieux les données observées ie : jusqu'à ce que la fonction erreur, qui quantifie l'écart entre les résultats expérimentaux et numériques, soit minimale.

N.B : Dans ce qui suit nous parlerons uniquement d'analyse inverse par méthode numérique directe.

XIII.3. ÉLABORATION MATHÉMATIQUE DE LA FONCTION ERREUR

Le but à travers l'optimisation en analyse inverse est de déterminer le paramètre p qui permet de minimiser la fonction erreur qui s'exprime pour le i^{ème} point de mesure comme suit :

$$e_i(p) = U_{ei}(p) - U_{ni}(p)$$

Avec :

$U_e = (U_{e1}, U_{e2}, \dots, U_{ei}, \dots)$: Valeurs mesurées ;

$U_n = (U_{n1}, U_{n2}, \dots, U_{ni}, \dots)$: Valeurs calculées ;

La figure ci-dessous montre l'estimation graphique de l'erreur :

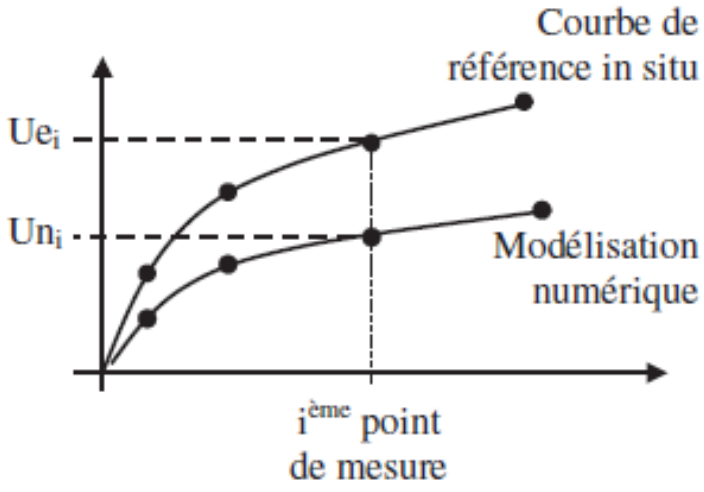


Figure XIII.1 Estimation de l'erreur

Selon Santamarina [32], l'erreur globale caractérisant l'écart entres les valeurs numériques et la valeur expérimentale s'exprime comme suit :

- **La sommes des valeurs absolues F_{err1} :**

$$F_{err1} = \sum_i |e_i|$$

Cette expression caractérise met en évidence la présence d'irrégularités dans la répartition de l'écart entre les deux courbes de valeurs.

- **La norme quadratique des erreurs F_{err2} :**

$$F_{err2} = \left(\sum_i (e_i)^2 \right)^{1/2}$$

Selon Sanramarina [32] ce critère des moindres carrés semble le plus adapté à une analyse inverse.

- **L'erreur maximale F_{err3} :**

$$F_{err3} = \max_i(|e_i|)$$

Ce critère est très sensible aux erreurs de données puisque seule l'erreur la plus importante est considérée.

En géotechnique la fonction erreur est choisie comme une fonction de type moindres carrés (expression F_{err2}).

XIII.4. ANALYSE INVERSE PAR LES METHODES D'OPTIMISATION

Le problème inverse en géotechnique est formulé comme un problème d'optimisation sur un espace de dimension finie. L'analyse inverse par méthode numérique directe est associée à la notion d'optimisation, le but du problème d'optimisation est de minimiser une fonction erreur (F_{err}) définie comme fonction objectif, en mesurant l'écart entre les observations enregistrées lors exécution du projet et les prédictions théoriques d'un modèle numérique. Dans la littérature, les principales méthodes d'optimisation peuvent être réparties en trois (03) catégories ; les méthodes déterministes, stochastiques et hybrides.

XIII.5.1. Méthodes déterministes

Le principe des méthodes déterministes est d'exploiter au mieux l'information connue sur un espace de recherche pour l'estimation de l'optimum. Elles correspondent principalement aux méthodes dites de gradient. Elles n'utilisent aucun concept statistique mais requièrent des hypothèses sur la fonction à optimiser. Cette dernière doit être continue et dérivable en tout point de l'espace de recherche.

Les méthodes déterministes citées par la littérature peuvent être distingués comme suit ; la méthode de la plus grande pente, celle du gradient, celle de Newton, celle de Levenderg-Marquardt (L-M) ou Quasi-Newton.

La méthode du gradient appelée aussi méthode de la plus grande pente ou méthode du gradient à pas optimal est la méthode la plus classique pour minimiser une fonction de plusieurs variables. Elle se base sur l'exploration de l'espace de recherche selon la trajectoire de la plus grande pente, en démarrant par le point M_0 atteignant une ligne droite où la fonction objective est constante M_1, de celle-ci elle suit la plus grande pente pour atteindre la ligne droite en dessous de M_2, ainsi de suite jusqu'à atteindre le minimum global M_R.

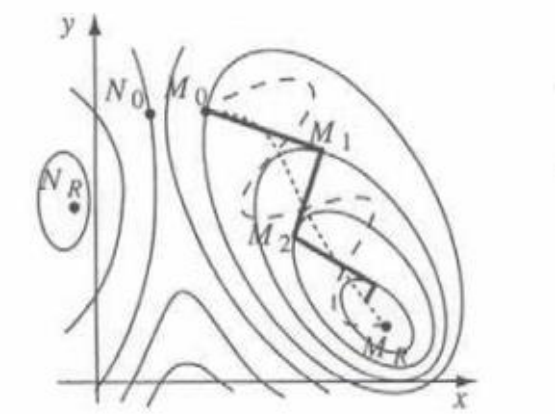


Figure XIII.2 Principe de la méthode du gradient [34]

La méthode du gradient fonctionne bien pour des problèmes simples mais pas pour des problèmes complexes avec de nombreux paramètres.

La méthode de Newton, appelée aussi méthode de Newton Raphson, linéarise la fonction erreur (F_{err}), et converge en général rapidement à condition d'avoir au préalable correctement localisé la solution cherchée. C'est la méthode la mieux adaptée à la résolution de système non linéaire, mais malheureusement elle impose le calcul de la matrice hessienne de (F_{err}) à chaque itération, or la détermination exacte des dérivées secondes de (F_{err}) peut poser quelques difficultés lorsque les observations comportent des erreurs.

Il est reconnu que les méthodes déterministes manquent de robustesse, puisqu'elles évaluent la fonction erreur et ses dérivées localement, elles atteignent des extrema au voisinage du point de départ, le minimum obtenu par ces méthodes ne garantit pas la solution du problème inverse.

De plus, la méthode de gradient dépend de l'existence des dérivées ce qui pose problème, car dans la pratique, la fonction erreur (F_{err}) n'est pas forcément dérivable. Donc les méthodes déterministes sont adaptées qu'à une classe limitée de problèmes inverse.

Les méthodes Quasi-Newton imitent l'algorithme de Newton, sans calcul de la matrice hessienne et son inverse.

XIII.5.2. Méthodes stochastiques

Dans les méthodes stochastiques, l'approche de l'optimum est guidée par un processus stochastique ou aléatoire, elles permettent de prendre en compte des incertitudes sur l'étendue de l'espace de variation des propriétés mécaniques du sol, et de prendre en compte l'influence des paramètres calculés par l'analyse inverse sur les points de mesure.

La méthode de recherche aléatoire du type Monte Carlo est la plus simple des méthodes stochastiques. Elle consiste à tirer sur l'espace de recherche, à chaque itération, un jeu de valeur au hasard. L'évaluation de la fonction (F_{err}) en ce point est alors effectuée avec la comparaison de la nouvelle valeur de (F_{err}) avec la précédente. Si la nouvelle valeur est meilleure que la précédente, cette valeur et sa solution correspondante sont alors enregistrées, si non, la valeur précédente est conservée avec la poursuite de la procédure jusqu'à atteinte des conditions d'arrêt.

Les méthodes aléatoires sont robustes et peu efficaces, dont le recours à des méthodes pseudo-aléatoires est préférable, telle que les algorithmes génétiques (GA) ou le recuit simulé (SA), ces procédures d'exploration utilisent un choix aléatoire comme outil pour guider une exploration intelligente dans l'espace des paramètres.

La figure ci-contre illustre un exemple d'espace des paramètres où G_{ref} est module de cisaillement et ∅ est l'angle de frottement interne.

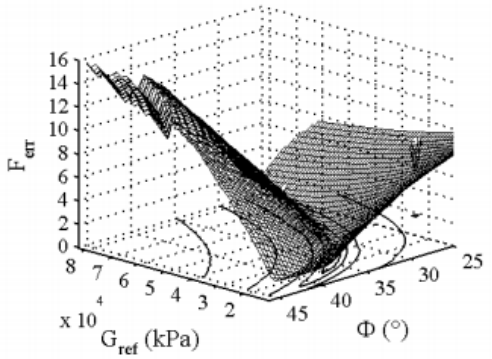


Figure XIII.3 Exemple d'espace de recherche [35]

Les procédures pseudo-aléatoires découlent directement des techniques informatiques d'intelligence artificielle, qui est une technique informatique ayant pour but de faire exécuter par ordinateur des taches pour lesquelles l'homme, dans un contexte donné, exécute mieux qu'une machine.

Les méthodes stochastiques identifient un optimum proche de la solution et non pas l'optimum exacte, leur principal avantage est de n'utiliser que les valeurs de la fonction erreur (F_{err}). Contrairement aux méthodes déterministes de type gradient, aucune information sur la dérivée de la fonction erreur n'est nécessaire. Ces méthodes font appel à des tirages de nombres aléatoires et permettent d'explorer l'espace de recherche plus efficacement.

Les méthodes déterministes et stochastiques se différencient les unes des autres en fonction du degré d'exploration de l'espace de recherche et du degré d'exploitation des informations récoltées sur l'espace de recherche. Sambridge et Mosegaard classent les méthodes d'optimisation selon les deux composantes ; exploration et exploitation de l'espace de recherche [33], comme le montre la figure ci-après :

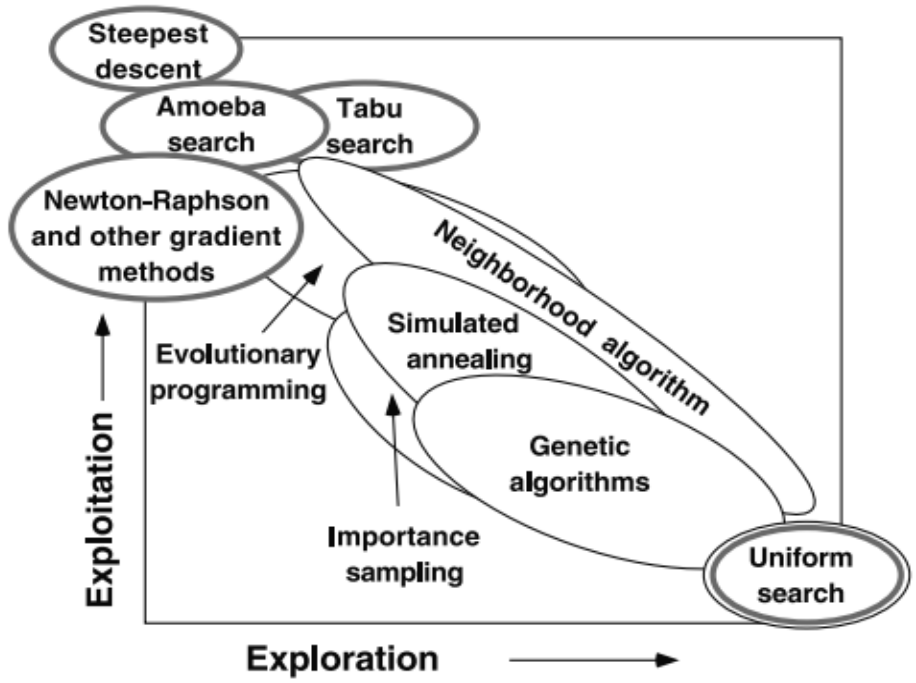


Figure XIII.4 Classification des méthodes selon leur exploration et exploitation de l'espace de recherche [34]

Cette classification montre que les méthodes déterministes exploitent purement les informations depuis l'espace de recherche sans exploration de ce dernier, contrairement aux méthodes stochastiques qui exploitent et explorent l'espace de recherche.

Les algorithmes d'exploitation (i.e. méthodes déterministes) ont une convergence plus efficace mais le résultat final dépend du résultat initial, quant aux algorithmes d'exploration (i.e. méthodes stochastiques) sont couteuses en calculs. Donc la méthode appropriée dépend essentiellement du problème inverse.

XIII.5.3. Méthodes Hybrides

Un hybride est principalement formé en croisant un algorithme génétique avec une technique d'exploitation spécifiquement adaptées à un problème particulier, de ce fait, l'hybride exploite la perspective globale de l'algorithme génétique et la convergence de la technique spécifique.

Les méthodes hybrides sont des méthodes d'optimisation très puissantes, en combinant la globalité et le parallélisme des algorithmes génétiques avec le comportement plus rapidement convergent d'une méthode locale. De ce fait, l'efficacité de la recherche augmente, la précision des résultats est comparable à celles des méthodes déterministes et au niveau du temps de calcul, les méthodes hybrides sont plus rapides que les algorithmes génétiques mais plus lentes que la méthode déterministe [35].

XIII.5. APPLICATION DES MÉTHODES D'OPTIMISATION POUR L'ANALYSE INVERSE DANS LES PROJETS DE TUNNEL

De nombreux chercheurs ont appliqués les méthodes d'optimisation pour l'analyse inverse pour les projets de tunnel, nous pouvons citer ;

Lecampion et al. [36] ont appliqué l'algorithme de Levenderg-Marquardt (L-M), qui correspond à une méthode déterministe, pour l'estimation des paramètres de sol viscoplastique à partir de la convergence d'un tunnel circulaire dans une roche à grande profondeur et de prévoir ainsi sa déformation à long terme. Ils montrent que cette méthode est robuste et efficace.

L'algorithme de Levenderg-Marquardt (L-M) considère la fonction erreur sous forme parabolique en un point donné, la fonction est supposée localement quadratique. L'optimisation par l'algorithme (L-M) est une optimisation non linéaire qui surpasse la méthode du gradient et plus efficace.

Eclaircy-Caudron et al. [37] utilisent un logiciel d'optimisation appelé 'SiDoLo', développé par Pilvin à l'ENS dans les années 1980, ils montrent que les seuls paramètres les plus sensibles sont identifiables, et que l'optimisation depuis une seule courbe expérimentale n'est pertinente que si les paramètres sont identifiés individuellement.

SiDoLo est un logiciel d'optimisation hybride, basé sur la méthode de la plus grande pente combinée à l'algorithme de Levenderg-Marquardt (L-M). La méthode de la plus grande pente permet d'améliorer l'estimation initiale des paramètres. En suite l'algorithme de Levenderg-Marquardt (L-M) est utilisé pour accélérer la convergence en phase finale d'identification. Ce code est utilisé avec le code de calcul éléments finis CESAR du LCPC comme le montre la figure ci-dessous, et présente l'avantage d'être indépendant du code de calcul numérique éléments finis et de la loi de comportement.

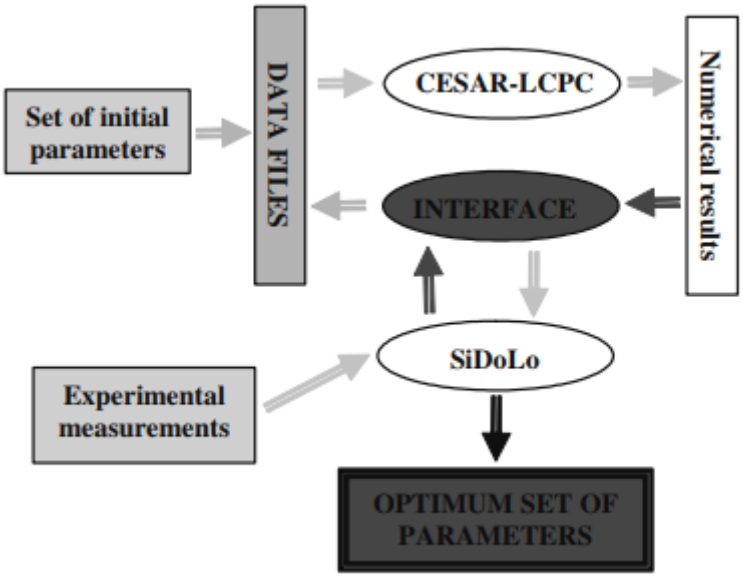


Figure XIII.5 Principe de fonctionnement du logiciel SiDoLo [38]

Swobada et al. [39] appliquent la méthode du gradient conjugué de Fletcher (BFGS) à un problème d'excavation de tunnel, ils montrent que l'obtention de pertinents résultats sur l'estimation des paramètres d'un sol, dépend intégralement des données expérimentales.

La méthode BFGS, est un algorithme dérivé de la méthode Quasi-Newton, développée par Broyden, Fletcher, Goldfarb et Shanno. Cette méthode est robuste et converge rapidement.

XIII.6. CONCLUSION

La notion d'analyse inverse matérialise concrètement le retour d'expérience dans la géotechnique, à travers l'obtention des paramètres d'entrée (input) depuis les observations enregistrées sur chantier.

A travers cette présente étude bibliographique, nous avons pu synthétiser les notions liées à l'analyse inverse et l'optimisation qui l'associe, ainsi que l'emploi des différentes méthodes d'optimisation dans la géotechnique, en particulier dans les projets de tunnel.

A commencer par la définition du problème d'analyse inverse, puis exposition la solution trouvée dans la littérature à travers différentes méthodes d'optimisation avec comparaison entre elles, enfin l'élaboration de ces méthodes aux tunnels.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent mémoire pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Travaux Publics, a pour objectif la conception et l'étude du tunnel autoroutier en bitube de la pénétrante du port d'Oran. Ce dernier nous a, particulièrement, aider à consolider nos compétences acquises durant nos trois dernières années du cycle ingénieur à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, et, ainsi, découvrir la complexité et l'importance des ouvrages souterrains.

Ce travail traite principalement une phase de conception de la section transversale qui fera l'objet d'étude détaillé dans les prochaines phases à savoir ; la phase de reconnaissance, de classification des unités géotechniques rencontrées et d'estimation des charges dues aux terrains ; la phase de vérification de la stabilité du soutènement et du pré-soutènement ; et la phase finale du dimensionnement du revêtement définitif et de la vérification sismique.

Dans ce même travail, un chapitre a été consacré au volet Master qui aura pour principale objectif la présentation de l'optimisation par la méthode d'analyse inverse en géotechnique.

Cette expérience est pour nous un véritable atout car elle nous a guidé vers l'affinage de notre projet professionnel, et elle nous a donné l'occasion d'acquérir de nouvelles compétences, telles que les capacités de synthèses et d'analyse, l'élaboration de solutions novatrices pour résoudre un problème, la planification et la gestion du temps.

BIBLIOGRAPHIE

[1] P. DUFFAUT, Urbanisme souterrain : Demandes, offres, contraintes et avantages, *Revue techniques de l'ingénieur* n° C3062 V1

[2*] Guide du béton coffré en tunnel*, Centre d'études des tunnels, juin 1983

[3] M. QUARTE, Sécurité des tunnels routiers-Dispositions techniques, *Revue techniques de l'ingénieur* n° C5575 V1

[4] *Dossier pilote des tunnels*, Equipements section 4.2 éclairage, Centre d'études des tunnels novembre 2000

[5] Instruction technique relative aux dispositions de sécurité dans les nouveaux tunnels routiers (conception et exploitation), circulaire interministérielle n° 2000-63 du 25 aout 200 relative à la sécurité dans les tunnels du réseau routier national

[6] *Dossier pilote des tunnels* document n° 2 -GEOMETRIE-, CETU (Centre d'étude des tunnels) décembre 1990. p 40-44

[7] D*esign of Tunnels - Road Tunnels* - SIA 197 and 197/1 section 2 SIA norm (Swiss Society of Engineers and Architects)

[8] Cours conception des ouvrages souterrains, M. AKCHICHE

8] Cours conception des ouvrages souterrains, M. AKCHICHE

[9] Jay AMERATUNGA, Nagaratnam SIVAKUGAN et Braja M. DAS, *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*, India, Springer 2016

[10] Laurent VULLIET, Lyesse LALOUI et Jian ZHAO., *Mécanique des sols et des roches avec écoulement souterrains et transferts de chaleur Vol. 18*, Romande France, Presses Polytechniques et universitaires Romande 2016

[11] E. HOEK and DIEDERICHS M.S., *Empirical estimation of rock mass modulus*, Canada, Science Direct, Juin 2005

[12] Jean-Claude BERBRUGGE Cristian SCHROEDER., *Correlations for Soils and Rocks*, London UK, ISTE 2018

[13] *Dossier pilote des tunnels génie civil* – Section 4 – Procédés de creusement et de soutènement. CETU Juillet 1998

[14] Z. T. BIENIAWSKI *Engineering Rock Mass Classifications, A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*, Canada, Wiley 1989

[15] Pietro LUNARDI, *Design and Construction of Tunnels Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS)*, Berlin, Springer 2008

[16] Cours ouvrages souterrains - calcul des charges R. HEBIB

[17] Antoine HENRY, rapport d'option, Mines PariTech, *Conception d'une nouvelle méthode de soutènement descenderie de de Saint Martin la Porte,* Juillet 2007

[18] Carlos CARRANZA-TORRES, *Modelling composite sections (e.g, steel sets and shotcrete),* February 2004

[19] Marc PANET, *La méthode convergence confinement*, Recommandations de l'AFTES, groupe de travail N° 170, 2002

[20] C. CHERCHALI, *Tunnel Calcul Soutènement Provisoire* Tome 1, Alger Dehard, 1993

[21] Béton armé aux états limites - BAEL 99

[22] Eurocode 3 : Calcul des structures métalliques

[23] Poteaux et poutres en flexion composée cours charpente métallique ENSTP

[24] Cours ouvrages souterrains – La méthode convergence-confinement. R. HEBIB.

[25] Calcul analytique des tunnels ; Stabilité du front, cours ENSTP R. HEBIB

[26] Jean-Pierre JANIN,Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie), thèse de doctorat, encadré par Daniel DIAS, Ecole doctorale MEGA de Lyon, 2012

[27] Manuel PLAXIS

[28] Revêtement des tunnels : Conception – dimensionnement – vérification. MS Tunnel et Ouvrages souterrains. INSA Lyon – ENTPE.

[29] J.F. COUDERT, M. PANET, J. ROBERT, *Comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterrains, Génie Parasismique*, vol. Vil-8, pp. 817-831, Presses des Ponts et Chaussées, Paris.

[30] Partie I et II des règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

[31] L.P. PARKER, Understanding inverse theory. Ann. rev. Earth Planet. Sci., 5:35–64, 1977.

[32] J.C. Santamarina and D. Fratta. *Introduction to discrete signals and inverse problems in civil engineering,* ASCE Press, 1998.

[33] G. MAIER and G. GIODA, *Optimization methods for parametric identification of geotechnical systems. In Numerical methods in geomechanics,* Braga, Portugal, 1981.

[34] M. SAMBRIDGE and K. MOSEGAARD, *Monte Carlo methods in geophysiscal inverse problems.*

[35] S. LEVASSEUR, *Analyse inverse en géotechnique : développement d'une méthode à base d'algorithmes génétiques*, Université de JOSEPH FOURIER – GRENOBLE 1.

[36] B. LECAMPION, A. CONTANTINESCU, and D. NGUYEN MINH. Parameter identification for lined tunnels in viscoplastic medium. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.*

[37] S. ECLAIRCY-CAUDRON, D. DIAS, and R. KASTNER. Determination of soil parameters from an inverse analysis of a tunnel excavation. In *Proceedings of the* 10th *Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics*.

[38] D. DIAS and R. KASTNER, Assessment of soil parameters met during a tunnel excavation: Use of inverse analysis on in situ measurements - case of Bois de Peu (France). *ResearchGate.*

[39] G. SWOBODA, Y. ICHIKAWA, Q. DONG, and M. ZAKI. Back analysis of large geotechnical models. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* 23 :1455–1472, 1999.

ANNEXE A

COUPE LITHOLOGQUE ET RESULTATS DES ESSAIS

ANNEXE A : Coupe lithologique et résultats des essais.

A.1. RESULTATS DES ESSAIS IN-SITU

A.2.1. Essai au pénétromètre dynamique (SPT)

Les résultats détaillés de l'essai au pénétromètre dynamique (SPT) sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau A.1 Tableau récapitulatif des résultats de l'essai SPT

Unité	Essai SPT			
	Sondage			N_{SPT}
	Code	Profondeur (m)		
		Début	Fin	
G	BH-43	3,00	3,45	Refus
G	BH-43	4,50	4,71	50
G	BH-43	6,00	6,28	50
SC_{SL}	BH-43	12,60	13,05	47
SC_{SL}	BH-43	15,00	15,22	50
SC_{SL}	BH-43	17,00	17,45	59
SC_{SL}	BH-43	19,20	19,55	45
SC_{SL}	BH-43	21,20	21,55	Refus
SC_{SL}	BH-43	22,53	22,93	50
SC_{SL}	BH-43	25,19	25,50	Refus
SC_{SL}	BH-43	26,70	27,15	Refus
SC_{SL}	BH-43	27,30	28,05	50
G	BH-45	3,00	3,05	Refus
G	BH-45	7,00	7,05	Refus
SC_{SL}	BH-45	13,00	13,05	50
SC_{SL}	BH-45	15,20	15,65	54
SC_{SL}	BH-45	17,09	17,10	50
SM	BH-45	19,10	19,55	27
G	BH-45	29.00	29.50	Refus
G	BH-45	33,10	33,53	Refus
SM	BH-45	42,00	42,45	27
SC_{SL}	BH-45	45,00	45,20	50
G	BH-46	1,00	1,05	Refus
G	BH-46	17,50	17,57	Refus
SC_{SL}	BH-46	31,00	31,45	48
SC_{SL}	BH-46	32,70	33,15	54
SC_{SL}	BH-46	34,55	35,00	Refus
SC_{SL}	BH-46	36,10	36,55	48
SC_{SL}	BH-46	43,50	43,75	50
G	BH-47	1,50	1,65	Refus
G	BH-47	3,30	3,37	50
G	BH-47	5,00	5,27	50
G	BH-47	20,50	20,69	Refus
SC_{SL}	BH-47	25,20	25,45	50

G	BH-47	59,00	59,45	Refus
G	BH-48	1,50	1,65	Refus
G	BH-48	3,15	3,50	46
G	BH-48	5,30	5,42	50
G	BH-48	14,20	14,62	Refus
G	BH-48	16,10	16,37	50
G	BH-48	17,30	18,22	Refus
G	BH-48	20,00	20,42	Refus
SC_{SL}	BH-48	22,00	22,45	36
SC_{SL}	BH-48	24,45	24,70	50
SC_{SL}	BH-48	28,10	28,21	50
SC_{SL}	BH-48	30,50	30,70	50
G	BH-49	1,90	2,15	50
SC_{SL}	BH-49	23,00	23,29	50
SC_{SL}	BH-49	33,00	33,12	50
SC_{SL}	BH-49	9,20	9,59	Refus
G	BH-51	1,95	2,32	Refus
G	BH-51	4,20	4,40	50
G	BH-51	10,50	10,85	Refus
G	BH-51	15,00	15,45	56

A.2.2. Essai pressiométrique (PR)

Les résultats détaillés de l'essai pressiométrique sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau A.2 Tableau récapitulatif de l'essai pressiométrique

Unité	**Essais pressiométriques**				
	Sondage		**E_P (Mpa)**	**P_l (Mpa)**	**P_f (Mpa)**
	Code	**Profondeur (m)**			
G	PR-21	3.00	14.02	1.63	0.81
G	PR-21	6.50	218.81	4.85	4.85
G	PR-21	9.00	226.04	5.02	5.02
G	PR-21	11.70	195.34	5.03	4.54
SM	PR-21	15.00	21.20	1.46	0.41
SC_{SL}	PR-21	18.50	72.08	3.94	1.97
SC_{SL}	PR-21	21.50	21.52	2.40	0.91
SC_{SL}	PR-21	24.00	35.62	2.47	0.93
SC_{SL}	PR-21	26.50	52.82	4.09	2.19
SC_{SL}	PR-21	30.00	23.82	2.55	1.14
SC_{SL}	PR-21	33.00	98.93	5.24	1.70
SC_{SL}	PR-21	36.00	18.80	1.91	0.99
SC_{SL}	PR-21	39.00	24.78	2.46	1.31

G	PR-25	3.00	77.99	3.14	1.44
G	PR-25	6.00	170.71	4.94	4.45
SM	PR-25	9.00	28.81	1.96	0.56
G	PR-25	12.00	179.10	4.85	2.05
G	PR-25	15.00	96.70	5.73	2.52
G	PR-25	18.00	84.26	5.04	4.56
G	PR-25	21.00	69.24	2.81	1.45
G	PR-25	24.00	151.96	4.97	2.08
SC_{SL}	PR-25	27.00	224.75	5.19	5.19
SC_{SL}	PR-25	30.00	269.63	5.22	4.72
SC_{SL}	PR-25	33.00	148.46	5.78	3.38
SC_{SL}	PR-25	36.00	99.05	6.24	4.26
SC_{SL}	PR-25	39.00	189.78	6.10	4.40
G	PR-26	3.00	190.51	6.54	6.92
G	PR-26	6.00	57.07	3.13	1.48
G	PR-26	9.00	119.61	4.83	1.85
G	PR-26	12.00	250.31	5.03	4.54
G	PR-26	15.00	194.19	5.52	3.42
SC_{SL}	PR-26	18.00	70.13	3.19	1.67
SC_{SL}	PR-26	21.00	204.80	6.98	4.03
SC_{SL}	PR-26	24.00	52.63	5.23	3.67
SC_{SL}	PR-26	27.00	223.93	5.17	4.68
SC_{SL}	PR-26	30.00	170.75	6.52	4.97
SC_{SL}	PR-26	33.00	66.02	3.31	1.98
SC_{SL}	PR-26	36.00	213.18	4.60	1.88
G	PR-27	3.00	185.82	6.18	3.94
G	PR-27	6.00	272.54	4.94	4.94
G	PR-27	9.00	92.72	6.07	3.06
G	PR-27	12.00	120.70	6.12	3.51
G	PR-27	15.00	119.29	6.00	3.27
G	PR-27	18.00	104.79	6.29	3.43
SC_{SL}	PR-27	21.00	92.36	5.08	1.93
SC_{SL}	PR-27	24.00	193.03	5.25	2.50
SC_{SL}	PR-27	27.00	79.12	5.30	3.17
SC_{SL}	PR-27	30.00	169.05	6.26	4.23
G	PR-27	33.00	163.75	5.26	5.06
G	PR-27	36.00	99.06	5.60	4.46
G	PR-27	39.00	113.16	6.07	3.78

G	PR-24	3.00	92.77	5.11	2.35
SM	PR-24	6.50	16.35	2.38	1.06
G	PR-24	9.00	170.69	4.98	4.48
G	PR-24	11.70	171.49	5.00	4.73
G	PR-24	15.00	125.57	3.82	1.66
G	PR-24	18.00	90.10	4.35	1.71
G	PR-24	21.00	52.00	3.98	2.07
G	PR-24	24.00	156.04	5.14	2.87
SC_{SL}	PR-24	27.00	113.63	4.76	2.59
SC_{SL}	PR-24	30.50	236.41	5.10	5.10
SC_{SL}	PR-24	33.50	110.82	6.48	4.08
SC_{SL}	PR-24	36.00	/	/	/

A.2. RÉSULTATS DES ESSAIS AU LABORATOIRE

A.3.1. Essais de compression uni-axiale

Tableau A.3 Tableau récapitulatif de l'essai de compression uni-axiale

Sondage	Profondeur (m)	Résistance à la compression simple σ_c (MPa)
BH-43	10.8-12	1.34
BH-45	20.3-20.6	1.98
	52.1-52.3	4.64
BH-46	3-4.5	17.9
	15.5-17.5	0.86
	49-52.5	2.76
BH-47	9-10	7.7
	14-15	5.2
	30-31	1.2
	32-33	2.8
	34.5-35	3.6
	46-46.5	1
	51-53	0.8
BH-51	29.5-31.5	3.3
	33.5-34	4.5

A.3.2. Essai de la résistance à la compression entre pointes (Essai Franklin)

Tableau A.4 Tableau récapitulatif de l'essai de compression à la compression entre pointe (Essai Franklin)

Sondage	Profondeur (m)	Is $_{50}$ (MPa)
BH-43	10.8 - 12	0.01
BH-45	20.3 - 20.6	0.1
	52.1 - 52.3	0.07
BH-46	3 - 4.5	0.97
	33.15 - 34.65	0.02
	42 - 43.5	0.05
	49 - 52.5	0.21
	62 - 63.5	0.22
BH-47	9 – 10	0.24
	14 – 15	0.13
	30 – 31	0.1
	32 – 33	0.01
	34.5 – 35	0.03
	46 – 46.5	0.01
	51 – 53	0.01
BH-51	21.5 – 23	0.16
	29.5 – 31.5	0.1
	33.5 – 34	0.13

A.3. CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX

Tableau A.5 Classification RMR$_{89}$

Unité	Résistance de la matrice rocheuse		RQD		Espacement des discontinuités		État des discontinuités		Eaux souterraines		Note RMR$_{89}$
	σ_c (MPa)	Note	RQD (%)	Note	Espacement (m)	Note	État	Note	Condition générale	Note	
G	8	2	44.45	6	0.06-0.2	8	Voir tableau IV.6	8	Humide	7	31

Tableau A.6 Notes selon les états de discontinuités de la masse rocheuse

État des discontinuités		Note
Longueur des discontinuités (m)	10-20	1
Ouverture (mm)	1-5	1
Rugosité	Rugueuse	5
Remplissage	Remplissage tendre > 5 mm	0
Altération	Très altéré	1

Le RMR_{89} ne prend pas en considération l'orientation des discontinuités, pour cela un ajustement de la note RMR sera établi en tenant compte l'orientation des discontinuités d'après Bieniawski (1989). Selon la direction du pendage et des couches, pour un tunnel la note de correction du RMR est indiquée dans le tableau A.7 ci-dessous :

Tableau A.7 Notes selon l'orientation des discontinuités

Direction du pendage	Très favorable	Favorable	Neutre	Défavorable	Très défavorable
Note	0	- 2	- 5	- 10	- 12

La sélection de la direction du pendage est faite selon l'orientation des couches par rapport à l'axe du tunnel, et comme le montre le tableau A.8 ci-après.

Tableau A.8 Direction du pendage selon l'orientation des couches par rapport à l'axe du tunnel [4]

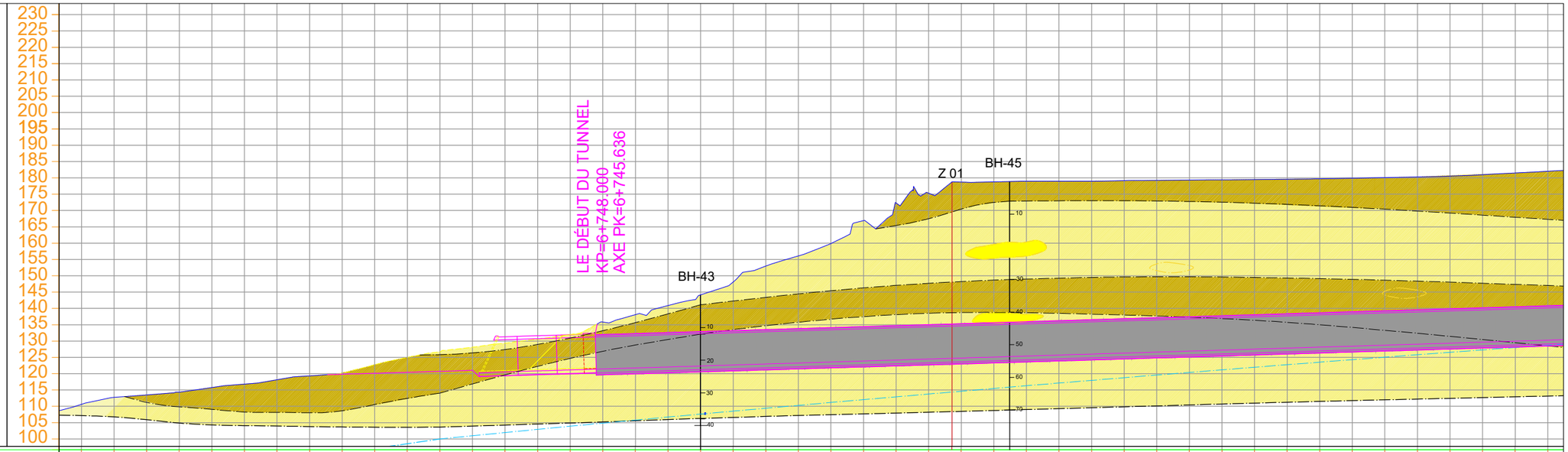
Couches perpendiculaires à l'axe du tunnel				Couches parallèles à l'axe du tunnel		Pendage 0°-20°
Avancement avec pendage		Avancement contre pendage				
Pendage 45°-90°	Pendage 20°-45°	Pendage 45°-90°	Pendage 20°-45°	Pendage 45°-90°	Pendage 20°-45°	Indépendamment des couches
Très favorable	Favorable	Neutre	Défavorable	Très défavorable	Neutre	Neutre

A.4. COUPE LITHOLOGIQUE

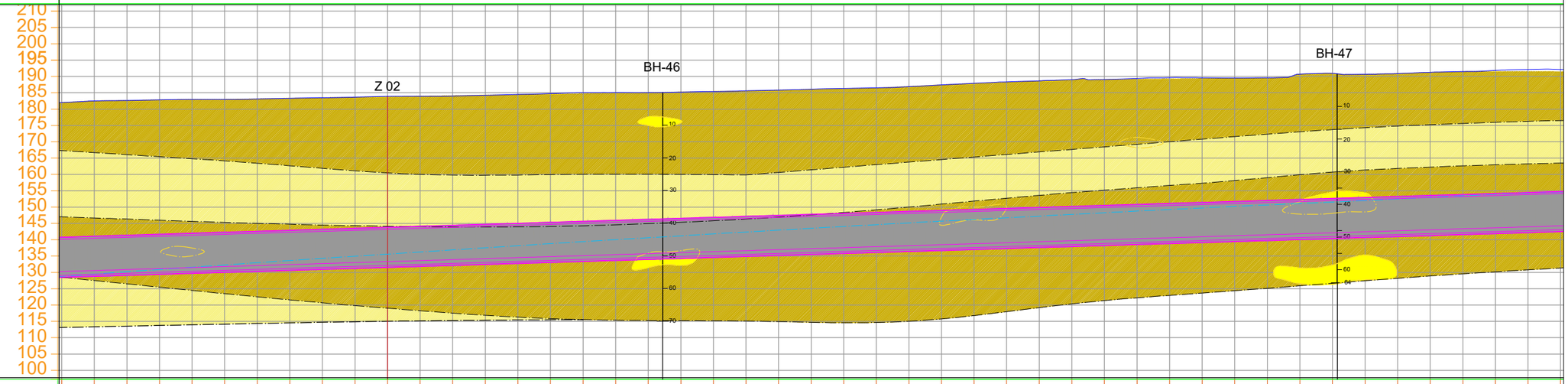
La coupe lithologique est représentée sous format A3 ci-après.

Légende

- Grès (G)
- Sable Moyen (SM)
- Sable Consolidé semi-lapidifié (SC_{SL})
- Nappe phréatique
- Lentilles sableuses
- Sondage carotté (BH)
- Zone d'étude



COTES PROJET	117.957 118.260 118.562 118.864 119.167 119.469 119.772 120.074 120.377 120.679 120.982 121.285 121.588 121.891 122.194 122.497 122.800 123.103 123.406 123.709 124.013 124.316 124.619 124.923 125.226 125.530 125.833 126.137 126.440 126.744 127.048 127.351 127.655 127.959 128.263 128.567 128.871 129.175 129.479 129.783 130.087 130.391 130.695 130.999 131.303 131.607
COTES TERRAIN NATUREL	110.615 112.733 113.486 114.351 115.759 116.804 118.135 119.333 120.151 122.729 124.976 126.695 128.096 129.339 130.598 131.974 135.831 138.091 140.854 144.125 148.071 152.958 156.083 159.864 166.908 172.283 175.293 178.675 178.756 178.952 178.947 178.947 179.166 179.248 179.324 179.400 179.477 179.580 179.702 179.876 180.071 180.261 180.506 180.956 181.491 182.017
DISTANCES CUMULEES	6+590 6+600 6+610 6+620 6+630 6+640 6+650 6+660 6+670 6+680 6+690 6+700 6+710 6+720 6+730 6+740 6+750 6+760 6+770 6+780 6+790 6+800 6+810 6+820 6+830 6+840 6+850 6+860 6+870 6+880 6+890 6+900 6+910 6+920 6+930 6+940 6+950 6+960 6+970 6+980 6+990 7+000 7+010 7+020 7+030 7+040



COTES PROJET	131.607 131.911 132.216 132.520 132.824 133.128 133.433 133.737 134.041 134.346 134.650 134.954 135.259 135.563 135.868 136.172 136.476 136.781 137.085 137.390 137.694 137.998 138.303 138.607 138.912 139.216 139.521 139.825 140.129 140.434 140.738 141.043 141.347 141.651 141.956 142.260 142.564 142.869 143.173 143.477 143.782 144.086 144.390 144.694 144.998 145.303 145.607
COTES TERRAIN NATUREL	182.017 182.494 182.639 182.852 182.940 182.963 183.086 183.306 183.480 183.656 183.898 183.919 183.981 184.231 184.481 184.754 185.002 185.049 185.048 185.209 185.400 185.585 185.823 186.085 186.318 186.497 186.862 187.394 187.902 188.335 188.668 188.984 189.060 189.352 189.640 189.596 189.516 189.590 190.716 190.952 190.653 190.879 191.289 191.485 191.844 192.146 192.155
DISTANCES CUMULEES	7+040 7+050 7+060 7+070 7+080 7+090 7+100 7+110 7+120 7+130 7+140 7+150 7+160 7+170 7+180 7+190 7+200 7+210 7+220 7+230 7+240 7+250 7+260 7+270 7+280 7+290 7+300 7+310 7+320 7+330 7+340 7+350 7+360 7+370 7+380 7+390 7+400 7+410 7+420 7+430 7+440 7+450 7+460 7+470 7+480 7+490 7+500

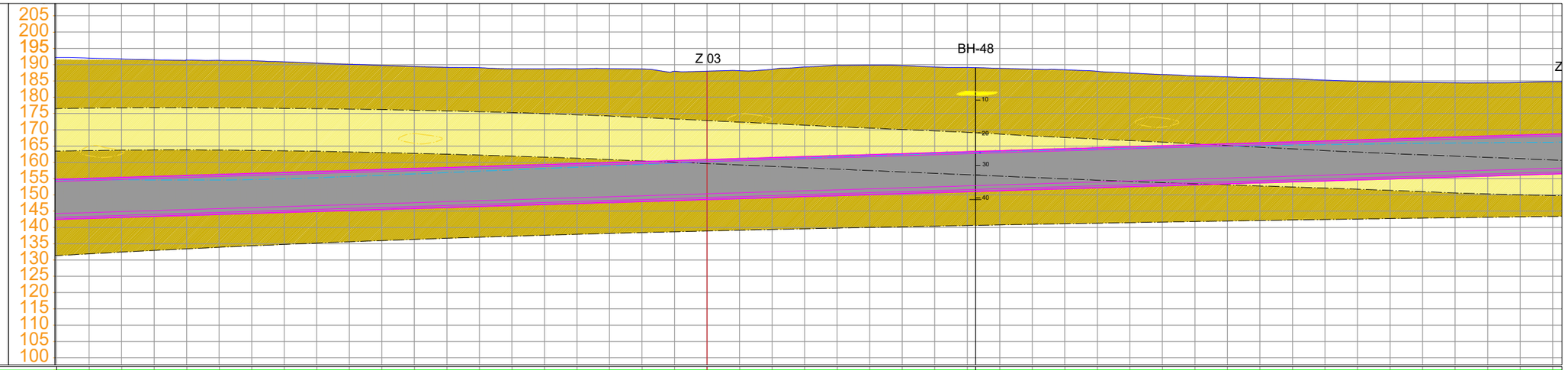
ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	Année universitaire
Conception et étude du tunnel autoroutier de la pénétrante du port d'Oran Profil en long 1/2	KHECHA Karam SAIAH Mohamed	HEBIB Rafik	1/3000	2019/2020

Légende

- Grès (G)
- Sable Moyen (SM)
- Sable Consolidé semi-lapidifié (SC_{sl})
- Nappe phréatique
- Lentilles sableuses
- Sondage carotté (BH)
- Zone d'étude



| | | |

ANNEXE B
PRÉDIMENSIONNEMENT EMPIRIQUE

ANNEXE B : Prédimensionnement empirique.

B.1. CLASSIFICATION DE L'AFTES

La classification des terrains d'après les recommandations de l'AFTES est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau B.1 Classification des terrains selon les recommandations de l'AFTES

Catégorie	Désignation	Exemples	Rc (MPa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	>200
R2a	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granits, grès et calcaire de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats compacts	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes compactes, conglomérats peu consistants	40 à 20
R4	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux gypses ou craies altérés	6 à 0.5
R5b		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	<0.5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	

B.2. CREUSEMENT

Les recommandations de Z. BIENIAWSKI des méthodes de creusement sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau B.2 Recommandations de Z. BIENIAWSKI pour la méthode d'excavation

RMR	Classe du massif rocheux	Méthode d'excavation
81-100	- Très bonne roche (A)	- Creusement à pleine section ; - Pas d'excavation : 3,0 m.
61-80	- Bonne roche (B)	- Creusement à pleine section ; - Pas d'excavation : 1,0 – 1,5 m ; - Soutènement complet à 20 m du front.
41-60	- Roche moyenne (C)	- Creusement en demi-section ; - Pas d'excavation : 1,5 - 3,0 m en demi-section supérieure ; - Soutènement mis en place à une distance inférieure à 10 m du front.
21-40	- Mauvaise roche (D)	- Creusement en demi-section ; - Pas d'excavation : 1,0 - 1,5 m en demi-section supérieure ; - Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10 m du front.
< 20	- Roche très mauvaise (E)	- Creusement en section divisée ; - Pas d'excavation : 0,5 - 1,5 m en calotte ; - Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement avec mise en place de béton projeté dès que possible.

B.3. SOUTÈNEMENT

B.3.1. Soutènement selon Z. BIENIAWSKI

Les soutènements proposés par Z. BIENIAWSKI sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau B.3 Soutènement proposé par Z. BIENIAWSKI

RMR	Classe du massif	Type de soutènement		
		Boulon d'ancrage (20 mm diamètre)	Béton projeté	Cintre métallique
81-100	**A**	Généralement pas de soutènement nécessaire à l'exception des boulons à ancrage ponctuel		
61-80	**B**	En voûte avec 3,0 m de longueur, espacement de 2,5 m, avec treillis soudé occasionnel	50 mm en voûte si nécessaire	Néant
41-60	**C**	En voûte et piédroits de 4,0 m de longueur, espacement de 1,5-2 m avec treillis soudé en voûte	50-100 mm en voûte et 30 mm en piédroits	Cintres légers avec espacement de 1,5-2,0 m
21-40	**D**	En voûte et piédroits de 4,0-5,0 m de longueur, espacement de 1,0-1,5 m avec treillis soudé	100-150 mm en voûte et 100 mm en piédroits	Cintres moyens avec espacement de 0,7-1,5 m
< 20	**E**	En voûte et piédroits de 5,0-6,0 m de longueur, espacement de 1,0-1,5 m avec treillis soudé	150-200 mm en voûte, 150 mm en piédroits et 50 mm en front	Cintres lourds avec espacement de 0,75 m Fermeture du radier

B.3.2. Soutènement selon l'AFTES

- **Terrain 1 (SC_{SL})**

Le tableau récapitulatif du choix de soutènement selon les recommandations de l'AFTES pour l'unité géotechnique des sables consolidés semi-lapidifiés (**SC_{SL}**) est représenté ci-après :

Tableau B.4 Tableau récapitulatif du choix de soutènement selon les recommandations de l'AFTES du terrain 1

Terrain 1 (SC_{SL})		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				A ancrage ponctuel	A ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Critère	Classe														
Comportement mécanique	R5b				X		•	•	•	•	•	•	•		
Hydrologie	H2 | K2		X Dr				•	•	•	•			X		
Couverture et contraintes naturelles	σ_0 modéré														
Dimension de la cavité	D>10m		• Bo	•	•		X	Bo Rev				X (1)			
Synthèse			• Dr		X		X	• Rev	•	•	•	X (1)	X		

Légende :

•	Particulièrement recommandé (nettement favorable)
	Possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable)
X	Très mal adapté, bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
⊠	En principe impossible (nettement défavorable)

Bo : avec boulonnage obligatoire.

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif.

(1) : pousse tube en principe à exclure pour D > 4m.

Dr : avec drain.

- **Terrain 2 (G)**

Le tableau récapitulatif du choix de soutènement selon les recommandations de l'AFTES pour l'unité géotechnique des grès (G) est représenté ci-après :

Tableau B.5 Tableau récapitulatif du choix de soutènement selon les recommandations de l'AFTES du terrain 2

Terrain 2 (G)		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				A ancrage ponctuel	A ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Critère	Classe														
Comportement mécanique	R4	X	•	X			•	•							
Hydrologie	H2 | K2		Dr	•	•	X	•						X		
Couverture et contraintes naturelles	Couverture < D	X		X	X	X	•	•				X		X	
Dimension de la cavité	D > 10m		• Bo	•	•		X	Bo Rev				X (1)			
Synthèse		X	• Dr	X	X	X	X	• Rev				X (1)	X	X	

- **Terrain 3 (SM)**

Le tableau récapitulatif du choix de soutènement selon les recommandations de l'AFTES pour les sables moyennement denses (SM) est représenté ci-après :

Tableau B.6 Tableau récapitulatif du choix de soutènement selon les recommandations de l'AFTES du terrain 3

Terrain 3 (SM)		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				A ancrage ponctuel	A ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Critère	Classe														
Comportement mécanique	R6a					X	• Enf	Enf	• Enf	• Bcl		•	•		
Hydrologie	H2 | K4					X	Enf Blf	Enf Blf	Enf Blf	• Bcl Blf	Blf	• Blf	•		•
Couverture et contraintes naturelles	σ_0 modéré														
Dimension de la cavité	D>10m		• Bo	•	•		X	Bo Rev				X (1)			
Environnement	Sensible au tassement		Ci ou Pm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl		Inj			
Synthèse						X	• Enf Act	X	• Enf Blf	• Bcl Blf Enf	• Blf	X (1)	•		•

Avec :

Enf : avec enfilage.

Bcl : avec bouclier.

Blf : avec blindage du front.

Ci : avec cintres et (éventuellement) boulons pour les terrains de classes R4a, R4b ou R4c.

Pm : Prédécoupage mécanique (pour terrain R2b à R5a).

Bp : avec béton projeté.

Act : cintres actifs (à vérins) et (éventuellement) calages expansibles.

Inj : injections de bourrage immédiate ou anneaux extensibles.

ANNEXE C
CALCUL
DES CHARGES

ANNEXE C : Calcul des charges.

C.1. CALCUL DES CHARGES VERTICALES SELON PROTODIAKONOV

Le tableau C.1 ci-dessous caractérise le coefficient de PROTODIAKONOV selon le type de roche/sol.

Tableau C.1 Tableau caractérisant le coefficient f

Catégorie	Détermination	Exemples	f
I	Roche de résistance supérieure	Quartzites et basaltes de résistance élevée	20
II	Roches très résistantes	Granits très résistants, phorphyres, grès et calcaires de très haute résistance	13 à 19
III	Roche de bonne tenue	Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies	7 à 13
IV	Roches assez résistante	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux	5 à 7
V	Roches de résistance moyenne	Schistes argileux, grés et calcaires de résistance moyenne, marnes compactes	3 à 5
VI	Roches peu résistantes	Schistes ou calcaires peu consistants ou très fracturés, marnes communes	1.3 à 3
VII	Roches broyées Sols très consolidés	Argiles, alluvions cohérentes, sables argileux consolidés	0.9 à 1.3
VIII	Sols moyennement consolidés	Tourbes, sables argileux. Sables humides moyennement consolidés	0.7 à 0.9
IX	Sols peu consolidés	Remblais plastiques peu consolidés, sables ou graves	0.5 à 0.7
X	Terrains coulants	Vases et autres sols plastiques saturés d’eau	0.5

C.2. CALCUL DES CHARGES VERTICALES SELON THERZAGHI

Le tableau C.2 ci-dessous montre les paramètres géotechniques utilisés pour l'évaluation des pressions verticales (P_v) pour chacune des quatre zones.

Tableau C.2 Paramètres géotechniques des quatre zones

Zone	P.K.	Couches supérieures	Épaisseurs des couches supérieures (m)	Paramètres géotechniques
Zone 1	6 + 860	G	9.20	$\gamma = 20.43\ KN/m^3$ $C = 65.80\ KPa$ $\varphi = 40.85\ °$
		SC_{SL}	21.45	
		G	9.40	
		SC_{SL}	3.40	
Zone 2	7 + 140	G	23.44	$\gamma = 20{,}50\ KN/m^3$ $C = 73{,}50\ KPa$ $\varphi = 41{,}50\ °$
		SC_{SL}	16.34	
		G	0.23	
Zone 3	7 + 430	G	17,00	$\gamma = 20{,}00\ KN/m^3$ $C = 49{,}33\ KPa$ $\varphi = 38{,}33\ °$
		SC_{SL}	13,00	
		SM	8,00	
Zone urbaine	7 + 700	G	15,15	$\gamma = 20{,}50\ KN/m^3$ $C = 73{,}50\ KPa$ $\varphi = 41{,}50\ °$
		SC_{SL}	11.93	

ANNEXE D
SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

ANNEXE D : Soutènement provisoire.

D.1. CALCUL DES SECTIONS EQUIVALENTES

D.1.1. Calcul des rigidités des cintres

Le détail de calcul des rigidités des cintres est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau D.1 Rigidités des cintres

Soutènement	Cintre	A_c (m^2)	I_c (m^4)	E_c (MPa)	E_cA_c (MN)	E_cI_c ($MN.m^2$)
Soutènement 1	HEB 120	0.0034	8.64×10^{-6}	210 000	714	1.81
Soutènement 2	HEB 120	0.0034	8.64×10^{-6}	210 000	714	1.81
Soutènement 3	HEB 140	0.0043	1.51×10^{-5}	210 000	903	3.17

D.1.2. Calcul des rigidités du béton projeté

Le détail de calcul des rigidités du béton projeté est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau D.2 Rigidités du béton projeté

Soutènement	Epaisseur (m)	A_b (m^2)	I_b (m^4)	E_b (MPa)	E_bA_b (MN)	E_bI_b ($MN.m^2$)
Soutènement 1	0.25	0.1875	9.77×10^{-4}	10 818	2 028.53	10.56
Soutènement 2	0.25	0.25	1.3×10^{-3}	10 818	2 704.71	14.08
Soutènement 3	0.3	0.15	1.13×10^{-3}	10 818	1 622.82	12.17

D.1.3. Calcul des paramètres selon Carlos Carranza-Torres

Les détails du calcul des paramètres C_A et C_I de Carlos sont détaillés ci-dessous :

Tableau D.3 Paramètres C_A

Soutènement	n	E_bA_b (MN)	E_cA_c (MN)	C_A
Soutènement 1	1.33	2 028.53	714	3 656 716.41
Soutènement 2	1.00	2 704.71	714	3 418 716.41
Soutènement 3	2.00	1 622.82	903	5 051 659.69

Tableau D.4 Paramètres C_I

Soutènement	n	E_bI_b (MN.m^2)	E_cI_c (MN.m^2)	C_I
Soutènement 1	1.33	10.56	1.81	16 507.38
Soutènement 2	1.00	14.08	1.81	15 902.3
Soutènement 3	2.00	12.17	3.17	30 680.25

D.2. RÉSULTATS DES EFFORTS

- **Zone 01**

Les figures D.1.a, b et c ci-dessous montrent respectivement le diagramme du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant du soutènement type I et mode de creusement en demi-section.

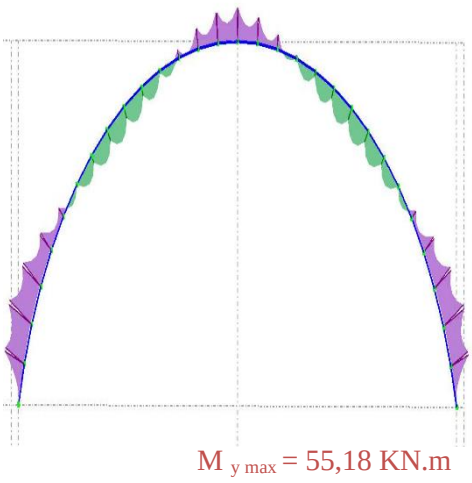


Figure D.1.a Moment fléchissant

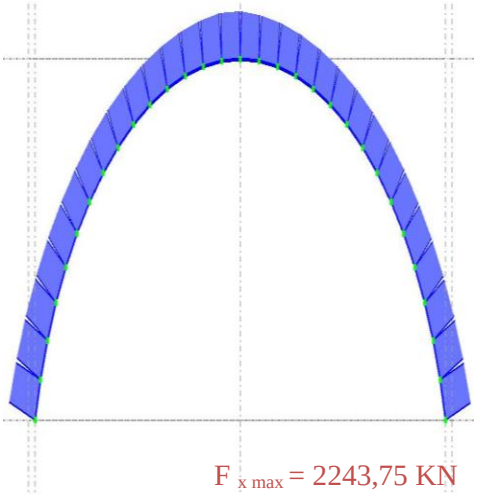


Figure D.1.b Effort normal

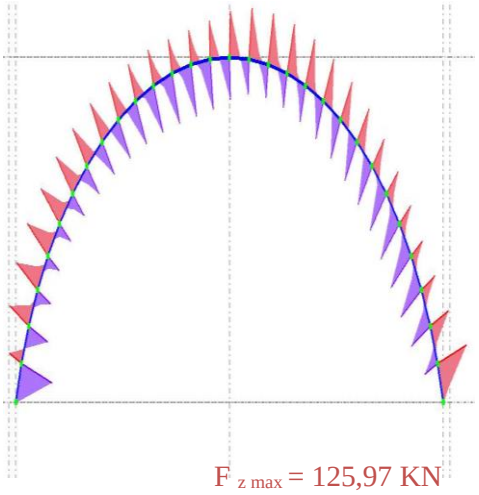


Figure D.1.c Effort tranchant

Les figures D.2.a, b et c ci-dessous montrent respectivement le diagramme du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant du soutènement type I et mode de creusement en section divisée.

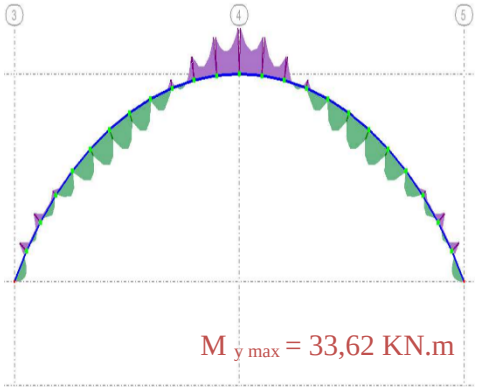


Figure D.2.a Moment fléchissant

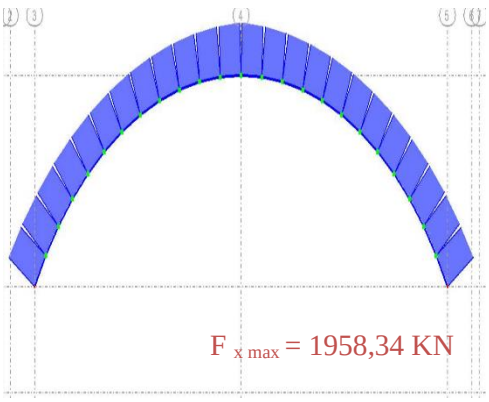


Figure D.2.b Effort normal

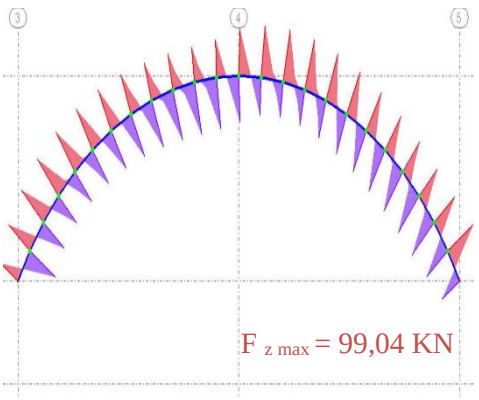


Figure D.2.c Effort tranchant

- **Zone 02**

Les figures D.3.a, b et c ci-dessous montrent respectivement le diagramme du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant du soutènement type II et mode de creusement en demi-section.

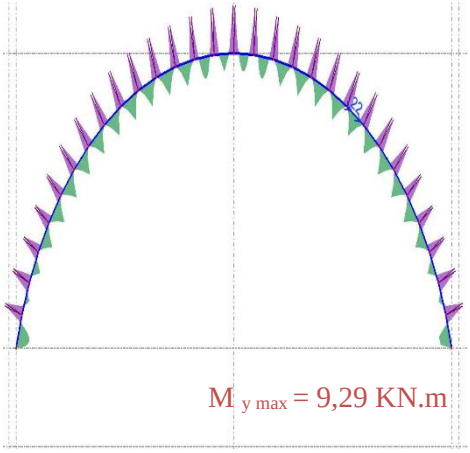


Figure D.3.a Moment fléchissant

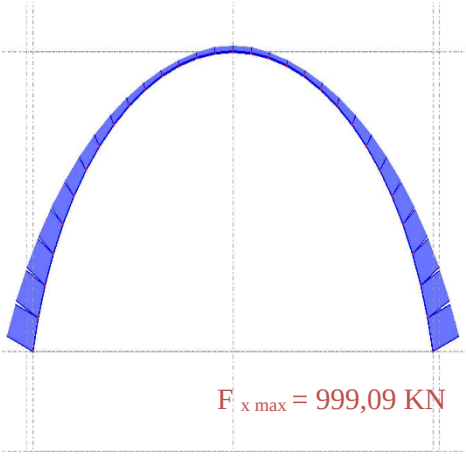


Figure D.3.b Effort normal

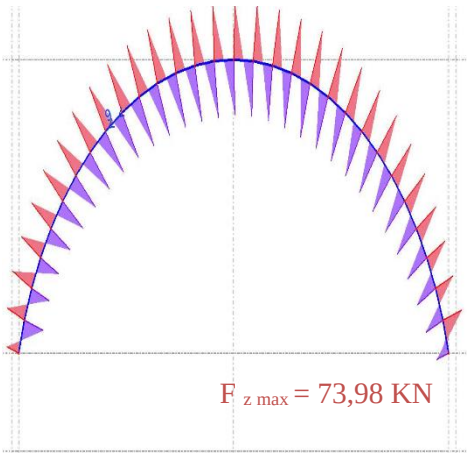


Figure D.3.c Effort tranchant

Les figures D.4.a, b et c ci-dessous montrent respectivement le diagramme du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant du soutènement type II et mode de creusement en section divisée.

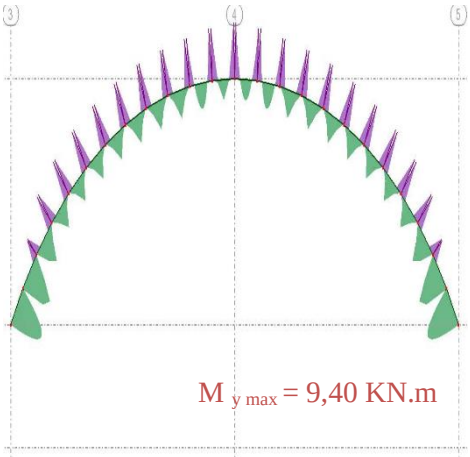


Figure D.4.a Moment fléchissant

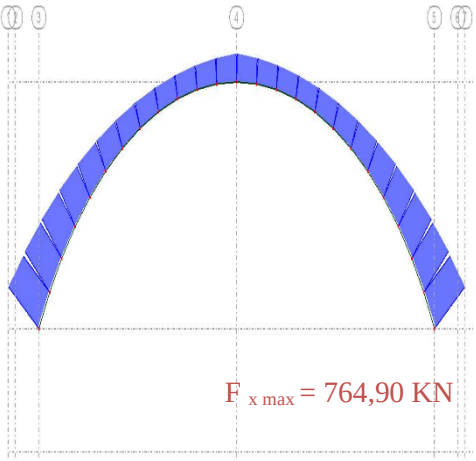


Figure D.4.b Effort normal

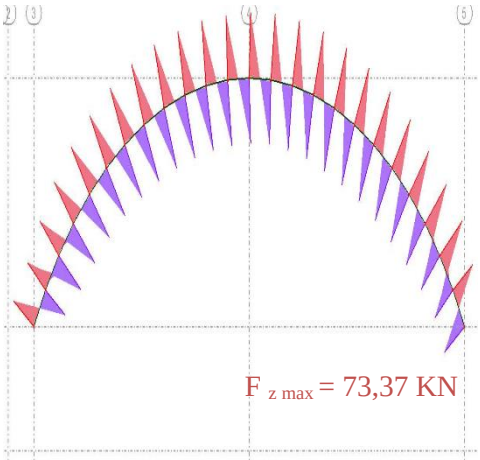


Figure D.4.c Effort tranchant

- **Zone 03**

Les figures D.5.a, b et c ci-dessous montrent respectivement le diagramme du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant du soutènement type III et mode de creusement en demi-section.

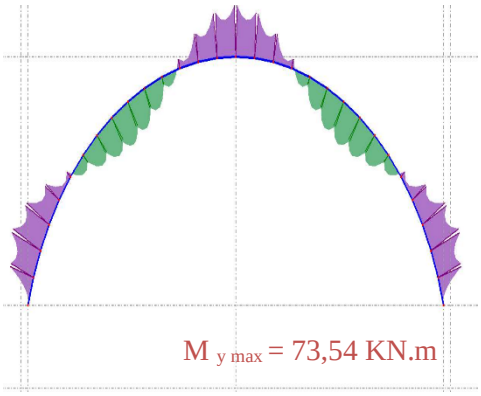


Figure D.5.a Moment fléchissant

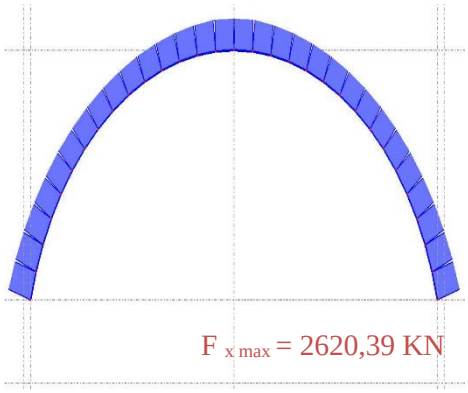


Figure D.5.b Effort normal

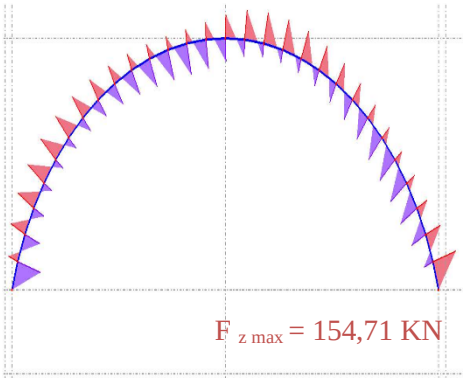


Figure D.5.c Effort tranchant

Les figures D.6.a, b et c ci-dessous montrent respectivement le diagramme du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant du soutènement type II et mode de creusement en section divisée.

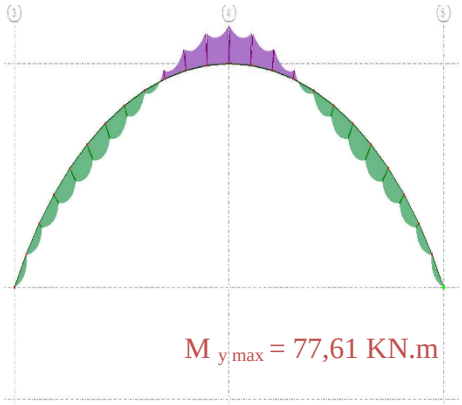


Figure D.6.a Moment fléchissant

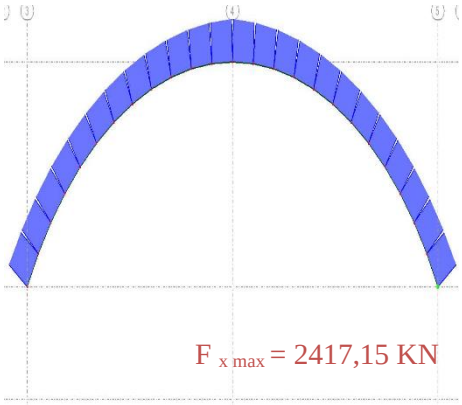


Figure D.6.b Effort normal

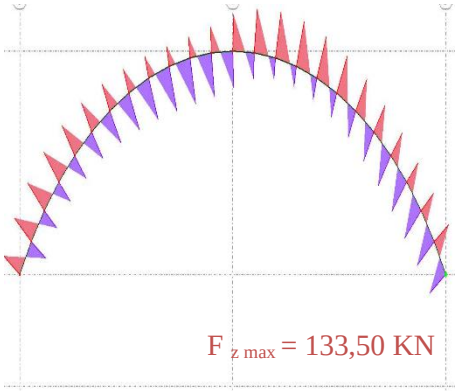


Figure D.6.c Effort normal

- **Zone Urbaine**

Les figures D.7.a, b et c ci-dessous montrent respectivement le diagramme du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant du soutènement type II et mode de creusement en demi-section.

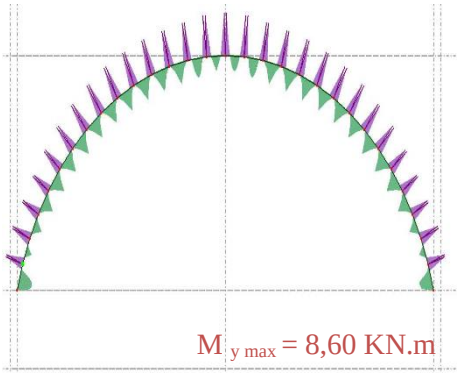


Figure D.7.a Moment fléchissant

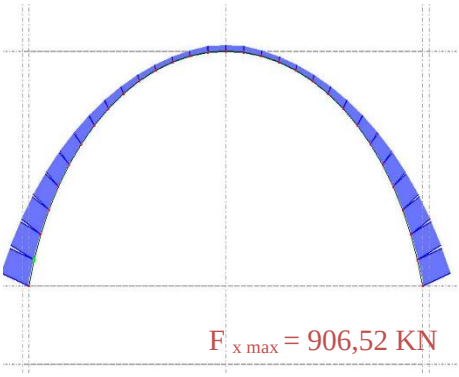


Figure D.7.b Effort normal

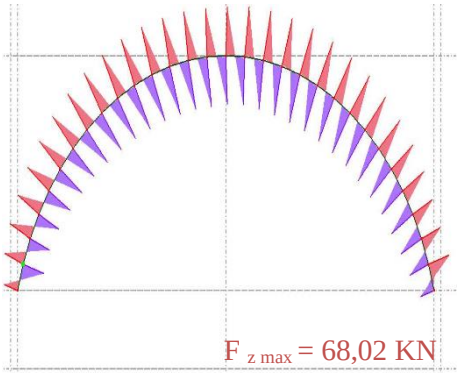


Figure D.7.c Effort normal

Les figures D.8.a, b et c ci-dessous montrent respectivement le diagramme du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant du soutènement type II et mode de creusement en section divisée.

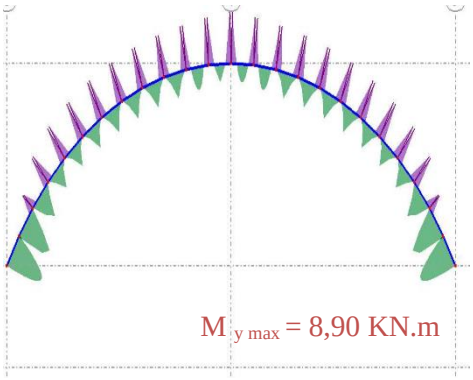


Figure D.8.a Moment fléchissant

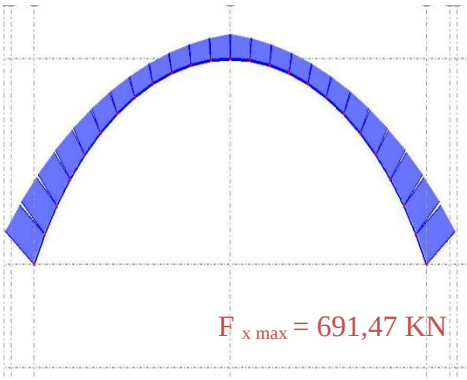


Figure D.8.b Effort normal

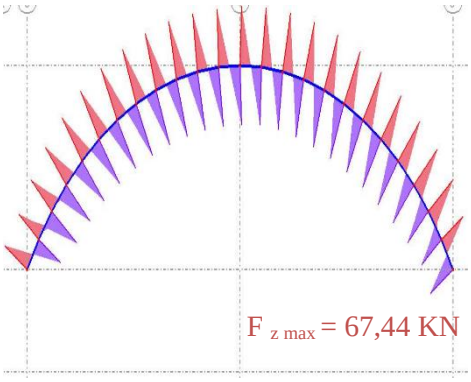


Figure D.8.c Effort normal

D.3. VÉRIFICATION DU SOUTENEMENT PROVISOIRE

D.3.1. Vérification du béton projeté

- **Vérification des contraintes normales**

Tableau D.5 Calcul de vérification des contraintes normales

	Zone 01		Zone 02		Zone 03		Zone urbaine	
	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée
N_b (KN)	1660	1449.17	789.3	604.27	1677	1547.2	716.15	546.26
A'_b (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.3	0.3	0.25	0.25
M_b (KN.m)	46	28.57	8.18	8.27	58	61.31	8.27	7.69
W'_b (m^2)	0.010	0.010	0.010	0.010	0.015	0.015	0.010	0.010

D.3.2. Vérification du cintre métallique

- **Vérification de la résistance en section**

Tableau D.6 Calcul de vérification de la résistance en section

	Zone 01		Zone 02		Zone 03		Zone urbaine	
	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée
f_y (MPa)	355	355	355	355	355	355	355	355
n	0,48	0,42	0,17	0,13	0,61	0,56	0,15	0,12
W_{Ply} (cm^3)	165,20	165,20	165,20	165,20	245,40	245,40	165,20	165,20
W_{Ely} (cm^3)	144,10	144,10	144,10	144,10	215,60	215,60	144,10	144,10

- **Vérification de la stabilité au flambement**

Tableau D.7 Calcul de vérification de la stabilité au flambement

	Zone 01		Zone 02		Zone 03		Zone urbaine	
	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée
λ_y	13,88	13,88	13,88	13,88	11,74	11,74	13,88	13,88
λ_z	22,87	22,87	22,87	22,87	19,55	19,55	22,87	22,87
$\bar{\lambda}_y$	0,18	0,18	0,18	0,18	0,15	0,15	0,18	0,18
$\bar{\lambda}_z$	0,30	0,30	0,30	0,30	0,25	0,25	0,30	0,30
χ_y	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
χ_z	0,96	0,96	0,96	0,96	0,98	0,98	0,96	0,96
χ_{min}	0,96	0,96	0,96	0,96	0,98	0,98	0,96	0,96
μ_y	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,07	-0,07	-0,11	-0,11
k_y	1,05	1,04	1,02	1,01	1,05	1,04	1,02	1,01

- **Vérification de la résistance au cisaillement**

Tableau D.8 Calcul de vérification de la résistance au cisaillement

	Zone 01		Zone 02		Zone 03		Zone urbaine	
	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée	Demi-section	Section divisée
$A(\text{mm}^2)$	34,0	34,0	34,0	34,0	43,0	43,0	34,0	34,0
$t_w(\text{mm})$	6,50	6,50	6,50	6,50	7,00	7,00	6,50	6,50
$I_y(\text{mm}^4)$	$864 \cdot 10^4$	$864 \cdot 10^4$	$864 \cdot 10^4$	$864 \cdot 10^4$	$1509 \cdot 10^4$	$1509 \cdot 10^4$	$864 \cdot 10^4$	$864 \cdot 10^4$
$S\ (\text{mm}^3)$	84 000	84 000	84 000	84 000	120 000	120 000	84 000	84 000

ANNEXE E
MÉTHODE CONVERGENCE CONFINEMENT

ANNEXE E : Méthode convergence confinement.

E.1. COURBE CONVERGENCE

- **Zone 1**

Tableau E.1 Valeurs de la courbe caractéristique de la zone 1

λ	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95	1
r_p/R	1.075	1.135	1.211	1.313	1.463	1.718	2.378
U_r (mm)	84.06	93.72	106.75	125.56	155.75	214.82	411.62
σ_r (KPa)	226.28	221.90	177.52	133.14	88.76	44.38	0

- **Zone 2**

Tableau E.2 Valeurs de la courbe caractéristique de la zone 2

λ	0.85	0.875	0.9	0.925	0.95	0.975	1
r_p/R	1.014	1.032	1.051	1.073	1.098	1.127	1.162
U_r (mm)	3.89	4.02	4.18	4.35	4.56	4.80	5.10
σ_r (KPa)	122.85	102.38	81.90	61.42	40.95	20.47	0

- **Zone 3**

Tableau E.3 Valeurs de la courbe caractéristique de la zone 3

λ	0.85	0.875	0.9	0.925	0.95	0.975	1
r_p/R	1.651	1.788	1.971	2.232	2.657	3.552	11.17
U_r (mm)	224.04	262.75	319.13	409.49	579.94	1036.61	10268.08
σ_r (KPa)	117.75	98.125	78.5	58.87	39.25	19.62	0

- **Zone urbaine**

Tableau E.4 Valeurs de la courbe caractéristique de la zone urbaine

λ	0.9	0.925	0.95	0.975	1
r_p/R	1.013	1.029	1.047	1.067	1.090
U_r (mm)	2.31	2.39	2.47	2.57	2.68
σ_r (KPa)	55.67	41.75	27.83	13.91	0

ANNEXE F
MODÉLISATION NUMERIQUE (PLAXIS 2D)

ANNEXE F : Modélisation numérique PLAXIS 2D.

F.1. RÉSULTATS DE CALCUL

- **Zone 1**

La figure ci-dessous illustre les déplacements du terrain de la zone 01 avec un creusement en section divisée sans renforcement du terrain encaissant.

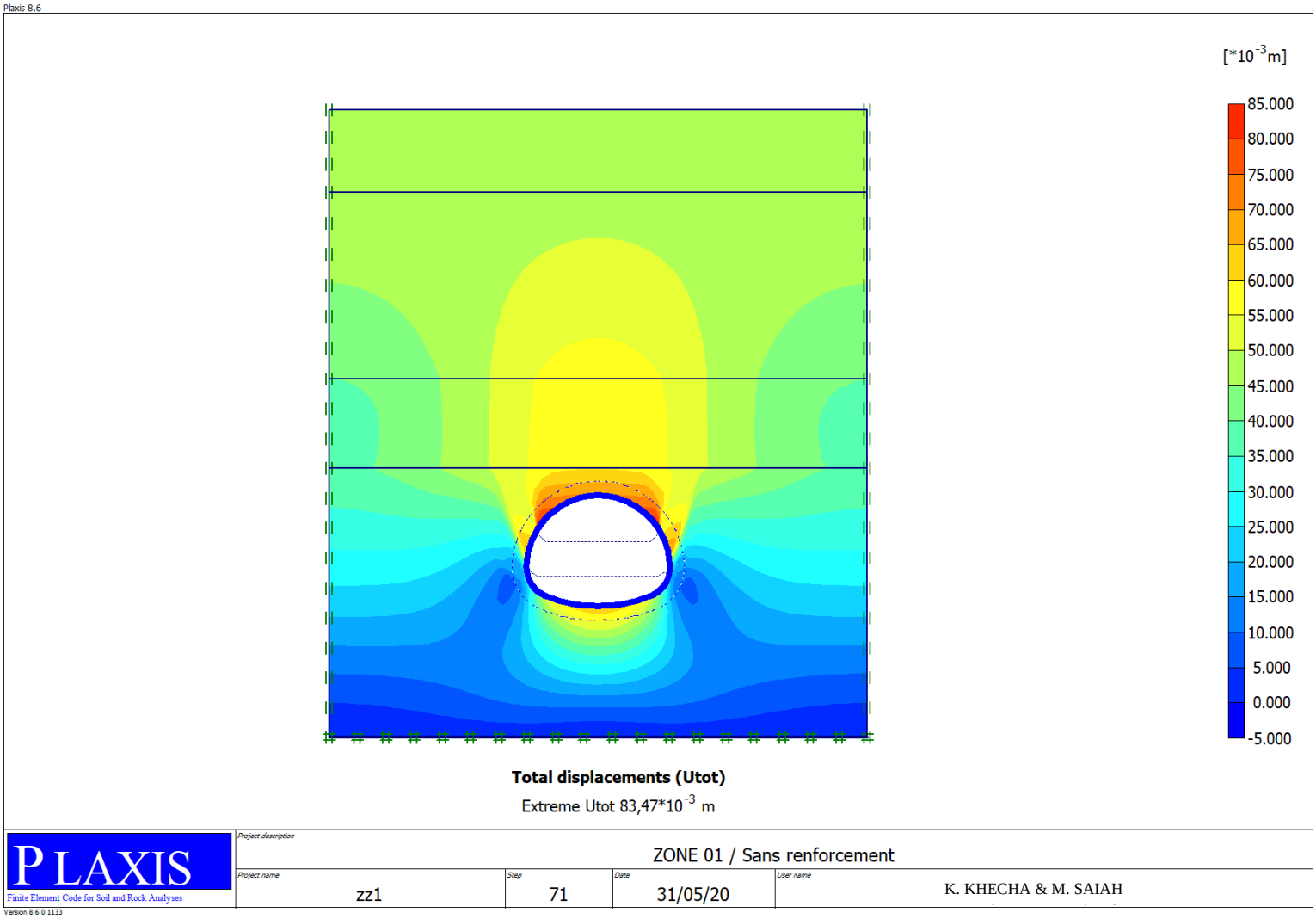


Figure F.1 Déplacments du terrain de la zone 01 avec creusement en section divisée sans renforcement

Le déplacement maximal est de l'ordre de 8 cm.

La figure ci-dessous illustre les déplacements du terrain de la zone 01 avec un creusement en section divisée avec renforcement du front de taille par boulons en fibres de verre.

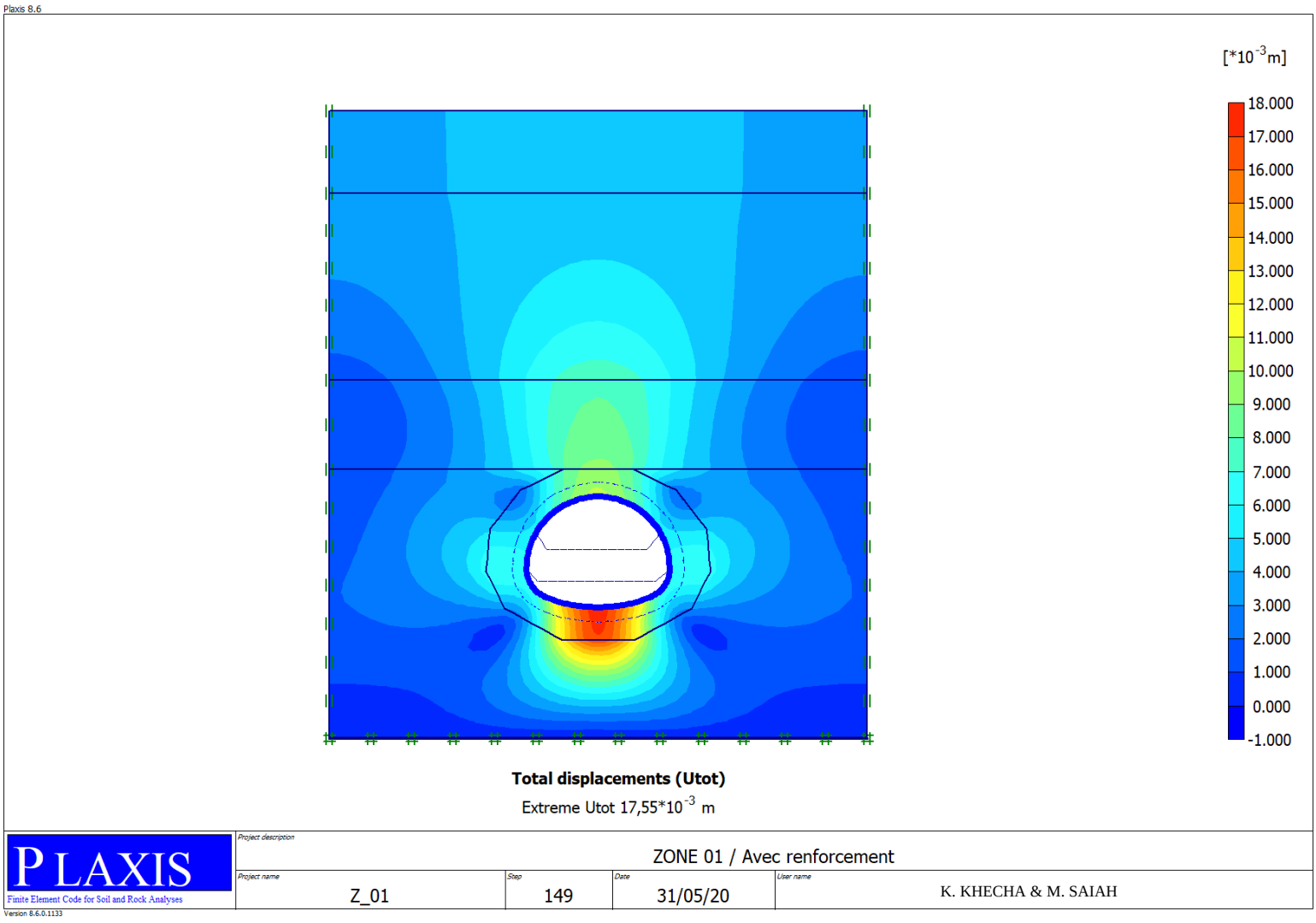


Figure F.2 Déplacments du terrain de la zone 01 avec creusement en section divisée avec renforcement

Le déplacement maximal est de l'ordre de 1,8 cm.

- **Zone 2**

La figure ci-dessous illustre les déplacements du terrain de la zone 02 avec un creusement en demi-section sans renforcement du terrain encaissant.

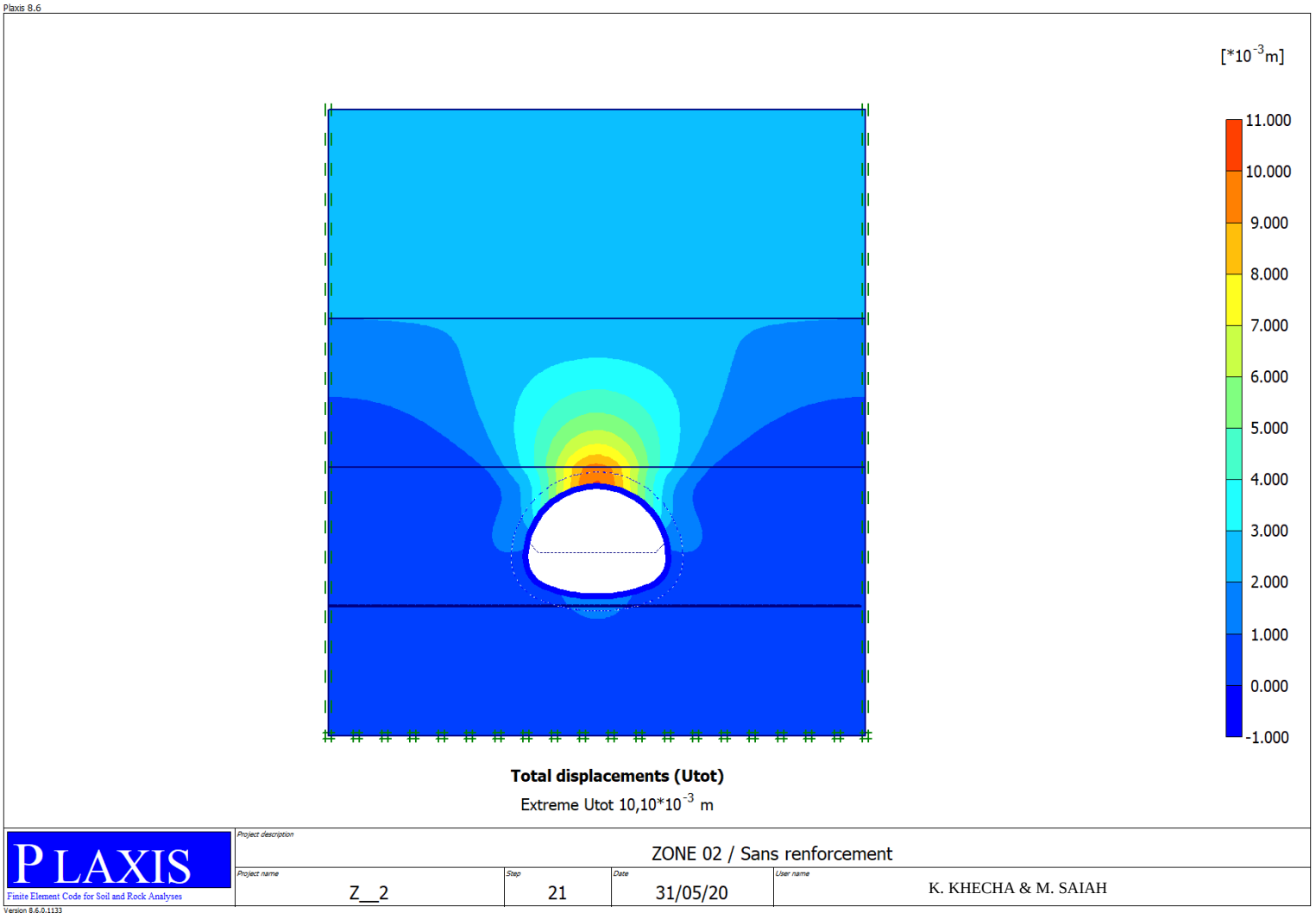


Figure F.3 Déplacments du terrain de la zone 02 avec creusement en demi-section sans renforcement

Le déplacement maximal est de l'ordre de 1 cm.

La figure ci-dessous illustre les déplacements du terrain de la zone 02 avec un creusement en demi-section avec renforcement par enfilage de la voute parapluie.

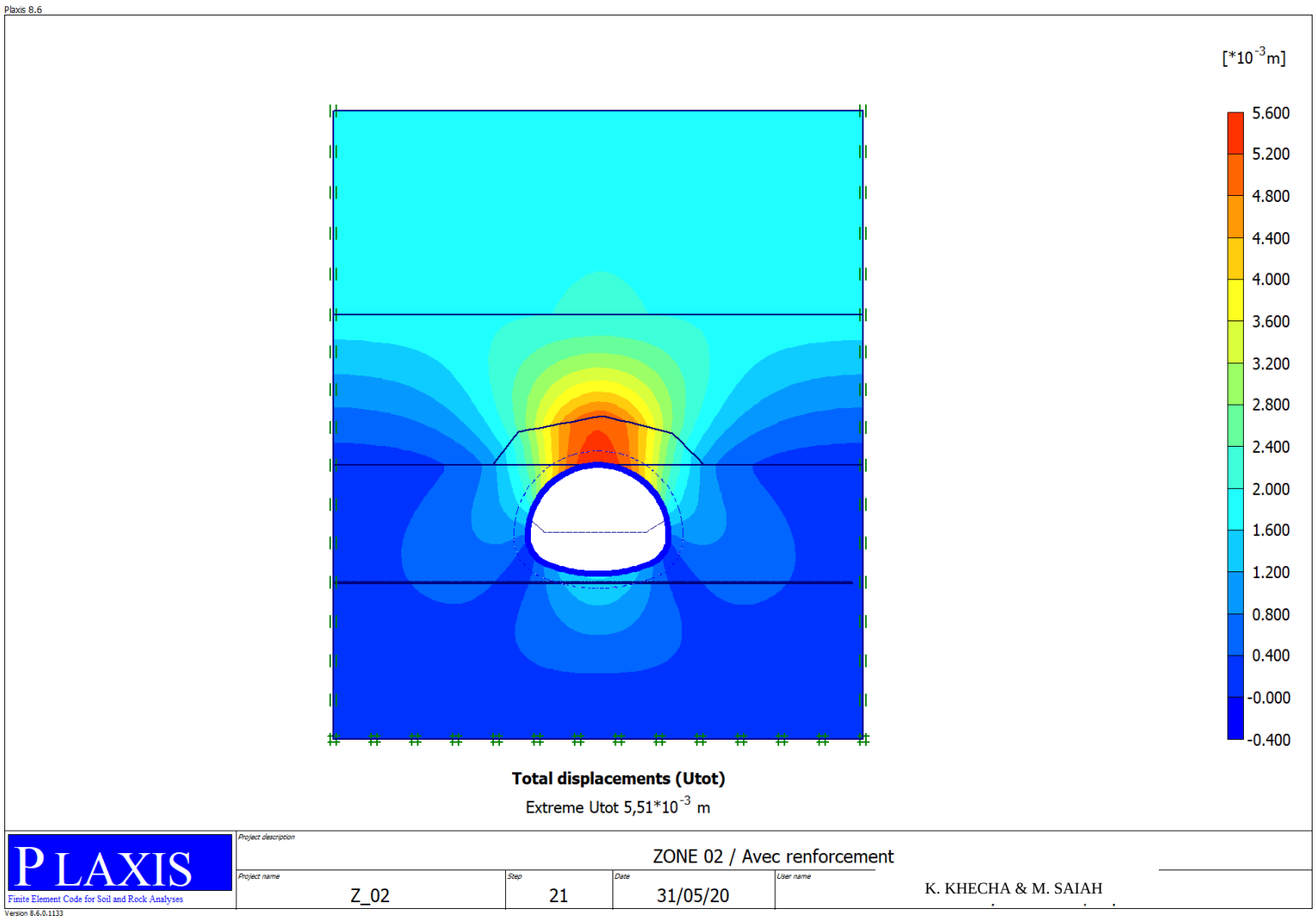


Figure F.4 Déplacments du terrain de la zone 02 avec creusement en demi-section avec renforcement

Le déplacement maximal est de l'ordre de 0,6 cm.

- **Zone 3**

La figure ci-dessous illustre les déplacements du terrain de la zone 03 avec un creusement en section divisée sans renforcement du terrain encaissant.

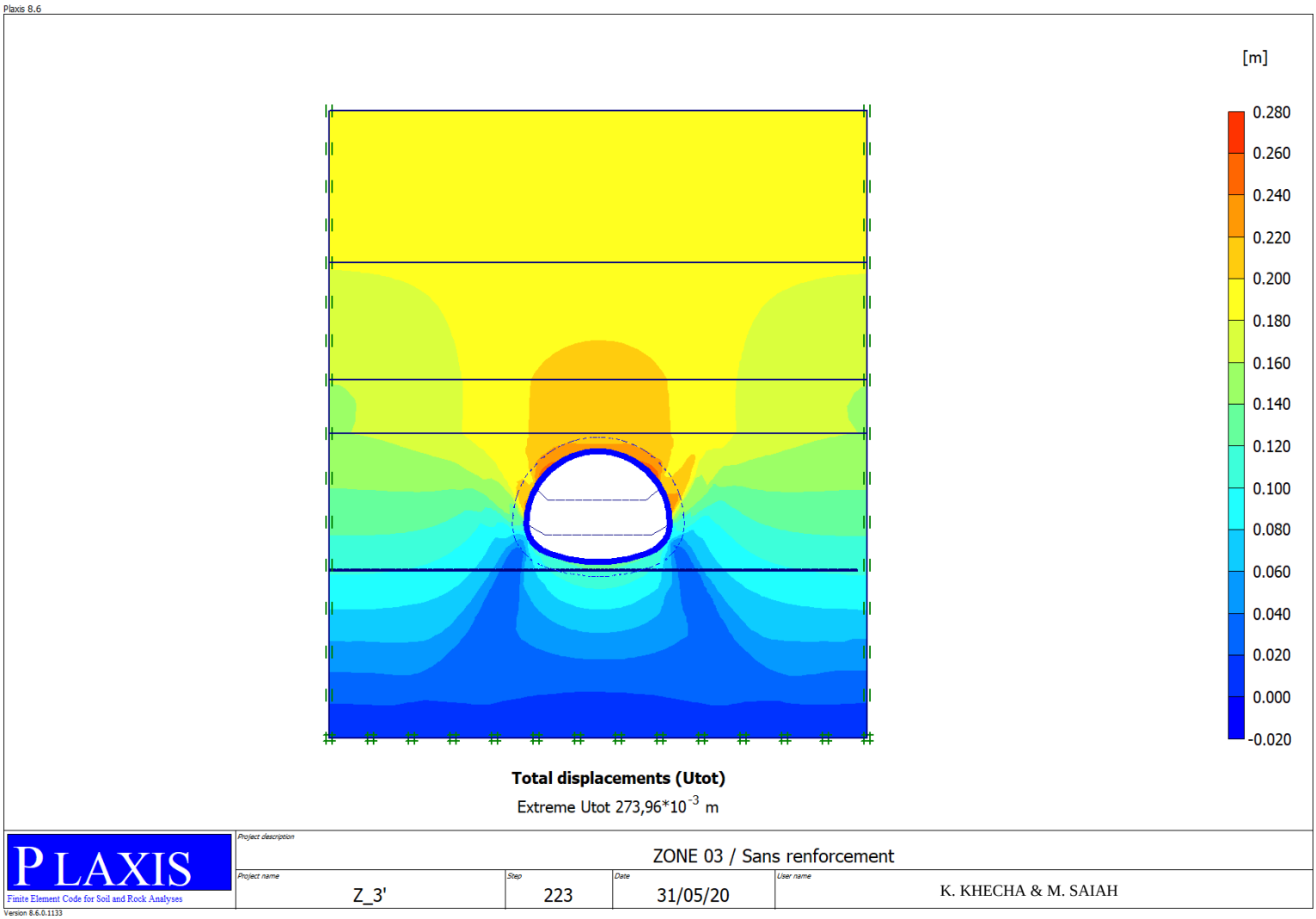


Figure F.5 Déplacments du terrain de la zone 03 avec creusement en section divisée sans renforcement

Le déplacement maximal est de l'ordre de 28 cm.

La figure ci-dessous illustre les déplacements du terrain de la zone 03 avec un creusement en section divisée avec renforcement du terrain par enfilage de la voute parapluie ainsi qu'un renforcement du front par boulonnage en fibres de verre.

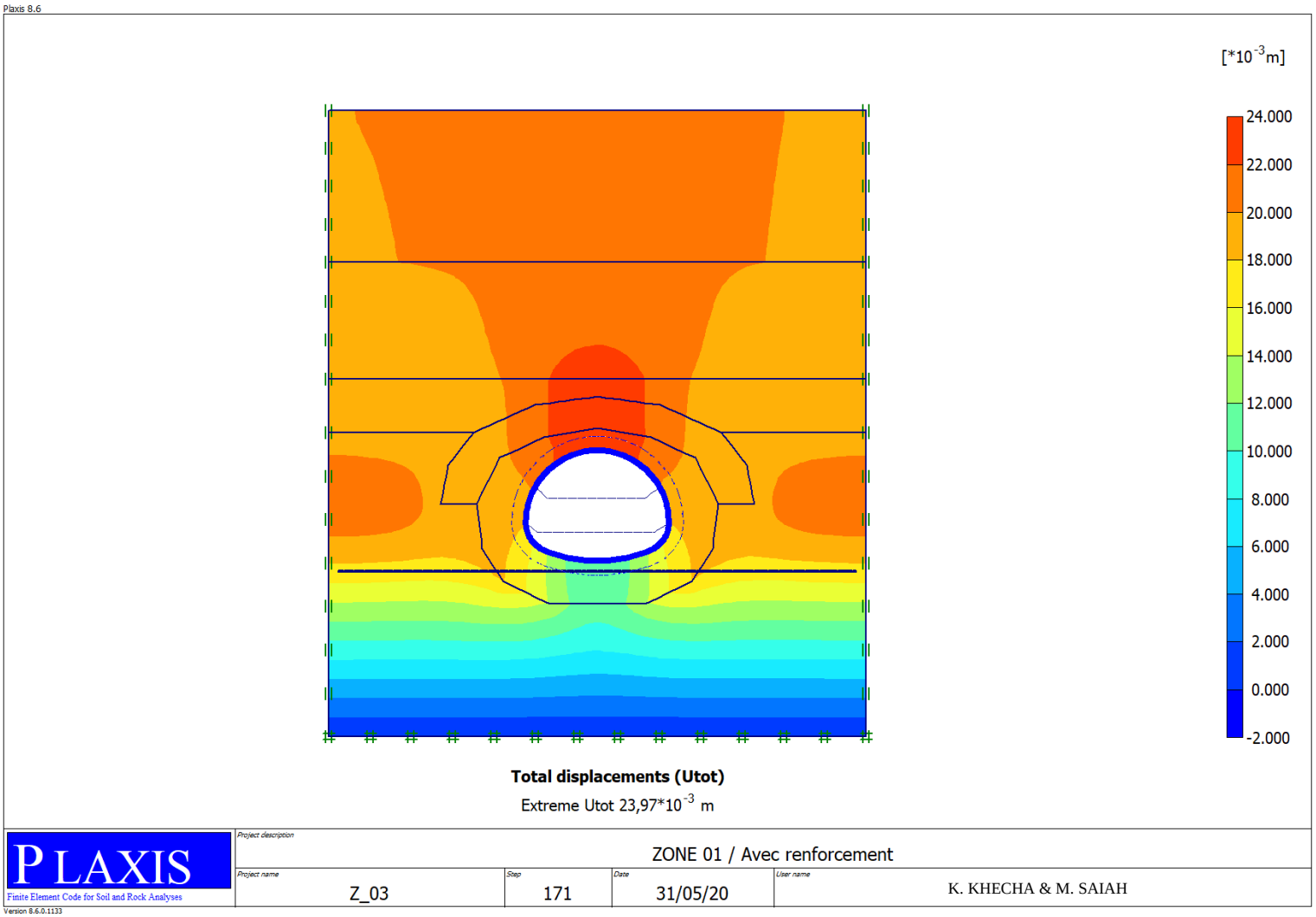


Figure F.6 Déplacments du terrain de la zone 03 avec creusement en section divisée avec rebforcement

Le déplacement maximal est de l'ordre de 2,4 cm.

- **Zone urbaine**

La figure ci-dessous illustre les déplacements du terrain de la zone urbaine avec un creusement en section divisée sans renforcement du terrain encaissant.

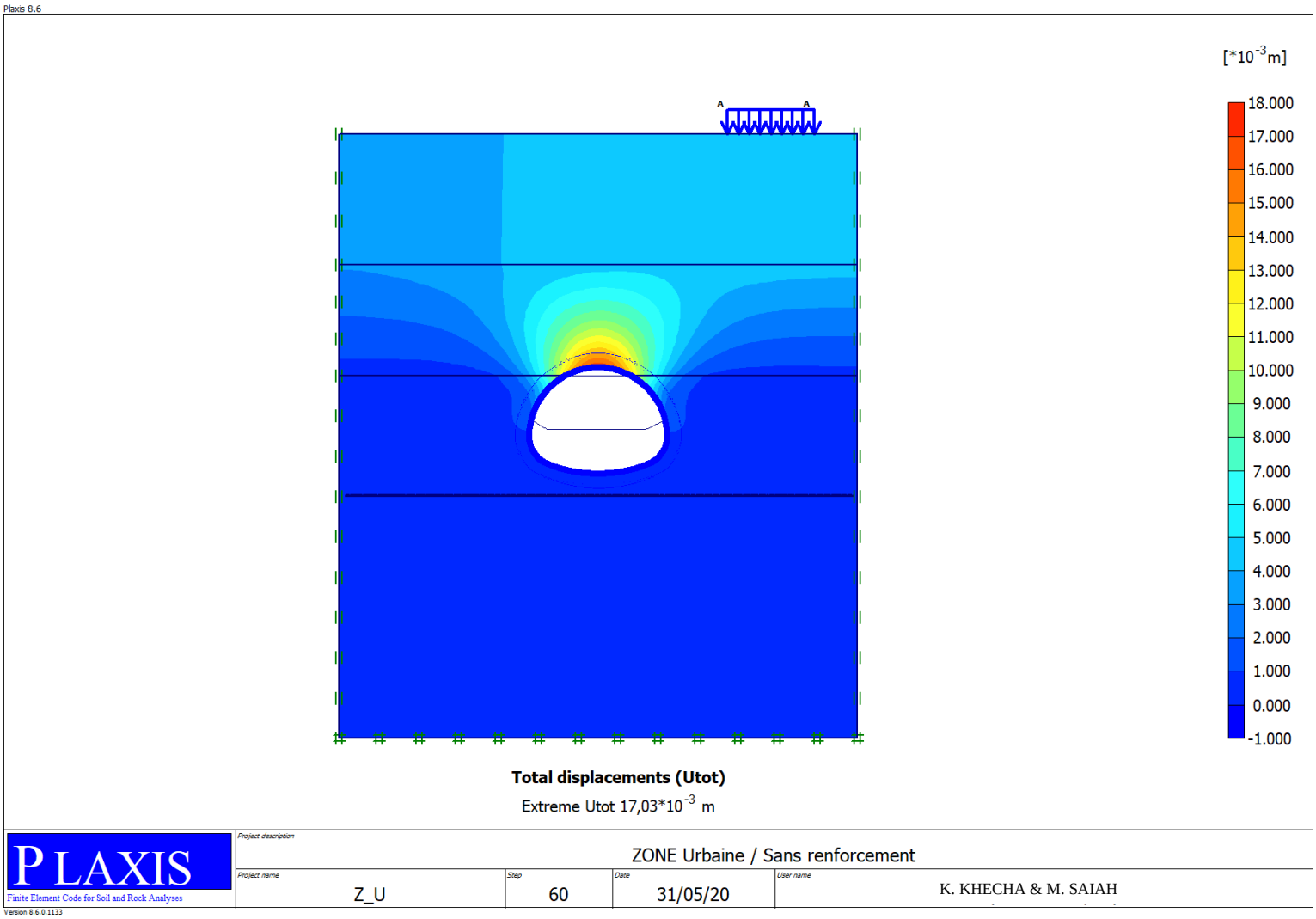


Figure F.7 Déplacments du terrain de la zone urbaine avec creusement en demi-section sans renforcement

Le déplacement maximal est de l'ordre de 1,7 cm.

La figure ci-dessous illustre les déplacements du terrain de la zone urbaine avec un creusement en section divisée avec renforcement par enfilage de la voute parapluie.

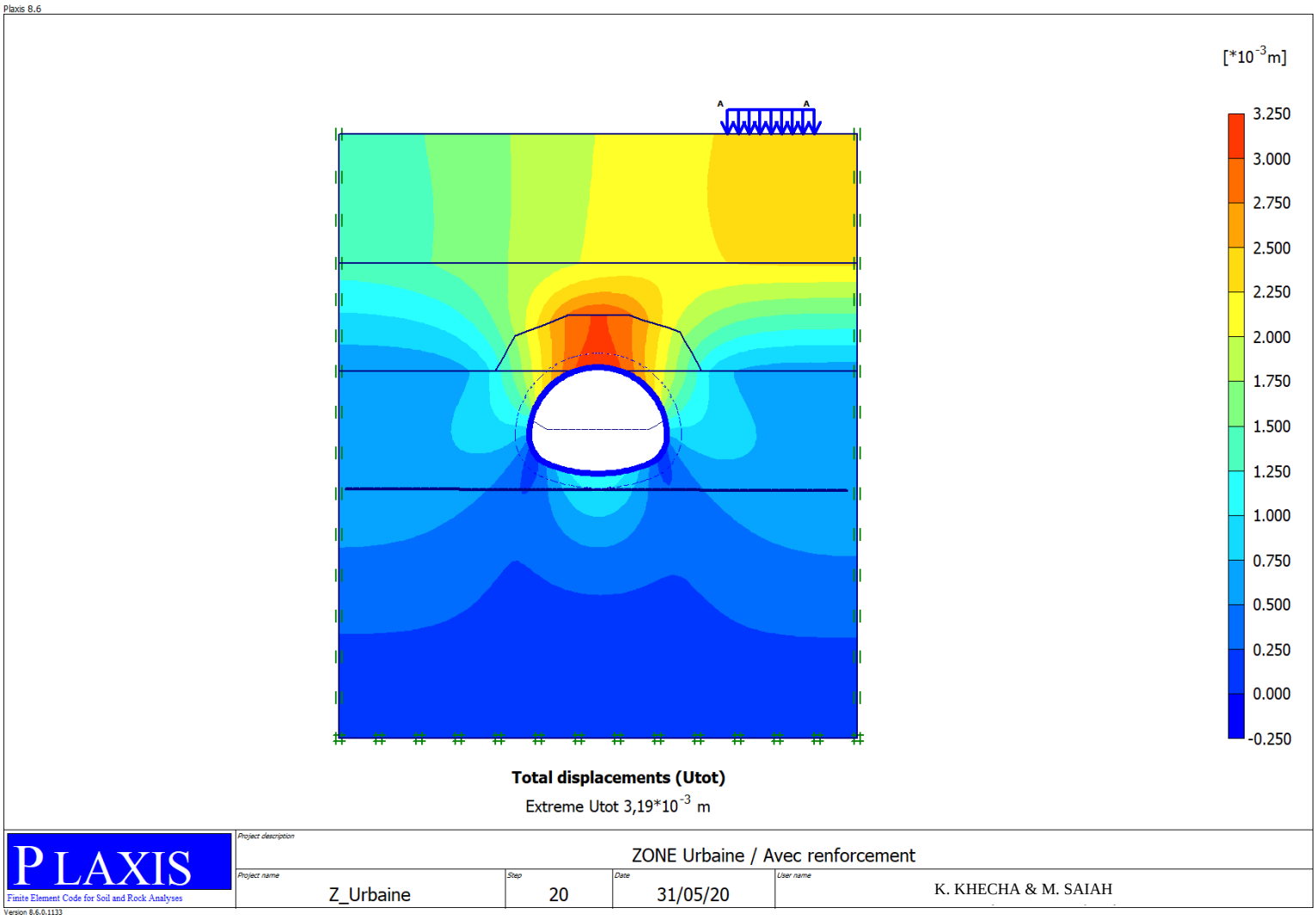


Figure F.8 Déplacments du terrain de la zone urbaine avec creusement en demi-section avec renforcement

Le déplacement maximal est de l'ordre de 0,3 cm.

ANNEXE G
REVÊTEMENT DÉFINITIF

ANNEXE G : Revêtement définitif.

G.1. Diagrammes des efforts internes

Les figures G.1.a, b et c ci-dessous représentent respectivement l'effort normal (N), l'effort tranchant (T) et le moment fléchissant (M) de la zone 01.

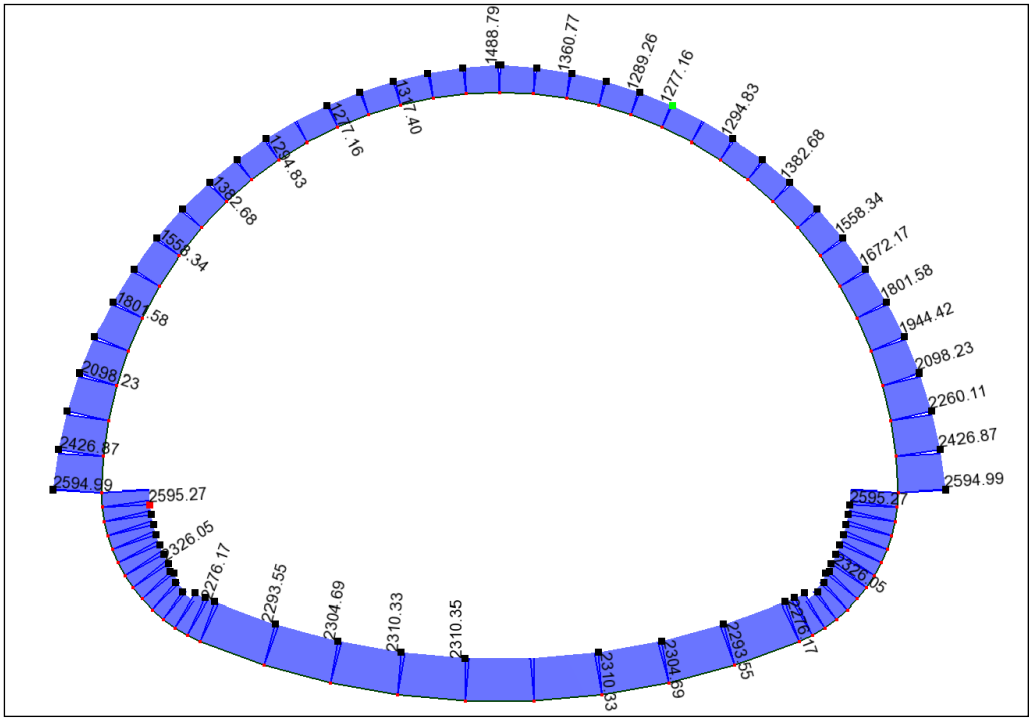


Figure G.1.a Effort normal de la zone 1

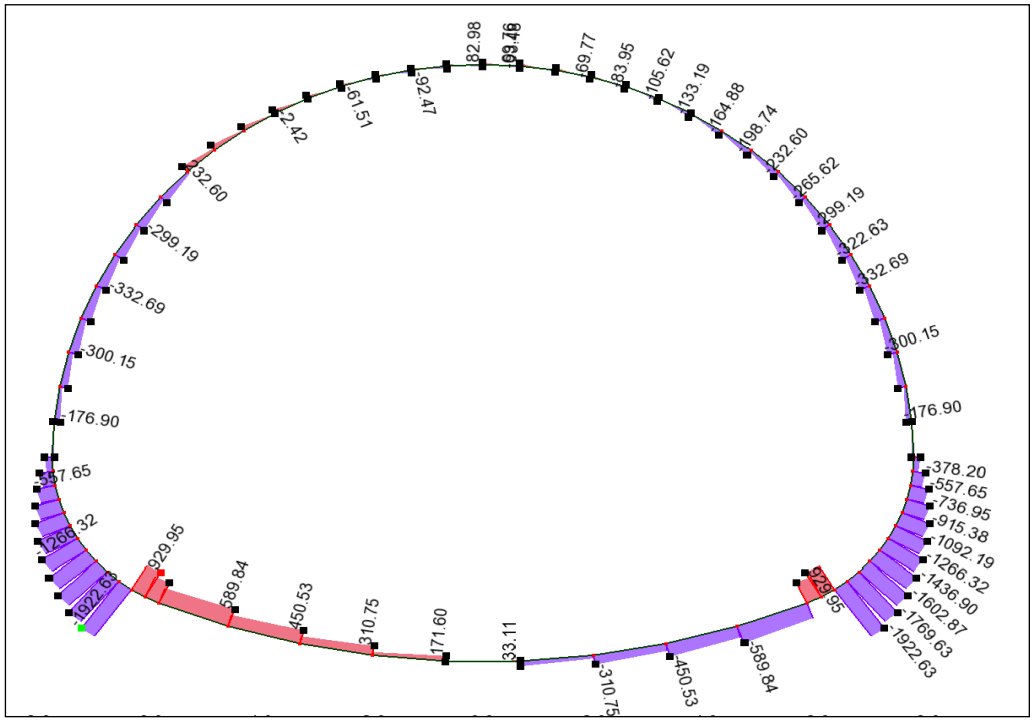


Figure G.1.b Effort tranchant de la zone 1

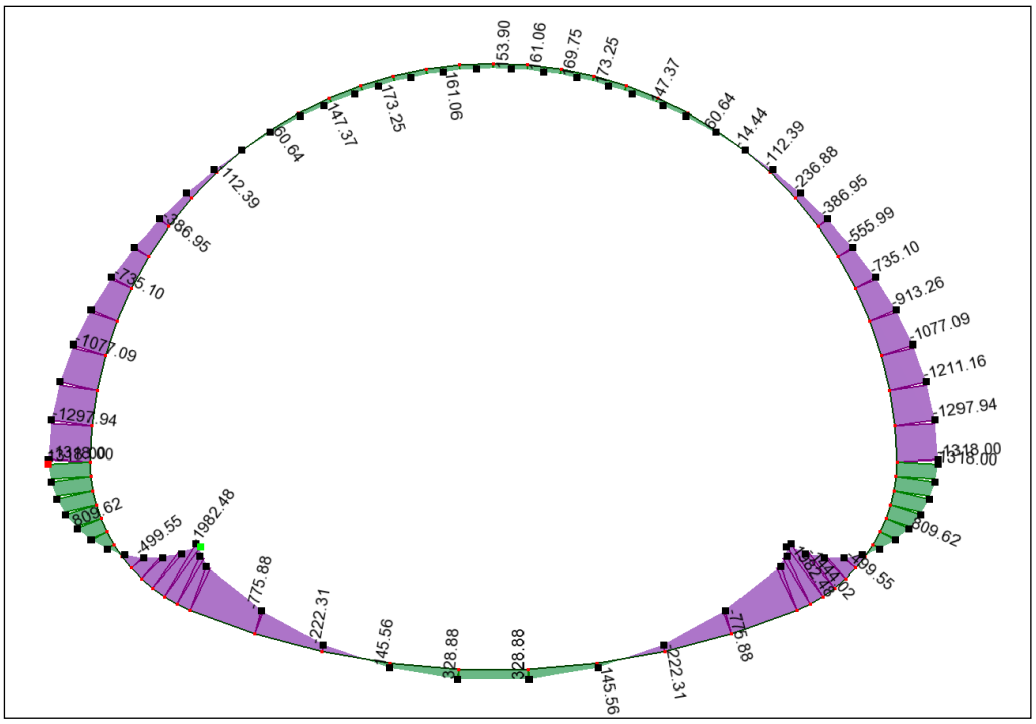


Figure G.1.c Moment fléchissant de la zone 1

Les figures G.2.a, b et c ci-dessous représentent respectivement l'effort normal (N), l'effort tranchant (T) et le moment fléchissant (M) de la zone 02.

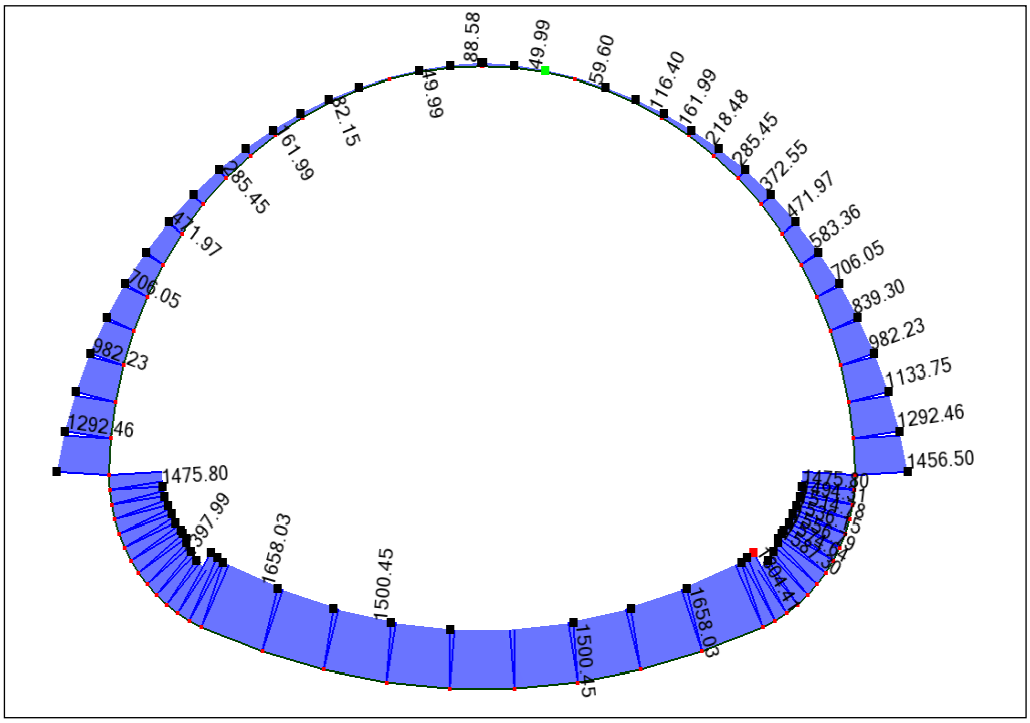


Figure G.2.a Effort normal de la zone 2

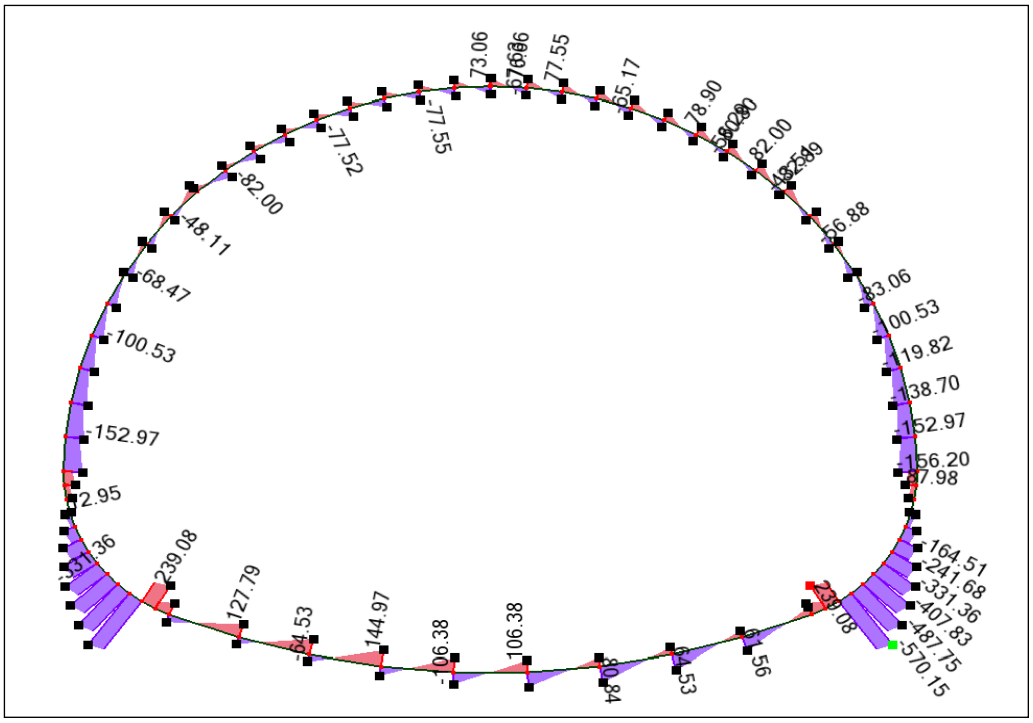


Figure G.2.b Effort tranchant de la zone 2

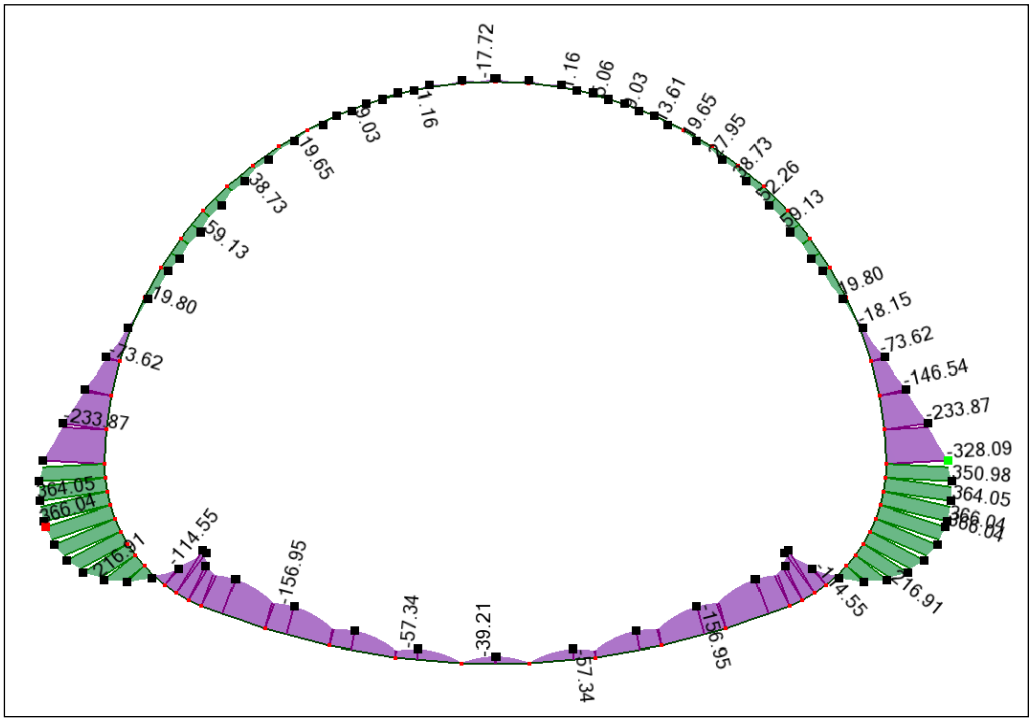


Figure G.2.c Moment fléchissant de la zone 2

Les figures G.3.a, b et c ci-dessous représentent respectivement l'effort normal (N), l'effort tranchant (T) et le moment fléchissant (M) de la zone 03.

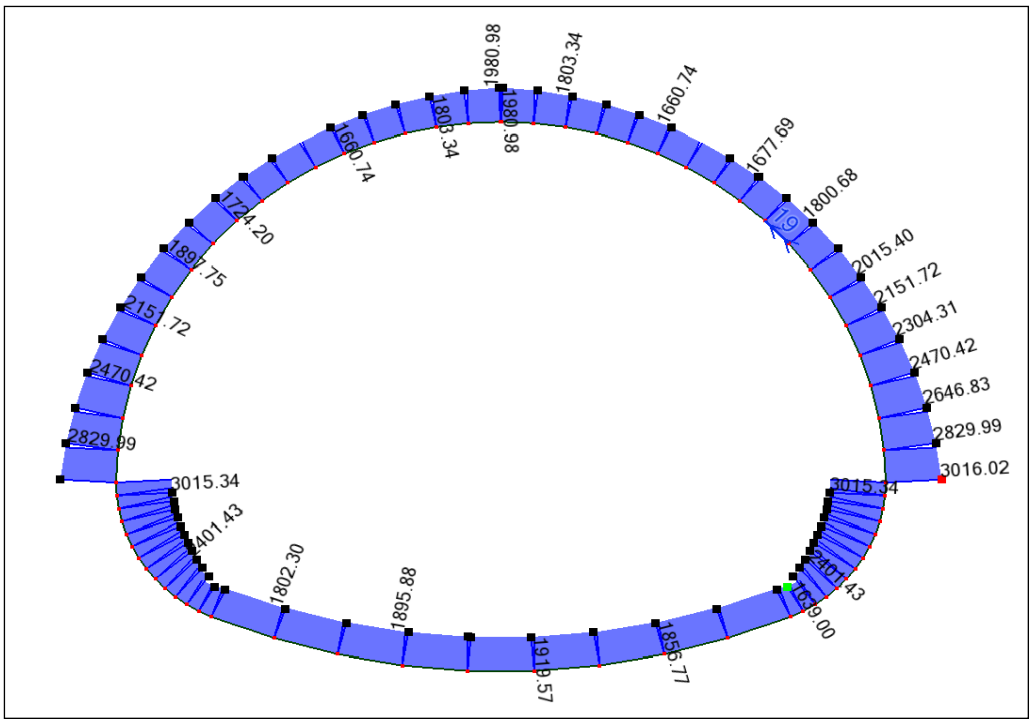


Figure G.3.a Effort normal de la zone 3

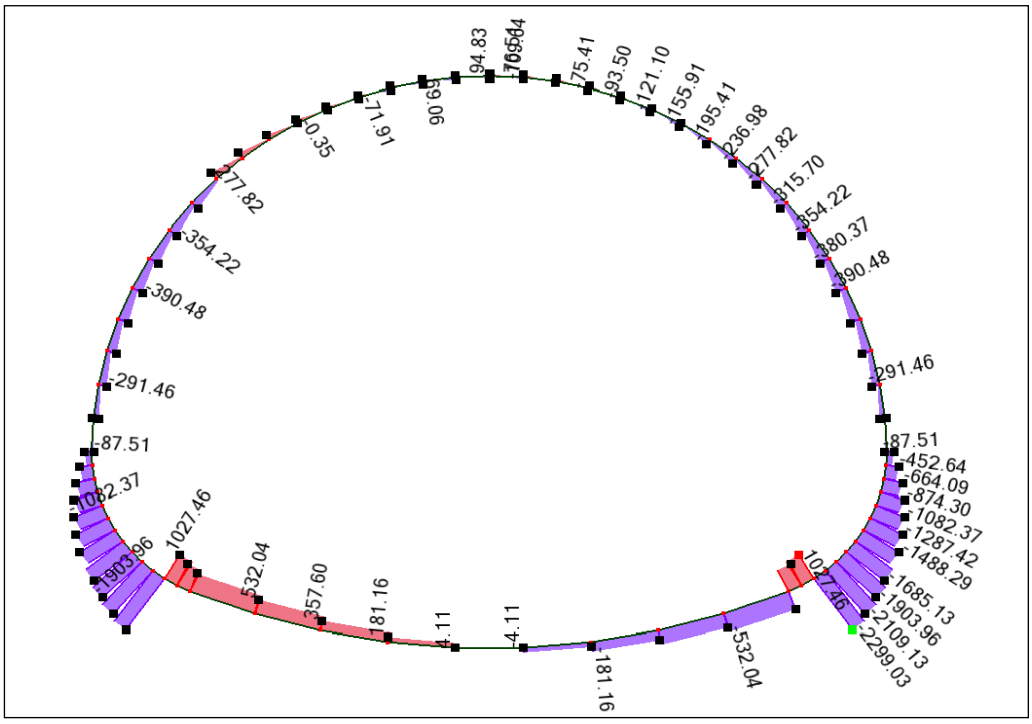


Figure G.3.b Effort tranchant de la zone 3

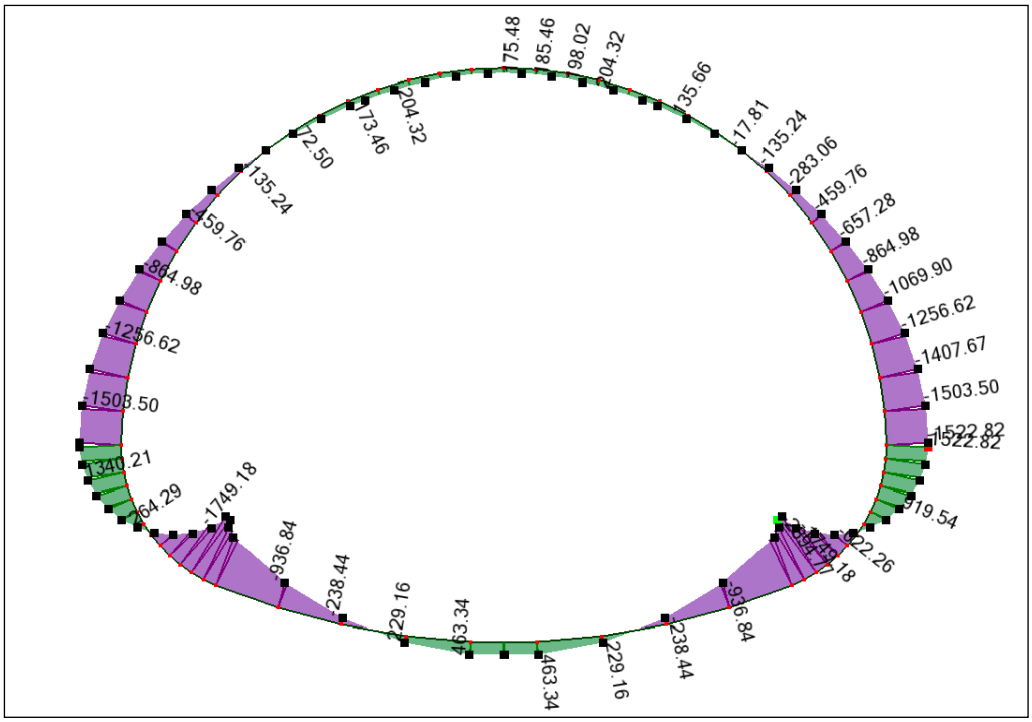


Figure G.3.c Moment fléchissant de la zone 3

Les figures G.4.a, b et c ci-dessous représentent respectivement l'effort normal (N), l'effort tranchant (T) et le moment fléchissant (M) de la zone urbaine.

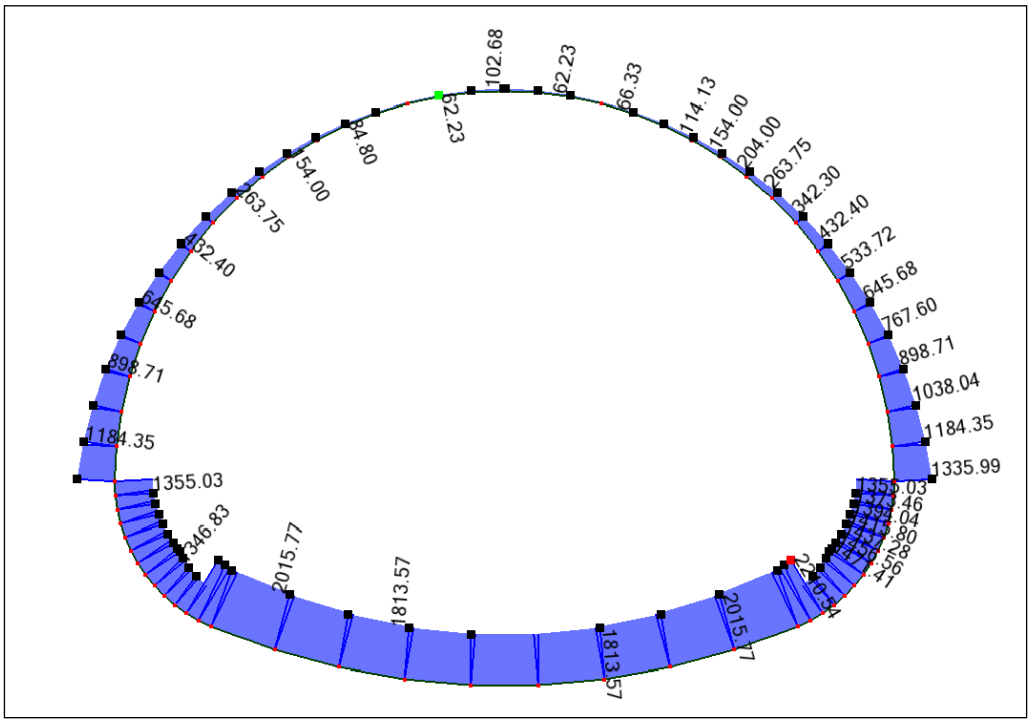


Figure G.4.a Effort normal de la zone urbaine

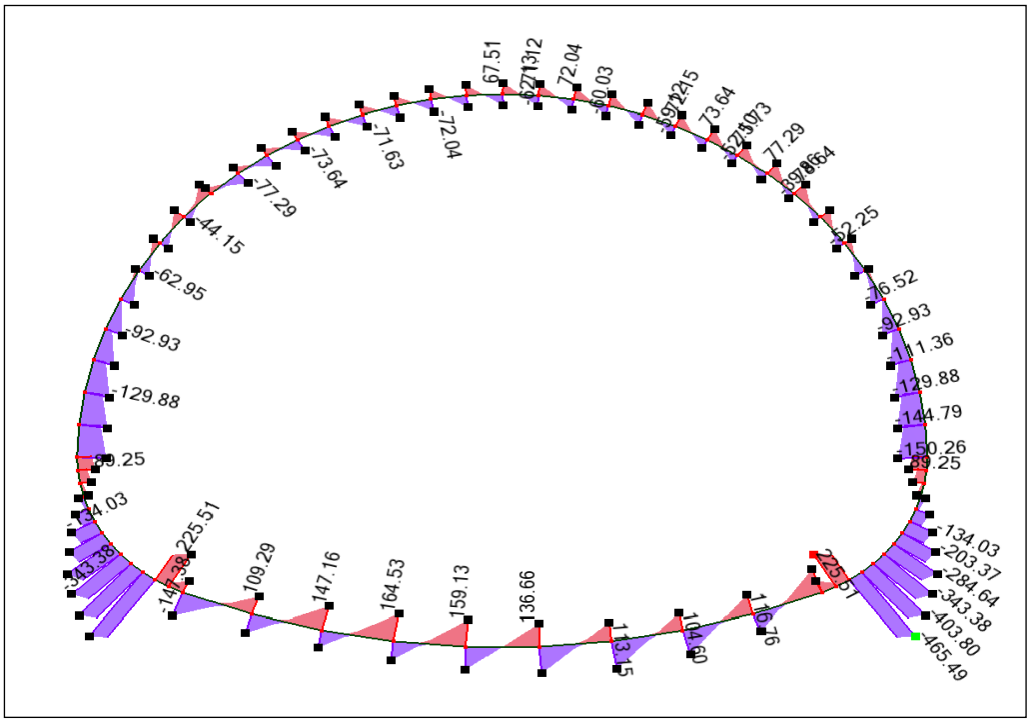


Figure G.4.b Effort tranchant de la zone urbaine

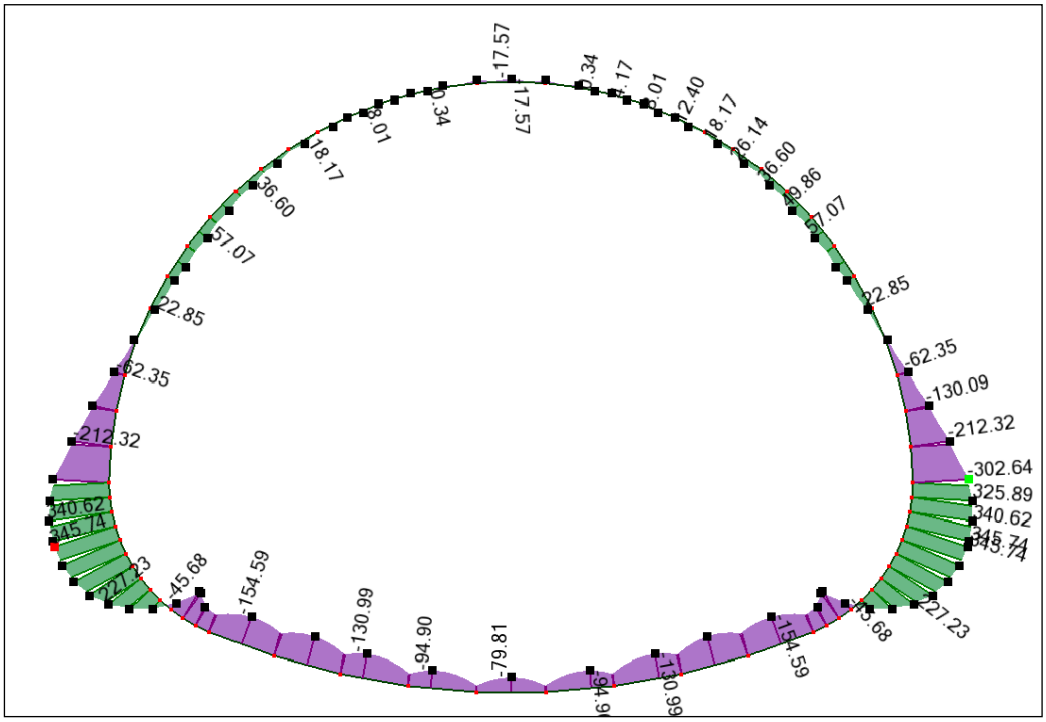


Figure G.4.c Moment fléchissant de la zone urbaine

G.2. Notes de calcul ferraillage EXPERT BETON ARME

- **ZONE 01 Voute**

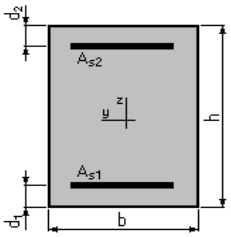
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1317,37	173,37

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1317,37 (kN) M = 173,37 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,07 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 29,6 (cm)
Bras de levier: Z = 33,2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

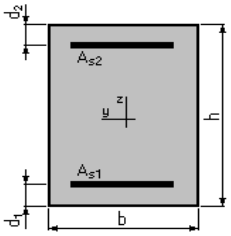
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1382,21	-112,36

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1382,21 (kN) M = -112,36 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,53 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 42,2 (cm)
Bras de levier: Z = 28,1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

- **ZONE 01 Piédroits**

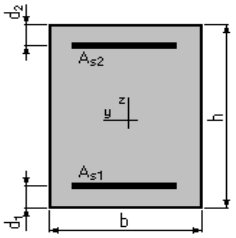
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	2587,71	1319,70

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,21 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 2587,71 (kN) M = 1319,70 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 18,1 (cm)
Bras de levier: Z = 67,8 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,18 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

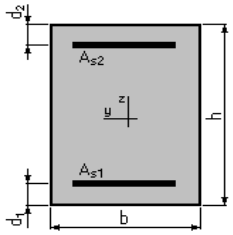
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	2594,72	-1319,70

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 16,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,21 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 2594,72 (kN) M = -1319,70 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 18,1 (cm)
Bras de levier: Z = 67,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,19 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

- **ZONE 01 Radier**

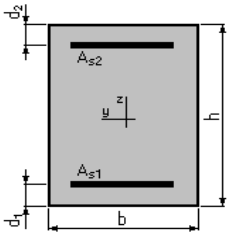
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	2307,70	329,61

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 2307,70 (kN) M = 329,61 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,05 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 64,3 (cm)
Bras de levier: Z = 49,3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

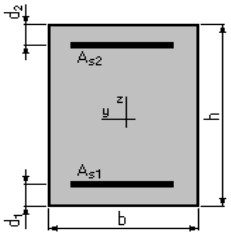
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1726,41	-1986,30

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 50,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,67 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1726,41 (kN) M = -1986,30 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 21,5 (cm)
Bras de levier: Z = 66,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 8,70 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

- **ZONE 02 Voute**

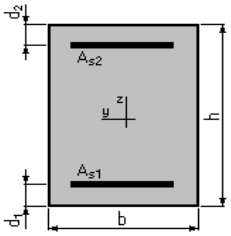
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	285,45	39,66

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 285,45 (kN) M = 39,66 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 17,63 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 27,8 (cm)
Bras de levier: Z = 33,9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

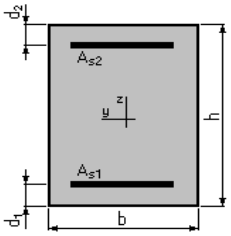
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	88,58	-17,72

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 88,58 (kN) M = -17,72 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 25,56 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 12,5 (cm)
Bras de levier: Z = 40,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

- **ZONE 02 Piédroits**

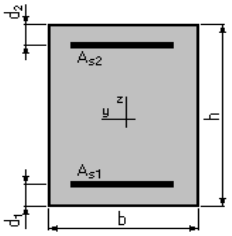
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1514,78	366,04

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1514,78 (kN) M = 366,04 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,74 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 39,6 (cm)
Bras de levier: Z = 59,2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

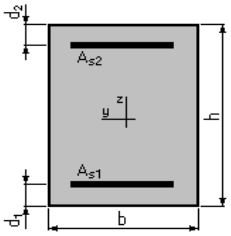
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1456,50	-328,09

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1456,50 (kN) M = -328,09 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,44 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 43,7 (cm)
Bras de levier: Z = 57,5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

- **ZONE 02 Radier**

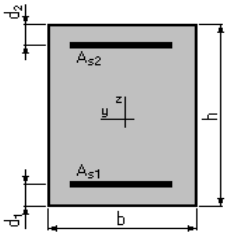
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1556,79	328,61

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1556,79 (kN) M = 328,61 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,50 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 47,2 (cm)
Bras de levier: Z = 56,1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

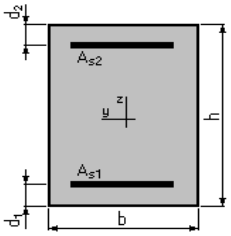
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1804,41	-269,56

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1804,41 (kN) M = -269,56 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,30 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 62,7 (cm)
Bras de levier: Z = 49,9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

- **ZONE 03 Voute**

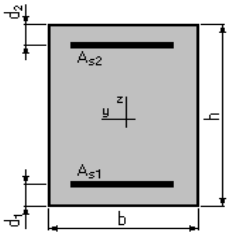
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1738,73	204,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1738,73 (kN) M = 204,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,46 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 33,2 (cm)
Bras de levier: Z = 31,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

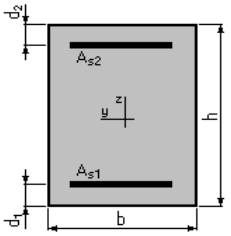
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1724,20	-135,24

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1724,20 (kN) M = -135,24 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,51 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 42,9 (cm)
Bras de levier: Z = 27,9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

- **ZONE 03 Piédroits**

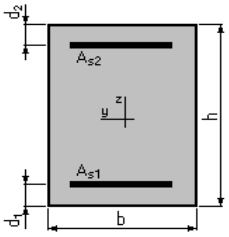
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	3007,36	1522,82

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,27 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 3007,36 (kN) M = 1522,82 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 21,4 (cm)
Bras de levier: Z = 66,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 8,78 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

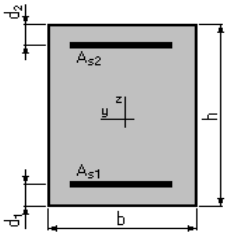
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	3016,02	-1522,82

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 19,9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,27 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 3016,02 (kN) M = -1522,82 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 21,4 (cm)
Bras de levier: Z = 66,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 8,76 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

- **ZONE 03 Radier**

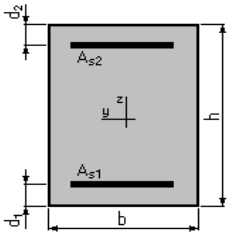
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1919,57	464,70

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1919,57 (kN) M = 464,70 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,73 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 39,5 (cm)
Bras de levier: Z = 59,2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

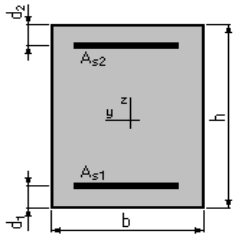
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	2030,61	-2394,77

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 64,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,86 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 2030,61 (kN) M = -2394,77 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 26,6 (cm)
Bras de levier: Z = 64,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 6,36 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

- **ZONE urbaine Voute**

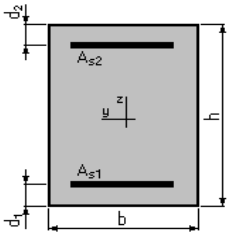
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	263,75	36,60

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 263,75 (kN) M = 36,60 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 19,12 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 27,8 (cm)
Bras de levier: Z = 33,9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

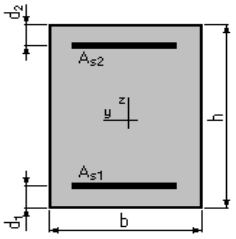
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	102,68	-17,57

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 102,68 (kN) M = -17,57 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 34,83 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 19,7 (cm)
Bras de levier: Z = 37,1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

- **ZONE urbaine Piédroits**

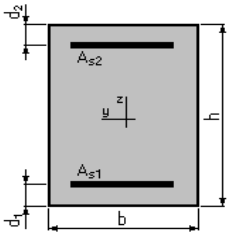
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1394,04	345,74

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1394,04 (kN) M = 345,74 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,94 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 38,0 (cm)
Bras de levier: Z = 59,8 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

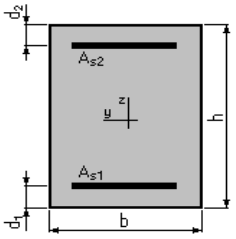
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1335,99	-302,64

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1335,99 (kN) M = -302,64 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,89 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 43,4 (cm)
Bras de levier: Z = 57,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

- **ZONE urbaine Radier**

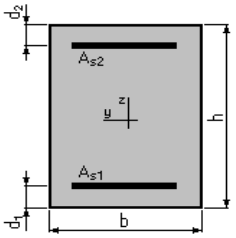
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1421,45	283,23

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1421,45 (kN) M = 283,23 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,40 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 50,2 (cm)
Bras de levier: Z = 54,9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

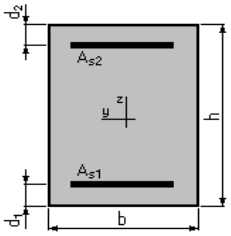
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	2051,03	-158,90

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 2051,03 (kN) M = -158,90 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,13 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 80,6 (cm)
Bras de levier: Z = 42,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,48 (‰)

ANNEXE H
ÉTUDE SISMIQUE

ANNEXE H : Étude sismique.

H.1. Notes de calcul BaelC

- **Zone 01**

Nom du fichier : ZONE 01
Nom d'affaire : ZONE 01
BaelC Version 1.02.035 07/06/2020 11:36

Données saisies :

Diamètre extérieur de la section annulaire : **14,2** m
Diamètre intérieur de la section annulaire : **13,5** m
Distance du cdg des armatures au parement : **0,05** m

Contrainte du béton : **40** MPa
Limite d'élasticité d'acier : **500** MPa
Coefficient de durée d'application des charges : **1**
Coefficient de sécurité du béton : **1,5**
Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**

Effort normal ELU : **133 589** kN
Moment fléchissant ELU : **575 745** kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures : **0** cm2

La section est entièrement comprimée.

- **Zone 02**

Nom du fichier : ZONE 02
Nom d'affaire : ZONE 02
BaelC Version 1.02.035 07/06/2020 11:36

Données saisies :

Diamètre extérieur de la section annulaire : **14,2** m
Diamètre intérieur de la section annulaire : **13,5** m
Distance du cdg des armatures au parement : **0,05** m

Contrainte du béton : **40** MPa
Limite d'élasticité d'acier : **500** MPa
Coefficient de durée d'application des charges : **1**
Coefficient de sécurité du béton : **1,5**
Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**

Effort normal ELU : **53 432** kN
Moment fléchissant ELU : **145 953** kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures : **0** cm2

La section est entièrement comprimée.

- **Zone 03**

Nom du fichier : ZONE 03
Nom d'affaire : ZONE 03
BaelC Version 1.02.035 07/06/2020 11:36

Données saisies :

Diamètre extérieur de la section annulaire : **14,2** m
Diamètre intérieur de la section annulaire : **13,5** m
Distance du cdg des armatures au parement : **0,05** m

Contrainte du béton : **40** MPa
Limite d'élasticité d'acier : **500** MPa
Coefficient de durée d'application des charges : **1**
Coefficient de sécurité du béton : **1,5**
Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**

Effort normal ELU : **190 952** kN
Moment fléchissant ELU : **701 091** kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures : **0** cm2

La section est entièrement comprimée.

- **Zone urbaine**

Nom du fichier : ZONE URBAINE
Nom d'affaire : ZONE Urbaine
BaelC Version 1.02.035 07/06/2020 11:36

Données saisies :

Diamètre extérieur de la section annulaire : **14,2** m
Diamètre intérieur de la section annulaire : **13,5** m
Distance du cdg des armatures au parement : **0,05** m

Contrainte du béton : **40** MPa
Limite d'élasticité d'acier : **500** MPa
Coefficient de durée d'application des charges : **1**
Coefficient de sécurité du béton : **1,5**
Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**

Effort normal ELU : **53 427** kN
Moment fléchissant ELU : **145 951** kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures : **0** cm2

La section est entièrement comprimée.