

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانشون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude et dimensionnement d'un tronçon de tunnel
autoroutier avec sa galerie de secours du PK36+500
au PK36+800 / Draa El Mizane Tizi Ouzou

Présenté par :

BOUDISSA Rabah
RAHMOUNI Mohamed Sohieb

Encadré par :

Mr HEBIB Rafik

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

REMERCEMENTS

Nous exprimons notre gratitude envers Dieu Le Tout Puissant, sans qui rien n'est possible, et grâce à qui nous avons pu accomplir ce travail.

En premier lieu, nous souhaitons exprimer notre plus grand respect et notre profonde reconnaissance envers Monsieur R.HEBIB, notre encadreur, qui a eu l'honneur de nous guider tout au long de ce travail. Ses précieux conseils et orientations ont été indispensables pour mener à bien cette tâche.

Nous exprimons notre sincère gratitude envers Monsieur A.HEBBADJ et Monsieur S.DRIBJNE, les ingénieurs à l'ADA, pour nous avoir offert l'opportunité de travailler sur ce projet. Leur aide précieuse et leur disponibilité à nous fournir tous les documents nécessaires ont grandement contribué à la réalisation de ce travail. Nous leurs sommes très reconnaissants pour leur soutien inestimable.

Nous souhaitons également exprimer notre profonde reconnaissance envers tous les enseignants de l'E.N.S.T.P. pour les enseignements prodigués tout au long de notre formation d'ingénieur. Nous tenons à remercier tout particulièrement Monsieur M.HADJID et Madame M.MAHJAOUI pour leurs conseils avisés et leur disponibilité à répondre à nos questions lors de la réalisation de ce travail. Leurs contributions ont été précieuses et ont grandement enrichi notre expérience.

Nous n'oublions pas de mentionner tous nos amis qui ont contribué à rendre l'école un lieu convivial. Leurs encouragements constants nous ont accompagnés tout au long de ce travail et ont été une source de motivation précieuse. Nous leurs sommes reconnaissants pour leur amitié et leur soutien inestimable.

Au terme de ce parcours, nous souhaitons exprimer notre profonde reconnaissance envers les personnes les plus chères à nos cœurs, nos familles. Leurs encouragements constants, leur soutien moral et matériel ont été d'une valeur inestimable tout au long de ces années. Nous sommes redevables envers nos parents qui nous ont accompagnés avec amour et dévouement. Leur soutien indéfectible a été essentiel pour notre réussite. Nous leurs sommes infiniment reconnaissants.

Dédicaces

Je tiens à remercier le Tout-Puissant ﷻ de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail que je dédie à :

À mes parents que je dois la vie.

Mon cher frère Aymen, et à mes chères sœurs Meriem et Assil, à qui je souhaite beaucoup de bonheur et réussite.

À mes deux grands-pères et mes grandes mères

À tous les cousins et cousines et à toute la famille

RAHMOUNJ & ALANE,

mes amis: Salim, Mehdi, Amine, Younes, Ryad, Adel, Khaled, Mohamed Farouk, nazim, Aymen ,Yanis, Ryad, Ala, Imad, Walid , Camelia .

À mon binôme RABAH, avec qui j'ai partagé tout le parcours universitaire,

Et aussi à la mémoire de mon grand-père Mohamed, que Dieu l'accueille dans son vaste paradis.

Qu'Allah tout puissant vous préserve.

M.RAHMOUNJ

Dédicaces

Grace à Dieu le tout puissant, j'ai achevé la réalisation de ce modeste travail que je tien très chaleureusement à le dédier à :

Ma mère chérie et mon père qui m'ont encouragé et soutenu tout au long de mes études et pour leurs patiences que Dieu les protègent et les gardes pour moi.

A mes adorables frères et sœurs : Mehdi ,Yacoub,Ibrahim ,Sarah,HAdjer

Et à mes très chères amis et camarades :mon binôme Mohamed , Salim ,Mehdi ,Riad,imad,belçacem,nacer,rafik,Issam, Ala,Merwan,Djalil,Saadi,Chamseddine ,Djamil,Zinet,Riad,Adel,Bakir,khaled,Raouf,omar,Akram ‘

pour tous les moments d'échange et de débat aux personnes qui m'ont toujours aidé et soutenue sans oublier mes cousins

R.BOU DJSSA

Résumé

Sujet : Étude et conception d'un tunnel autoroutier au niveau de Draa el mizane, du PK 36 +500 au PK 36 +800

Le but de notre projet de fin d'études est de réaliser une étude et conception d'un tunnel autoroutier. Cela inclut la sélection d'un soutènement provisoire ainsi que d'un revêtement définitif approprié, en utilisant une analyse tridimensionnelle à l'aide du logiciel MIDAS GTS NX. Notre objectif est de garantir que ces choix structurels puissent résister de manière efficace aux charges passives et actives qui leur sont appliquées. Enfin, nous avons étudié la stabilité de ce tunnel envers l'aléa sismique.

Mots clés : Tunnel, autoroutier, stabilité, revêtement, soutènement, MIDAS GTS NX.

ملخص

36+800 إلى 36+500 كيلومتر دراسة وتصميم نفق طريق سريع عند ذراع الميزان ، من الكيلومتر :الموضوع يشمل ذلك اختيار دعم مؤقت وتغطية نهائية مناسبة، . هدف مشروعنا للتخرج هو إجراء دراسة وتصميم لنفق طريق سريع MIDAS GTS NX باستخدام تحليل ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج . هدفنا هو ضمان أن هذه الاختيارات الهيكلية يمكن أن تتحمل بفعالية الأحمال الساكنة والديناميكية التي يتعرضون لها MIDAS GTS NX، نفق، طريق سريع، استقرار، تغطية، دعم، :كلمات مفتاحية

Summary

Subject: Study and design of a highway tunnel at Draa el mizane, from PK 36 + 500 to PK 36 + 800 The objective of our final project is to conduct a study and design of a highway tunnel. This includes the selection of temporary support and appropriate final lining, using three-dimensional analysis with the aid of MIDAS GTS NX software. Our goal is to ensure that these structural choices can effectively withstand the passive and active loads applied to them. Additionally, we have examined the stability of this tunnel concerning seismic hazards. Keywords: Tunnel, highway, stability, lining, support, MIDAS GTS NX.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La réalisation des infrastructures de transport, telles que les routes, autoroutes et voies ferrées, nécessite souvent la construction d'ouvrages souterrains, tels que des tunnels et des métros, en raison des obstacles rencontrés tels que les montagnes ou l'encombrement urbain.

Le projet de ce mémoire concerne la conception et l'étude du tunnel de Draa El Mizan dans la wilaya de Tizi Ouzou. Ce tunnel autoroutier bitube, d'une longueur de 950 m, fait partie de la réalisation d'une liaison autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de la ville de Djebahia.

Cependant, la réalisation d'un projet de tunnel est complexe, car elle fait intervenir plusieurs disciplines du génie civil et peut perturber le sol lors de sa construction. Cette problématique est d'autant plus importante en présence de formations géologiques médiocres telles que les argilites et les grès fracturés et altérés.

L'objectif de cette étude est de concevoir une section du tunnel de Draa El Mizan sur une longueur de 300 mètres, ainsi que d'étudier la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, notre travail est divisé en plusieurs chapitres.

Le premier chapitre comprend une étude bibliographique sur les normes de conception et les méthodes de calcul couramment utilisées pour les tunnels.

Le deuxième chapitre présente le projet et la conception de la forme du tunnel selon les normes géométriques établies par le CETU (Centre d'Études des Tunnels), suivi de l'analyse des données d'investigations géotechniques et géologiques dans le troisième chapitre.

Le quatrième chapitre concerne la classification des massifs rocheux en utilisant des méthodes empiriques telles que la méthode de Z. BIENIAWSKI ou les recommandations de l'A.F.T.E.S. afin de réaliser un prédimensionnement du tunnel.

Le chapitre suivant présente l'analyse numérique tridimensionnelle du modèle en utilisant le logiciel MIDAS GTS NX. Cette analyse permet de vérifier le soutènement proposé dans le chapitre précédent et d'évaluer la stabilité du massif face aux charges statiques et dynamiques.

Le chapitre suivant concerne le calcul du revêtement définitif, en commençant par la modélisation du revêtement à l'aide du logiciel MIDAS GTS NX, puis en effectuant le calcul de l'armature avec le logiciel ROBOT EXPERT 2010.

Enfin, le dernier chapitre vise à évaluer les sollicitations sismiques appliquées au tunnel en utilisant le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008).

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1: les points kilométriques du T1 et T2	16
Tableau III-1: caractéristiques du sondage ST-B2	28
Tableau III-2: récapitulatif des essais physiques-chimiques et mécanique	28
Tableau III-3: résultats d'essai pressiométrique module	29
Tableau III-4 : Le facteur Menard α	29
Tableau III-5 : paramètre géotechnique des couches	31
Tableau III-6 : classification RMR pour conglomérat.....	32
Tableau IV-1Classification AFTES des terrains encaissants	33
Tableau IV-2Classes de rocher et le temps de tenue moyen suivant la classification de Z. BIENIAWSKI	33
Tableau IV-3: temps de tenu moyen	34
Tableau IV-4 Choix des modes d'excavations d'après Z. BIENIAWSKI	34
Tableau IV-5Soutènement proposé par BIENIAWSKI pour notre terrain	35
Tableau IV-6Tableau récapitulatif des données des terrains traversés.....	36
Tableau IV-7Classification AFTES du terrain	37
Tableau IV-8Recommandations AFTES pour le soutènement des terrains traversés.....	38
Tableau V-1: tableau récapitulatif des efforts	51
Tableau V-2: récapitulatif des efforts et déformation des deux scénarios	54
Tableau VI-1Efforts internes du soutènement pour la section courante	64
Tableau VI-2Calcul du ferrailage longitudinal pour la section courante	65
Tableau VI-3Vérifications de la condition $\tau u \leq 0.07 f_{c28}/\gamma_b$ pour la section courante	66
Tableau VI-4:le ferrailage secondaire pour la section courante	67
Tableau VI-5:le ferrailage final pour la section courante.....	67
Tableau VI-6:Efforts internes du soutènement pour la section galerie	68
Tableau VI-7:Calcul du ferrailage longitudinal pour la section galerie	70
Tableau VI-8:Vérifications de la condition $\tau u \leq 0.07 f_{c28}/\gamma_b$ pour la section galerie	71
Tableau VI-9:le ferrailage secondaire pour la section courante.....	71
Tableau VII-1:Caractéristiques des zones sismiques pour les tunnels « A »	75
Tableau VII-2:Tableau des vitesses de cisaillement pour notre terrain en fonction de la catégorie du site.....	76
Tableau VII-3:Récapitulatif des résultats obtenus.....	78
Tableau VII-4:Résultats des efforts internes en tenant compte de l'interaction sol structure..	78

LISTE DES FIGURES

Figure I-1:les essais de reconnaissance	2
Figure I-2:les étapes de creusement à l'explosif	3
Figure I-3 : Brise roche.....	4
Figure I-4:Machine à attaque ponctuelle	4
Figure I-5 : Tunnelier TBM.....	4
Figure I-6 : creusement à pleine section.....	5
Figure I-7 : creusement calote-stross.....	5
Figure I-8 : creusement en section devisé	6
Figure I-9 : boulons à ancrage ponctuel	8
Figure I-10: boulons à ancrage repart.....	8
Figure I-11 : les cintres métalliques	9
Figure I-12 : les plaques de blindage.....	9
Figure I-13 : béton projeté	10
Figure I-14: coffrage du revêtement définitif.....	11
Figure I-15 : étanchéité des tunnels.....	12
Figure I-16 : drainage des eaux souterraines	13
Figure I-17 : turbine de ventilation.....	13
Figure II-1 : Image satellitaire du tunnel T2 Draa-el mizane tizi -ouzou.....	16
Figure II-2: Éléments du profil en travers	17
Figure II-3: Conception de la plateforme	18
Figure II-4 : : Terminologie employée	19
Figure II-5 : Hauteurs du gabarit	19
Figure II-6 : Conception de la section finale	20
Figure II-7 : Section transversale du tunnel.....	21
Figure II-8 : section transversale galerie de secours pour véhicule.....	22
Figure II-9 : plan de la galerie de secours	22
Figure III-1 : profile en long de l'unité géologique traversée	24
Figure III-2 : caisse n° 01/23	25
Figure III-3 : caisse n° 04/23	25
Figure III-4 : caisse n° 11/23	26
Figure III-5 : caisse n° 07/23	26
Figure III-6 : caisse n° 23/23	26
Figure V-1: Implantation des points sur Google Earth Pro	39
Figure V-2: Étapes pour convertir KML à GPX.	39
Figure V-3: Accueil de TCX Converter	40
Figure V-4:: Fenêtre de sélection de zone CIVIL 3D.	40
Figure V-5: Chargement des points sur CIVIL 3D	41
Figure V-6: Fenêtre pour exporter les points	41
Figure V-7: Extraire le tableau des coordonnées des points x y z à partir de CIVIL 3D	42
Figure V-8: Insertion du tableau de coordonnées et création d'une surface du terrain.....	42
Figure V-9: les propriétés des matériaux.....	44

Figure V-10: Maillage de terrain	44
Figure V-11: Attribution des paramètres géotechniques pour les couches	44
Figure V-1212 : Extraction de la coque de soutènement béton projeté.....	45
Figure V-13: Maillage des tubes	45
Figure V-14: les conditions aux limites et poids propres	45
Figure V-15: raffiner maillage.....	46
Figure V-16: contrainte initiale S-zz	46
Figure V-17: stage de construction synchro-décalé	47
Figure V-18: déformation du soutènement.....	47
Figure V-19: Section équivalente cintre + béton.....	48
Figure V-20: déformation selon axe z-z	49
Figure V-21: stage de construction synchronisé	49
Figure V-22: déformation de scénario synchronisée.....	50
Figure V-23: stage de construction scénario décalé	50
Figure V-24: les déformations de stage 16 "scénario décalé"	50
Figure V-25: stage de construction pour la galerie dans un seul sens.....	51
Figure V-26: déplacement en direction Z-Z pour un seul sens	52
Figure V-27: déplacement en direction X-X pour un seul sens	52
Figure V-28: stage de construction dans deux sens.....	53
Figure V-29: déplacement en direction X-X pour deux sens	53
Figure V-30: déplacement en direction Z-Z.....	54
Figure V-31: les déplacements selon l'axe z-z pour le soutènement provisoire STC.....	55
Figure V-32 : les efforts normaux pour le soutènement provisoire STC	55
Figure V-33: les déplacements totaux dans la connexion	56
Figure V-34: les efforts normaux au niveau de la connexion.....	56
Figure V-35: l'effort tranchant au niveau de la connexion	56
Figure V-36: les déplacements selon l'axe z-z dans STG.....	57
Figure V-37: effort tranchant dans STG.....	57
Figure V-38: effort normal dans STG	57
Figure VI-1: les déplacements dans le revêtement en 3d	59
Figure VI-2les efforts internes normaux développés dans le revêtement définitif en 3D.....	59
Figure VI-3: représentation des charge de terzaghi.....	60
Figure VI-4: modélisation des réactions hyperstatique	62
Figure VI-5: Réactions hyperstatiques pour scg.....	63
Figure VI-6: Réaction hyperstatique pour stc.....	63
Figure VI-7: modélisation STG.....	63
Figure VI-8: Modélisation STC.....	63
Figure VI-9: Interface EXPERT BA 2010	65
Figure VI-10: Interface EXPERT BA 2010	70
Figure VII-1: Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	74
Figure VII-2: Interactions terrain-structure	76
Figure VII-3: Input des données dans SOCOTEC	79
Figure VII-4: Output dans SOCOTEC	80

SOMMAIRE

I.	CHAPITRE I.....	1
I.1	Introduction :.....	1
I.2	Conception :.....	1
I.2.1	Classification des tunnels :.....	1
I.3	Étude des tunnels :.....	1
I.3.1	Reconnaissance :.....	2
I.3.2	Creusement :.....	3
I.3.2.1	Les différentes méthodes de creusement des tunnels :.....	3
I.3.2.2	Les techniques de creusement :.....	4
I.3.3	Soutènement provisoire :.....	7
I.3.3.1	Les différents types de soutènements :.....	7
I.3.3.2	Classification des soutènements :.....	7
I.3.4	REVÊTEMENT DÉFINITIF :.....	10
I.3.4.1	Types de revêtement :.....	10
I.3.5	Sécurité et équipement :.....	11
I.3.5.1	Les équipements de sécurité :.....	11
I.3.5.2	Le comportement au feu :.....	12
I.3.6	LES ACCESSOIRES DES TUNNELS :.....	12
I.3.6.1	Étanchéité :.....	12
I.3.6.2	Drainage :.....	13
I.3.6.3	Ventilation :.....	13
I.4	Conclusion :.....	14
II.	Chapitre II.....	15
II.1	Présentation du projet :.....	15
II.1.1	Introduction :.....	15
II.1.2	Le projet :.....	15
II.1.3	CONSISTANCE PHYSIQUE DE LA PÉNÉTRANTE :.....	15
II.2	CONCEPTION :.....	16
II.2.1	Introductions :.....	16
II.2.2	Plateforme :.....	16
II.2.2.1	Largeur roulable :.....	17
II.2.2.2	Bandes dérasées (BDD et BDG) :.....	17
II.2.2.3	Trottoirs :.....	17

II.2.3	Gabarit en hauteur	18
II.2.4	Section finale.....	20
II.3	GALERIES D'ACCÈS POUR VÉHICULES ET PIÉTONS	21
II.4	Conclusion :	22
III.	CHAPITRE III	23
III.1	INTRODUCTION :	23
III.2	Reconnaitances géologiques :	23
III.2.1	Objectif :	23
III.2.2	Moyens de reconnaitances géologiques :	23
III.2.3	Les unités géologiques traversées :	24
III.2.4	Interprétation des résultats de sondage ST-B2 :	25
III.3	ÉTUDE HYDROGÉOLOGIQUE :	27
III.4	ÉTUDE GÉOTECHNIQUE :	27
III.4.1	Introduction :	27
III.4.2	Les investigations dans la zone objet d'étude :	27
III.4.2.1	Sondages.....	27
III.4.2.2	Tests de Laboratoire	28
III.4.2.3	1 Essai Lugeon :	28
III.4.3	Paramétrage géotechnique des massifs rocheux :	30
III.4.3.1	Calcul des paramètres géotechniques :	30
III.4.3.2	Système de Classification de RMR :	31
III.5	Conclusion :	32
IV.	CHAPITRE IV	33
IV.1	Introduction :	33
IV.2	Classification des massifs rocheux :	33
IV.2.1	Recommandations de l'AFTES (A.F.T.E.S, 1974) :	33
IV.2.2	Méthode de Z. BIENIAWSKI (PANET, 1995) :	33
IV.2.3	Classification de Z. BIENIAWSKI des terrains encaissants.....	34
IV.2.3.1	Creusement :	34
IV.2.3.2	Creusement suivant les recommandations de Z. BIENIAWSKI :	34
IV.2.3.3	Soutènement :	35
IV.2.3.4	Soutènement d'après Z. BIENIAWSKI	35
IV.2.4	Soutènement d'après les recommandations de l'AFTES (A.F.T.E.S, 1974)	35
IV.2.4.1	Soutènement recommandé par l'AFTES :	37
IV.2.4.2	Choix du soutènement :	38

IV.3	CONCLUSION :	38
V.	Chapitre V : Analyse numérique tridimensionnelle	39
V.1	Modélisation de la géométrie :	39
V.1.1	Géométrie du terrain :	39
V.1.1.1	Convertir à l'extension « GPX » :	39
V.1.1.2	Convertir à CSV file :	39
V.1.1.3	Convertir les coordonnées à x y z (CIVIL 3D) :	40
V.1.1.4	Insertion des points topographiques dans MIDAS GT NX :	42
V.2	Les Étapes de modélisation par MIDAS GTS NX	42
V.3	Exécution des calculés :	45
V.3.1	Chargement des contraintes initiales :	46
V.4	Choix du soutènement pour les deux tubes :	47
V.5	Choix de scénario pour le processus excavation/soutènement :	49
V.6	Conclusion de choix des scénarios :	51
V.7	Choix de la variante pour l'excavation pour la galerie de secours :	51
V.7.1	Le premier scénario c'est d'excaver la galerie dans un seul sens :	51
V.7.2	Deuxième scénario : c'est d'excaver la galerie dans les deux sens	53
V.7.3	Conclusion de choix de la variante pour la galerie :	54
V.8	Vérifications finales du soutènement provisoire :	54
V.8.1	Vérifications du soutènement pour la section courante des deux tubes du tunnel	55
V.9	vérifications de la connexion :	55
V.10	Vérifications du soutènement pour section courante de la galerie :	57
V.11	Conclusion :	58
VI.	Introduction :	59
VI.1	Modélisation du Revêtement définitif :	59
VI.1.1	Théorie de TERZAGHI	60
VI.1.2	Modélisation du revêtement avec la méthode des réactions hyperstatique en 2D :	63
VI.2	Le revêtement définitif de la section courante :	63
VI.2.1	Description du modèle étudié :	63
VI.2.2	Chargement et résultats :	64
VI.2.3	Le ferraillage du revêtement	64
VI.2.4	Le ferraillage longitudinal :	65
VI.2.5	Le ferraillage transversal (BAEL, 1999) :	66
VI.2.6	Ferraillage secondaire :	67
VI.2.7	Ferraillage final :	67

VI.3	Modélisation du revêtement définitif de la section galerie :	68
VI.3.1	Description du modèle étudié :	68
VI.3.2	Chargement et résultats :	68
VI.3.3	Le ferrailage du revêtement :	69
VI.3.4	Le ferrailage longitudinal :	69
VI.3.5	Le ferrailage transversal (BAEL, 1999) :	71
VI.3.6	Ferrailage secondaire :	71
VI.4	Conclusion :	72
VII.	ÉTUDE SISMIQUE :	74
VII.1	Introduction :	74
VII.2	Classification de la zone sismique :	74
VII.3	Catégorie du tunnel :	74
VII.4	Coefficient d'accélération de zone :	75
VII.5	Classification des sites :	75
VII.6	Sollicitation induite sur le tunnel :	76
VII.7	Application :	77
VII.8	Calcul des armatures d'acier :	78
VII.9	Interprétation des résultats :	80
VIII.	CONCLUSION GÉNÉRALE :	81

**CHAPITRE 1 :
ETUDE
BIBLIOGRAPHIQUE**

I. CHAPITRE I

I.1 Introduction :

Les travaux souterrains ont pour but de construire des ouvrages situés sous terre pour faciliter la circulation des personnes, des véhicules, des marchandises et des fluides. Ils incluent des tunnels routiers et autoroutiers, des tunnels ferroviaires, des réseaux de transport collectif urbain, des métros, des voiries urbaines souterraines, ainsi que des galeries et des collecteurs pour l'adduction d'assainissement ou d'évacuation d'eau. Le plus ancien tunnel connu a été construit en Mésopotamie il y a environ 4 000 ans et mesurait 1 km de long. Il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter. Les tunnels modernes ont une variété d'applications, y compris les communications pour franchir des obstacles tels que des chaînes de montagnes, des cours d'eau ou des centres-villes. Les cavités souterraines sont également utilisées pour stocker des matières encombrantes ou dangereuses telles que le pétrole et le gaz, pour décongestionner les villes avec des parkings souterrains et pour abriter des unités de production d'énergie telles que des centrales enterrées. Dans ce chapitre, nous examinerons les normes de conception des tunnels et les différentes étapes à suivre pour leur étude, en particulier pour un tunnel autoroutier bitube avec sa galerie de secours qui est l'objet de notre étude.

I.2 Conception :

I.2.1 Classification des tunnels :

La classification des tunnels peut être basée sur plusieurs critères, tels que :

Selon leur destination :

- ✓ Les tunnels de communication (tunnels ferroviaires, tunnels routiers, etc.)
- ✓ Les tunnels de transport (adductions d'eau, galeries hydrauliques, égouts, etc.)
- ✓ Les tunnels et cavités de stockage (garages et parkings, stockages liquides, etc.)

- **Selon la géologie et la géotechnique :**

- ✓ Terrains meubles et terrain rocheux (gonflement, stabilité de la taille)
- ✓ Dur et tendre (sécurité, déformabilité, délais et coûts, etc.)
- ✓ Contrainte naturelle normale et élevée (comportement, stabilité)
- ✓ Sous nappe et sans nappe (comportement dû à la surcharge, disposition préventive)

- **Selon la forme :**

Circulaire, rectangulaire, elliptique, parabolique, complexe.

- **Selon le tracé et la position :**

Longueur, profondeur, inclinaison, alignement, nombre et disposition.

- **Selon le mode d'exécution :**

- ✓ À ciel ouvert ou en mine.
- ✓ En pleine section ou section divisée.
- ✓ À l'explosif, attaque ponctuelle, ou en bouclier.

I.3 Étude des tunnels :

Les sujets principaux que nous allons étudier peuvent être synthétisés comme suit :

- Les reconnaissances, qui incluent le choix d'un site et d'un tracé, ainsi que la recherche de difficultés particulières telles que les failles, les venues d'eau et les roches gonflantes.
- Le choix de la forme, du volume et de la section appropriés pour garantir la fonctionnalité, la stabilité et l'économie de l'ouvrage.
- La sélection des techniques d'excavation, qui est à la fois une question technique et économique.
- La détermination des dimensions du soutènement provisoire et du revêtement définitif.
- La vérification de la stabilité de l'ouvrage souterrain.

I.3.1 Reconnaissance :

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont les facteurs les plus déterminants en ce qui concerne la difficulté et le coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Ces conditions influencent fortement le choix des méthodes d'excavation, des soutènements et des revêtements, et peuvent entraîner des problèmes imprévus tels que la traversée d'un sol pulvérulent avec une forte pression d'eau, qui constitue l'un des pires scénarios pour le concepteur de l'ouvrage.

En général, les campagnes de reconnaissance commencent au début de l'étude d'avant-projet sommaire et se terminent au début de l'étude d'avant-projet détaillé. Cela permet d'utiliser les premiers résultats des levés de terrain, de la géophysique, des sondages et éventuellement des galeries de reconnaissance pour arrêter les options essentielles du projet lors des études d'avant-projet sommaire.

Pendant les études d'avant-projet détaillé, il est important de prévoir des investigations complémentaires pour éliminer le maximum d'incertitudes et répondre aux questions particulières soulevées par la première campagne de reconnaissance. Des reconnaissances (essais et mesures) sont également nécessaires pendant les travaux pour pouvoir adapter le projet aux conditions réellement rencontrées, dans des conditions normales de marché. Les valeurs caractéristiques des propriétés du terrain sont définies à partir des éléments suivants :

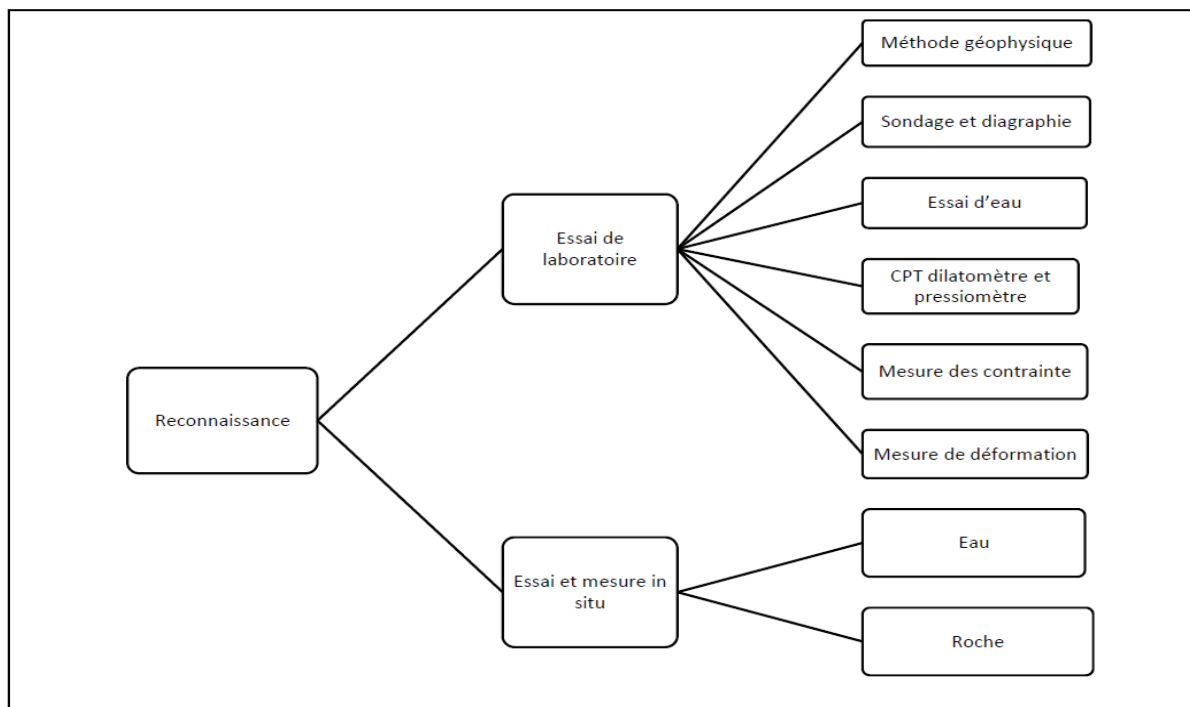


Figure I-1: les essais de reconnaissance

I.3.2 Creusement :

I.3.2.1 Les différentes méthodes de creusement des tunnels :

Chaque terrain a ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié, tel que :

A. Creusement à l'explosif :

Cette méthode a été, pendant de nombreuses années, la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne, ce type de creusement convient à des tunnels de sections de formes géométriques variées et réalisés en pleine section ou en section divisée.

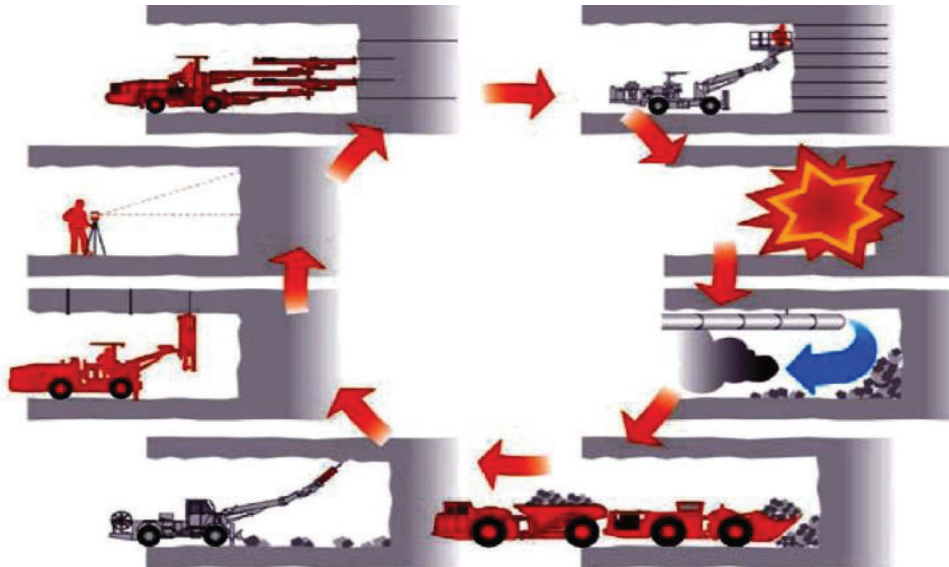


Figure I-2: les étapes de creusement à l'explosif

B. Creusement à attaque ponctuelle :

Si la roche est friable, l'excavation est exécutée par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le sol.

Ces machines à attaque ponctuelle, automotrices sur pneus ou chenilles sont équipées de bras orientables, à l'extrémité desquels est placé l'appareil d'attaque (godet excavateur, brise-roche, tête de havage à axe longitudinal ou transversal).

- Les déblais sont évacués vers l'arrière.
- La paroi est équipée à l'avancement d'un soutènement provisoire.
- Cette méthode est adaptée à tous les profils d'excavation.

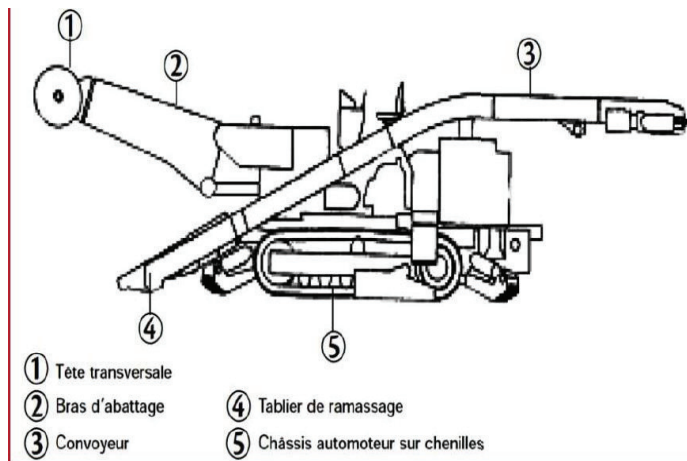


Figure I-4: Machine à attaque ponctuelle



Figure I-3 : Brise roche

C. Creusement au tunnelier (TBM) :

Cette méthode convient particulièrement au creusement de tunnels en zones urbaines et pour des tunnels de grande longueur.

Dans les terrains meubles, on utilise des foreuses rotatives qui creusent en pleine section circulaire, équipées d'une tête de formation et pourvues d'un poste de guidage.

Le tunnelier assure l'excavation des terrains, l'évacuation des déblais et fournit le soutènement provisoire avant l'installation d'un soutènement final.

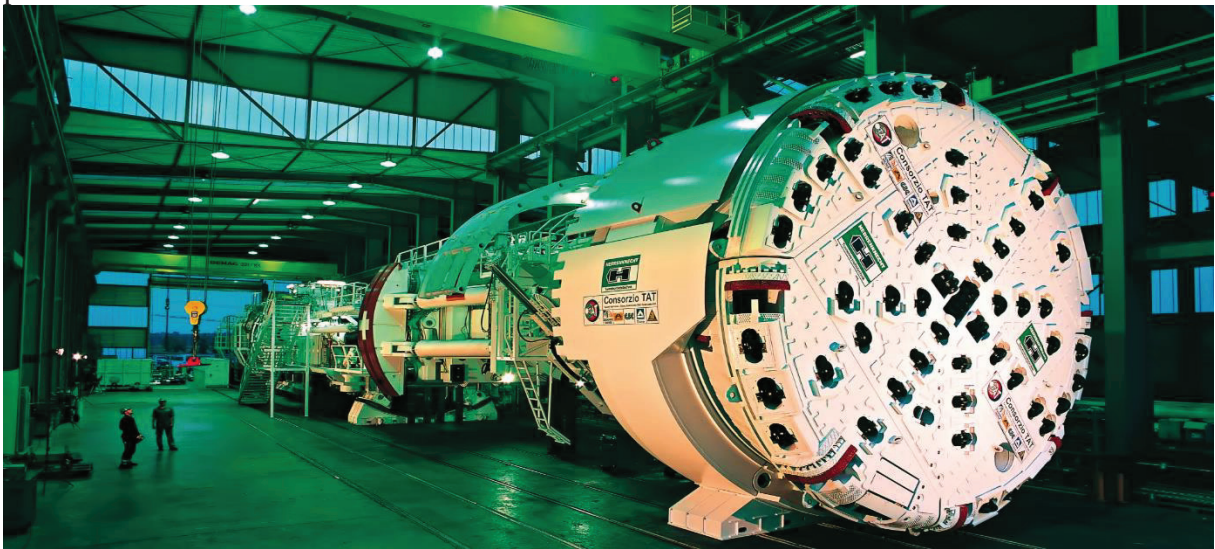


Figure I-5 : Tunnelier TBM

I.3.2.2 Les techniques de creusement :

Creusement à pleine section :

La méthode de creusement à pleine section nécessite l'emploi d'un matériel important (grande hauteur de l'excavation, importance des volumes de marouflage à chaque volée) : elle est donc bien adaptée lorsqu'on pense pouvoir l'employer sur de grandes longueurs de terrain homogène, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté.

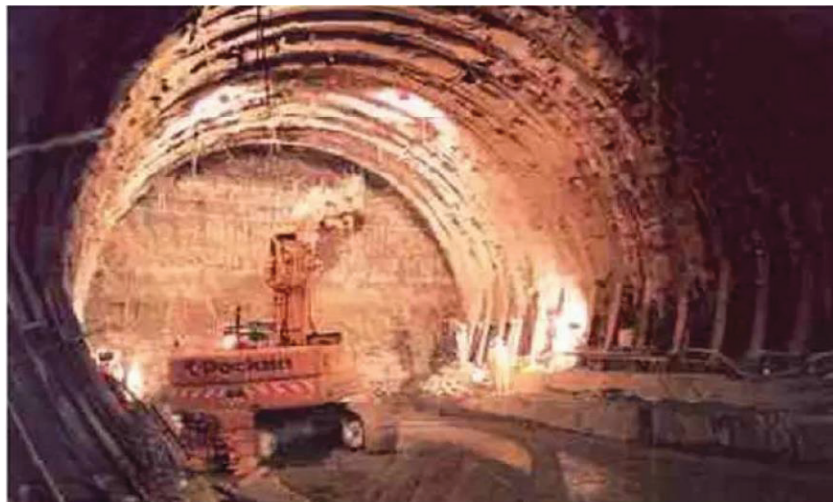


Figure I-6 : creusement à pleine section

Creusement en demi-section :

Dans la méthode de creusement en demi-section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement du stross, aussi bien en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micropieux sous les appuis de cintres, colonnes de jetgrouting en piédroits). En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section.



Figure I-7 : creusement calote-stross

La méthode de creusement en section divisée :

Consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galerie de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser (1). La section peut être divisée de différentes façons. Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section.

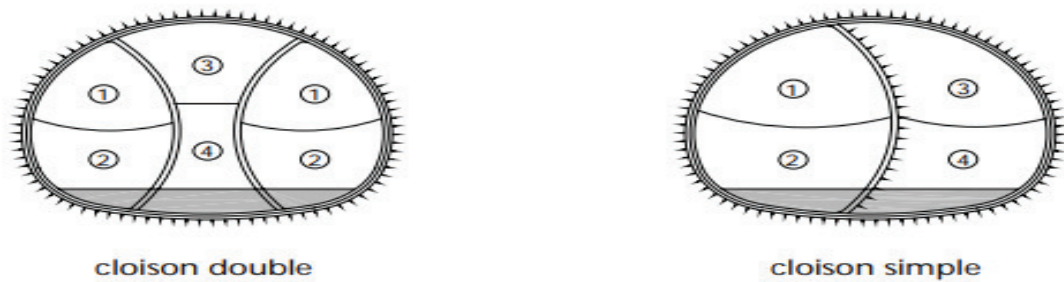


Figure I-8 : creusement en section divisé

LA NOUVELLE MÉTHODE AUTRICHIENNE NATM (RABCEWICZ 1964) :

La méthode autrichienne nouvelle (NMA ou NATM) est couramment utilisée dans les zones de roches tendres et consiste en un ensemble de techniques de soutènement telles que le boulonnage, les cintres et le béton projeté. Cette méthode s'est avérée efficace pour limiter la décompression des terrains proches de l'excavation. Le soutènement déformable utilisé est composé de boulons qui renforcent le terrain et d'une couche de béton projeté qui garantit la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur constitué par le terrain renforcé. L'excavation peut être effectuée à pleine ou à demi-section et parfois en sections divisées pour permettre une mise en place rapide du soutènement. Des ancrages scellés, créant une voûte armée dans le terrain, sont utilisés en plus d'une coque mince de béton projeté (d'une épaisseur de 15 à 30 cm) qui protège le terrain contre l'altération et apporte une pression radiale de confinement en répartissant les efforts rapportés aux têtes des ancrages. Si nécessaire, des cintres légers coulissants peuvent être utilisés pour renforcer la coque du béton projeté.

Domaine d'application :

Le domaine d'application de la méthode NATM est vaste et elle peut être utilisée dans différents types de sols et de roches. Voici quelques-uns des domaines d'application courants de la méthode NATM :

Tunnels ferroviaires : La méthode NATM est utilisée pour la construction de tunnels ferroviaires, que ce soit pour les lignes à grande vitesse ou les lignes conventionnelles. Elle permet de construire des tunnels solides et durables, capables de résister aux charges dynamiques dues au passage des trains.

Tunnels routiers : La méthode NATM est également utilisée pour la construction de tunnels routiers, que ce soit pour les autoroutes, les routes nationales ou les tunnels urbains. Elle offre une grande flexibilité dans la conception du tunnel, ce qui permet de s'adapter aux contraintes géologiques et aux exigences du projet.

Tunnels pour les services publics : La méthode NATM est souvent utilisée pour la construction de tunnels destinés aux services publics tels que les tunnels d'approvisionnement en eau, les tunnels d'évacuation des eaux usées, les tunnels pour les câbles électriques et les tunnels de transport de gaz.

Projets de métro : La méthode NATM est fréquemment utilisée dans la construction de tunnels pour les systèmes de métro. Elle permet de construire des tunnels rapidement et efficacement, réduisant ainsi les perturbations pour les voyageurs et les résidents environnants.

Projets hydroélectriques : La méthode NATM est utilisée pour la construction de tunnels dans les projets hydroélectriques, notamment pour les galeries d'amenée et les galeries de dérivation. Elle permet de traverser des massifs rocheux difficiles tout en assurant la sécurité

et la stabilité des tunnels.

Cette méthode est, en fait, une méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains. Par contre elle est limitée :

- par le temps de décohesion des terrains, qui peut faire que la plus grande section auto stable pendant la mise en place du soutènement n'a pas des dimensions suffisantes pour des raisons pratiques (mise en place des boulons) ou économiques
- par l'hétérogénéité du terrain et sa fracturation, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations
- par l'inaptitude du terrain au boulonnage
- par l'importance des venues d'eau et/ou de la charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

Avantages :

Dans les limites fixées ci-dessus, cette méthode s'applique à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées et aux sols très consolidés).

Un des avantages majeurs de la méthode est que le passage d'une catégorie à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires. Il suffit d'adapter la densité du soutènement, le pas d'avancement ou de modifier les phases d'excavation. Dans tous les cas, les moyens matériels nécessaires n'impliquent pas d'investissement important.

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

I.3.2.1 Soutènement provisoire :

Il arrive fréquemment que les excavations souterraines ne soient pas stables et qu'elles subissent des éboulements ou des effondrements, soit pendant la phase d'excavation, soit après un certain temps.

Dans d'autres cas, la convergence de l'excavation peut être excessive, ce qui nécessite la mise en place d'un soutènement pour garantir la stabilité des parois de la cavité souterraine. Le soutènement provisoire est une structure qui permet de maintenir cette stabilité pendant la période qui s'écoule entre le creusement de la cavité et la mise en place éventuelle d'un soutènement permanent.

I.3.2.3 Les différents types de soutènements :

1) Soutènement exercé en appliquant une pression de confinement au sol environnant :

Sont essentiellement :

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

2) Soutènement exerçant à la fois une pression de confinement et agissant comme renfort du sol environnant (armature) :

Sont essentiellement :

- ✓ Boulons d'ancrage ponctuel : fixés par voie mécanique ou chimique.
- ✓ Boulons d'ancrage réparti : Scellés à la résine ou au mortier.

3) Soutènement agissant comme supports :

Sont essentiellement :

- ✓ Cintres lourds.
- ✓ Cintres réticulés.
- ✓ Voussoirs en béton.
- ✓ Tubes enfoncés (voûte en forme de parapluie).

✓ Boucliers.

4) Soutènement consolidant le sol en vue de modifier ses propriétés géotechniques et/ou hydrologiques :

Sont essentiellement :

- ✓ Injection de consolidation
- ✓ Air comprimé
- ✓ Congélation.

I.3.2.4 Classification des soutènements :

- Soutènement métallique : Le premier type de soutènement employé dans les souterrains est le soutènement métallique qui comprend 4 catégories principales :
- Soutènement par boulons d'ancrage : Ceux-ci sont de deux types : boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage continu. Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain :

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

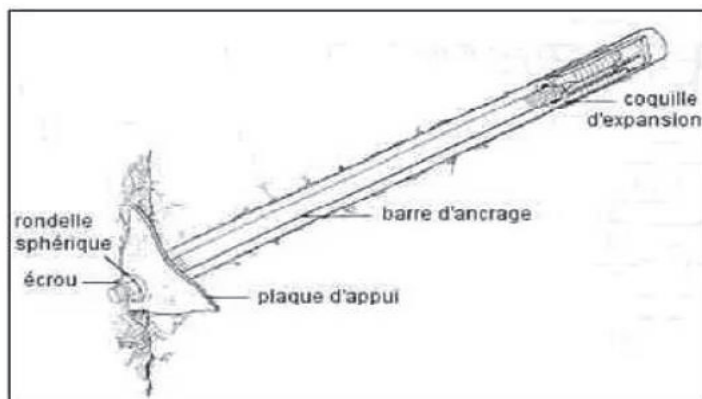


Figure I-9 : boulons à ancrage ponctuel

- le boulon à ancrage continu peut être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent. On utilise assez souvent un premier boulonnage immédiat et un deuxième boulonnage en dehors du cycle d'avancement.

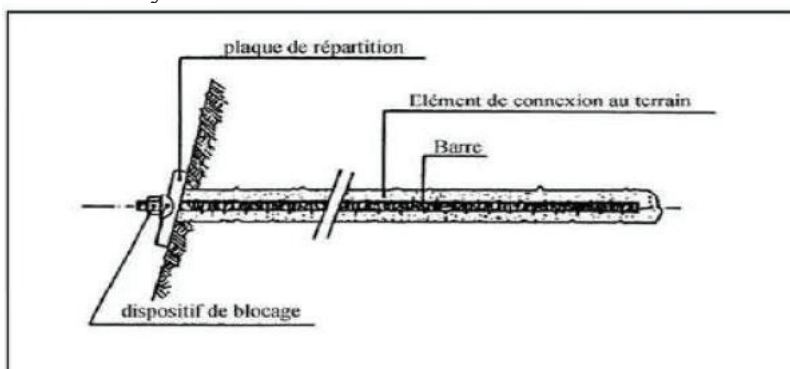


Figure I-10: boulons à ancrage repartition

- Soutènement par cintres métalliques :

Il s'agit d'ossatures en forme d'arcs ou de portiques, disposées selon la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois de l'excavation, le calage contre le terrain se faisant soit directement, soit par l'intermédiaire d'une "peau" ou le blindage masquant totalement ou partiellement la paroi.



Figure I-11 : les cintres métalliques

- **Soutènement par blindage :**

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

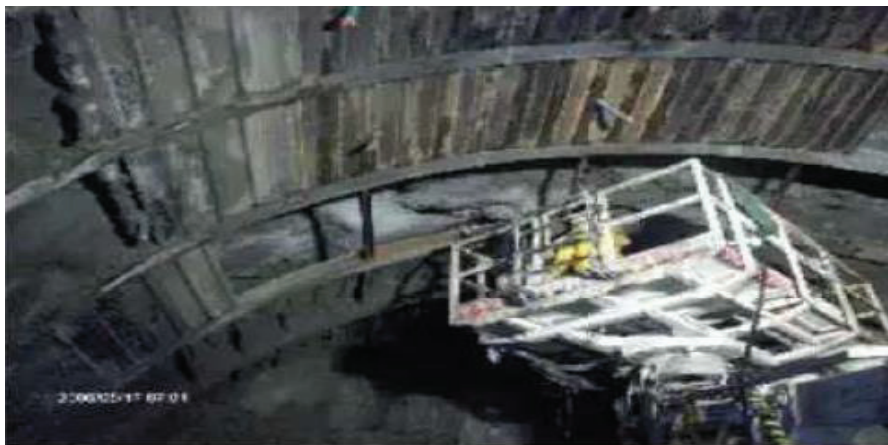


Figure I-12 : les plaques de blindage

- **Soutènement par enfilage :**

L'enfilage en calotte consiste à mettre en place des barres ou des plaques d'acier longitudinales, à la périphérie du front de taille, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement

- **Soutènement en béton :**

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

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

◆ **Pré revêtement coffré :** Utilisé soit sur de très courtes longueurs, soit en complément d'un soutènement par cintres métalliques pour renforcer ceux-ci. Ce pré revêtement peut être réalisé

avec un coffrage traditionnel ou avec des couchis métalliques jouant ce rôle de coffrage. Un revêtement définitif est ensuite mis en place à l'intrados du pré revêtement.

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

◆ **Voussoirs métalliques ou en béton préfabriqué** : Ces voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (en général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement). Des voussoirs particuliers (généralement en fonte) peuvent être utilisés au droit des réservations.

I.3.4 REVÊTEMENT DÉFINITIF :

Une fois que le soutènement provisoire a stabilisé l'excavation, le revêtement définitif est placé. Ce dernier est généralement conçu pour être résistant à la charge à long terme et sa fonction structurelle consiste à offrir une marge de sécurité supplémentaire à l'ouvrage.

Le revêtement délimite la section utile intrados, qui offre les fonctionnalités requises pour l'utilisation de l'ouvrage.

Il assure la stabilité et l'aptitude à l'usage pour lequel l'ouvrage est destiné et matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage.

Le revêtement reste visible à l'intérieur du tunnel, où il cache l'étanchéité et le soutènement provisoires. Il peut également être habillé pour répondre à des exigences esthétiques ou environnementales.

Le revêtement doit remplir plusieurs fonctions, notamment : garantir la tenue du tunnel à long terme, résister à la pression hydrostatique, protéger l'étanchéité et le système de drainage, limitation des coûts d'exploitation, support d'équipements d'exploitation et offrir un confort d'utilisation.

I.3.4.1 Types de revêtement :

A. Revêtement en béton projeté :

Il est envisageable d'utiliser un revêtement définitif en béton projeté pour les tunnels dont l'épaisseur du béton n'excède pas 15 ou 20 cm et dont le dimensionnement n'impose pas



Figure I-13 : béton projeté

d'épaisseurs supérieures. Au-delà de ces valeurs, l'utilisation du béton projeté est actuellement moins économique que celle du béton coffré. Cependant, l'avenir de la mécanisation et l'amélioration du rendement de la projection peuvent changer cette limite. Dans le cas des tunnels routiers, l'emploi du béton projeté est limité aux tunnels non ventilés ou semi-transversaux avec un conduit de ventilation impérativement en béton coffré. Il est possible d'utiliser des solutions de coques minces en béton projeté pour les travaux de réparation ou d'alésage, à condition que le terrain encaissant soit auto-stable

B. Revêtement en béton coffré armé :

Le revêtement en béton coffré armé est une solution adoptée lorsque le revêtement doit reprendre une charge hydrostatique importante, comme dans le cas d'un étanchement total



Figure I-14: coffrage du revêtement définitif

de l'ouvrage. Il peut également être armé lorsque l'épaisseur du revêtement est insuffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme en raison de convergences trop importantes. Par ailleurs, certaines parties d'ouvrages, comme les casquettes réalisées aux têtes à l'air libre ou les gaines de ventilation dans les tunnels routiers, sont en béton armé. Toutefois, ces structures sont construites de manière similaire aux ouvrages d'art en plein air. Enfin, il peut être nécessaire d'armer localement le revêtement dans des sections où les calculs montrent des contraintes de traction ou de cisaillement importantes. Ces sections, qui sont les plus sollicitées, se trouvent généralement en clé de voûte, en radier et à la

liaison radier-piédroits.

C . Revêtement en béton coffré non armé :

La méthode séquentielle est généralement considérée comme la meilleure solution technique et économique pour répondre à toutes les fonctions requises dans le domaine routier, en particulier pour la construction de tunnels. Cette approche est adoptée lorsque le revêtement ne doit pas supporter une charge hydrostatique.

I.3.5 Sécurité et équipement :

Lorsque leur longueur dépasse 300 mètres, les tunnels sont équipés d'appareils de sécurité pour assurer la sécurité des usagers, qu'ils soient dans des situations normales ou en cas d'incident. Ces équipements sont classés sous les catégories suivantes :

- ✓ Les équipements de sécurité
- ✓ Le comportement au feu

I.3.5.1 Les équipements de sécurité :

Les équipements de sécurité cruciaux ont été développés pour répondre à plusieurs préoccupations :

1. L'alimentation électrique : il est nécessaire de garantir le fonctionnement de l'éclairage de sécurité, de la signalisation, du balisage lumineux et des équipements de gestion du trafic.
2. La ventilation et le désenfumage : il est important de ventiler le tunnel en permanence et de maintenir un niveau de pollution inférieur aux seuils recommandés par le ministère de la Santé.
3. L'éclairage : il est crucial de maintenir un niveau d'éclairement minimal dans le tunnel.
4. Le réseau d'appel d'urgence : chaque usager doit être en mesure de communiquer rapidement avec les services de secours en cas de difficulté.
5. Les systèmes de détection et de lutte contre l'incendie : il est impératif d'installer un système de détection automatique d'incendie et de détecter tout incident le plus rapidement possible.

6. La retransmission des radiocommunications : il est nécessaire de garantir la continuité des communications et la retransmission des radiocommunications des services de secours dans le tunnel

I.3.5.2 Le comportement au feu :

Les matériaux utilisés pour la construction des structures et des équipements d'un tunnel doivent répondre à deux exigences principales. Tout d'abord, ils ne doivent pas brûler ou produire de grandes quantités de fumées toxiques en cas d'incendie dans le tunnel. En outre, les structures ne doivent pas s'effondrer pendant que les services de secours ou les usagers sont encore présents dans le tunnel. Ces objectifs sont liés au comportement au feu des matériaux ainsi qu'à la résistance au feu des structures et des équipements.

I.3.6 LES ACCESSOIRES DES TUNNELS :

I.3.6.1 Étanchéité :

Lorsqu'un revêtement est coulé en place, il est généralement nécessaire de prévoir une étanchéité en créant des joints transversaux équipés au droit de chaque reprise de bétonnage, ainsi que le long desquels seront placés des dispositifs. Si le revêtement est constitué de voussoirs préfabriqués, ces dispositifs doivent être complétés par une injection (en général de mortier de ciment) en arrière du revêtement.

L'étanchéité doit être réalisée sur les quatre faces de chacun des voussoirs en utilisant des joints préfabriqués en polychlorure de vinyle ou similaires, qui doivent être disposés autour des voussoirs. Il est également possible d'utiliser des joints contenant, partiellement ou totalement, un matériau hydro gonflant, qui a la propriété de gonfler en présence d'eau. Dans tous les cas, il est possible d'obtenir un bon résultat en termes d'étanchéité du revêtement à condition que les faces des voussoirs soient fabriquées avec une précision suffisante (± 1 ou 2 mm).



Figure I-15 : étanchéité des tunnels

I.3.6.2 Drainage :

Le captage d'eau dans un ouvrage souterrain peut se faire de manière ponctuelle ou surfacique. Cette eau est ensuite collectée et évacuée à l'extérieur à l'aide d'un système de drainage, dont la profondeur peut atteindre jusqu'à 25 mètres. Le système de drainage peut être temporaire, dans le but de faciliter la mise en place du complexe d'étanchéité, ou permanent, contribuant ainsi à la fonction d'étanchéité de l'ouvrage.



Figure I-16 : drainage des eaux souterraines

Ventilation :

Lorsque l'on effectue l'excavation à l'intérieur d'un tunnel, la ventilation est essentielle pour disperser les gaz toxiques, en particulier lorsque l'on utilise la méthode d'attaque à l'explosif, et pour éliminer la poussière générée par les gros engins de creusement. En outre, la ventilation fournit l'air nécessaire pour les travailleurs sur place. Le système de ventilation consiste en des tubes de diamètre variable, en fonction de la longueur du tunnel, qui transportent l'air à l'aide de ventilateurs de grande capacité installés à l'entrée du tunnel.



Figure I-17 : turbine de ventilation

I.4 Conclusion :

La construction d'un tunnel est un projet complexe et stratégique qui nécessite l'utilisation de différentes méthodes de creusement, de soutènement, d'étanchéité et de revêtement. Pour répondre aux besoins du terrain, plusieurs ouvrages ont été conçus pour adapter ces méthodes. Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes étapes de réalisation des tunnels, à savoir le creusement, les reconnaissances, les types de soutènement ainsi que le revêtement définitif, et les équipements de sécurité utilisés dans les ouvrages souterrains. Dans le prochain chapitre, nous fournirons des détails spécifiques sur notre projet de tunnel.

**CHAPITRE 2 :
PRESENTATION
DU PROJET ET
CONCEPTION**

II. Chapitre II

II.1 Présentation du projet :

II.1.1 Introduction :

Le réseau autoroutier algérien est en constante expansion, avec de nouveaux projets de construction en cours. Cela témoigne de l'importance accordée par le gouvernement à l'amélioration de l'infrastructure de transport du pays, ce qui permettra de stimuler le développement économique et de faciliter la mobilité des citoyens algériens, il est composé d'un certain nombre d'autoroutes qui traversent le pays, reliant les principales villes et régions.

L'autoroute Est-Ouest est la plus importante du réseau autoroutier algérien. Elle relie l'est du pays à l'ouest, en passant par Alger, la capitale. Cette autoroute a une longueur totale de plus de 1216 km et a été construite dans le but de faciliter les échanges commerciaux et de favoriser le développement économique du pays.

II.1.2 Le projet :

Il s'agit de la réalisation d'une pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia sur 48 km. Ce projet, confié au groupement algéro-turc dénommé « ONE » (Ozgun / Nurol/Engoa) conçu en 2×3 voies, traverse une zone montagneuse sur un grand linéaire. Ce projet d'envergure a été lancé en mars 2014 pour un délai de réalisation initial de 36 mois. Mais de nombreuses contraintes de travaux ont conduit à un allongement de ce délai.

Cette même partie de la pénétrante compte aussi deux tunnels (bitubes) d'une longueur totale de 1955 mètres. Ils sont prévus à Draâ El Mizan (sur 1205 m pour la partie de la wilaya de Tizi Ouzou) et Aït Yahia Moussa (750 m).

II.1.3 CONSISTANCE PHYSIQUE DE LA PÉNÉTRANTE :

- Linéaire de l'axe principal de l'autoroute : 48 KM
- Nombre total d'ouvrages : 41 Unités réparties sur 10 KM.
- Nombre de viaducs : 21 Unités réparties sur 09 KM.
- Nombre d'ouvrages hydrauliques : 51 Unités
- Nombre de tunnels : 02 Unités en Bitube réparti sur 1.955 km
 - Tunnel T1 au PK 21 +500
 - Tunnel T2 au PK 35 +960
- Nombre d'échangeurs : 08 Unités.

Dans ce présent mémoire, nous allons étudier et faire la conception du tunnel T2 qui fait partie de la section 2 du projet de la pénétrante de Tizi Ouzou

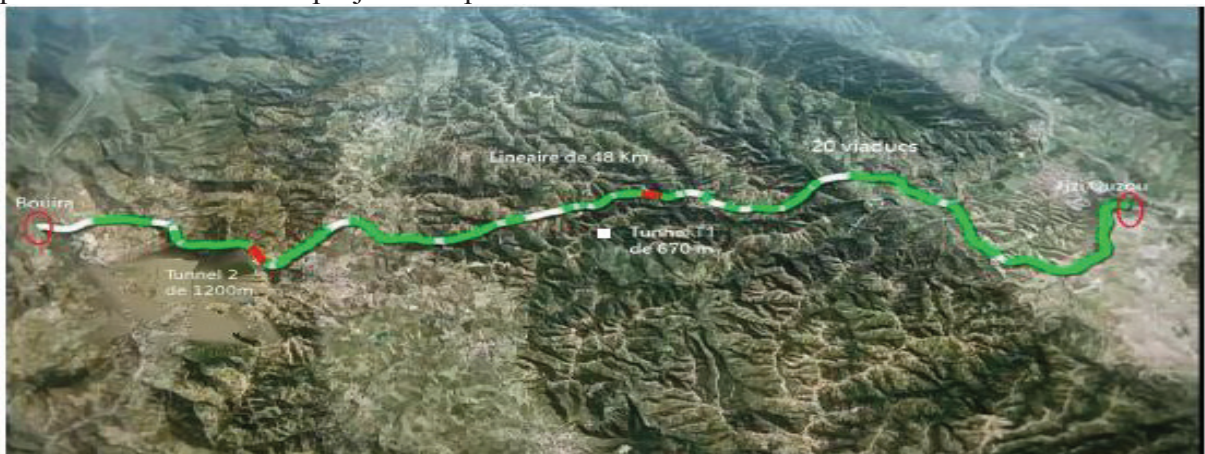




Figure II-1 : Image satellitaire du tunnel T2 Draa-el mizane tizi -ouzou

Tableau II-1: les points kilométriques du T1 et T2

Entrer		Sortie		Longueur	
Tube droit	Tube gauche	Tube droit	Tube gauche	Tube droit	Tube gauche
PK 35 +960	PK 35 +960	PK37+164.12	PK37+145.66	1204.12 m	1185.66 m

Objectif de ce projet :

La pénétrante de Tizi Ouzou qui relie la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de la ville de Djebahia, wilaya de Bouira, contribuera à l'amélioration de la communication de la ville avec l'intérieur et le reste du pays.

II.2 CONCEPTION :

II.2.1 Introductions :

Ce chapitre a pour but de décrire la conception de la section transversale d'un tunnel autoroutier, qui implique plusieurs caractéristiques de différentes natures. Tout d'abord, le tracé général de la route dans laquelle le tunnel est construit est pris en compte, incluant le nombre de voies de circulation, la pente maximale et transversale. Ensuite, le profil transversal à l'intérieur du tunnel est examiné, y compris la largeur des voies de circulation, les dispositifs hors chaussée et le gabarit en hauteur. En outre, il faut prévoir de l'espace pour les dispositifs de sécurité tels que les aires de stationnement, les zones d'arrêt d'urgence et les niches de sécurité. La configuration du tunnel, qu'il soit mono ou bitube, est également un facteur à prendre en compte, car elle influence 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, en raison notamment du pourcentage élevé de véhicules automoteurs et de poids lourds, ainsi que de la pente du tracé fixée à 3 %, pour garantir la sécurité et l'évacuation des usagers du tunnel.

II.2.2 Plateforme :

La plateforme d'un tunnel est constituée principalement de :

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

- Trottoirs.

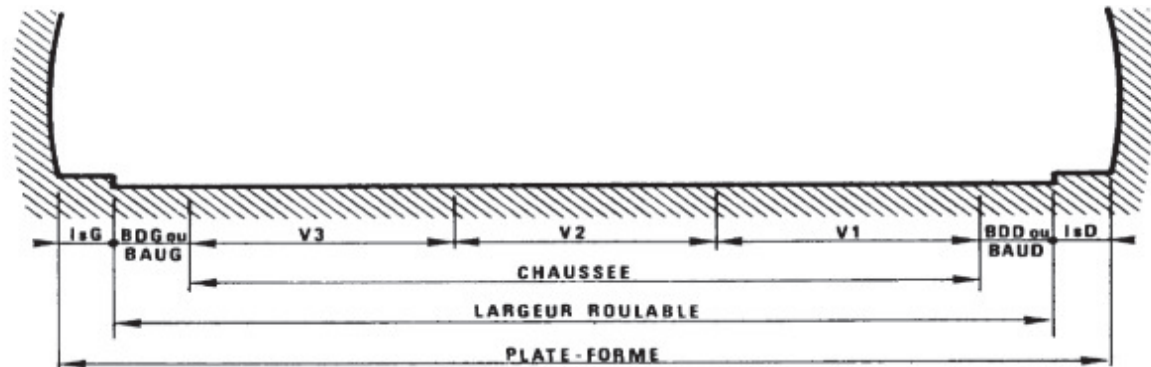


Figure II-2: Éléments du profil en travers

II.2.2.1 Largeur roulable :

Notre projet concerne la construction d'un tunnel pour une route qui est une autoroute reliant trois voies de circulation de 3,5 m chacune pour les deux sens de circulation, avec un dévers transversal minimal de 2,5 %

Par conséquent il aura une largeur de chaussée estimée à $3 \times 3.5 = 10.5$ m.

II.2.2.2 Bandes dérasées (BDD et BDG) :

Le but des bandes dérasées, à savoir les BDD (bandes dérasées droites) et les BDG (bandes dérasées gauches), est de permettre aux véhicules de récupérer leur trajectoire en cas de déviation, ainsi que de faciliter les manœuvres d'évitement. Les bandes dérasées de chaque côté de la chaussée ont une largeur qui varie entre 0,30 m et 1 m, avec des dimensions couramment utilisées de 0,3 m, 0,5 m, 0,6 m, 0,75 m ou 1 m [6]. Selon les normes géométriques des dossiers pilotes des tunnels établies par le CETU, les BDD sont généralement plus larges que les BDG. En conséquence, les largeurs seront déterminées comme suit :

BDD = 1 m,

BDD = 0.5 m,

II.2.2.3 Trottoirs :

Étant donné que la route qui traverse notre tunnel est une autoroute, la circulation des piétons est très rare. En fait, seuls les agents de service et les automobilistes en panne sont autorisés à circuler à pied dans le tunnel. Selon les normes de conception de tunnels du CETU, les trottoirs doivent avoir une largeur minimale de 0,6 m pour les bordures concaves et de 0,75 m pour les bordures verticales, de manière à permettre à un piéton potentiel d'avoir au moins 0,75 m de dégagement au niveau des épaules et des coudes. Après avoir pris en compte les réservations et les réseaux divers, nous avons retenu des largeurs de trottoirs spécifiques, à savoir :

- Trottoir gauche : 95 cm ;

- Trottoir droit : 80 cm.

La figure II.3 ci-dessous représente la conception de la plateforme de notre tunnel :

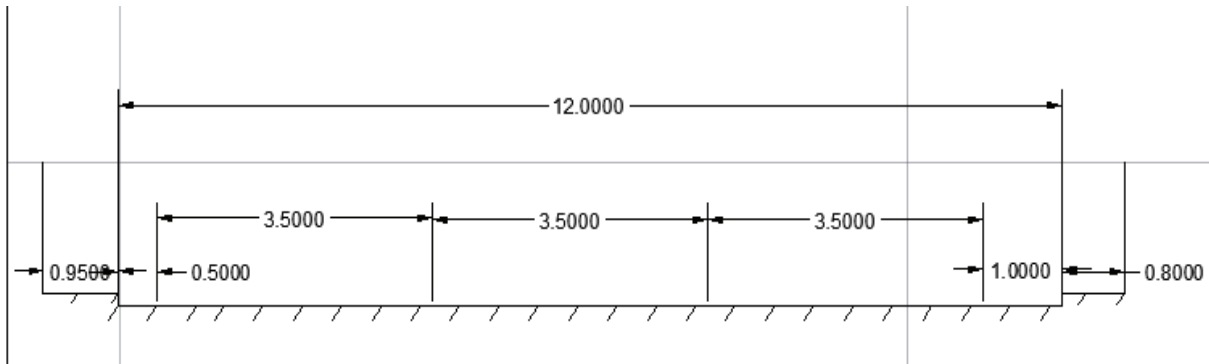


Figure II-3: Conception de la plateforme

II.2.3 Gabarit en hauteur

Le gabarit d'un ouvrage est principalement défini par la largeur de sa plateforme ainsi que par sa hauteur, afin de permettre le passage des véhicules et des poids lourds, ainsi que d'éventuelles opérations d'entretien ou d'installation d'équipements. La hauteur libre de l'ouvrage (H), qui représente la distance minimale entre la partie roulable de la plateforme et la sous-face de l'ouvrage, est déterminée par une hauteur libre minimale (H_m) ainsi que par des revanches de construction (R_c), de protection (R_p) et de signalisation (R_s).

$$H = H_m + R_c + R_p + R_s$$

- **La hauteur libre minimale (H_m) :**

C'est la hauteur minimale requise pour que l'ouvrage puisse permettre le passage des véhicules tout au long de sa durée de vie. Selon les normes de conception de tunnels du CETU [6], la valeur minimale de cette hauteur est de 4,75 m pour les tunnels autoroutiers ($H_m = 4,75$ m).

- **La revanche de construction et d'entretien (R_c) :**

Prends en compte les tassements, les erreurs de nivellement et les rechargements éventuels qui pourraient être effectués sur la chaussée, et doit être ajoutée à la hauteur minimale (H_m) requise. Selon les normes de conception de tunnels du CETU, cette grandeur est fixée entre 0,05 m et 0,10 m ($0,05 \text{ m} \leq R_c \leq 0,10 \text{ m}$).

- **La revanche de protection (R_p) :**

Elle est également ajoutée à la hauteur minimale (H_m) pour assurer la durabilité des équipements du tunnel. Selon les normes de conception de tunnels du CETU [6], la valeur minimale de cette revanche est de 0,10 m ($R_p \geq 0,10 \text{ m}$).

- **Revanche de signalisation (R_s) :**

Elle est conçue pour prendre en compte la signalisation. Cette revanche prend pour les hauteurs libres supérieures à 4,30 m les valeurs : $0,20 \text{ m} \leq R_s \leq 0,30 \text{ m}$ (sans équipement) ;

$0,30 \text{ m} \leq R_s \leq 0,40 \text{ m}$ (avec équipement).

La figure II.4 ci-après illustre la hauteur libre (H), la hauteur minimale (Hm), et les revanches Rc, Rp et Rs dans une section terminologie transversale

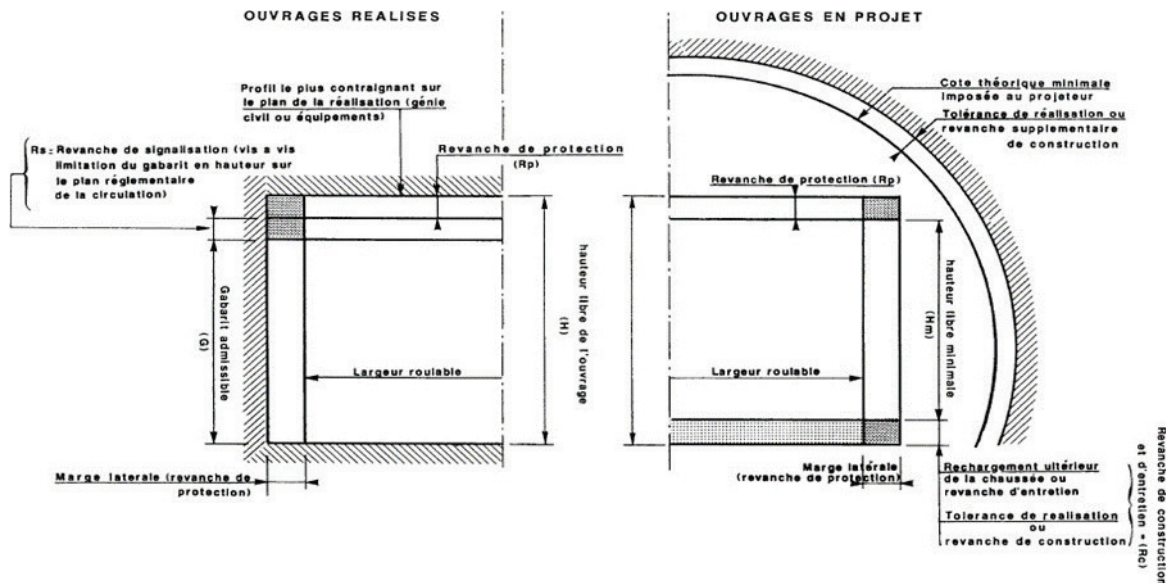


Figure II-4 : Terminologie employée

- **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 0,8 m) à gauche et à droite de la section transversale, selon SIA 197-2 [7].

Pour notre projet les valeurs des revanches prises en compte sont :

$R_c = 0,10 \text{ m}$; $R_p = 0,10 \text{ m}$ et $R_s = 0,30 \text{ m}$ et $H_t = 2,50 \text{ m}$.

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

La figure II.5 ci-après illustre les dimensions du gabarit en hauteur :

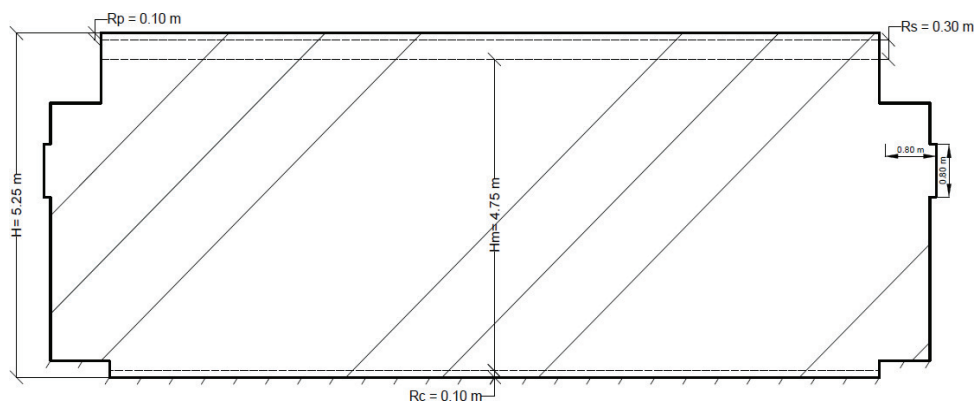


Figure II-5 : Hauteurs du gabarit

II.2.4 Section finale

Après avoir défini la largeur de la plateforme et les hauteurs du gabarit, il est temps de concevoir la section finale du tunnel ou de fermer le gabarit. Cette conception dépend de la détermination de trois rayons différents : le rayon supérieur, les rayons latéraux et le rayon inférieur. La figure II.6, présentée ci-dessous, illustre les trois rayons qui forment la section de fermeture du tunnel.

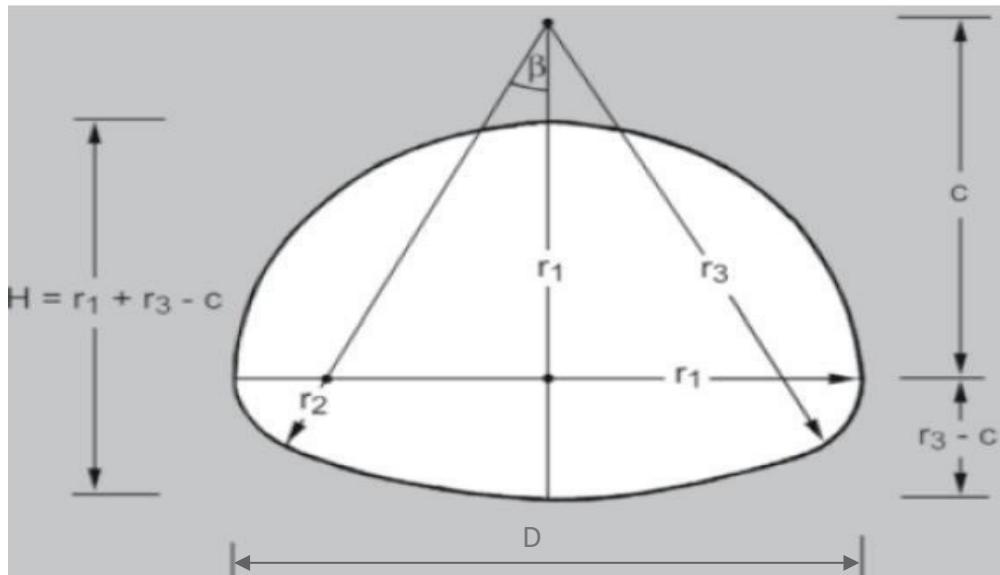


Figure II-6 : Conception de la section finale

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 droit (m), avec : $r_2 = \frac{3}{8} r_1$;

r_3 : Rayon inférieur (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 gauche et droit (r_2) : $r_2 = \frac{3}{8} * 7,35 = 2,75$ m

Rayon inférieur (r_3), avec : $r_3 = 2 * 7,35 = 14,7$ m

Position du centre du rayon r_3 (c) : $c = 1,5 * 7,35 = 11,03$ m

Hauteur de l'ouvrage (H) : $H = 7,35 + 14,7 - 11,03 = 11,02$ m ≈ 11 m

Après l'application numérique on passe aux conceptions sur logiciel autocad de la section finale tunnel, la section est présentée dans la figure ci-dessous II. 7

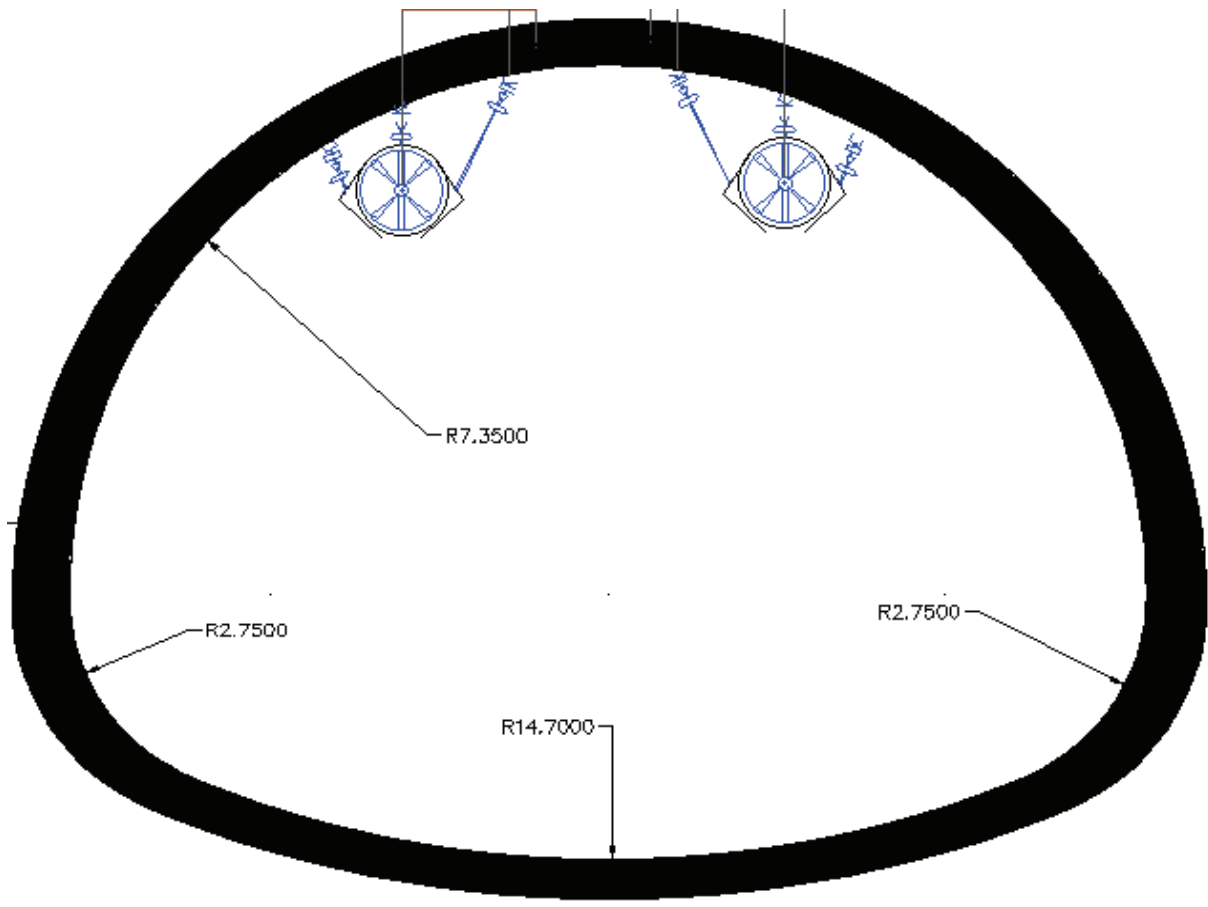


Figure II-7 : Section transversale du tunnel

II.3 GALERIES D'ACCÈS POUR VÉHICULES ET PIÉTONS

Le tunnel dispose de trois (3) communications inter-tubes, dont deux (2) galeries d'accès pour piétons et une (1) galerie d'accès pour véhicules.

- Accès pour Véhicule : PK :36 +660 (la galerie de notre tronçon étudié)
- Accès pour Piéton : PK :36 +410
- Accès pour Piéton : PK :36 +910

Pour la section de galerie de secours, on prend la section proposée par le bureau d'étude qui est présenté dans la figure II.8 suivantes

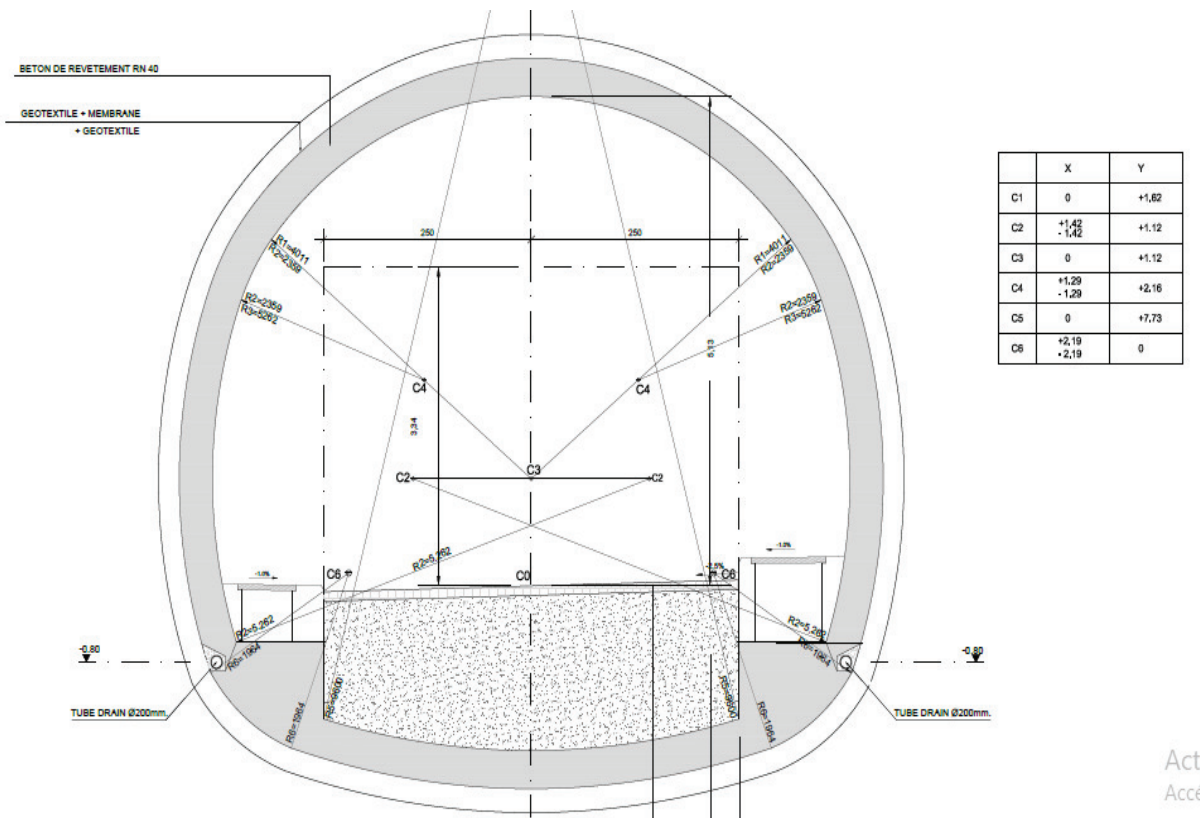


Figure II-8 : section transversale galerie de secours pour véhicule

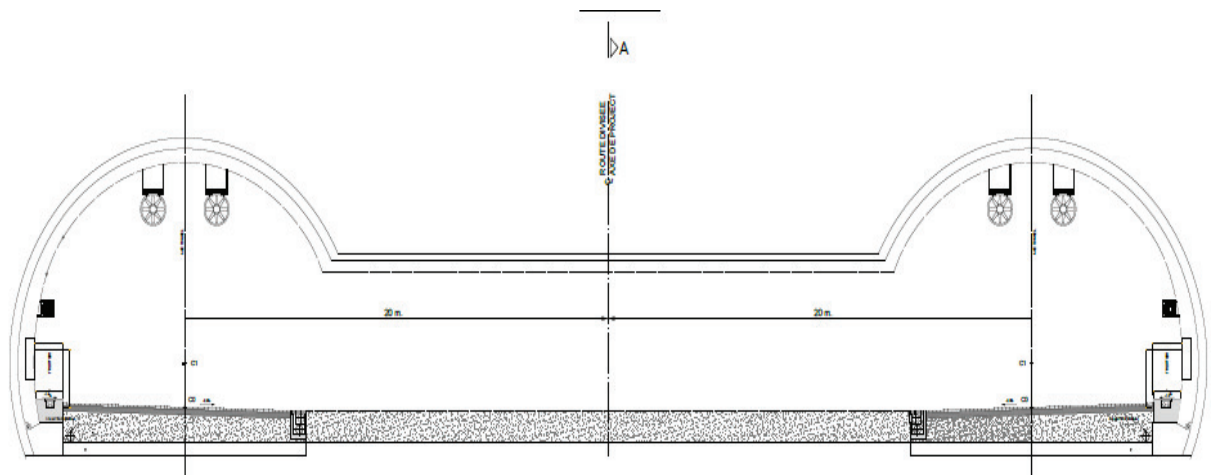


Figure II-9 : plan de la galerie de secours

II.4 Conclusion :

En analysant attentivement le dossier pilote de conception des tunnels autoroutiers, nous avons entrepris, dans ce chapitre, une démarche approfondie pour déterminer la section transversale finale optimale du tunnel autoroutier de La Pénétrente de Tizi Ouzou. Ce tunnel relie la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest, et il est essentiel de garantir son bon fonctionnement ainsi que sa durabilité sur le long terme. Les résultats de cette étude détaillée seront examinés et développés dans les chapitres suivants, permettant ainsi une compréhension approfondie des divers aspects liés à la conception et à la performance de ce tunnel autoroutier.

A photograph of a geological outcrop showing various rock layers and textures. A geological hammer is visible on the right side for scale. A white diamond-shaped graphic is overlaid in the center, containing the chapter title.

**CHAPITRE 3 :
RECONNAISSANCE
DU TERRAIN**

III. CHAPITRE III

III.1 INTRODUCTION :

Les choix des méthodes d'excavation, de soutènement et de revêtement sont grandement influencés par les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.

Par conséquent, il est crucial de bien connaître ces facteurs afin de prévoir et résoudre les problèmes imprévus.

Pour cette raison, une reconnaissance minutieuse du terrain le long du tracé est nécessaire. Ce chapitre présente les études et les reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du site.

III.2 Reconnaissances géologiques :

III.2.1 Objectif :

Pour concevoir un tunnel de manière efficace, le concepteur doit disposer des éléments suivants, fournis par les études géologiques et les reconnaissances sur le terrain :

La géologie régionale, l'histoire géologique et la tectonique du massif.

La structure du massif.

Un inventaire des accidents géologiques tels que les failles, les zones fracturées et les zones broyées, ainsi que leur localisation précise.

Une description détaillée des terrains rencontrés, y compris leur nature pétrographique et minéralogique, leurs qualités et leurs discontinuités.

III.2.2 Moyens de reconnaissances géologiques :

1. Inventaire des données géologiques existantes :

- ✓ Cartes géologiques (1:150 000, 1:125 000),
- ✓ Photographies aériennes (1:150 000 environ),
- ✓ Documents et études géologiques (par exemple banque de données des sondages, études structurales)
- ✓ Reconnaissance par télédétection.
- ✓ Documents climatiques et météorologiques,
- ✓ Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situées à proximité, et éventuellement des constructions de surface,
- ✓ Relevés de carrières souterraines.

2. Levé géologique de surface :

- ✓ Le levé des affleurements.
- ✓ L'inventaire des éléments concernant la tectonique (plissements, failles).
- ✓ L'étude des discontinuités (stratification, schistosité, fissures,) avec orientations réparties sur un diagramme.
- ✓ La description des accidents de surface : altération, fauchage, appels au vide, glissements, effondrements.
- ✓ L'examen des sites des têtes et si nécessaire des accès.

3. Géophysique :

Les levés géologiques sont souvent complétés par des prospections géophysiques. Ces dernières fournissent une vue d'ensemble de l'épaisseur des zones altérées, de la structure du massif, de la qualité du rocher en profondeur, ainsi que de la forme et de la disposition des accidents géologiques. Parmi les méthodes de prospection les plus couramment utilisées pour les projets d'ouvrage souterrain, on trouve la sismique réfraction et la résistivité électrique.

4. Télédétection :

En général, son objectif est de recueillir toutes les informations structurales pertinentes, telles que les failles anciennes ou actives, les zones mylonitisées, les anomalies mécaniques, les cavités souterraines naturelles, et ainsi de suite.

5. Sondages :

L'objectif des sondages est de déterminer avec précision la position, la nature et l'inclinaison des différentes couches géologiques traversées, ainsi que le régime hydraulique de l'ouvrage. Les résultats obtenus sont ensuite projetés sur un profil en long pour permettre au concepteur d'implanter l'ouvrage sur les couches les plus favorables.

Dans la plupart des cas, les résultats des sondages doivent confirmer de manière efficace les hypothèses formulées sur la structure du massif à partir du levé de surface et de l'étalonnage de la géophysique.

III.2.3 Les unités géologiques traversées :

D'après le profil géologique, notre tunnel traverse l'unité géologique caillou/grès. Cette unité occupe de grande surface dans la région de Draa el Mizane entre les PK36+500 et PK 36+800. Elle est révélée par le sondage réalisé au niveau de cette section ST-B2 sur de très grandes profondeurs (103 m)

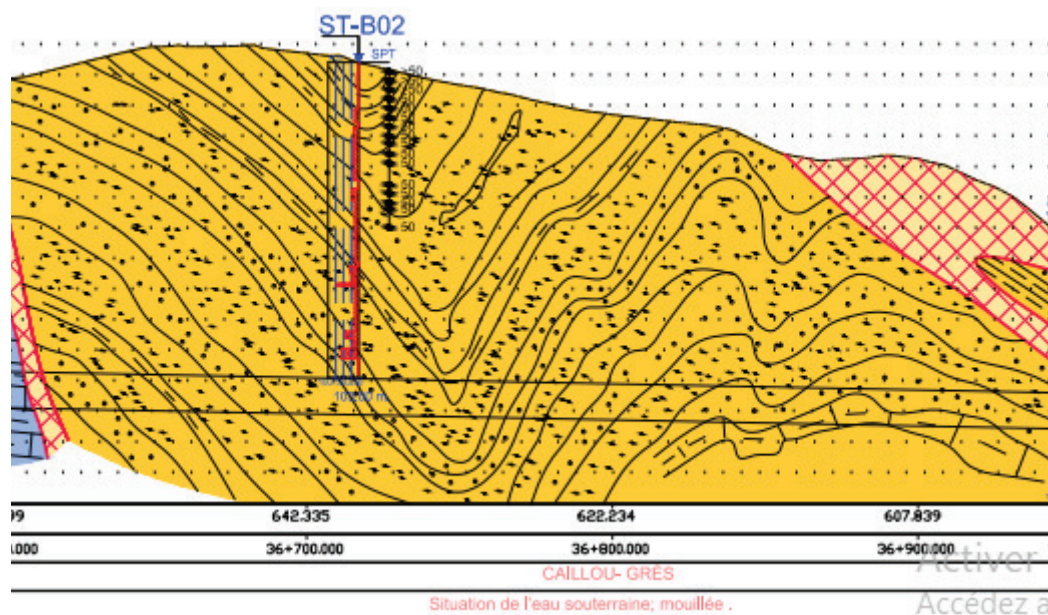


Figure III-1 : profil en long de l'unité géologique traversée

III.2.4 Interprétation des résultats de sondage ST-B2 :

Le sondage se situe dans PK 36 +727 dans une profondeur de 103 m (voir annexe 2) de point de vue général le sondage formé d'une série d'unités de grès à grain fin et d'argilite grisâtre et des conglomérats avec des épaisseurs variables sont présentés au-dessous :

- 1- **La terre végétale** : Cette couche varie entre 0 et 0,5 m
- 2- **Grès très fracturé, très altéré** :
Cette couche varie entre 0,5 – 8.4 m



Figure III-2 : caisse n° 01/23

Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : ST-B02

Caisse n° : 01/23

Profondeur : 0,00 à 4,20 m

- 3- **Argilite grisâtre, très altérée, très fracturée** :

Cette couche varie de 8.4 à 15.2 m



Figure III-3 : caisse n° 04/23

Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : ST-B02

Caisse n° : 04/23

Profondeur : 11,40 à 16,20 m

4- Argilite grisâtre faiblement altérée et faiblement fracturée :
Cette couche varie de 38.5 à 45.1 m



Figure III-4 : caisse n° 11/23

Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrente autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : ST-B02
Caisse n° : 11/23
Profondeur : 43,35 à 46,50 m

5- Grès faiblement altéré, faiblement fracturé :
Cette couche varie de 15.2 m à 38 .5 m et de 45.1 à 93.8 m



Figure III-5 : caisse n° 07/23

Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrente autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : ST-B02
Caisse n° : 07/23
Profondeur : 24,00 à 29,50 m

6- Conglomérat :
Cette couche varie entre 93 .8 et 103 m



Figure III-6 : caisse n° 23/23

Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrente autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : ST-B02
Caisse n° : 23/23
Profondeur : 94,50 à 103,00m

III.3 ÉTUDE HYDROGÉOLOGIQUE :

Dans la zone du tunnel, nous observons une succession de différentes couches géologiques comprenant des niveaux de grès, de conglomérats et d'argilite. Ces formations géologiques sont visibles à la surface et suggèrent la présence de divers matériaux dans la structure du tunnel. De plus, près de la sortie du tunnel, une source d'eau a été identifiée, ce qui indique la possibilité de la présence d'une certaine quantité d'eau à l'intérieur du tunnel. Cette découverte souligne l'importance de prendre en compte la gestion des eaux souterraines lors de la conception et de la construction du tunnel, afin de garantir une étanchéité adéquate et d'éviter les problèmes liés à l'accumulation d'eau.

Lors des investigations approfondies effectuées dans la région étudiée, à l'aide de sondages ST-B2 atteignant une profondeur de 103 mètres, il a été constaté qu'aucun niveau d'eau souterraine n'était présent. Le sondage a été réalisé avec une grande précision afin d'identifier toute présence éventuelle d'eau souterraine dans la zone étudiée. Malgré ces efforts, aucun indice ou signe d'eau souterraine n'a été observé lors de ce sondage approfondi. Cette information est importante pour comprendre le contexte hydrogéologique de la région, ainsi que pour évaluer les impacts potentiels sur les projets ou les activités qui pourraient dépendre de l'approvisionnement en eau souterraine dans cette zone.

III.4 ÉTUDE GÉOTECHNIQUE :

III.4.1 Introduction :

Les responsables d'un projet de tunnel suivent des étapes incontournables, comme pour tout projet de génie civil. Pour ces projets, la reconnaissance géotechnique est l'étape la plus importante de l'étude, et les autres étapes ne sont que la suite logique de cette dernière. Compte tenu des différences possibles entre les projets de tunnels, tels que la profondeur, la géométrie, la nature du terrain et la méthode d'excavation, il est crucial de mener une bonne reconnaissance géologique et géotechnique du milieu pour choisir la méthode de stabilisation des terrains et les scénarios de creusement du tunnel, ainsi que pour estimer la réaction du terrain lors de l'excavation. Pour cela, il est nécessaire de procéder à une reconnaissance du sol le long du tracé d'un ouvrage, en prenant en compte les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques qui sont des facteurs importants. Ces éléments déterminent le degré de difficulté et le côté de réalisation d'un ouvrage souterrain, en influençant le choix et la mise en œuvre des méthodes de construction. Ainsi, pour élaborer une analyse géotechnique et géologique détaillée et construire un modèle géologique de référence (MGR) détaillé, il est essentiel de passer par cette étape.

III.4.2 Les investigations dans la zone objet d'étude :

III.4.2.1 Sondages

Les études de sondage effectuées pour détailler les unités composant le trajet du tunnel, d'un point de vue géologique et géotechnique et pour déterminer les caractéristiques d'ingénierie des unités situées dans cette section sont indiquées ci-dessous. Les coordonnées relatives aux sondages effectués, les cotes de l'ouverture et leurs profondeurs ont été énumérées.

Dans notre tronçon étudié du pk 36 +500 au pk 36 +800 on a un seul sondage ST-B2

Tableau III-1: caractéristiques du sondage ST-B2

2	ST-B2	36+727	572182	4042632	639	103,00	0,00-4,00: Argile limono-sableuse. (Mayonne SPT N: >50) 4,00-103,00: Grès à grain fin, argilite grisâtre, conglomérat (Moyenne RQD: %3-%72)
---	-------	--------	--------	---------	-----	--------	--

Voire Annexe F

III.4.2.2 Tests de Laboratoire

Les tests de laboratoire nécessaires ont été effectués sur les échantillons prélevés dans le sondage creusé dans notre zone du projet (ST-B2). Les tests de laboratoire ont été effectués pour la représentation des paramètres géotechniques de l'unité observée sur le trajet. Les résultats récapitulatifs des tests étant présentés dans le tableau suivant, leurs évaluations figurent dans les parties suivantes du rapport.

Tableau III-2: récapitulatif des essais physiques-chimiques et mécanique

Sondage	Profondeur (m)	Essais physiques-chimiques								Essais mécaniques				RCS avec mesures de mod. De Youung et Poisson	
		yh	Sr	W	Lim. Atter.			Granulo.	Granulo. par sedimentation	Cisaillement CU		Cisaillement CD			
		(t/m3)	(%)	(%)	wl	wp	IP	<2mm	<0,08mm	Cu (Mpa)	Φ(°)	Cu (Mpa)	Φ(°)	Rc (Mpa)	E (Mpa)
ST-B2	18,80-19,05	-	-	1,16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	23,76	3110,3274
	33,00-33,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	42,85-43,25	-	-	5,07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,62	437,5594
	52,85-53,10	-	-	2,71	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19,79	2,687664
	60,85-61,20	-	-	1,31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	63,50-63,80	-	-	2,07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	70,20-70,45	-	50,33	0,44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	78,80-79,10	-	41,96	0,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	88,75-89,00	-	100	2,19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,08	575,7613

III.4.2.3 1 Essai Lugeon :

L'essai Lugeon est une méthode qui permet de déterminer la perméabilité dans un massif rocheux moyennant l'injection d'eau à pression variable en échelonnées successifs de charge (0, 1, 2, 4, 6, 8, 10 kg/cm² d'habitude) avec la pression constante pendant des périodes de 10 minutes et en mesurant les admissions. Ces essais sont réalisés dedans le sondage par tronçons de 5 m de longueur.

L'unité Lugeon est une unité adimensionnelle déterminée à partir de l'absorption de 1 litre d'eau/minute/mètre donné par la formule

$$U \cdot L = \frac{Ab \cdot U}{P \Delta 10 \text{ kg/cm}^2}$$

Tel que : Ab U : Absorption unitaire

PΔ = Pression effective maximale à 10 kg/cm²

Ab = Absorption en litres

Pour caractériser la perméabilité autour du tunnel, 3 essais Lugeon ont été réalisés dans le sondage ST-B02.

Les résultats des essais Lugeon réalisés (voir Annexe A) montrent des perméabilités entre 0 et 3 U.L, ce qui veut dire que le massif du tunnel se comporte de façon pratiquement imperméable. Les résultats des essais de pressiomètre obtenus des sondages :

Tableau III-3: résultats d'essai pressiométrique module

No	Forage	Em (Mpa)	α facteur	Calculé Em (Mpa)
ST-B01	30,5	48,278	2/3	58,5/(2/3)=88
	40	68,633		
ST-B02	80,5	105,737	2/3	124/(2/3)=186
	90,5	152,199		
	99,8	113,696		

Le module d'élasticité de l'unité est déterminé en utilisant les résultats de l'essai de pressiomètre. Pour évaluer le module d'élasticité de la masse de roche, on utilise l'équation $E_i = E_m/\alpha$, où le facteur α est calculé à partir du tableau 6-2 d' E_m (module d'élasticité) obtenu des essais de pressiomètre présentés dans le tableau suivant. Le tableau fournit également une approximation du facteur α pour l'unité rencontrée au niveau du tunnel. Après avoir calculé le facteur α , on peut trouver la valeur E_i pour l'unité rencontrée, qui est indiquée dans le tableau.

Tableau III-4 : Le facteur Menard α

Soil type	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand and gravel	
	E/p_L^*	α	E/p_L^*	α	E/p_L^*	α	E/p_L^*	α	E/p_L^*	α
Over consolidated		1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normally consolidated	For all values	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Weathered and/or remoulded		1	7-9	1/2		1/2		1/3		1/4
Rock	Extremely fractured				Other				Slightly fractured or extremely weathered	
	$\alpha = 1/3$				$\alpha = 1/2$				$\alpha = 2/3$	

Remarque : Il est important de noter que l'essai pressiométrique peut présenter certaines limites en termes de fiabilité lorsqu'il est utilisé dans des roches. En raison des propriétés spécifiques des roches, telles que leurs hétérogénéités et leurs anisotropies, l'interprétation des résultats de l'essai pressiométrique peut être moins précise et conduire à des estimations moins fiables du module d'élasticité.

Dans de tels cas, il est souvent recommandé d'utiliser l'essai dilatométrique pour mesurer le module d'élasticité de la roche. L'essai dilatométrique permet de mesurer directement les variations de dimension d'un échantillon de roche en réponse à des changements de contrainte ou de température. En utilisant un dispositif de dilatomètre adapté, on peut obtenir des mesures plus précises et fiables du module d'élasticité de la roche.

III.4.3 Paramétrage géotechnique des massifs rocheux :

III.4.3.1 Calcul des paramètres géotechniques :

Nous avons choisi de calculer les paramètres géotechniques à l'aide du logiciel ROCK DATA,

afin d'obtenir les résultats du GSI, la résistance à la compression et constant m_i (**le facteur lithologique**), la cohésion, l'angle de frottement et le module de déformation.

Nous avons expliqué précédemment que nous avons cinq couches, nous allons donc calculer les paramètres géotechniques pour chaque couche.

La première couche (**Grès très fracturé très altéré**) avait un essai de compression simple qui a donné un résultat de 4 MPa, pour le GSI nous avons sélectionné est collecté selon les abaques pour trouver un résultat de 10, tandis que $m_i = 13$ (voir Annexe B)

La deuxième couche (**Argilite grisâtre très altérée, très fracturée**), nous avons recueilli le résultat de compression simple dans le sondage ST B2 pour obtenir une résistance à la compression de 1 MPa, tandis que le GSI est la moyenne des résultats du GSI dans cette couche (GSI=15). (Voir Annexe B).

La troisième couche (**Argilite faiblement altérée et faiblement fracturée**), de même nous avons recueilli le résultat de compression simple dans le sondage ST B2 pour obtenir une résistance à la compression de 4.62 MPa, tandis que le GSI est la moyenne des résultats du GSI dans cette couche (GSI=25). (Voir Annexe B).

La quatrième couche (**Grès faiblement altéré, faiblement fracturé**) en fait, lors de calculs de module d'élasticité dans deux différentes profondeurs du sondage nous avons trouvé deux valeurs éloignées l'une d'autre, la première est normalement basée qui valait 2.68 MPa donc elle n'est pas prise en considération et la deuxième valeur vaut $E = 3110.32$ MPa donc on a décidé de prendre la moyenne entre cette valeur et la valeur proposée par le logiciel ROCK DATA qui est de 5590.78 MPa, pour la valeur de la résistance à la compression on a pris la moyenne des valeurs obtenues dans les deux couches et qui vaut 21.7 MPa et pour le GSI obtenu est la moyenne des résultats du GSI dans cette couche (GSI=55).

La cinquième couche (**conglomérats**) on a pris une valeur de GSI de 45 à cause d'existence des plans de faiblesse (une seule famille de discontinuité)
Les fiches obtenues à ROCK DATA sont présentées dans le tableau (voir Annexe C).

Tableau récapitulatif qui présente les résultats de paramétrage géotechnique des massifs rocheux
 Tableau III-5 : paramètre géotechnique des couches

<i>R/ T</i>	GSI	Rc (Mpa)	E (Mpa)	mi	D	C (Mpa)	Ø (°)
<i>Grès très altéré très fracture</i>	10	4	4350.55	13	0.2	0.074	17.27
<i>Argilite très altérée très fracture</i>	15	1	437.559	6	0.2	0.016	13.98
<i>Argilite faiblement altérée et faiblement fracturée</i>	25	4.62	437.559	8	0.2	0.119	19.17
<i>Conglomérat</i>	45	12.85	575.76	16	0.2	0.636	31.19
<i>Grès faiblement altéré et faiblement fracturé</i>	55	21.7	4350.55	16	0.2	1.259	34.53

III.4.3.2 Système de Classification de RMR :

Le Système de Classification RMR a été développé pour la première fois, par Bieniawski (1973) entre les années 1972-1973. Le système a été modifié à plusieurs reprises, dans la période des 15 années, jusqu'au 1989, en se basant sur les observations faites et les nouvelles données. Entre 1973 et 1989, dans le cadre des données recueillies et des expériences acquises sur les 351 applications différentes au total, concernant les tunnels, les cavernes, les entreprises minières, le système a pris sa forme définitive. (Bieniawski, 1989).

Le système de classification RMR a été calculé d'après Bieniawski (1989), pour l'unité constatée au niveau du tunnel. Les explications relatives au système de classification RMR calculé ci-dessous, ont été extraites du livre original de Bieniawski, datées de 1989 et ont été fournies à titre de référence à la fin du rapport.

III.4.3.2.1 Classification RMR pour l'unité traversé par le tunnel :

Dans notre étude, le sondage réalisé a atteint une profondeur de 103 mètres, qui correspond à la limite de la clé de voûte du tunnel. À cette profondeur, nous avons identifié la présence d'une couche de conglomérat. Il est recommandé, pour obtenir une meilleure compréhension du comportement de l'encaissant, que les sondages s'arrêtent à une profondeur équivalente à trois fois le diamètre du tunnel sous la semelle de fondation. Dans notre cas, nous avons supposé que le tunnel traverse la couche de conglomérat.

Pour le Conglomérat :*Tableau III-6 : classification RMR pour conglomérat*

Paramètre	Valeur/Définition	Note
Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	12.85	2
Indicateur de qualité de roche (RQD %)	35	8
Espacement des discontinuités (mm)	200-600	10
Condition des discontinuités		
Continuité	10-20 m	1
Ouverture	1-5 mm	1
Rugosité	Rugueux	5
Remblai	Remplissage	6
Degré d'altération	Légèrement altérée	5
5 Condition d'eau souterraine	Humide	10
RMR Principal	47	
B Orientation des Discontinuités	des très défavorables	-12
RMR Définitif	IV	36

III.5 Conclusion :

En conclusion de ce chapitre, nous avons réussi à déterminer les paramètres géotechniques des différentes couches rencontrées lors de notre sondage. De plus, nous avons réalisé une classification RMR (Rock Mass Rating) pour l'unité géologique traversée par le tunnel. Cette classification revêt une importance capitale pour la suite de notre étude, car elle nous permettra d'effectuer la classification géomécanique et de procéder au prédimensionnement des soutènements dans le chapitre suivant.

A photograph of a steep, rocky cliff face with visible geological layering and some moss. At the bottom, three people are standing on a grassy ledge, looking up at the rock. A large white diamond shape is superimposed over the center of the image, containing the chapter title.

**CHAPITRE 4 :
CLASSIFICATION
DES MASSIFS
ROCHEUX ET
PRE-
DIMENSIONNEMENT**

IV. CHAPITRE IV

IV.1 Introduction :

Dans les études préliminaires, il est courant de dimensionner les ouvrages souterrains en utilisant des classifications des massifs rocheux, car ces méthodes sont simples et économiques. Il existe plusieurs méthodes de classification qui reposent sur différents paramètres géotechniques, et le choix de ces paramètres ainsi que leur utilisation pour le dimensionnement de l'ouvrage varient d'une méthode à l'autre. Les méthodes empiriques les plus couramment utilisées sont l'AFTES, Z. BIENIAWSKI et N. BARTON.

IV.2 Classification des massifs rocheux :

IV.2.1 Recommandations de l'AFTES (A.F.T.E.S, 1974) :

Le groupe de travail n° 1 de l'AFTES, spécialisé en géologie-géotechnique, a créé un document de recommandation en 1978 pour décrire les massifs rocheux.

Dans l'annexe E, vous pouvez trouver un tableau qui synthétise les travaux menés par l'AFTES. À partir du tableau IV-1, il est possible de classer les terrains traversés conformément aux recommandations de l'AFTES dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV-1 Classification AFTES des terrains encaissants

Terrain	Notre terrain
Description	Conglomérats
Classification AFTES	R4

IV.2.2 Méthode de Z. BIENIAWSKI (PANET, 1995) :

La méthode de classification de Z. BIENIAWSKI (1973,1983) permet de classer les terrains en fonction de leur RMR. Le RMR détermine la qualité de la roche, allant de très bonne à très médiocre, ainsi que le temps durant lequel une excavation peut rester stable sans soutènement. Les valeurs du temps correspondant à chaque classe de RMR peuvent être trouvées dans le

Tableau IV-2 Classes de rocher et le temps de tenue moyen suivant la classification de Z. BIENIAWSKI

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Classe du massif	A	B	C	D	E
Descriptions	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1,5m de portée	10 minutes pour 0,5m de portée

tableau IV.2 :

D'après Z. BIENIAWSKI notre terrain traversé composé par des rochers moyens avec un temps de tenue moyen d'une semaine pour 3 m de portée

Tableau IV-3: temps de tenu moyen

Terrain	Notre terrain
Classe deRMR	D Rocher médiocre
Temps de tenu moyen	5 heures pour 1,5m deportée

IV.2.3 Classification de Z. BIENIAWSKI des terrains encaissants

IV.2.3.1 Creusement :

Le choix de la méthode de creusement à utiliser est le résultat d'un compromis entre différents facteurs tels que la géométrie de l'ouvrage à construire, les caractéristiques du terrain à creuser, les particularités du site et de son environnement, ainsi que les contraintes géologiques et hydrogéologiques, comme la présence ou non de la nappe phréatique.

IV.2.3.2 Creusement suivant les recommandations de Z. BIENIAWSKI :

Z. BIENIAWSKI propose des recommandations pour la méthode de creusement et le soutènement à mettre en place pour chaque classe de rocher. Vous trouverez en (annexe E) le tableau des recommandations proposées par Z. BIENIAWSKI.

À partir de ce tableau, il est possible de déterminer la méthode d'excavation envisageable en fonction de la classe de rocher.

Tableau IV-4 Choix des modes d'excavations d'après Z. BIENIAWSKI

	Notre terrain
Classe de RMR	Rocher médiocre « D »
Mode d'excavation	-Creusement en demi-section. -Pas d'avancement : 1.0-1.5m en demi- section supérieure. -Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10m du front.

IV.2.3.3 Soutènement :

Le prédimensionnement du soutènement d'un tunnel consiste à choisir les éléments de soutènement et leurs dimensions à partir de méthodes empiriques.

IV.2.3.4 Soutènement d'après Z. BIENIAWSKI

En utilisant le tableau des soutènements recommandés par BIENIAWSKI en fonction du RMR on trouve :

Tableau IV-5 Soutènement proposé par BIENIAWSKI pour notre terrain

La classe de la roche	Type de soutènement					
	Boulons d'ancrages (4 à 5m de long)		Béton projeté		Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Type	Espacements
IV	1,0-1,5m Dans la voûte	Treillis soudé	100-150mm	100mm	Cintre léger à moyen	1.5m

IV.2.4 Soutènement d'après les recommandations de l'AFTES (A.F.T.E.S, 1974)

Le groupe de travail N° 7 de l'AFTES, qui se concentre sur les domaines du soutènement et du revêtement, a établi des recommandations pour choisir le type de soutènement approprié en fonction de la description d'un massif rocheux. Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement, un tableau indique si le soutènement est particulièrement recommandé, possible, mal adapté ou impossible en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question. Les critères de classification comprennent le comportement mécanique du terrain (classification du Tableau IV-4), les discontinuités et le procédé de creusement, l'altérabilité-gonflement, l'hydrologie, la hauteur de couverture et la contrainte naturelle, les dimensions de la cavité, et l'environnement.

Tableau IV-6 Tableau récapitulatif des données des terrains traversés

Type de terrain	Conglomérats
Classification AFTES	R4
Nombre de familles de discontinuités	1
Altérabilité (terrain susceptible de)	<u>Terrain susceptibles de délitage</u>
Charge hydraulique m	Faible
Perméabilité	Peu perméable
Poids du sol γ_d KN/m^3	25
Couverture(m)	103
Contrainte initiale (Calculée) : MPa	2
Dimension	13.75
Procédé de creusement (excavation)	Mécanique
Environnement sensible au tassement	Oui

IV.2.4.1 Soutènement recommandé par l'AFTES :

Tableau IV-7 Classification AFTES du terrain

Notre Terrain		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Boucliers ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				A ancrage ponctuel	A ancrage repart	Barres foncées	Lourds	Légers coulisants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Critère	Classe														
Comportement Mécanique	R4	✗	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Altérabilité	Susceptibles de Délitage	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Hydrologie	R4/ H1/ K1	✓	✓ Dr	✓ Gr ou Bp	✓ Gr ou Bp	✗ Bl ou Bp	✓ Bp ou Bl	✓ Bp ou Bl	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓
Couverture	CN1	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
Dimension de la galerie	D>10m	✓	✓ B0	✓	✓	✓	✗	✓ B0 ou Rev	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
Sensibilité aux tassements	Ouvrages Proches	✗	✓ Ci ou Pm	✓ Gr ou Bp	✓ Gr ou Bp	✓ Bp	✓ Act	✗	✓ Enf	✓ Bcl	✓	✓ Inj	✓	✓	✓
Discontinuité	N2 / S4	✓	✓	✓ Gr ou BP	✓ Gr ou BP	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗
Synthèse		✗	✓ Dr/ B0/ Ci ou Pm	✓ Gr ou Bp	✓ Gr ou Bp	✗	✗	✗	✓ Enf	✓ Bcl	✓	✗	✗	✗	✗

Légende

- : soit en principe impossible
- : soit très mal adapté, bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- : soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable).
- : soit particulièrement recommandé.

Bcl : avec bouclier Bl: avec blindage en bois ou métallique

Bp : avec béton projeté Enf : avec enfilage

Inj : injections de bourrage immédiates ou anneaux extensibles

Gr : Avec grillage continu

BO : Avec boulonnage obligatoire

Dr : Avec drainage

Ci : Avec cintres et boulons pour les terrains de classes R4a, R4b, R4c
 Rev: Avec mis en place rapprochée du revêtement définitif

Act: Cintre actifs et calage expansibles
 Pm : Prédécoupage mécanique

D'après l'AFTES les recommandations du soutènement à prévoir sont dressées dans le tableau suivant :

Tableau IV-8 Recommandations AFTES pour le soutènement des terrains traversés

Terrain	Notre terrain
Soutènement recommandé par l'AFTES	-1 Béton projeté avec drainage et boulonnage obligatoire avec cintre ou prédécoupage mécanique -2 Boulons à encrage réparti ou à encrage ponctuel avec grillage continu ou béton projeté -3 Voussoirs : plaques en métal avec enfilage ou en béton avec bouclier

Remarque :

L'AFTES ne fournit pas directement de valeurs de dimensionnement pour les soutènements. Cependant, elle propose des recommandations et décrit les types de soutènements les plus appropriés.

En revanche, BIENIAWSKI propose et fournit les dimensions appropriées pour les soutènements provisoires.

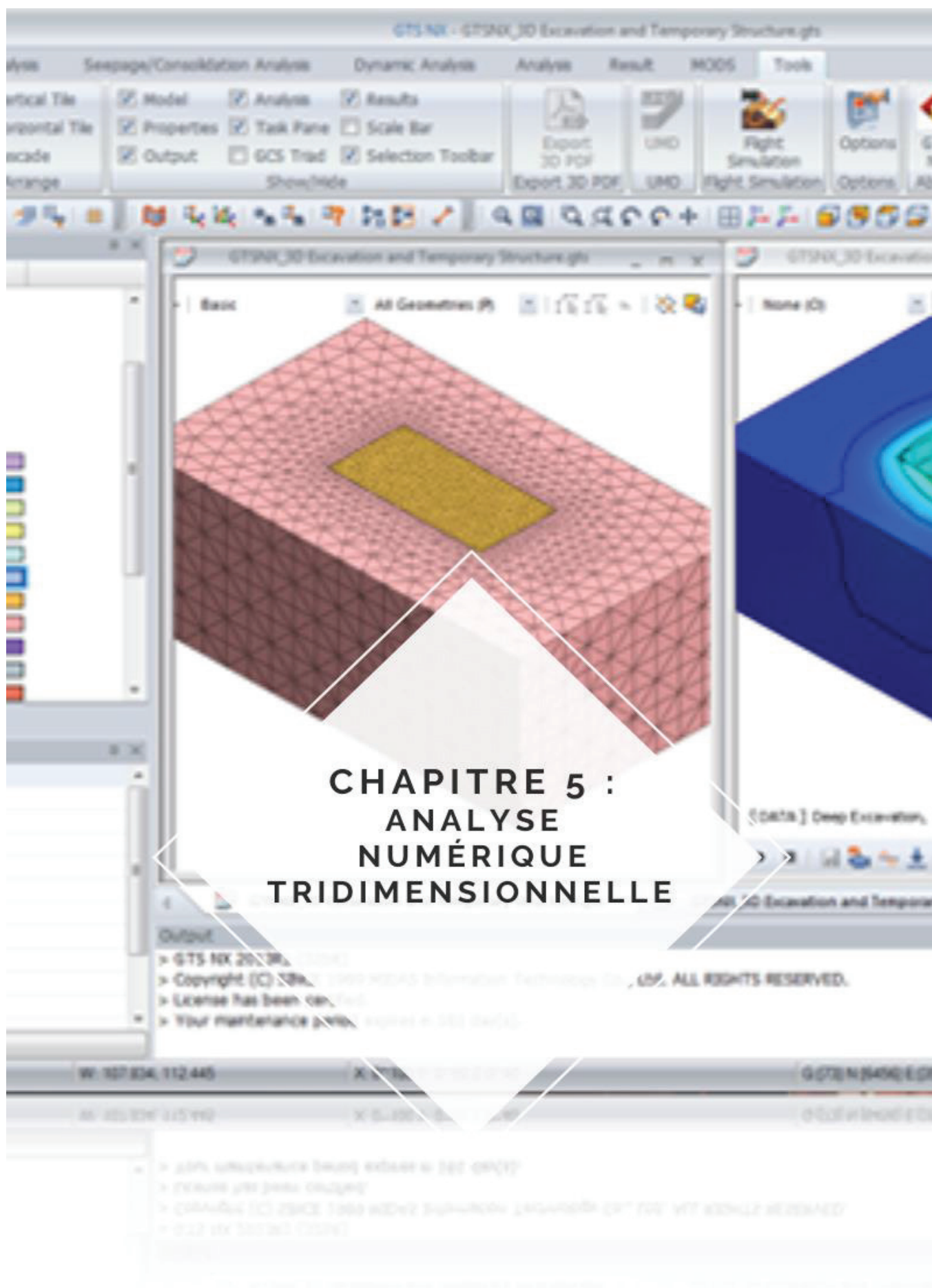
IV.2.4.2 Choix du soutènement :

Notre terrain se situe dans une zone de caractéristiques géomécaniques médiocres de $21 < \text{RMR} < 40$, dont le soutènement est :

- ✓ Des cintres moyen HEB-140 espacés de 1.5 m.
- ✓ Béton projeté 30 cm d'épaisseur + treillis soudés.
- ✓ Boulons d'ancrages espacés de 1.0 m dans la voute.

IV.3 CONCLUSION :

Dans les prochains chapitres, nous allons vérifier la méthode de creusement et le soutènement approprié en utilisant les deux méthodes de classification empirique des massifs rocheux que nous avons utilisés.



V. Chapitre V : Analyse numérique tridimensionnelle

V.1 Modélisation de la géométrie :

V.1.1 Géométrie du terrain :

Implantation des points sur Google Earth Pro :

En utilisant la commande "ajouter un trajet", vous pouvez dessiner plusieurs points pour créer un maillage. Plus le nombre de points est élevé, plus le modèle est précis. Pour notre étude, nous avons créé environ 2707 points répartis comme indiqué dans la figure VI.3, qui couvre toute la zone d'étude, du PK36+500 au PK36+800. Nous avons ensuite enregistré les points sous forme de fichier KML pour poursuivre les étapes suivantes. Le fichier KML enregistre les points avec leur localisation géographique, y compris les coordonnées de Northing et d'Easting

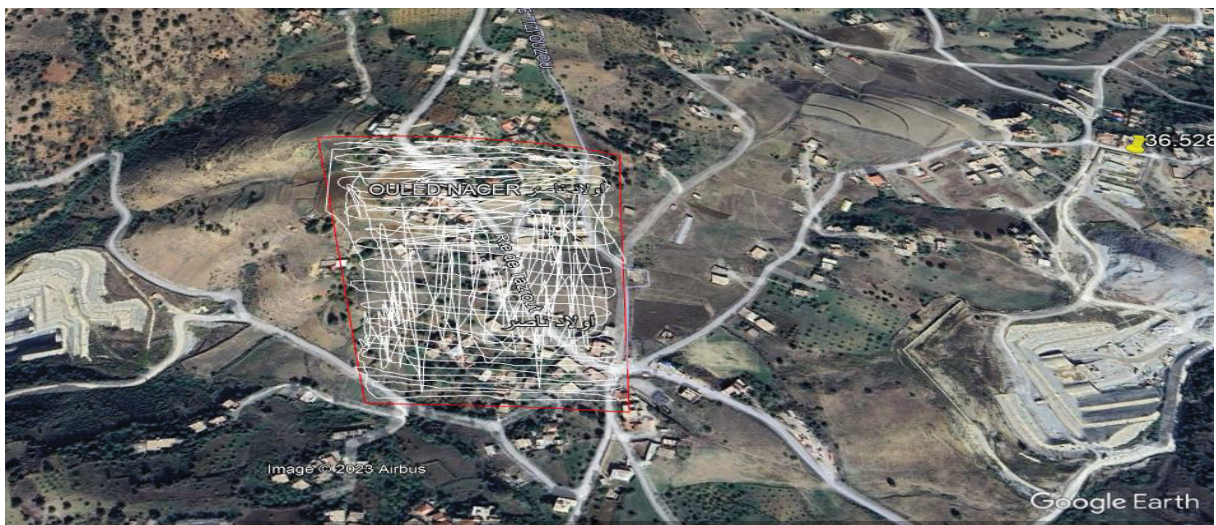


Figure V-1: Implantation des points sur Google Earth Pro

V.1.1.1 Convertir à l'extension « GPX » :

Le site GPS Visualizer permet de convertir un fichier KML en GPX en suivant les étapes présentées dans la figure V.4.

Solution #1: DEM database

GPS Visualizer's [map](#), [profile](#), and [conversion](#) programs have the ability to instantly add elevation data — from a DEM (digital elevation model) database — to any type of GPS file. If you just want to draw a profile, or convert a single data file to plain text or GPX while adding elevation, you can use the simple form right here:

Upload a file: Choisir un fichier trajet tunnel 28.kml	Convert & add elevation	Draw elevation profile
Or provide a URL:	Output: GPX file	Units: Metric

GPS Visualizer output

Your data has been converted to GPX. If something doesn't look like you expected it to, please [send an email to bugs-10+20230428100835-52078@gpsvisualizer.com](mailto:bugs-10+20230428100835-52078@gpsvisualizer.com).

Right-click on the [following link](#) to download the file to your hard drive; you may want to give it a more sensible name.

[Download 20230428100835-52078-data.gpx](#)

Figure V-2: Étapes pour convertir KML à GPX.

V.1.1.2 Convertir à CSV file :

Le logiciel "TCX Converter" permet de convertir le fichier en utilisant plusieurs formats de fichier tels que CSV, TRK, PLT, etc.

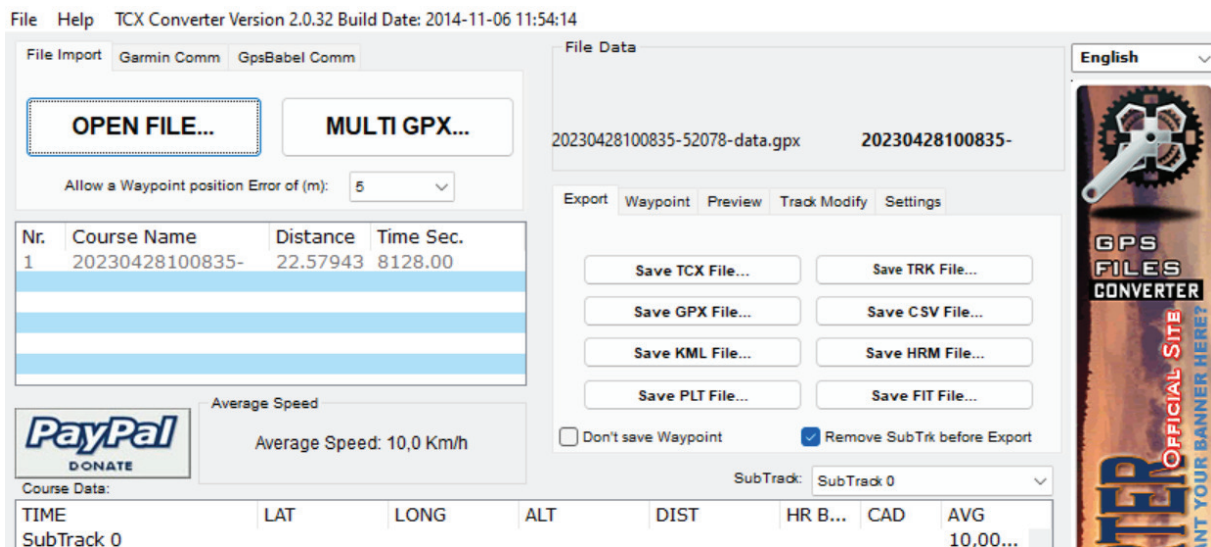


Figure V-3: Accueil de TCX Converter

V.1.1.3 Convertir les coordonnées à x y z (CIVIL 3D) :

Le logiciel CIVIL 3D permet de convertir les coordonnées topographiques (Northing, Easting) en coordonnées XYZ en plusieurs étapes :

Spécifier la zone d'étude en appliquant le système de projection cartographique Universal Transverse Mercator (UTM), qui est basé sur le système géodésique mondial WGS84 (World Geodetic System 1984).

La ville de TIZI OUEZO est située dans la zone 31 North sur la carte géographique, cette information est saisie dans la case "Available coordinate systems" pour que le logiciel puisse identifier la zone où les points sont situés.

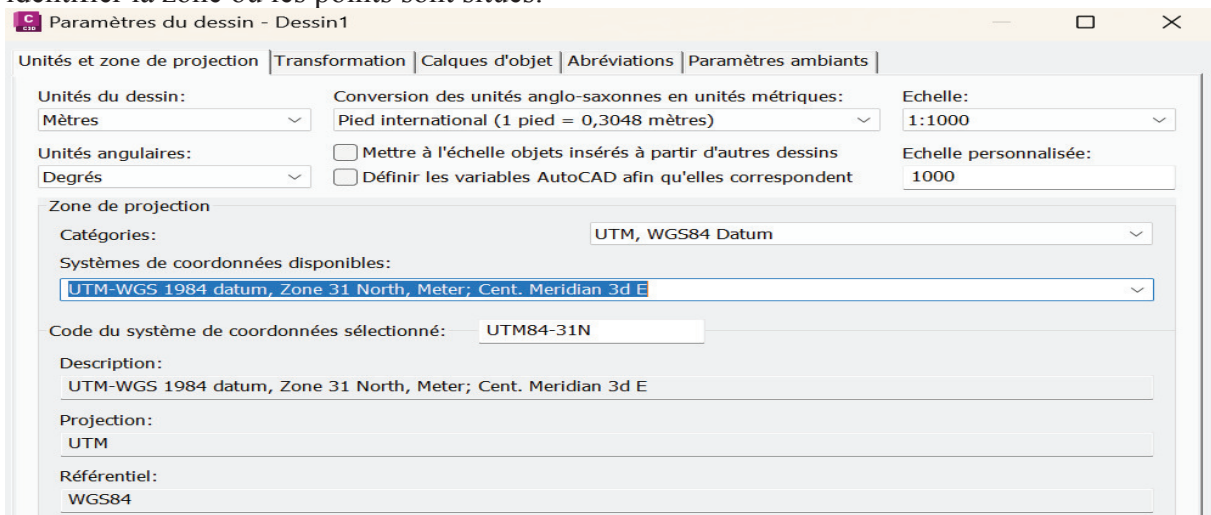


Figure V-4:: Fenêtre de sélection de zone CIVIL 3D.

Ensuite, chargez les coordonnées et suivez les instructions "Formats de fichiers de points" et "Fichier de points utilisateur" successivement pour les analyser.

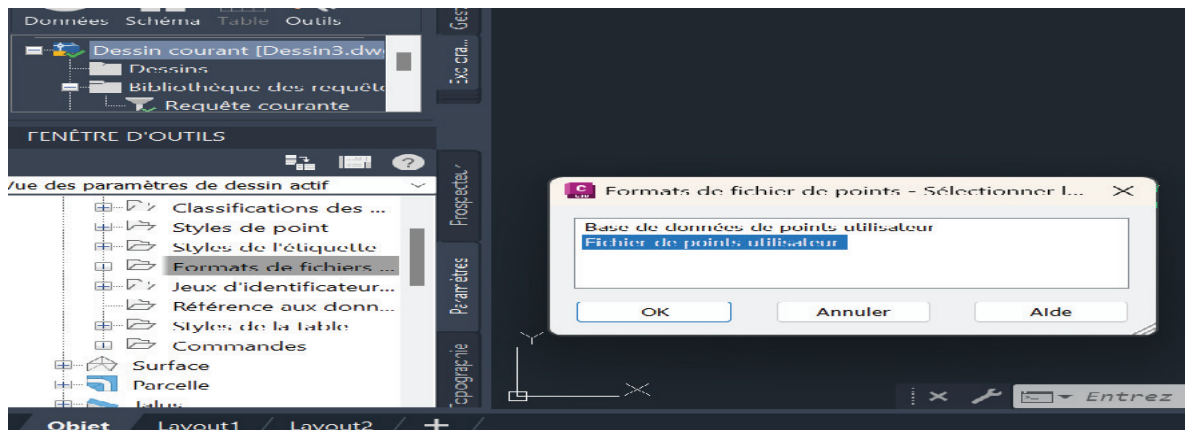


Figure V-5: Chargement des points sur CIVIL 3D

Nous pouvons importer les points en utilisant la commande "Points à partir d'un fichier" et modifier les propriétés des points avec la commande "Propriétés du groupe de points". Pour cela, nous devons changer le style de point de "Basic" à "Elevation only" pour le style d'étiquette de point, en suivant les instructions figurant dans la figure VI.9. Ensuite, nous pouvons extraire les coordonnées sous forme de X, Y et Z en spécifiant le type de séparateur et le format de fichier enregistré. Dans notre cas, nous avons choisi d'enregistrer les coordonnées sous forme de fichier txt, afin de les saisir directement dans MIDAS GTS NX.

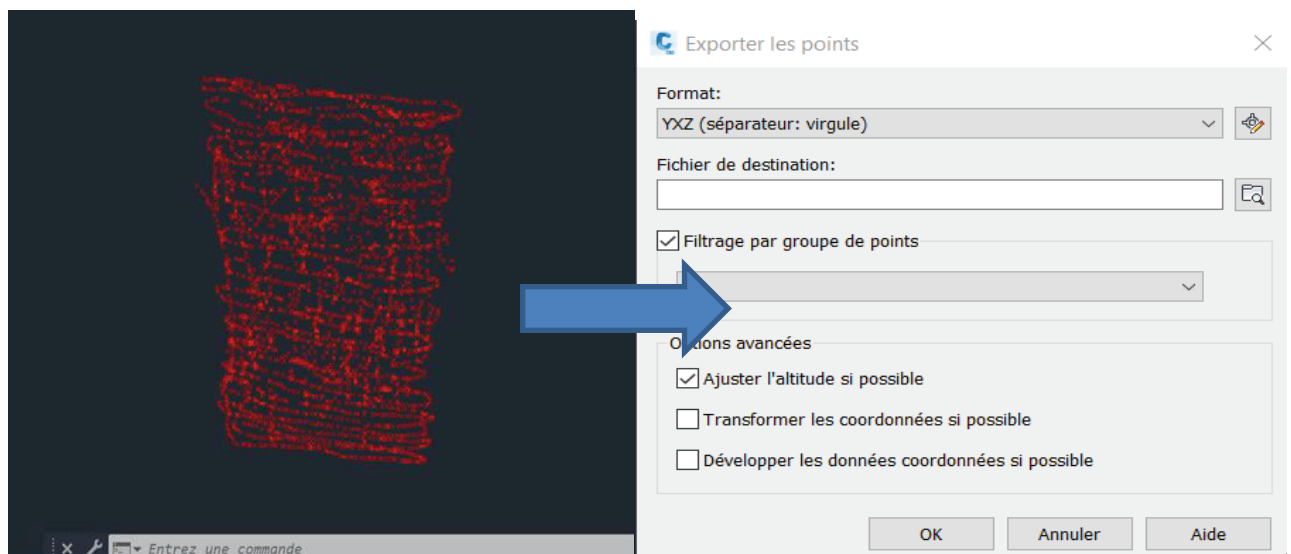


Figure V-6: Fenêtre pour exporter les points

Fichier	Modifier	Affichage
572402.589	4042574.522	528.444
572382.883	4042577.940	528.044
572363.178	4042581.357	527.644
572343.472	4042584.775	527.244
572323.766	4042588.192	526.844
572304.060	4042591.610	526.444
572284.354	4042595.027	526.044
572264.648	4042598.445	525.644
572244.942	4042601.863	525.244
572225.237	4042605.280	524.844
572205.531	4042608.698	524.444
572185.825	4042612.115	524.044
572166.119	4042615.533	523.644
572146.413	4042618.950	523.244
572126.707	4042622.368	522.844
572107.002	4042625.786	522.444

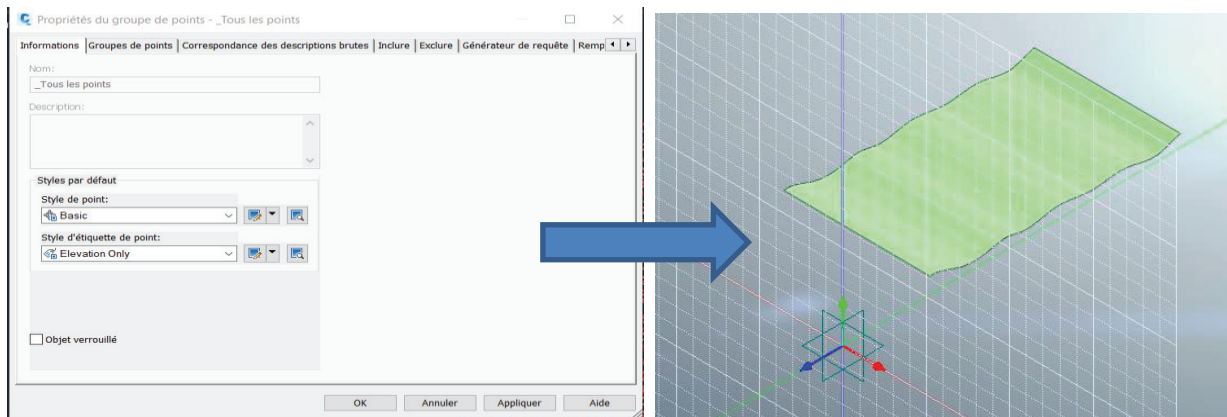


Figure V-7: Extraire le tableau des coordonnées des points x y z à partir de CIVIL 3D

V.1.1.4 Insertion des points topographiques dans MIDAS GT NX :

Sur la barre « Géométrie » l'option « make face » nous choisissons « point » et entrons le tableau que nous avons enregistré sous format txt, le logiciel créera une surface 3D reliant tous les points topographiques.

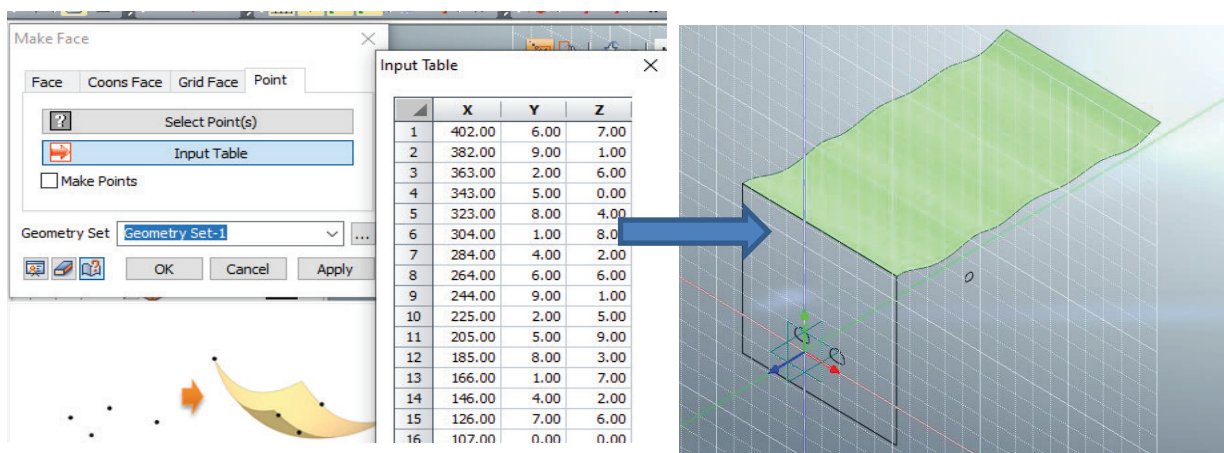
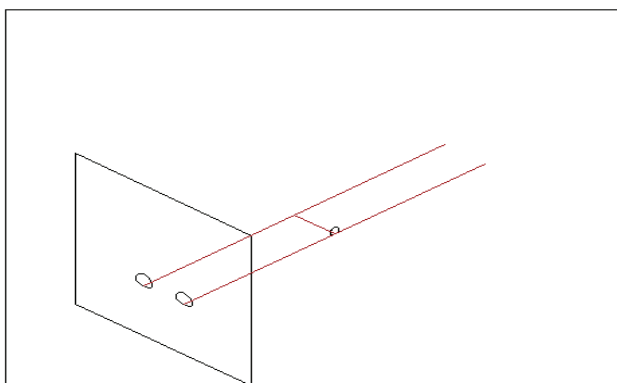


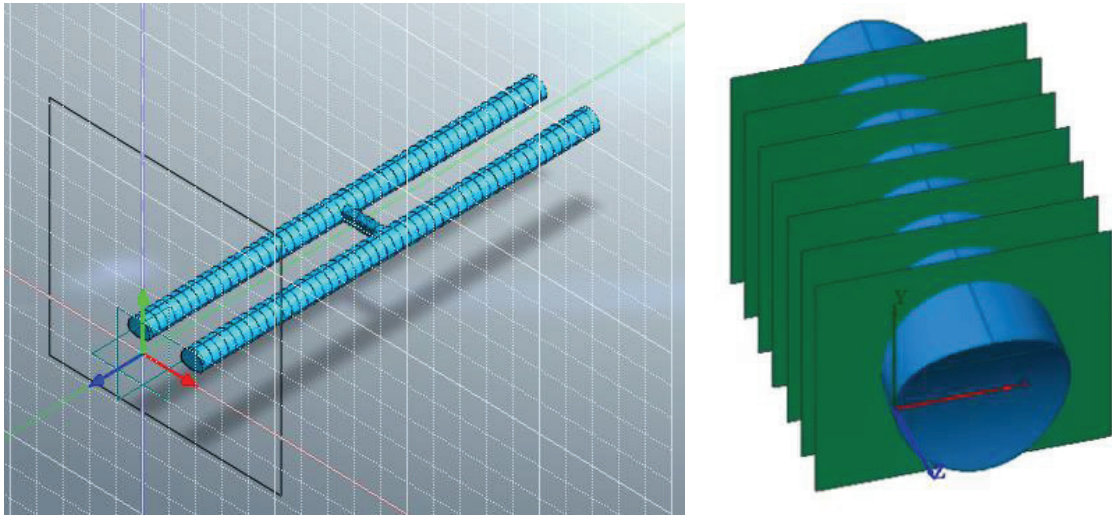
Figure V-8: Insertion du tableau de coordonnées et création d'une surface du terrain.

V.2 Les Étapes de modélisation par MIDAS GTS NX

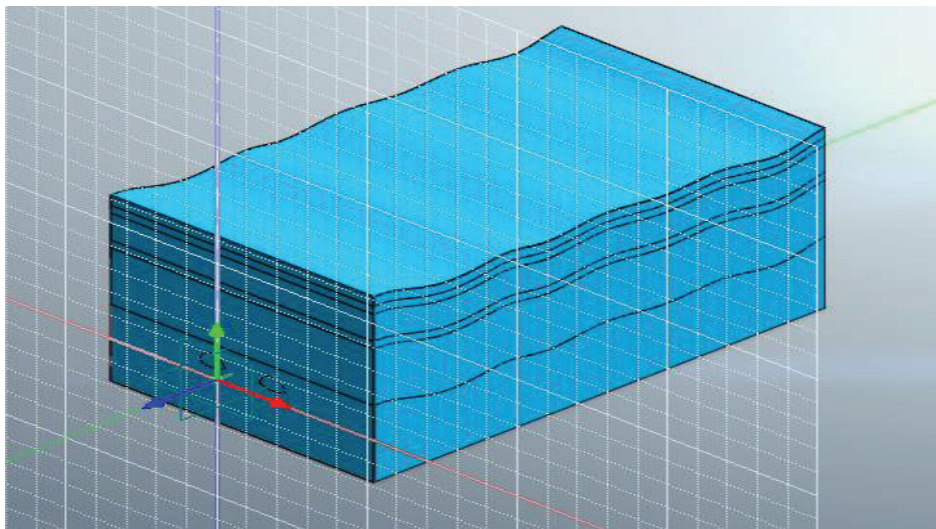
Insertion de la géométrie du tunnel importée en fichier DWG que nous avons dessinée par civil 3D :



Création des solides pour les deux tubes et la galerie de secours par la fonction 'EXTRUDE' et diviser les solides en différent portions par la création des rectangles équidistants en utilisant la fonction 'devide solid' :



Création des solides pour le terrain et le deviser en couches avec des épaisseurs différentes comme on a indiqué dans l'étude géotechnique :



Définir les propriétés des matériaux :

-Pour les sols, on utilise : la sélection du modèle de comportement approprié pour les sols dépend de leur nature. Les sols présents sur le tronçon étudié sont de type roche, comprenant des grès et des conglomérats. Le modèle de Mohr-Coulomb a été choisi pour représenter leur comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, ce choix étant basé sur l'expérience en mécanique des sols.

Les paramètres nécessaires pour ce modèle sont disponibles grâce aux données recueillies lors de l'étude géotechnique, répondant ainsi aux exigences du modèle en termes d'entrées.

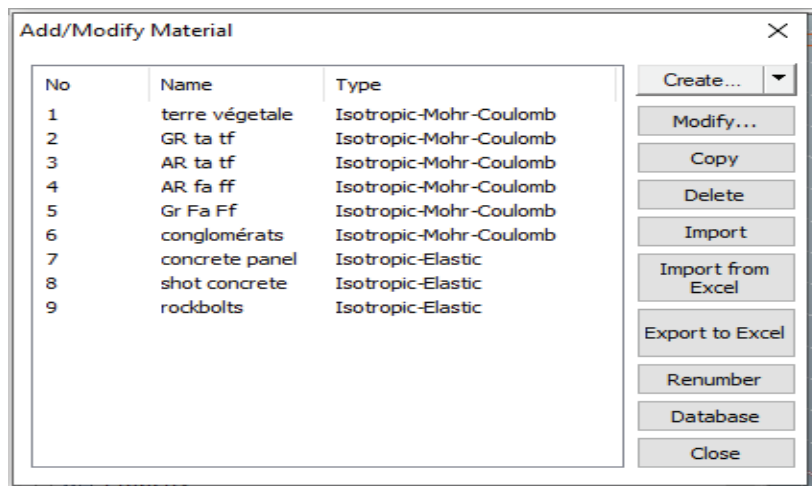
Il est important de noter que l'analyse du comportement d'un massif rocheux composé de différentes couches de sol nécessite de considérer l'ensemble de ces couches dans l'analyse. Chaque couche doit être traitée comme un matériau distinct, en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb qui est valable pour l'argile, la marne et même les zones fracturées.

Les cinq paramètres principaux du modèle de Mohr-Coulomb sont le module de Young (E), le

coefficient de Poisson (ν), l'angle de frottement (ϕ), et la cohésion (c).

Les valeurs spécifiques à utiliser pour ces paramètres sont indiquées dans le tableau réaliser à l'aide du logiciel roc data présenter dans le tableau du chapitre III.

- Pour les éléments de soutènement en acier et le béton projeté, le modèle élastique isotrope est approprié. Ces matériaux ont généralement un comportement élastique linéaire dans la plage de charges courantes. Les propriétés élastiques telles que le module d'élasticité, le coefficient de Poisson et la résistance à la traction ou à la compression devraient être fournies pour chacun de ces matériaux. Ces propriétés peuvent être obtenues à partir de données fournies par les fabricants, de normes techniques ou de tests de laboratoire.



No	Name	Type
1	terre végétale	Isotropic-Mohr-Coulomb
2	GR ta tf	Isotropic-Mohr-Coulomb
3	AR ta tf	Isotropic-Mohr-Coulomb
4	AR fa ff	Isotropic-Mohr-Coulomb
5	Gr Fa Ff	Isotropic-Mohr-Coulomb
6	conglomérats	Isotropic-Mohr-Coulomb
7	concrete panel	Isotropic-Elastic
8	shot concrete	Isotropic-Elastic
9	rockbolts	Isotropic-Elastic

Actions: Create..., Modify..., Copy, Delete, Import, Import from Excel, Export to Excel, Renumber, Database, Close

Figure V-9: les propriétés des matériaux

Puis on a fait le maillage du terrain et des deux tubes ainsi que la galerie de secours et attribuer le paramètre géotechnique à chaque tube et faire l'extraction des coques de soutènement pour le béton projeté

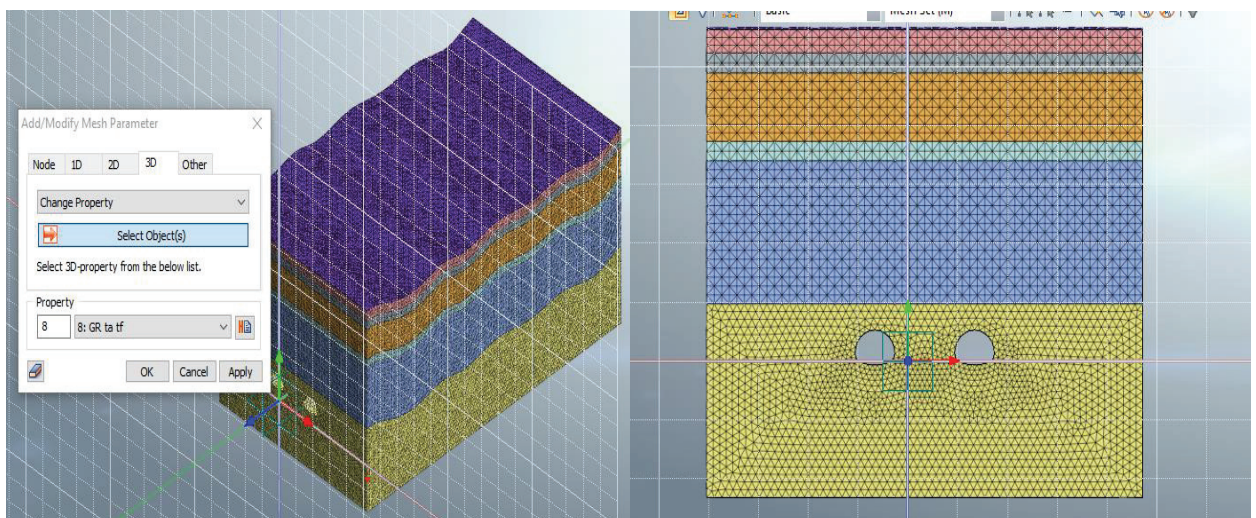


Figure V-11: Attribution des paramètres géotechniques pour les couches

Figure V-10: Maillage de terrain

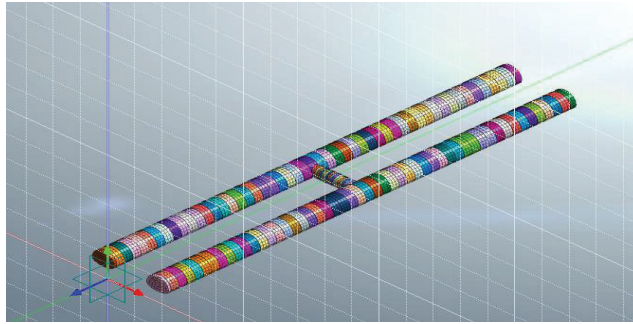


Figure V-13: Maillage des tubes

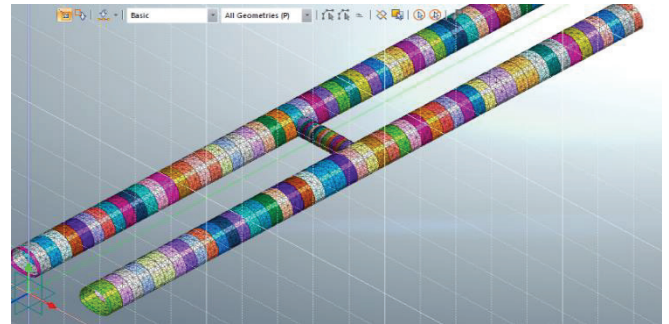


Figure V-1212 : Extraction de la coque de soutènement béton projeté

Calcul du poids propre et établir les conditions aux limites du terrain par la fonction self weight et boundary condition

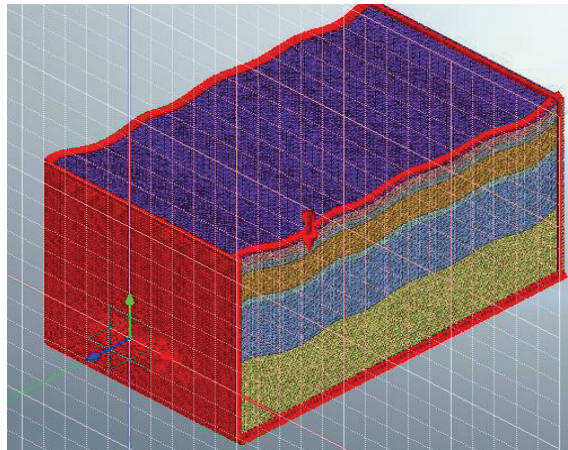


Figure V-14: les conditions aux limites et poids propres

V.3 Exécution des calculés :

Les calculs de la méthode des éléments finis (MEF) sont intrinsèquement complexes et demandent beaucoup de ressources. En prenant en compte la taille du massif à modéliser et ainsi que la précision du maillage, il est estimé que la génération des résultats pourrait prendre plusieurs jours. C'est pourquoi nous avons décidé de refaire le maillage en augmentant la taille des mailles et faire quelques simplifications en ce qui concerne le massif rocheux, voici la photo suivante qui montre le nouveau maillage moins dense :

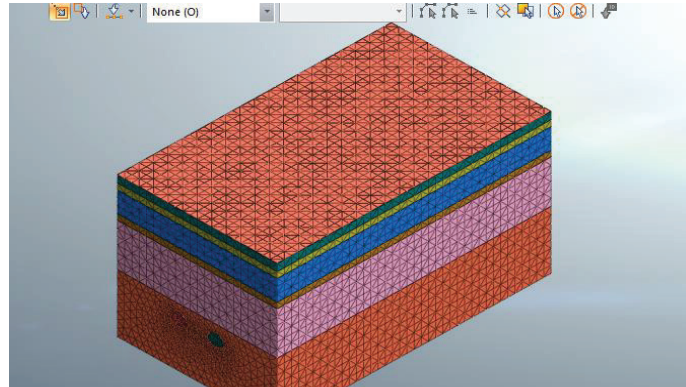


Figure V-15: raffiner maillage

V.3.1 Chargement des contraintes initiales :

L'état initial du massif correspond à sa condition naturelle au repos, où le champ de contraintes initial établit un équilibre mécanique en tenant compte des effets de la pesanteur, des conditions hydrauliques et des éventuelles contraintes résiduelles issues de sa formation (telles que les plissements géologiques, les dépôts sédimentaires, les phénomènes de cimentation ou d'érosion, les altérations physicochimiques, etc.). À ce stade, les déformations sont nulles.

Si ce champ de contraintes est perturbé par les travaux d'excavation du tunnel, le terrain cherche un nouvel état d'équilibre géostatique, ce qui provoque des déformations, parfois considérables. Ces deux cas de chargement constituent les deux phases principales du calcul en méthode des éléments finis (MEF) : la phase initiale et la phase d'excavation. Il est crucial de noter que les résultats de la deuxième phase dépendent principalement de la validité de la première phase. C'est pourquoi il est primordial de l'identifier avec soin et de la vérifier avant de procéder aux calculs suivants.

Pour cela on a lancé le calcul du modèle soumis à son poids propre et vérifié l'évolution des contraintes dans la direction z-z :

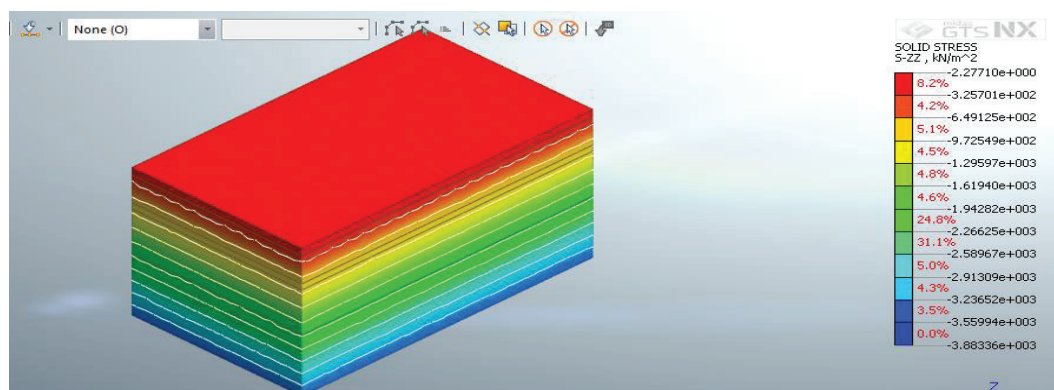


Figure V-16: contrainte initiale S-zz

D'après les résultats obtenus le modèle est en équilibres géostatique et il est bien vérifier donc on peut procèdes pour le reste de l'analyse et définir les différentes étapes de construction à l'aide de fonction stage Wizards

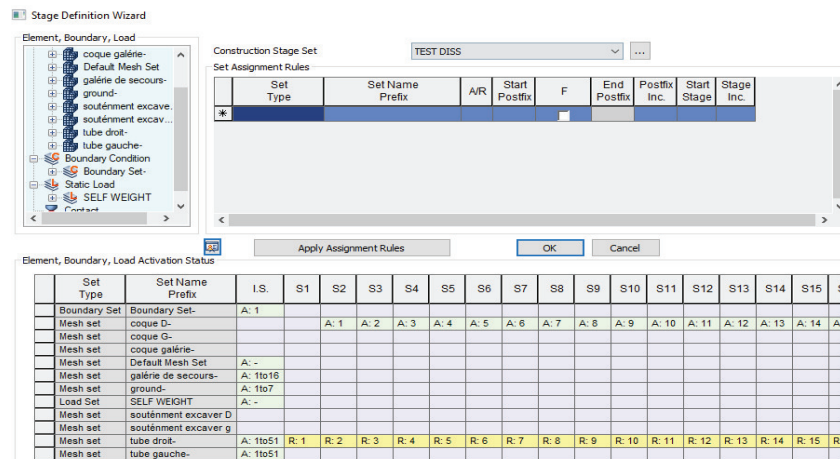


Figure V-17: stage de construction synchro-décalé

V.4 Choix du soutènement pour les deux tubes :

Après la vérification de l'équilibre géostatique du terrain et définir les stages de construction on a lancé l'analyse du modèle pour un soutènement constitué seulement de béton projeté avec une épaisseur de 20 cm pour les 8 premiers stages de construction et on a obtenu un résultat défavorable qui présente de grandes déformations et un effondrement de soutènement comme l'illustre la figure suivante :

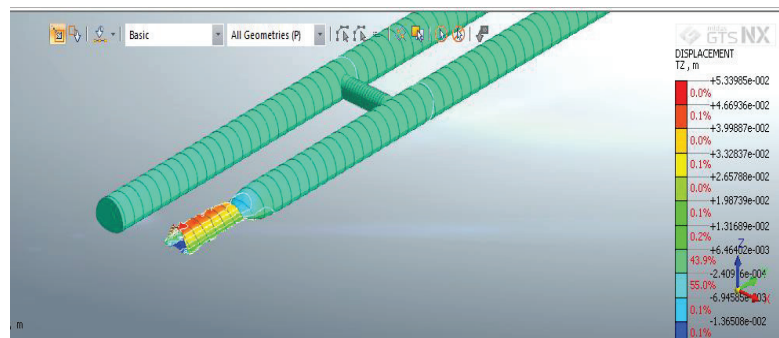
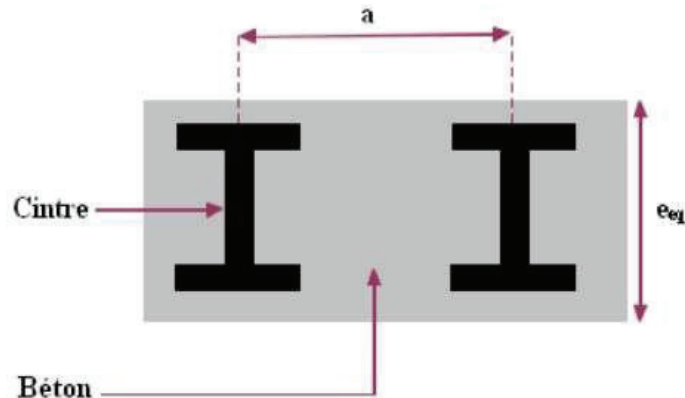


Figure V-18: déformation du soutènement

Pour cela nous avons établi un soutènement combiné entre le béton projeté et les cintres métalliques HEB140



Caractéristiques

E_c : Module de Young du cintre

A_c : Aire du cintre

I_c : Moment d'inertie du cintre/x

E_b : Module de Young du béton

A_b : Aire du béton

I_b : Moment d'inertie du béton/x

a : espace entre axe des cintres

Figure V-19: Section équivalente cintre + béton

Pour effectuer les calculs nécessaires, il est indispensable d'avoir les informations suivantes : l'aire de la section équivalente (A_{eq}), son épaisseur (e_{eq}), le module d'élasticité équivalent (E_{eq}) et le moment d'inertie de la section équivalente (I_{eq}). Ces valeurs peuvent être déterminées à l'aide des équations suivantes :

$$E_{eq} A_{eq} = E_{eq} e_{eq} a = E_c A_c + E_b A_b$$

$$E_{eq} I_{eq} = E_{eq} \frac{a \cdot e^3}{12} = E_c I_c + E_b I_b$$

	Cintre	Béton projeté	Combinaison	E_{eq} (Mpa)	e_{eq} (cm)
	HEB140		Béton + HEB 140	Béton + HEB 140	Béton + HEB 140
EA (KN)	$210 \cdot 106 \cdot 43 \cdot 10^{-4} = 9.03 \times 10^5$	4.5×10^6	5.4×10^6	12568	29
EI (KN. m 2)	$210 \cdot 106 \cdot 1509 \cdot 10^{-8} = 3168.9$	33750	36918.9		

Après l'insertion des propriétés de soutènement combiné, on a lancé le calcul pour les sept premiers stages de construction pour voir les déformations lors du creusement du tunnel, les résultats sont présentés dans la figure V.18 :

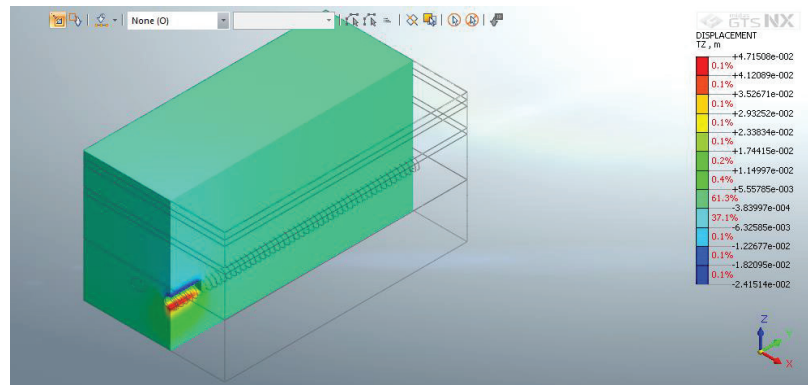


Figure V-20: déformation selon axe z-z

D'après les résultats obtenus on voit que les déformations selon l'axe Z-Z sont acceptables par rapport aux dimensions du tunnel 4.7 cm pour partie du radier et 2.7 cm pour clé de voute donc on peut opter pour ce type de soutènement pour les deux tubes de tunnel et en ce qui concerne la galerie de secours on va garder ce type et continuer l'analyse en proposant des scénarios d'excavation pour déterminer l'enchaînement d'excavation idéal pour ce tunnel.

V.5 Choix de scénario pour le processus excavation/soutènement :

Pour les scénarios on a proposé trois type le premier cas a été déjà faits précédemment c'est le scénario synchro-décalé c.-à-d. Dans le premier stage, on désactive le terrain et dans le deuxième stage on active le soutènement et on excave la partie suivante du massif et ça continue tout au long du tunnel avec ce décalage.

Le deuxième scénario c'est le scénario synchronisé qui consiste à désactiver le terrain et activer le soutènement en même temps dans le même stage

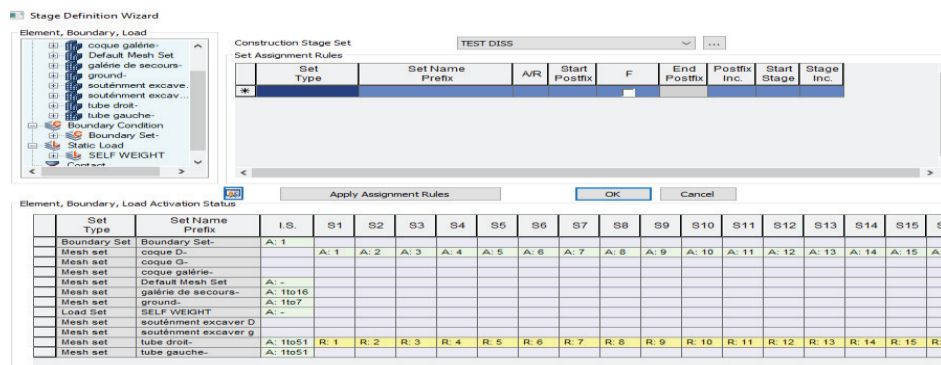


Figure V-21: stage de construction synchronisé

Après l'exécution des calculs on a remarqué que les déformations selon Z-Z ont diminués par rapport au scénario synchro-décalé ils sont d'ordre de 4.27 cm pour le radier et 2 cm pour la clé de voute

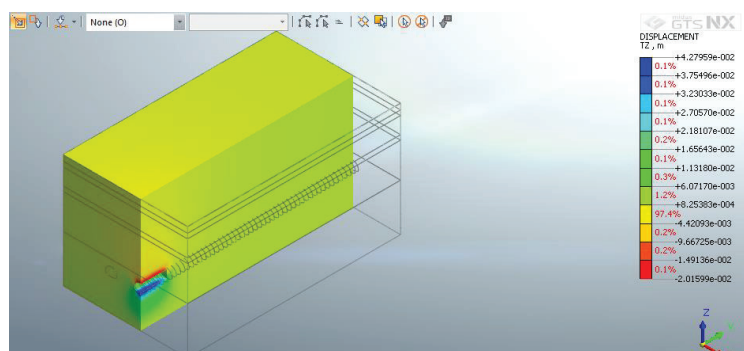


Figure V-22: déformation de scénario synchronisée

Ensuite pour le troisième c'est le scénario décalé, le processus se déroule comme suit : Une fois l'excavation terminée, la seconde étape consiste à installer le soutènement.

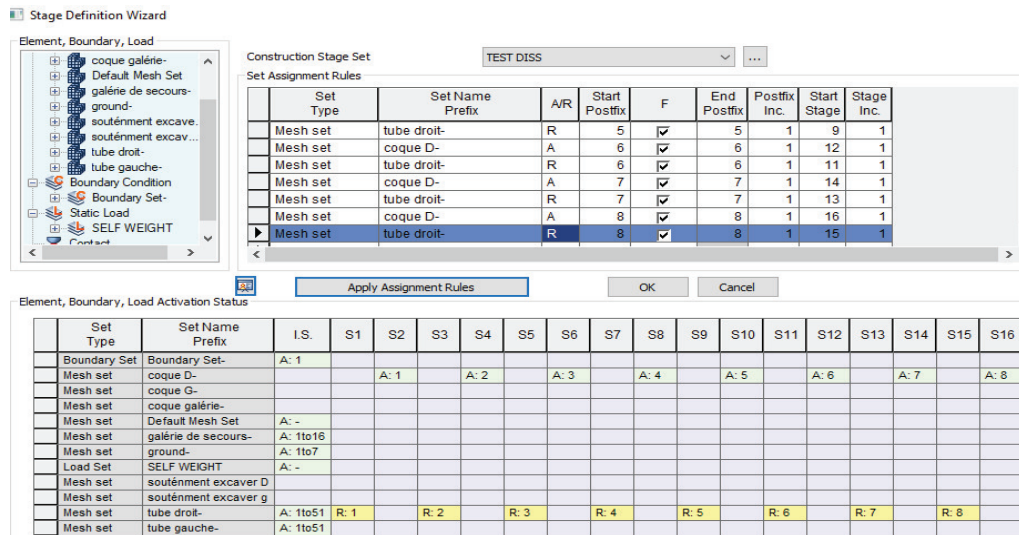


Figure V-23: stage de construction scénario décalé

Les résultats obtenus sont dans la figure V.22 on voit une déformation de 4.69 cm pour le radier et 2.33 cm pour la clé de voute alors on peut conclure et dire que le scénario décalé présente moins de déformation par rapport au synchro-décalé et le meilleur parmi ces trois c'est le scénario synchroniser qui présente moins de déformation par rapport aux autres.

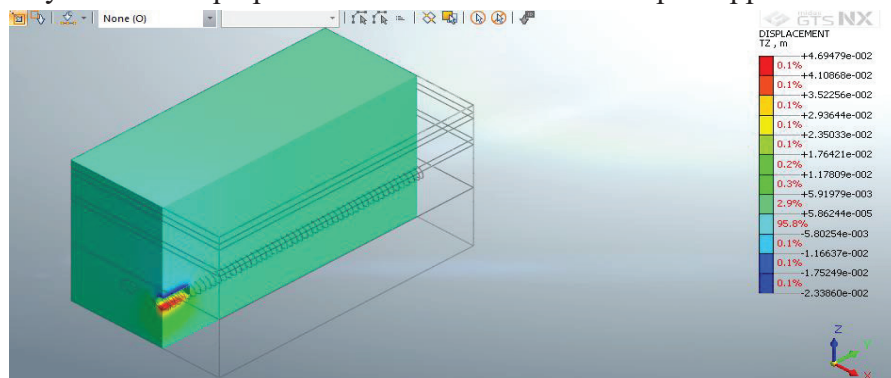


Figure V-24: les déformations de stage 16 "scénario décalé"

Voici un tableau récapitulatif des efforts internes développé au niveau du soutènement pour les différents scénarios proposés pour la même section ; les résultats du Medas sont présentés dans l'Annex « G »

Tableau V-1: tableau récapitulatif des efforts

Scénario	Mmax (kn. m)	Nmax - (kn)	Nmax+ (kn)	Vmax (kn)	Tassement (cm)
Synchroniser	57.3	4060	0	81.1	2
Synchro-décalé	151	5190	1560	145	2.7
Décalé	0.21	9.06	11.4	0.42	2.33

Remarque : le signe (+) représente la traction et le (-) la compression

Analyse des résultats : on remarque que le scénario synchro -décalé est le plus défavorable en termes de déformation et effort donc on le néglige, il nous reste de choisir entre le scénario synchronisé qui présente moins de déformation, mais des efforts internes plus élevés par rapport aux décalés qui est dus au déconfinement du terrain

V.6 Conclusion de choix des scénarios :

Le scénario idéal en termes d'analyse de la déformation, qui est le scénario synchronisé. Cela signifie que toutes les étapes de la procédure d'excavation et de soutènement sont effectuées simultanément. Cependant, il est souligné que ce scénario n'est pas réalisable sur le terrain, c'est-à-dire dans la pratique. Il est probablement difficile de mettre en œuvre cette approche pour des raisons pratiques, techniques ou économiques.

En conséquence, on opte pour le processus décalé pour la procédure d'excavation/soutènement. Dans ce cas, les étapes d'excavation et de soutènement sont effectuées de manière séquentielle, l'une après l'autre. Cela permet une meilleure faisabilité et est considéré comme plus réaliste sur le terrain.

Bien que le processus décalé ne soit pas aussi idéal que le scénario synchronisé en termes d'analyse de la déformation, il offre tout de même une convergence relative acceptable. Cela signifie que les déformations du sol ou de la structure sont contrôlées dans une certaine mesure et restent dans des limites acceptables du point de vue de la sécurité et de la stabilité. Cela implique que les risques de déformation excessive ou de rupture sont réduits.

En outre, le processus décalé est également considéré comme plus économique. Cela peut être dû à des facteurs tels que la réduction des coûts liés à la mise en œuvre simultanée de toutes les étapes, une meilleure utilisation des ressources disponibles ou des avantages logistiques.

V.7 Choix de la variante pour l'excavation pour la galerie de secours :

Pour cela on va proposer deux scénarios pour l'excavation de la galerie de secours et vérifier en même temps le soutènement qui est le même opté pour les deux tubes (cintre + BP) faire le choix entre les deux variantes

V.7.1 Le premier scénario c'est d'excaver la galerie dans un seul sens :

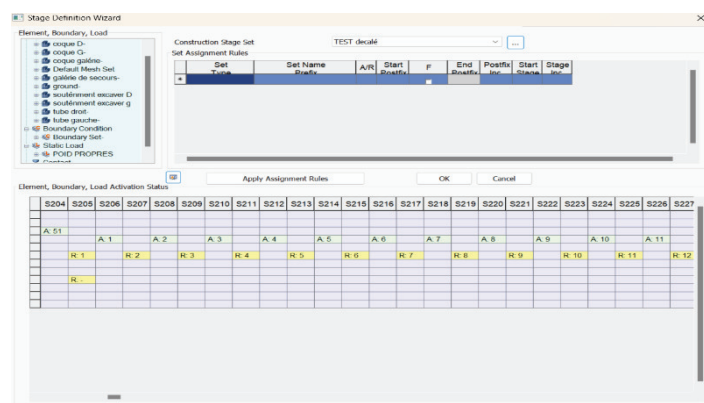


Figure V-25: stage de construction pour la galerie dans un seul sens

Après l'exécution des calculs on constate que le soutènement proposé pour la galerie est

Après l'exécution des calculs on constate que le soutènement proposé pour la galerie est vérifié avec des déformations tolérables, dont les valeurs de déplacement dans la direction, Z-Z se varie entre 3.4 cm pour la clé de voute et le radier les résultats et pour le front de taille le déplacement max enregistré 2.3 cm :

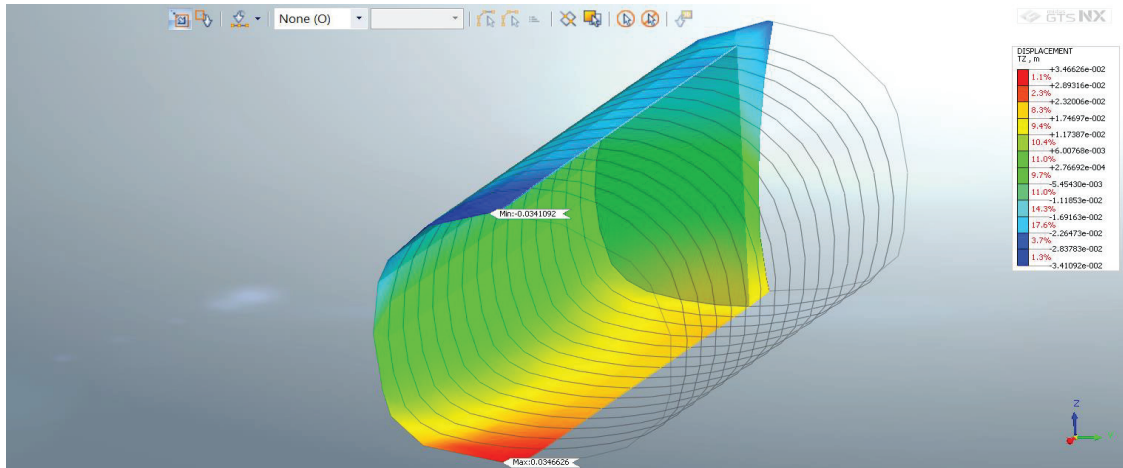


Figure V-26: déplacement en direction Z-Z pour un seul sens

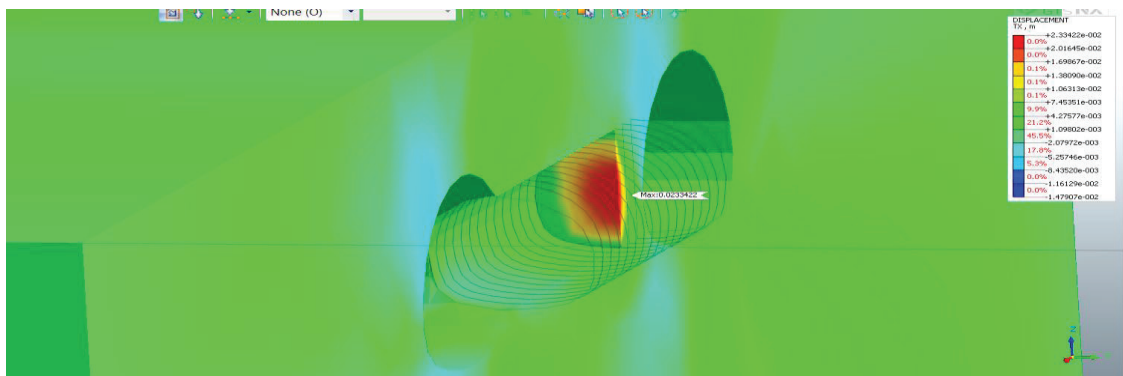


Figure V-27: déplacement en direction X-X pour un seul sens

Commentaire : les déplacements max on était enregistrés toujours dans le radier ces déformations ont été causées par la géométrie, mais elles sont tolérables et on peut les gérer avec un remblai pour le stabiliser, si ont été dans un mauvais terrain ça peut engendrer des problèmes de stabilité

V.7.2 Deuxième scénario : c'est d'excaver la galerie dans les deux sens

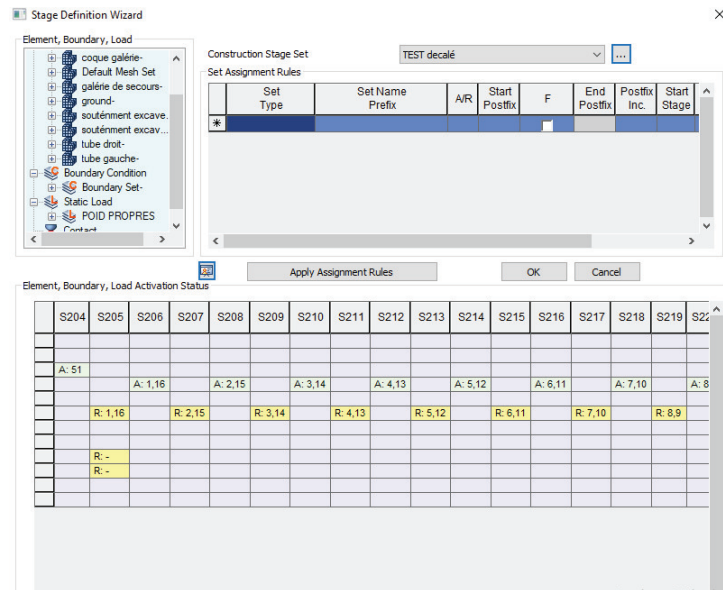


Figure V-28: stage de construction dans deux sens

Après avoir lancé le calcul pour ce scénario (excavation de la galerie dans les deux sens), on enregistre une légère diminution suivant l'axe Z-Z dans les déplacements avec une valeur de 3.4 cm et pour le front une légère augmentation avec une valeur de maximal enregistrer 2.9 cm qui se concentre au milieu de la galerie dans la direction X-X, mais ceci n'est pas décisif pour le choix de scénario donc il faut aussi comparer les efforts internes pour cette dernière.

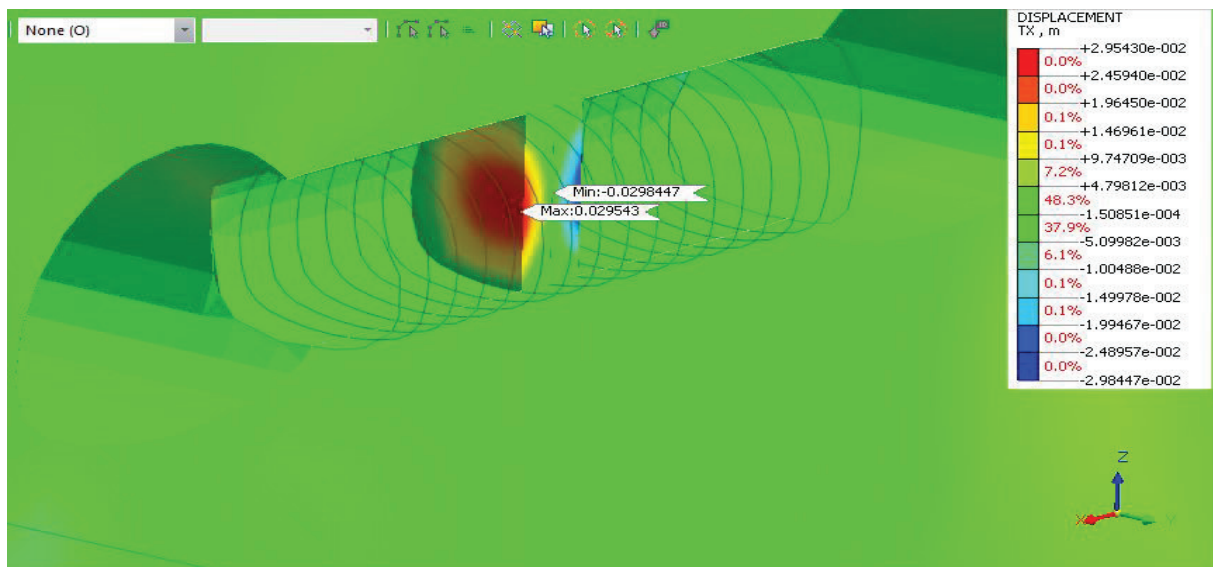


Figure V-29: déplacement en direction X-X pour deux sens

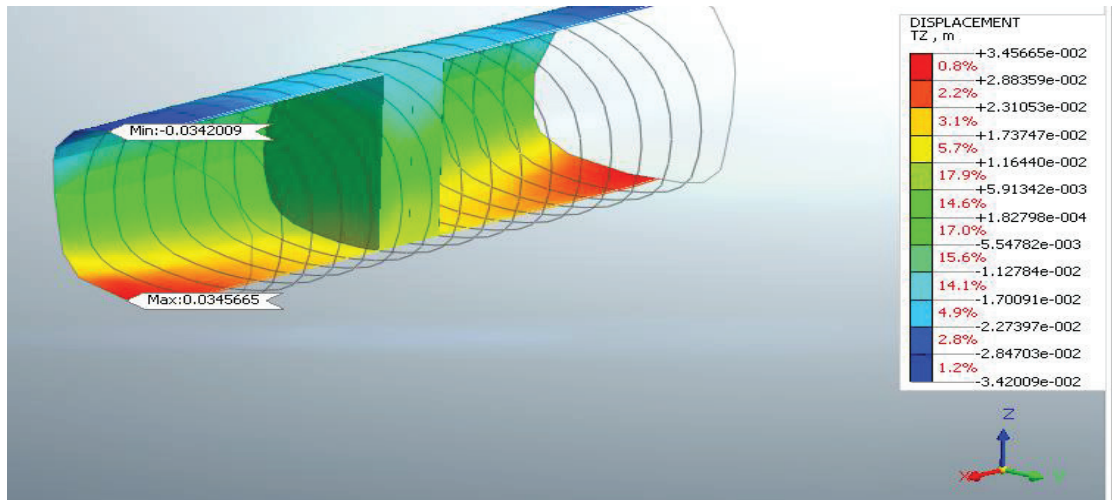


Figure V-30: déplacement en direction Z-Z

Tableau V-2: récapitulatif des efforts et déformation des deux scénarios

Scénario d'excavation	Mmax + (kn. m)	Mmax – (kn. m)	Nmax – (kn)	Nmax+ (kn)	Vmax (kn)	Tassement (cm)
Dans un même sens	10.79	112.498	3856.63	1291.16	109.396	3.46
Dans les deux sens	16.50	116.951	3848.6	1124.29	145.664	3.45

Voire Annexe G

V.7.3 Conclusion de choix de la variante pour la galerie :

On remarque que les déplacements sont presque égaux ainsi que les efforts internes pour cela on a choisie de creuser dans les deux sens pour des raison économique et rapidité d'exécution

V.8 Vérifications finales du soutènement provisoire :

Après le choix des scénarios d'excavation on passe aux vérifications du soutènement provisoires pour cela nous allons voir les déplacements développer au niveau de ce dernier et les efforts internes dans différentes partie et faire une analyse des résultats

V.8.1 Vérifications du soutènement pour la section courante des deux tubes du tunnel

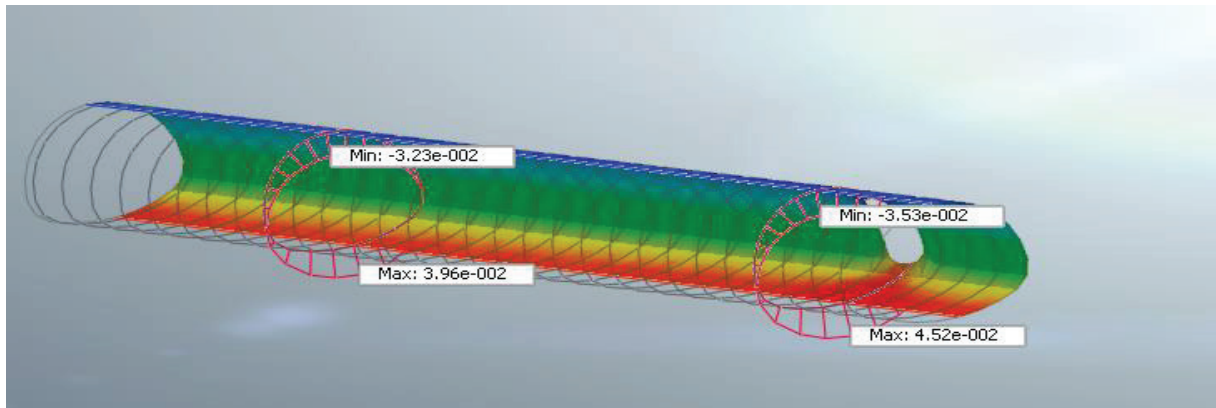


Figure V-31: les déplacements selon l'axe z-z pour le soutènement provisoire STC

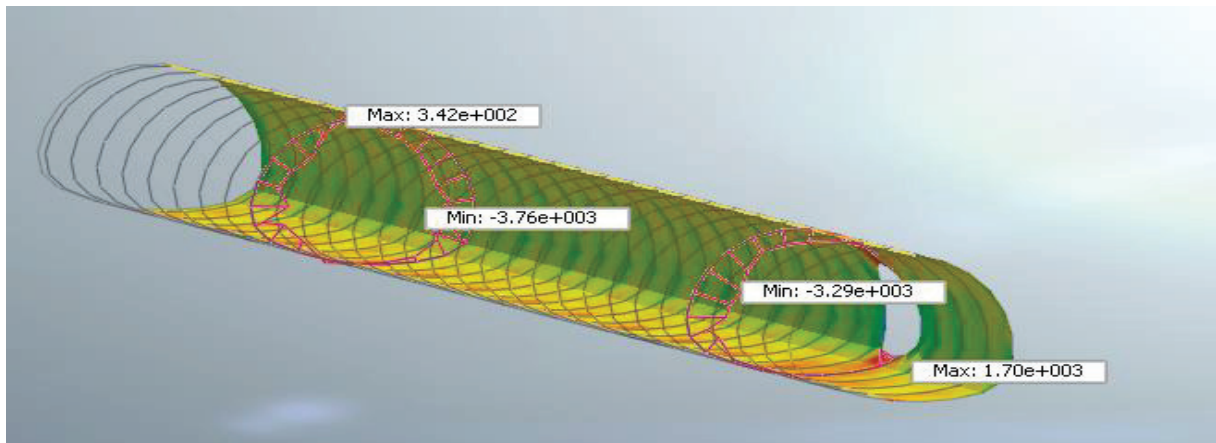


Figure V-32 : les efforts normaux pour le soutènement provisoire STC

Après avoir examiné les figures précédentes, il est observé que les déplacements augmentent à mesure que l'on se rapproche de la connexion dans le tunnel. Au même temps, les efforts de compression diminuent, ce qui entraîne une augmentation des efforts de traction. Cette zone de connexion est donc considérée comme une singularité dans notre tunnel. Cette singularité est d'une importance particulière, car elle peut avoir un impact significatif sur le comportement global du tunnel. Il est crucial d'étudier attentivement cette zone et de vérifier les déplacements et les efforts qui y sont présentes

V.9 vérifications de la connexion :

L'analyse de la singularité implique d'évaluer les contraintes, les déformations et les forces qui se produisent dans cette région spécifique, en comprenant précisément la nature de cette singularité, il devient possible de prendre des mesures appropriées pour atténuer les effets indésirables tels que les déformations excessives ou les contraintes élevées. Cela garantira la stabilité et la sécurité globale du tunnel.

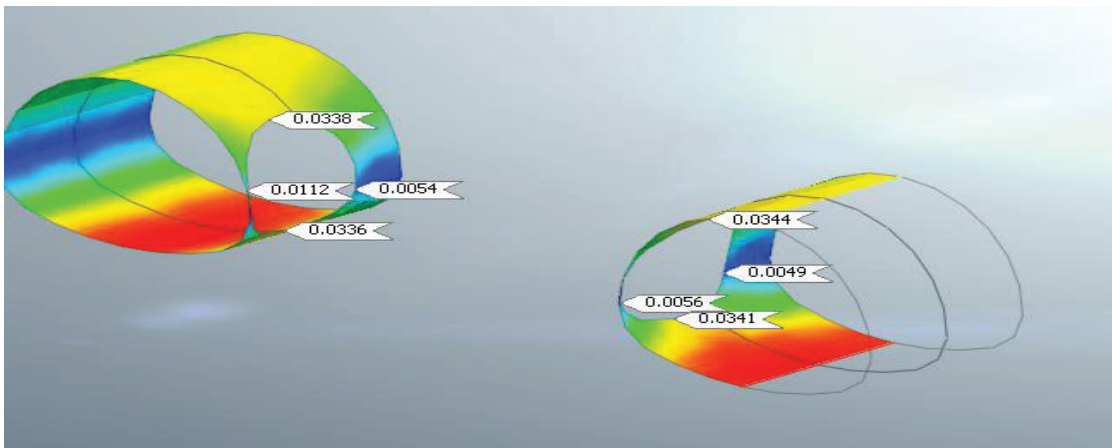


Figure V-33: les déplacements totaux dans la connexion

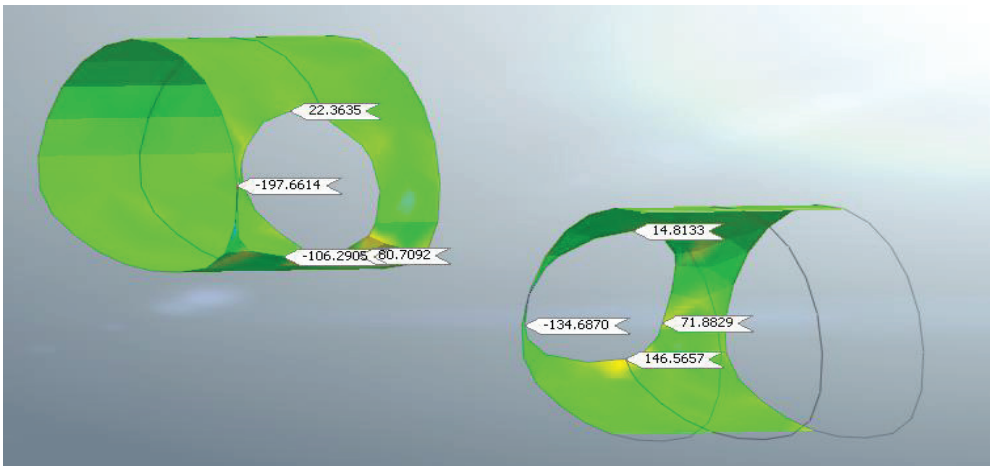


Figure V-34: les efforts normaux au niveau de la connexion

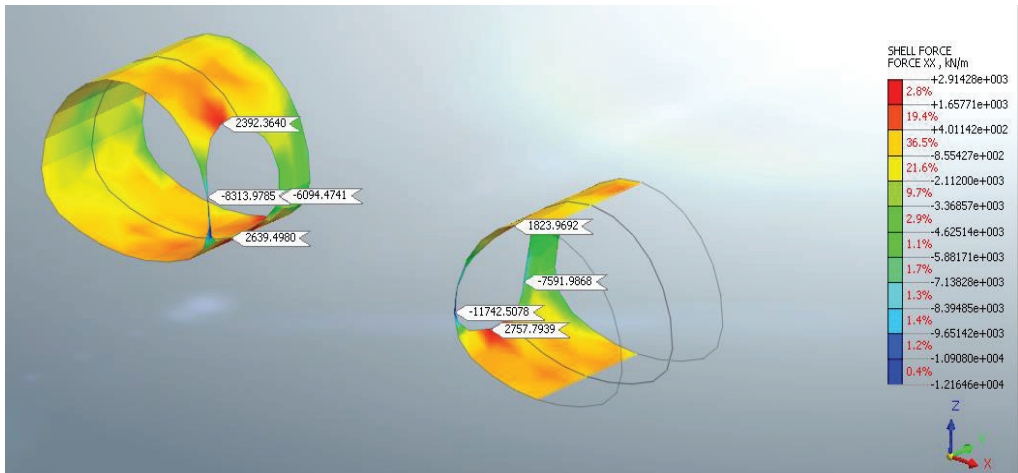


Figure V-35: l'effort tranchant au niveau de la connexion

Pour la connexion on constate que les déformations sont autour de 3 cm qui est une valeur très faible pour une galerie donc on peut dire qu'on ne risque pas d'avoir un problème de stabilité au niveau de cette singularité, mais avant cela il faut aussi vérifier les efforts internes. En ce qui concerne les efforts internes, on remarque l'existence d'un effort de traction remarquable au niveau de cette section donc on doit prévoir des renforcements dans cette partie pour le revêtement définitif.

V.10 Vérifications du soutènement pour section courante de la galerie :

Après avoir examiné la section courante de la galerie, il est constaté que les déplacements observés sont dans des limites acceptables et les efforts internes générés sont tolérables. Par conséquent, le système de soutènement mis en place pour cette partie spécifique du tunnel est vérifié et considéré comme satisfaisant.

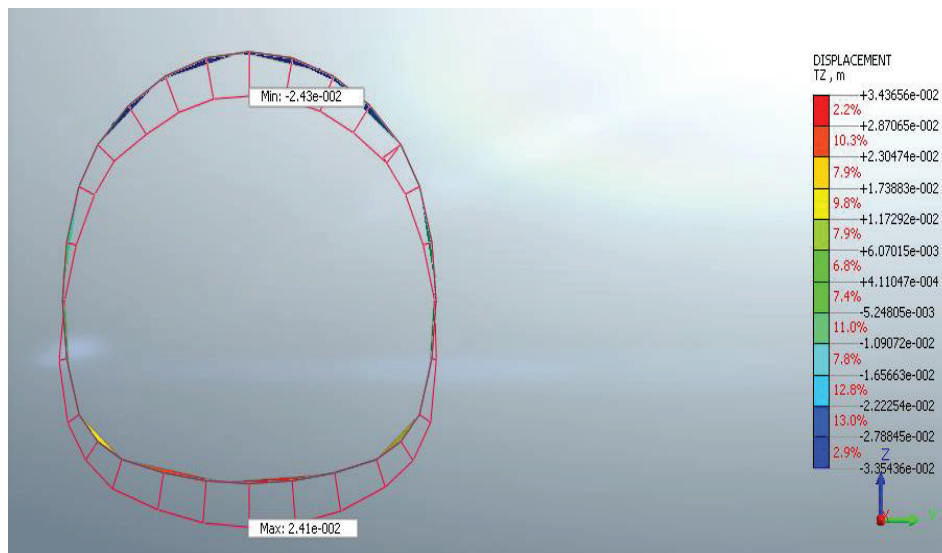


Figure V-36: les déplacements selon l'axe z-z dans STG

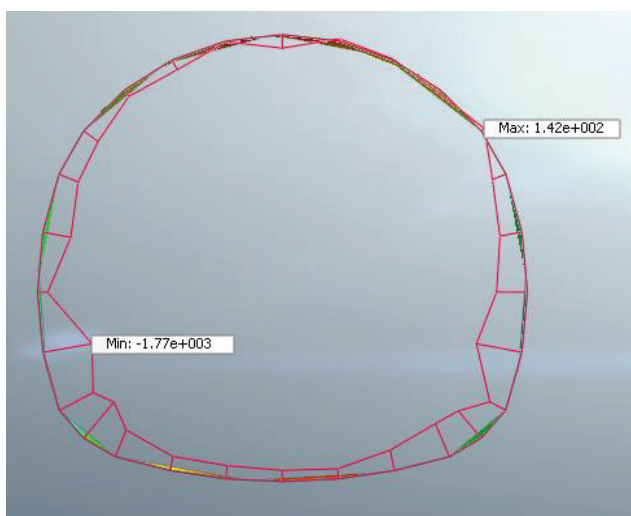


Figure V-38: effort normal dans STG



Figure V-37: effort tranchant dans STG

V.11 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons pu modéliser numériquement en 3D notre tronçon étudié du PK36+500 au PK66+800 en commençant par google Earth pro puis en passons par le logiciel CIVIL 3D et on a fini la majorité de la modélisation par le MIDAS qu'on a grâce à lui modélisé le terrain et les structures des tunnels et de la galerie de secours en appuyant sur la MEF, puis on a choisi le type du soutènement idéal pour les deux tubes ainsi pour la galerie de secours et après on a déterminé le scénario décalé pour le processus excavation/soutènement pour de nombreuses raisons techniques et économiques et après on a choisi grâce aux résultats de calculs du MEDAS la meilleure variante pour excaver la galerie de secours et qu'on a conclu que c'est de creuser dans les deux sens mieux que creuser dans un seul sens et finalement on a vérifié le soutènement provisoire pour les deux sections des tubes du tunnel et celle de la galerie de secours qui ont donné des déformations acceptables ainsi au niveau de la connexion.

A photograph of a tunnel under construction. The tunnel's interior is lined with a crinkled, yellow plastic material. In the center, a large, complex metal structure, likely a tunnel boring machine (TBM) cutterhead or a similar large-scale construction equipment, is visible. The structure is surrounded by scaffolding and other construction elements. The floor of the tunnel is wet and reflective. A large, white diamond-shaped graphic is overlaid on the lower half of the image, containing the chapter title.

**CHAPITRE 6 :
REVETEMENT
DIFINITIF**

VI. Introduction :

Une fois que le soutènement provisoire a été installé sur toute la section du tunnel, le revêtement définitif a été réalisé. Ce revêtement constitue la structure résistante en contact avec l'excavation, garantissant la stabilité mécanique à long terme de l'ouvrage et contribuant à son étanchéité. Cette même structure supporte les charges résultant de la possible perte de résistance du soutènement provisoire (due à la rouille et au vieillissement) ainsi que d'une éventuelle recompressions progressive du terrain, entraînant une augmentation des charges.

VI.1 Modélisation du Revêtement définitif :

La modélisation du revêtement définitif été toujours faite en 2 d ou bien avec des logiciels de structure comme robot Autodesk pour cela on va essayer de le faire en 3 d avec Midas gts nx et faire une comparaison avec la méthode classique en 2D

Pour modéliser le revêtement en 3d il faut tout d'abord qu'on sache qu'il est fait pour une durée de vie de 100 ans et résister aux différentes charges statique et dynamique pour cela nous avons choisi le scénario synchronisé qui est décrit dans le chapitre 5 qui est le plus adéquat par ce qu'il élimine toute la déformation et nous donne de grands efforts, et les propriétés du béton sont les suivantes :

- module d'élasticité 35 GPA
- Poids volumique 25 KN/m³
- Épaisseur 40 cm

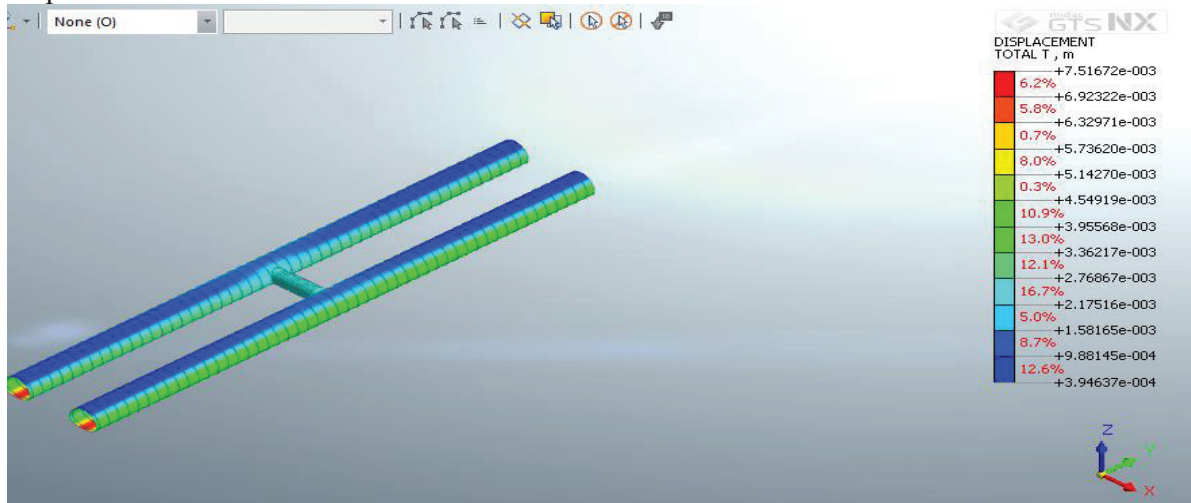


Figure VI-2: les déplacements dans le revêtement en 3d

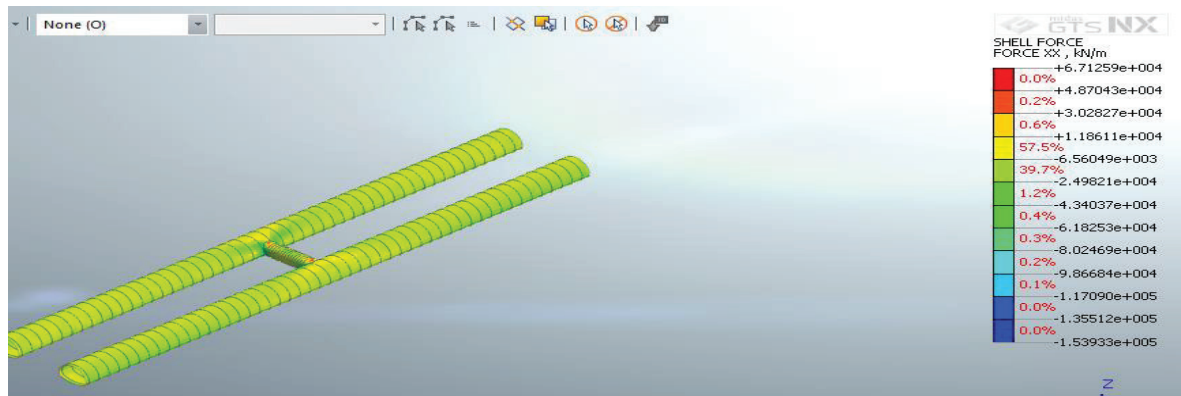


Figure VI-1les efforts internes normaux développés dans le revêtement définitif en 3D

Après l'exécution des calculs on remarque que les déformations sont acceptables avec une déformation maximale de 7 mm dans le radier en revanche les efforts internes sont très grandes, alors il est impossible de calculer le ferrailage avec ces résultats, car cela est due au fonctionnement du logiciel qui considère la totalité du terrain qui a une couverture qui vaut 103 m alors la charge appliquée sur le revêtement est très grande et aussi aux propriétés du béton qui est une structure rigide, donc nous étions obligé de calculées en 2 d les réactions hyperstatiques ; nous allons donc calculer les diverses charges qui agissent sur le revêtement. À cet égard, plusieurs méthodes sont disponibles, variant selon le domaine d'application, les hypothèses de base et les adaptations mathématiques, pour notre cas nous avons choisi de calculer avec la Théorie de TERZAGHI.

VI.1.1 Théorie de TERZAGHI : Selon la méthode de TERZAGHI, il est supposé que le soutènement ou le revêtement définitif doit supporter le poids d'un volume de terrain en forme de cloche.

Tel que :

H = hauteur de couverture

B = Largeur de la galerie

Ht = Hauteur de la galerie

b = base de la parabole de TERZAGHI ;

Hp = Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale

φ = angle de frottement du terrain

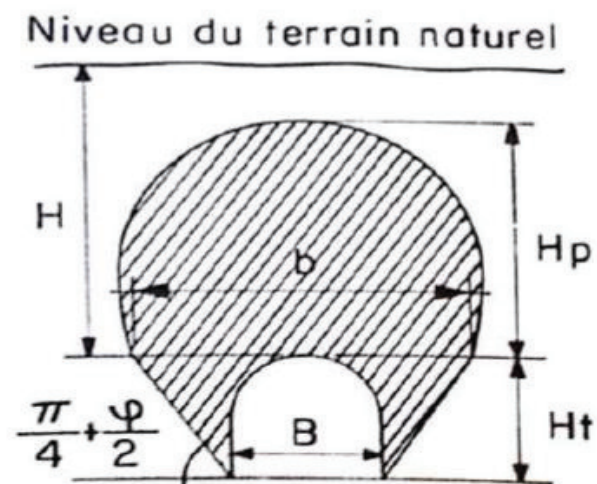
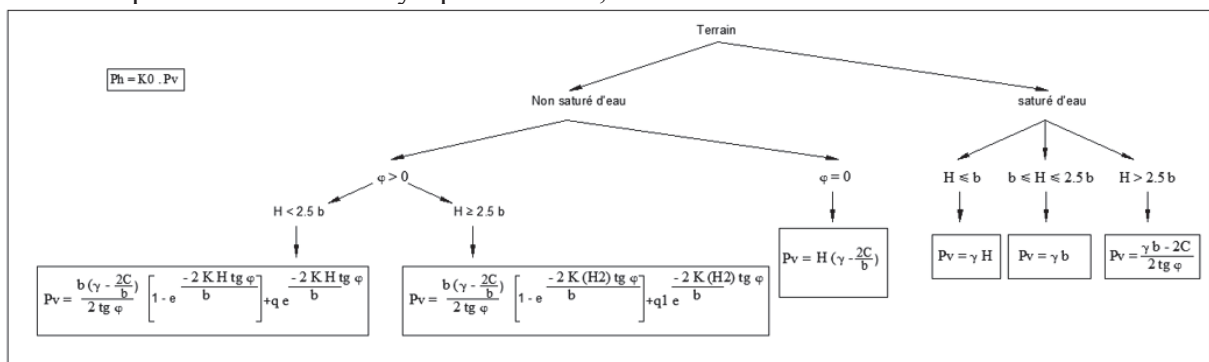


Figure VI-3: représentation des charge de terzaghi

Cette méthode permet de calculer la charge active verticale et horizontale descendante en voute du tunnel par une formule analytique suivante ;



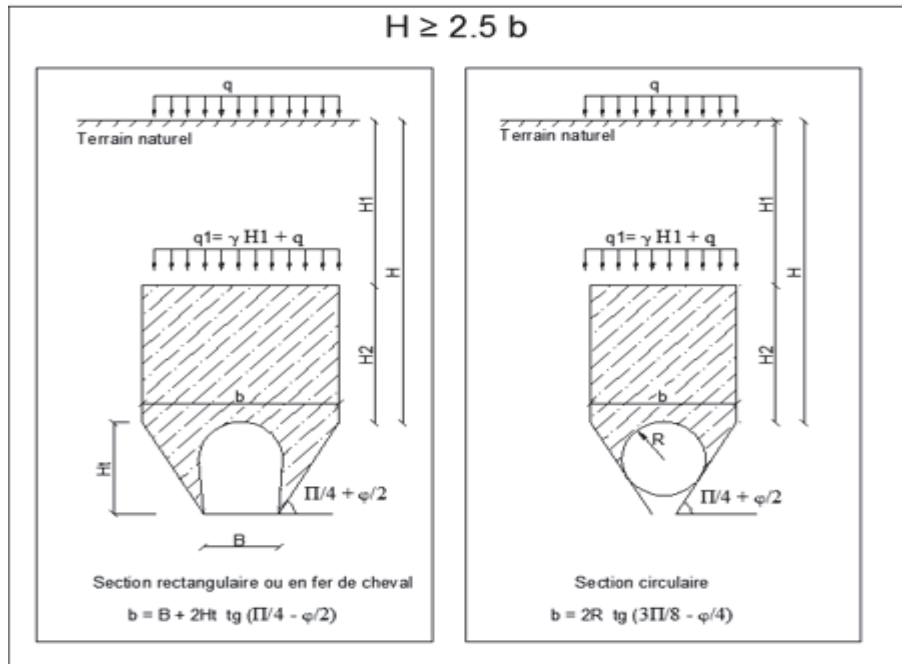
Tel que :

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

K : Coefficient correcteur.

b : largeur du prisme proposé par TERZAGHI

La charge active horizontale égale : $p_h = k_0 P_v$



Pour le calcul des charges, on a pas pris en compte notre unité traversée qui est le conglomérat car elle nous donnent des charges nulles , pour cela on a opté un cas moins favorable et on a pris une couche plus ou moins médiocre et qui est l'argilite .

I) Charge active verticale descendante en voûte du tunnel :

1) Données :

Terrain NON saturé d'eau			
Section circulaire			
g =	20	Kpa	
H =	103	m	H1 = 36,14 m
C =	119	Kpa	H2 = 66,86 m
w =	19,17	°	q1 = 722,72 KN/m²
y =	0,3		
q =	0	KPa	
R =	6,9	m	H= 103 m > H2 = 2.5 b = 66,86 m
K =	1		

9,57

Tunnel profond

b =	26,75	m
-----	-------	---

L'effet de voûte ne se fait pas sentir jusqu'à la surface

2) Résultats :

P_v =	479,02	Kpa
------------------------	---------------	------------

II) Charge active horizontale sollicitant le revêtement :

K₀ =	0,67
K₀ =	0,43

K₀ à adopter

K₀ =	0,6
------------------------	------------

Résultats :

Ph =	287,41	Kpa
-------------	---------------	------------

Après le calcul des différentes charges, on calcule la réaction hyperstatique de terrain (K), tel que :

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

Avec :

E : module de Young instantané du terrain

ν : coefficient de poisson (ν = 0,3)

e : discrétisation de l'arc (e = 0.5 m)

R : rayon équivalent de l'excavation (R=7.2m)

Ce module n'est pas une caractéristique seule du terrain encaissant, mais du couple terrain tunnel en particulier, les modules de réactions relatifs à deux tunnels de dimension différente situés dans des terrains identiques seront différents

On admet généralement que le module de réaction est constant toute le long du contour extérieur du revêtement

Pour cela le module de réactions hyperstatique sera égal à :

$$K = 30.75 \text{ Mpa}$$

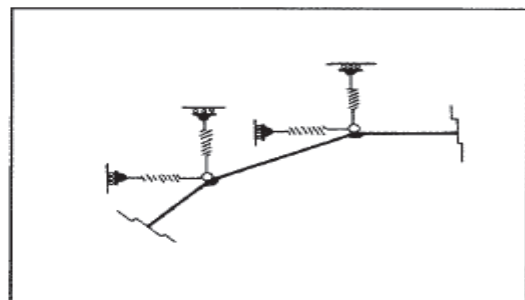
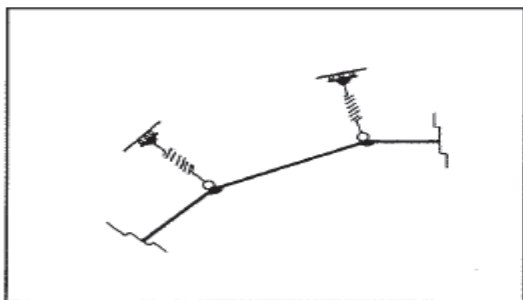


Figure VI-4: modélisation des réactions hyperstatique

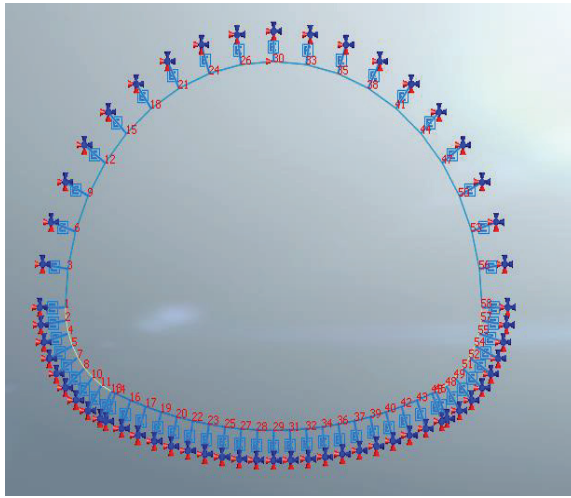


Figure VI-6: Réaction hyperstatique pour stc

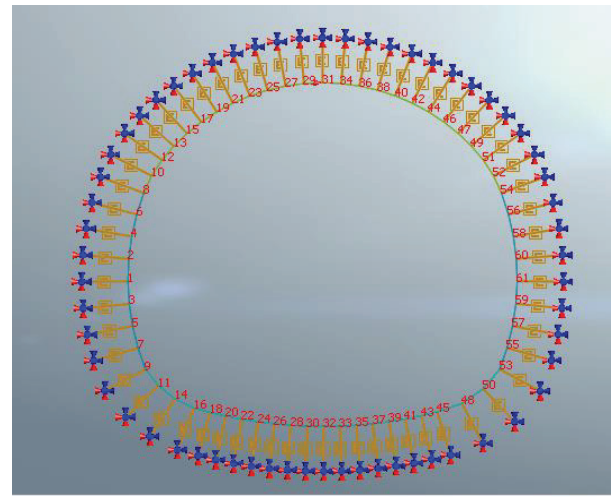


Figure VI-5: Réactions hyperstatiques pour scg

VI.1.2 Modélisation du revêtement avec la méthode des réactions hyperstatique en 2D :

Pour la modélisation du revêtement, on a attribué des éléments 'beam' de 1 mètre linéaire avec des épaisseurs variables de l'ordre de 40 cm pour la voute et 50 cm pour les piédroits et le radier pour les deux sections courantes et celle de la galerie, avec une résistance caractéristique du béton de $f_{c28} = 40$ MPa. Ces sections rectangulaires seront dimensionnées en fonction des charges et des contraintes qu'on a définies précédemment.

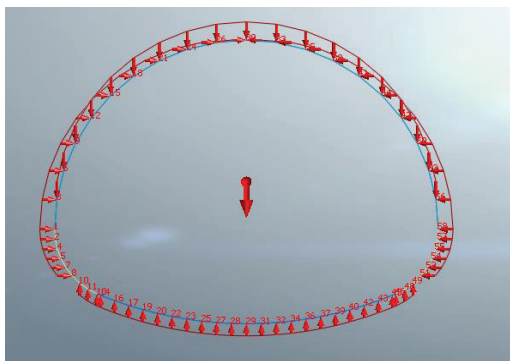


Figure VI-8: Modélisation STC

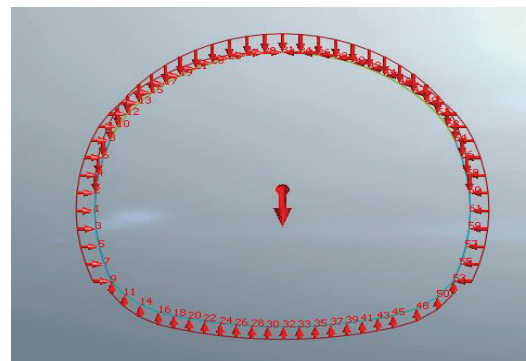
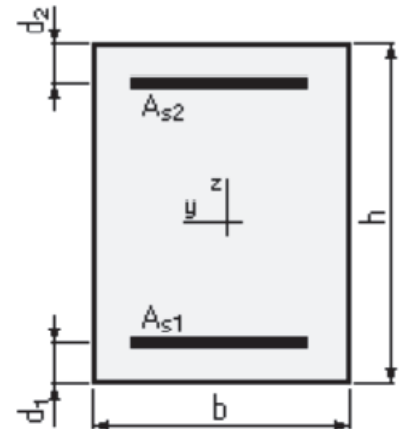
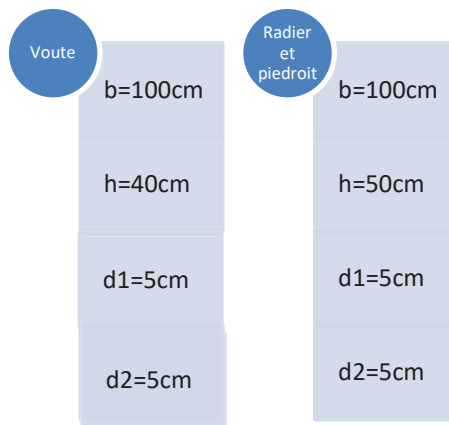


Figure VI-7: modélisation STG

VI.2 Le revêtement définitif de la section courante :

VI.2.1 Description du modèle étudié :

On va étudier une section de 1 m de longueur sur une épaisseur de 0.4 m au niveau de la voute ainsi que de 0,5 m au niveau du piédroit et du radier pour la section courante.



VI.2.2 Chargement et résultats :

Les charges appliquées pour le calcul des efforts internes (moment fléchissant, effort normal et effort tranchant) sont les charges actives

Les efforts internes M , N , T de chaque terrain obtenu par le logiciel MIDAS GTS NX sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-1 Efforts internes du soutènement pour la section courante

Zone	M+ (KN.m)	N Correspondant (KN)	M - (KN.m)	N Correspondant (KN)	T (KN)
Voute	522	-3324	487	-3925	249
Piédroits	0	-4516	822	-4516	733.9
Radier	714	-4133	0	-4133	880.1

❖ Les résultats de MIDAS sont présentés en ANNEXE K

VI.2.3 Le ferraillage du revêtement

Le ferraillage sera calculé en flexion composée à l'état limite ultime (ELU), pour une section divisée en trois parties : calotte, piedroit et radier.

Données de calcul

Condition de fissuration : très préjudiciable

Acier :

- ✓ f_e 500 MPa
- ✓ Type d'acier haute adhérence (HA)

Béton :

- ✓ f_{c28} = 40 MPa
- ✓ f_{t28} = 3 MPa

VI.2.4 Le ferrailage longitudinal :

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

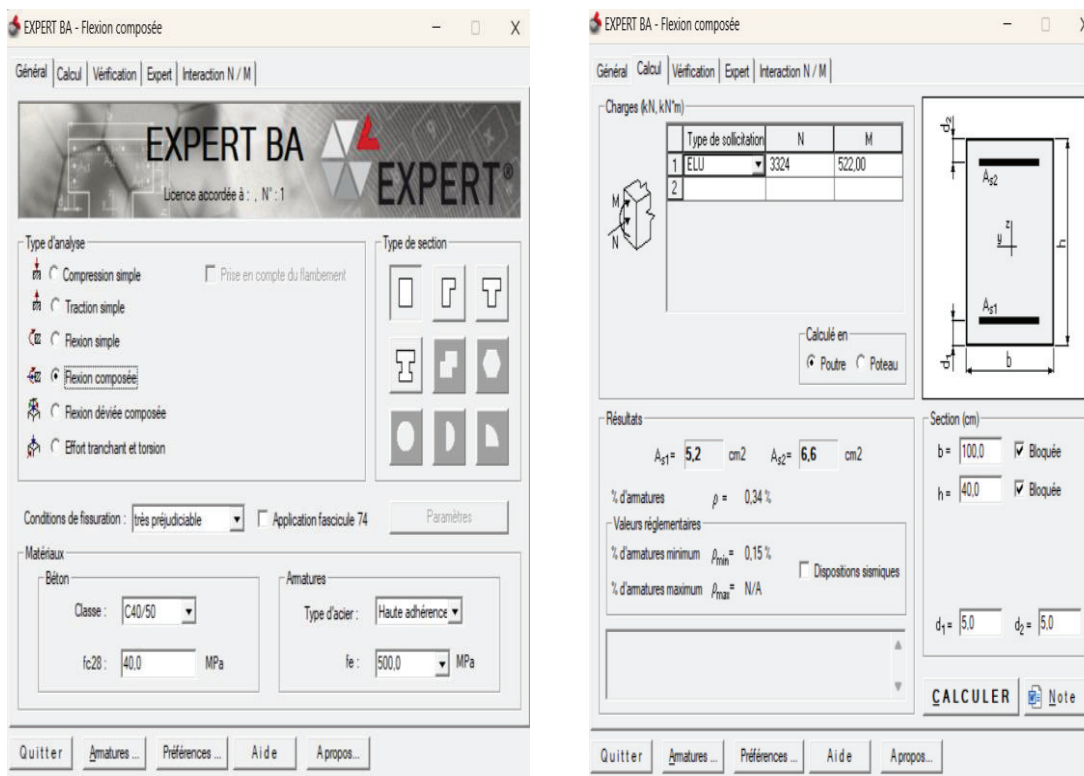


Figure VI-9: Interface EXPERT BA 2010

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 Calcul du ferrailage longitudinal pour la section courante

		Sections d'acier correspondantes au M+					Sections d'acier correspondantes au M -				
Zone	Élément	As1 cm²	As2 cm²	Asmi n cm²	Ferrailage intérieur	As1 cm²	As1 cm²	As2 cm²	Asmi n cm²	Ferrillage extérieur	As2 cm²
Zone	Voute	12.1	0	5.1	8HA14	12.32	1.3	5.1	5.1	5HA12	5.65
	Piédroits	0	0	6.2	6HA12	6.79	1.1	13.1	6.2	6HA12	6.79
	Radier	6.2	0	6.2	6HA12	6.79	0	0	6.2	6HA12	6.79

- Les notes de calcul du logiciel EXPERT BA 2010 sont présentées en ANNEXE H

VI.2.5 Le ferrailage transversal (BAEL, 1999) :

Pour le cas des dalles, aucune armature d'effort tranchant n'est requise si :

- $\tau_u \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.8 \text{ Mpa}$
- Pas de reprise de bétonnage

Tableau VI-3 Vérifications de la condition $\tau_u \leq 0.07 f_{c28}/\gamma_b$ pour la section courante

Zone	Élément	Vmax KN u	τ_u^{max} MPa	vérification
Notre zone	Voute	249	0.619	Vérifier
	Piédroits	733.9	1.628	Vérifier
	Radier	880.1	1.955	Non vérifié

Nous remarquons, donc, que la condition ci-dessus est vérifiée pour la voute et le pied droit donc il n'est pas recommandé de faire des calculs de ferrailage transversal, il faut faire que des armatures constrictives cependant pour le radier ne vérifie pas. De ce fait, le radier doit être ferrailé transversalement.

Avant le calcul du nombre de barres nécessaire transversalement, nous devons d'abord :

Vérifier la condition suivante pour le radier du tunnel

$$\tau_{u\max} = V_u / b_0 d < \tau^-$$

Tel que :

$$\tau_u^- = \min (0.15 F_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) \text{ (BAEL 99, fissuration très préjudiciable ou préjudiciable) ;}$$

b_0 : La largeur de la section = 1 ;

$$\tau_u^- = \min (0.15 * 40 / 1.5 ; 4) = \min (4 ; 4) = 4 \text{ Mpa} = 4000 \text{ kPa.}$$

Le diamètre des barres transversales

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{a}{10}, \Phi_{L\min} \right\}$$

L'espacement entre les barres transversales :

$$St_0 = \min \{ St_1 ; St_2 ; St_3 \}$$

$$St_1 \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}{a \times \gamma_s \times (\tau_{ur} - 0.3 f_{tjK})}$$

St1 n'est pas valable dans le cas étudié, car elle s'applique uniquement au voisinage des appuis.

$$St_2 \leq \min \{0.9 d; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9^2 h; 40 \text{ cm}\}$$

Pour $h = 40 \text{ cm}$ soit pour la voûte :

$$St_2 \leq \min \{32.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 32.4 \text{ cm}$$

Pour $h = 50 \text{ cm}$ soit pour le piédroit et le radier :

$$St_2 \leq \min \{40.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prendra :

$$St_2 = 30 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{At \times f_e}{0.4b}$$

$$At = n \frac{\pi}{\Phi^2 4} = 4HA12 = 4.52$$

VI.2.5.1 Ferrailage secondaire :

les sections de béton mentionnées précédemment, à savoir la voûte, le piédroit, sont des dalles d'une longueur longitudinale de 1 mètre. Dans ce cas, le calcul du ferrailage secondaire (perpendiculaire au ferrailage principal longitudinal) s'effectue en utilisant la formule suivante

$$Ar = As/4$$

Tableau VI-4: le ferrailage secondaire pour la section courante

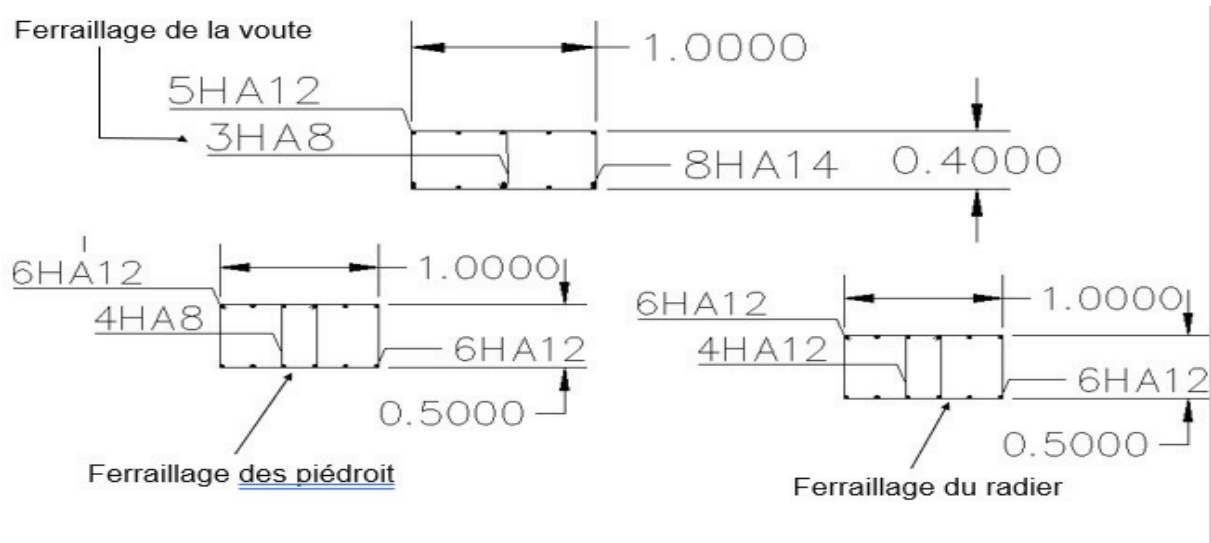
section	Élément	Ar	Nombre de barres	St_2 (cm)	St_3 (cm)	St_0
Stc	Voûte	1.41	3HA8	30	25	25
	Piédroits	1.69	4HA8	30	55	30

VI.2.5.2 Ferrailage transversal final :

Le ferrailage transversal final nécessaire pour chaque élément de la section courante du tunnel ainsi que leurs espacements est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VI-5: le ferrailage final pour la section courante

section	Élément	Φ_t (mm)	Nombre de barres	At (cm ²)	St_2 (cm)	St_3 (cm)	St_0
stc	Voûte	8	3HA8	1.51	30	25	25
	Piédroits	8	4HA8	2.01	30	55	30
	Radier	12	4HA12	4.52	30	55	30

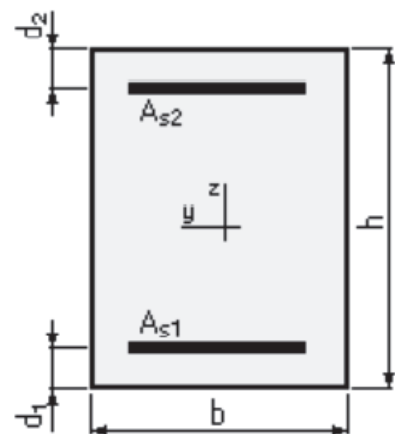
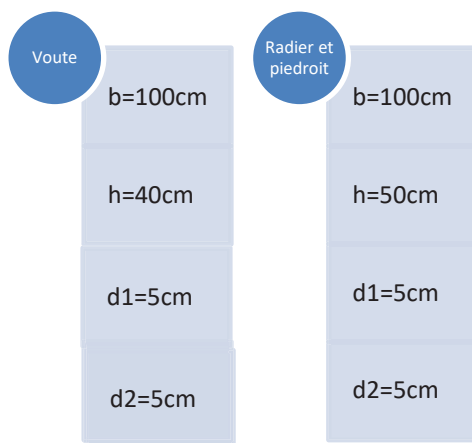


VI.3 Modélisation du revêtement définitif de la section galerie :

La même chose pour la section courante, nous utiliserons des sections rectangulaires assimilées à des poutres en béton armé, avec une résistance caractéristique du béton de $f_{c28} = 40$ MPa. Ces sections rectangulaires seront dimensionnées en fonction des charges et des contraintes qu'on va définir par la suite.

VI.3.1 Description du modèle étudié :

On va étudier une section de 1 m de longueur sur une épaisseur de 0.4m au niveau de la voute ainsi que de 0,5 m au niveau du piédroit et du radier pour la section galerie.



VI.3.2 Chargement et résultats :

Les charges appliquées pour le calcul des efforts internes (moment fléchissant, effort

normalet effort tranchant) sont les charges actives

Les efforts internes M, N, T de chaque terrain obtenu par le logiciel MIDAS GTS NX sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-6: Efforts internes du soutènement pour la section galerie

Section galerie	M+ (KN.m)	N Correspondant (KN)	M - (KN.m)	N Correspondant (KN)	T (KN)
Voute	445.5	-1470	437.2	-2068.3	363.3
Piédroits	0	-2237.6	632.9	-2237.6	407.6
Radier	907.9	-1910.7	623.4	-2308	760.8

❖ Les résultats de MIDAS sont présentés en ANNEXE K

VI.3.3 Le ferrailage du revêtement :

Tous comme la section courante, le ferrailage sera calculé en flexion composée à l'état limite ultime (ELU), pour une section divisée en trois parties : calotte, piédroit et radier.

Données de calcul :

Condition de fissuration : très préjudiciable

Acier :

- ✓ fe 500 MPa
- ✓ Type d'acier haute adhérence (HA)

Béton :

- ✓ $f_{c28} = 40$ MPa
- ✓ $f_t 28 = 3$ MPa

VI.3.4 Le ferrailage longitudinal :

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

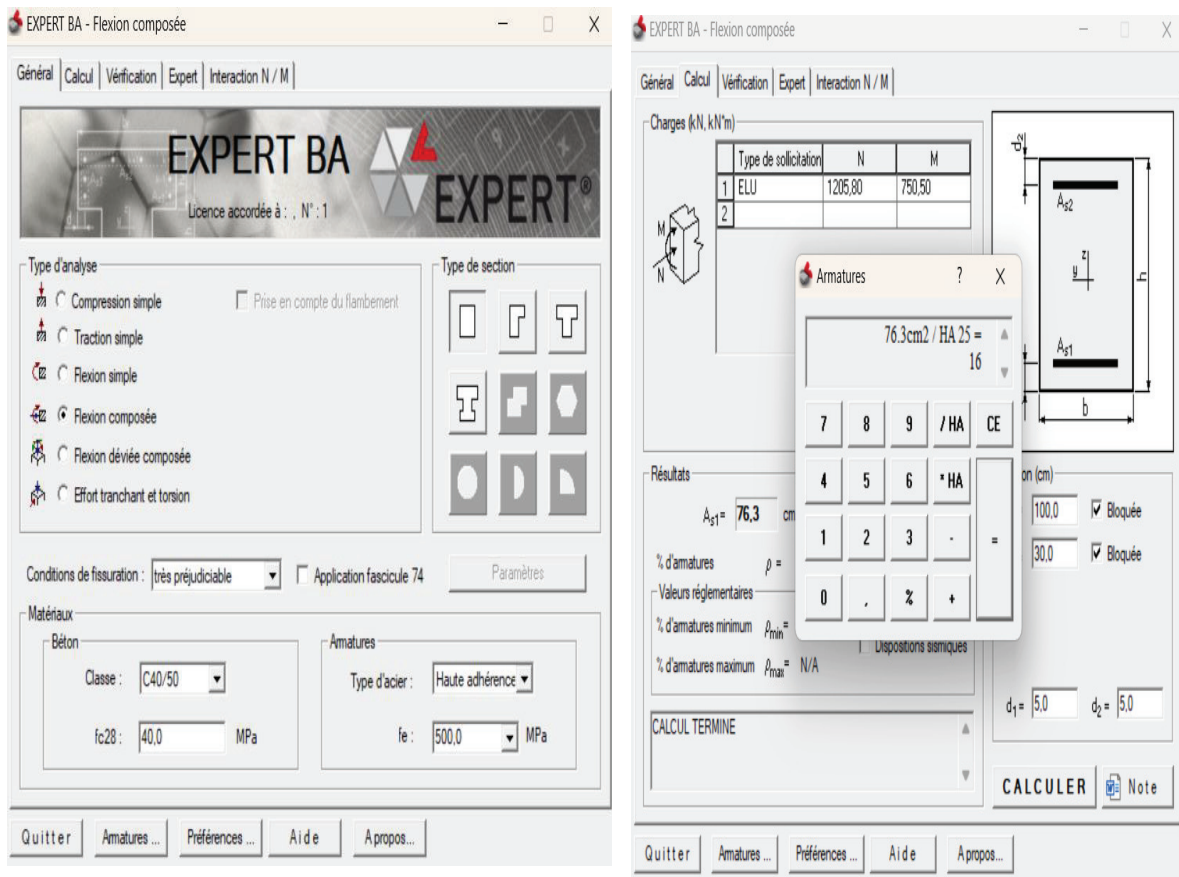


Figure VI-10: Interface EXPERT BA 2010

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Les notes de calcul du logiciel EXPERT BA 2010 sont présentées en ANNEXE H

Tableau VI-7: Calcul du ferrailage longitudinal pour la section galerie

section	Élément	Sections d'acier correspondantes au M+					Sections d'acier correspondantes au M -				
		As ₁ cm ²	As ₂ cm ²	As _{mi} cm ²	Ferrailage intérieur	As ₁ cm ²	As ₁ cm ²	As ₂ cm ²	As _{min} cm ²	Ferrailage extérieur	As ₂ cm ²
stg	Voute	17	0	5.1	9HA16	18.1	0	10.9	5.1	8HA14	12.32
	Piédroits	0	0	6.2	6HA12	6.79	0	12.5	6.2	4HA20	12.57
	Radier	35.4	0	6.2	12HA20	37.7	0	11.2	6.2	8HA14	12.32

VI.3.5 Le ferrailage transversal (BAEL, 1999) :

Pour le cas des dalles, aucune armature d'effort tranchant n'est requise si :

- $\tau_u \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.8 \text{ Mpa}$
- Pas de reprise de bétonnage

Tableau VI-8: Vérifications de la condition $\tau_u \leq 0.07 f_{c28}/\gamma_b$ pour la section galerie

section	Élément	$V_u^{\max}$ KN	$\tau_u^{\max}$ MPa	Vérification
stg	Voute	363.3	1.01	Vérifier
	Piedroits	407.6	1.132	Vérifier
	Radier	760.8	1.69	Vérifier

Nous remarquons, donc, que la condition ci-dessus est vérifiée pour la voute et le pied droit et le radier donc il n'est pas recommandé de faire des calculs de ferrailage transversal et il faut faire que des armatures constrictives.

VI.3.6 Ferrailage secondaire :

Les sections de béton mentionnées précédemment, à savoir la voute, le piedroit, et le radier sont des dalles d'une longueur longitudinale de 1 mètre. Dans ce cas, le calcul du ferrailage secondaire (perpendiculaire au ferrailage principal longitudinal) s'effectue en utilisant la formule suivante :

$$A_r = A_s / 4$$

Le ferrailage transversal final nécessaire pour chaque élément de la section courante du tunnel ainsi que leurs espacements est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VI-9: le ferrailage finale pour la section galerie

Section	Élément	A_r (cm ²)	Nombre de barres	St_2 (cm)	St_3 (cm)	St_0 (cm)	A_t (cm ²)
Stg	Voute	4.525	6HA10	30	59	30	4.71
	Piedroits	3.142	3HA12	30	41.5	30	3.39
	Radier	9.425	6HA12	30	84.8	30	6.79

- Détail de calcul des espacements :

L'espacement entre les barres transversales :

$$St0 = \min \{St1 ; St2 ; St3\}$$

$$St1 \leq \frac{At \times 0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}{a \times \gamma_s \times (\tau_{ur} - 0.3 f_{tjK})}$$

St1 n'est pas valable dans le cas étudié, car elle s'applique uniquement au voisinage des appuis.

$$St2 \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9^2 h; 40 \text{ cm}\}$$

Pour $h = 40 \text{ cm}$, soit pour la voute :

$$St2 \leq \min \{32.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 32.4 \text{ cm}$$

Pour $h = 50 \text{ cm}$ soit pour le piédroit et le radier :

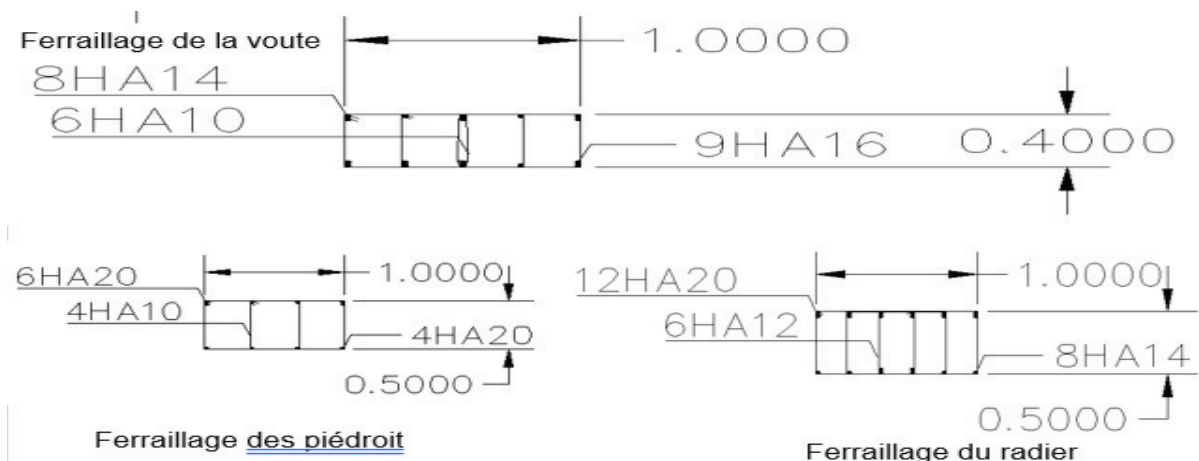
$$St2 \leq \min \{40.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prendra :

$$St2 = 30 \text{ cm}$$

$$St3 \leq \frac{At \times f_e}{0.4b}$$

$$At = n \frac{\pi}{\phi^2 4}$$



VI.4 Conclusion :

Après avoir établi le ferraillage du revêtement définitif en tenant compte des charges statiques dans ce chapitre, il est nécessaire de vérifier l'impact des charges dynamiques engendrées par une excitation sismique, afin de garantir la résistance de la structure.

A black and white photograph of a seismograph recording. A metal pen is visible on the left, tracing a series of horizontal lines on a grid. The grid consists of blue horizontal and vertical lines. The recording shows a series of sharp, vertical spikes. A white diamond shape is overlaid on the center of the image, containing the chapter title.

**CHAPITRE 7 :
ETUDE
SISMIQUE**

VII. ÉTUDE SISMIQUE :

VII.1 Introduction :

En général, les constructions souterraines sont relativement peu affectées par les tremblements de terre. Contrairement aux structures construites à la surface, une construction souterraine subira beaucoup moins, voire pas du tout de dommages lors d'un séisme. Cependant, il est toujours important de réaliser une étude sismique, en particulier si la structure se trouve dans une zone sismique. Dans le cadre de ce travail, les différentes sollicitations sismiques appliquées aux tunnels seront abordées en utilisant le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008).

VII.2 Classification de la zone sismique :

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

- ☐ Zone 0 : Négligeable
- ☐ Zone I : Faible
- ☐ Zone IIA : Moyenne
- ☐ Zone IIB : Élevée
- ☐ Zone III : Très élevée

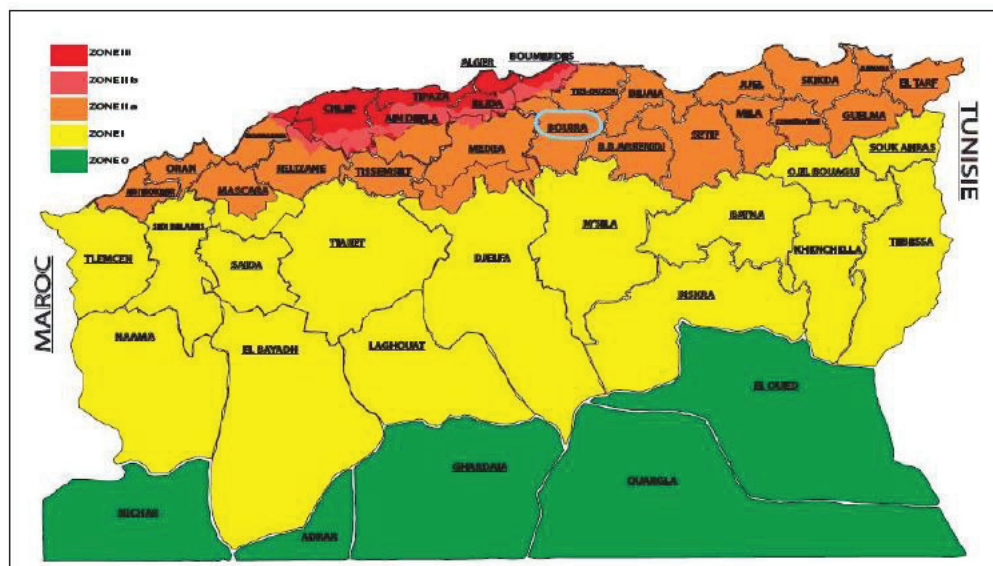


Figure VII-1: Carte de zonage sismique de l'Algérie

Le tunnel de Draa el mizane est situé dans la Wilaya de TIZI OUEZO, il est donc classé dans la **zone II. a.**

VII.3 Catégorie du tunnel

Selon le RPOA2008 les tunnels sont classés en deux 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 minimaux 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.

Le tunnel de Draa el mizane est un tunnel autoroutier, il est donc classé dans le **groupe 1**.

VII.4 Coefficient d'accélération de zone

Tableau VII-1:Caractéristiques des zones sismiques pour les tunnels « A »

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

D'après la carte de découpage sismique en Algérie la wilaya de Tizi Ouzou est classée en zone IIa. Notre tunnel est un tunnel autoroutier donc appartient au groupe de tunnels stratégiques (groupe 1)

Alors la valeur du coefficient d'accélération A est de 0.25

VII.5 Classification des sites :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

Catégorie S1 : Site rocheux

Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \geq 800 \text{ m/s}$

Catégorie S2 : Site ferme

Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marne ou argiles raides très sur consolidées sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400 \text{ m/s}$ à partir de 10 m de profondeur.

La valeur de V_s doit être mesurée sur site. Les roches tendres ou altérées sont à classer en S2 dans le cas où V_s 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.

Dans le cas étudié, les résultats, ci-après, ont été obtenus :

Tableau VII-2: Tableau des vitesses de cisaillement pour notre terrain en fonction de la catégorie du site.

	Notre zone
Catégorie	S1
V_s (m/s)	800

VII.6 Sollicitation induite sur le tunnel

La méthode de calcul suivante s'applique aux ouvrages linéaires, pour lesquels la longueur est nettement prépondérante devant les dimensions de la section transversale. Elle est applicable aux ouvrages situés à faible ou grande profondeur sous la surface du sol, et est particulièrement concernée, quel que soit leur mode de réalisation (les tunnels routiers, ferroviaires ou de métros, les galeries minières et les stations souterraines).

Cas de prise en compte de l'interaction terrain structure

L'interaction terrain structure est caractérisée par un coefficient de raideur longitudinale du terrain K_l et un coefficient de raideur transversale K_t exprimés en force par unité de déplacement longitudinal ou transversal du terrain et par mètre linéaire de l'ouvrage.

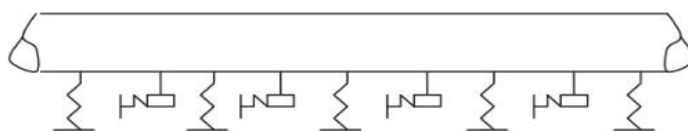


Figure VII-2: Interactions terrain-structure

En première approximation, on pourra admettre : $K_l = K_t = G$. Avec $G = G_{\text{dyn}} = \gamma V^2$

Tunnels de structure continue sur une longueur supérieure à la longueur d'onde sismique

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 imposés déterminés dans l'analyse en champ libre. Les valeurs maximales des sollicitations ont pour

expression :

▪ **effort axial :**

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} ESD_o \frac{K_l}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 + K_l} \quad (4.11)$$

▪ **flexion longitudinale :**

$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_o \frac{K_l}{EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 + K_l} \quad (4.12)$$

▪ **effort tranchant:**

$$V_{\max} = \frac{2\pi}{L} M_{\max} \quad (4.13)$$

Avec : $D0 = \frac{A}{4\pi^2 f^2}$

- A : coefficient d'accélération de la zone $A = 0.25.g$
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)
- L : La longueur d'onde, donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{c}{f}$$

Avec f : fréquence fondamentale du mouvement

$$f = \frac{1}{T_{\text{moy}}}$$

$$T_{\text{moy}} = \frac{T_1 + T_2}{2}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (RPOA section 3.2.1.1 Tableau 3.3)

C : vitesse apparente de propagation d'onde. À défaut de justification plus précise, on peut prendre :

$$C = \min (1000 \text{ m/s} ; V_s)$$

VII.7 Application

Caractéristique du tunnel

La section du tunnel est assimilée à un anneau circulaire avec les caractéristiques suivantes :

- Le rayon équivalent sans soutènement $R = 7.2 \text{ m}$
- Le rayon équivalent avec soutènement $R = 6.9 \text{ m}$
- La section équivalente :

$$S = \pi (R1^2 - R2^2) S = 13.28 \text{ m}^2$$

- Le moment d'inertie de la section : $I = \frac{\pi}{4} (R1^4 - R2^4)$

$$I = 330.39 \text{ m}^4$$

- Le module d'élasticité instantané du béton ($f_{c28} = 40 \text{ MPa}$) : $E = 38000 \text{ MPa}$
 □ $E.I = 12554820 \text{ MN.m}^2$
 □ $E.S = 504640 \text{ MN}$

Tableau VII-3:Récapitulatif des résultats obtenus

Les efforts	N max (MN)	M max (MN.m)	Vmax (MN)
Les valeurs	33.40	48.10	1.37

Tableau VII-4:Résultats des efforts internes en tenant compte de l'interaction sol structure

	Notre zone
$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	25
$V_s \text{ (m/s}^2\text{)}$	800
$Kl = Kt = G \text{ (MN/m}^2\text{)}$	16000
$A \text{ (m/s}^2\text{)}$	2.4525
$T1 \text{ (s)}$	0.15
$T2 \text{ (s)}$	0.40
$T_{moy} \text{ (s)}$	0,275
$F \text{ (Hz)}$	3.64
$D0 \text{ (mm)}$	4.69
$C \text{ (m/s)}$	800
$L \text{ (m)}$	219.78

VII.8 Calcul des armatures d'acier

Dans notre étude, les efforts internes (moment, effort normal, effort tranchant) induits par les charges sismiques, calculés selon le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA), seront appliqués à l'ensemble de la section du revêtement définitif (anneau fermé) du tunnel. Afin de déterminer le ferrailage nécessaire, nous utiliserons le logiciel SOCOTEC. Le calcul sera effectué à l'état limite ultime, en prenant en compte les sollicitations sismiques spécifiques au projet et les critères de résistance et de durabilité requis.

Le logiciel SOCOTEC nous permettra de dimensionner et de vérifier le ferrailage adéquat pour garantir la résistance et la stabilité du revêtement définitif du tunnel face aux sollicitations sismiques.

Présentation du logiciel BaelC

Le logiciel SOCOTEC auquel nous ferons appel est spécifiquement conçu pour le calcul des sections circulaires ou annulaires en béton armé, soumises à la flexion simple ou composée. Son utilisation nous permettra de déterminer les sections d'acier nécessaires, en accord avec les règles du BAE99 (Béton Armé aux États Limites) à l'état limite ultime (ELU).

The screenshot shows the BaelC software interface with the following data entered:

- Nom d'affaire :** Tunnel Draa el mizane
- Nom du fichier :** sans nom
- Matériaux**
 - Contrainte béton : f_{cj} 40 MPa
 - Limite élast. acier : f_{e} 500 MPa
 - Coeff. acier/béton : n 15
- Calcul aux ELU** (checked)
 - Effort normal : N_u 33 400 kN
 - Moment fléchissant : M_u 48 100 kN*m
 - Coefficients**
 - durée chargement : θ 1
 - sécurité du béton : γ_b 1.5
 - sécurité de l'acier : γ_s 1.15
- Calcul aux ELS** (unchecked)
 - Effort .. : N_s kN
 - Moment .. : M_s kN*m
 - Aire armatures : cm2
 - Fissuration**
 - ☒ peu préjudiciable
 - ☐ préjudiciable
 - ☐ très préjudiciable
 - Type d'armature**
 - ☐ rond lisse
 - ☒ barre HA
 - ☐ barre HA
- Section**
 - ☐ circulaire
 - ☒ annulaire
 - Diamètre ext. du béton : D 14.55 m
 - Diamètre int. du béton : d 13.75 m
 - Pos. cdg d'armatures : c 0.05 m
- Diagram**: A circular cross-section diagram with a red dashed outer circle and a solid red inner circle. The center of gravity (cdg) is marked at a distance of 0.05 m from the inner edge. The diagram is labeled with X and Y axes.

Convention signes:
 $N > 0$: compression
 $M > 0$: tend la fibre inférieure

Pour l'aide, appuyez sur F1

Figure VII-3: Input des données dans SOCOTEC

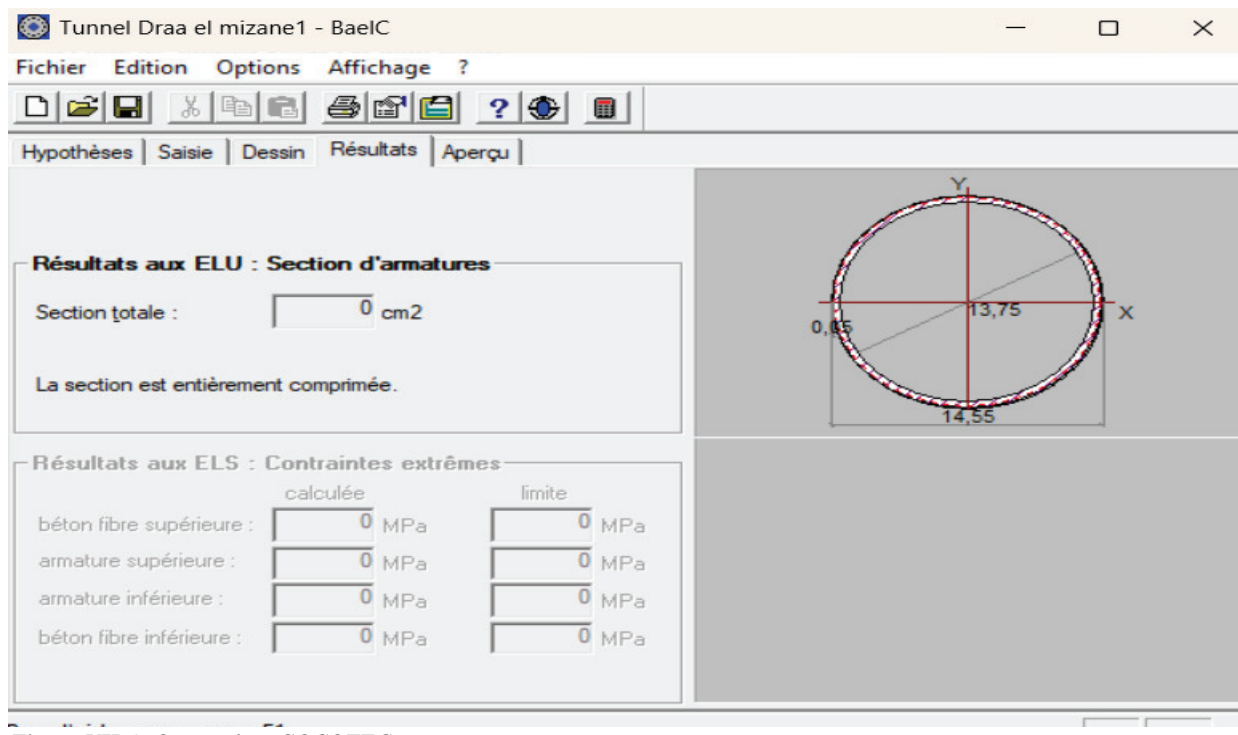


Figure VII-4: Output dans SOCOTEC

VII.9 Interprétation des résultats :

En introduisant les valeurs de M et N dans SOCOTEC, la section d'armature obtenue est nulle $AS = 0 \text{ cm}^2$.

VII.10 Conclusion :

Les résultats obtenus à l'aide du logiciel indiquent que les efforts sismiques n'ont pas d'influence significative sur la structure, ce qui signifie que le tunnel est capable de résister efficacement aux séismes.

VIII. CONCLUSION GÉNÉRALE :

Le présent mémoire a pour objectif l'étude et le dimensionnement d'un tronçon de tunnel autoroutier en bitube avec sa galerie de secours, situé entre les points kilométriques PK36+500 et PK36+800, au niveau de Draa el Mizane, Tizi Ouzou. Ce projet a été essentiel pour consolider nos compétences acquises au cours des trois dernières années de notre cycle ingénieur à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Il nous a permis de découvrir la complexité et l'importance des ouvrages souterrains.

Ce travail se concentre principalement sur une phase de modélisation numérique en 3 dimensions réalisée avec le logiciel MIDAS GTS NX. Cette phase fera l'objet d'une étude détaillée lors des prochaines étapes, comprenant la reconnaissance et la classification des unités géotechniques rencontrées, ainsi que l'estimation des charges du TERZAGHI dues aux terrains. Ensuite, nous avons abordés la phase de vérification de la stabilité du soutènement et du pré-soutènement, suivie de la phase finale consacrée au dimensionnement du revêtement définitif et à la vérification sismique.

Cette expérience s'avère être un véritable atout pour nous, car elle nous a guidés dans l'affinage de notre projet professionnel et nous a offert l'opportunité d'acquérir de nouvelles compétences, telles que la capacité de synthèse et d'analyse, l'élaboration de solutions novatrices pour résoudre des problèmes, ainsi que la planification et la gestion du temps.

Bibliographie**Ouvrages**

- A.F.T.E.S. (1974). Recommandations de l'AFTES Choix du type de soutènement en galerie (Vol. Groupe de travail 7 (GT7R1F2)). A.F.T.E.S.
- A.F.T.E.S. (1974). Recommandations de l'AFTES Reflexion sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains. A.F.T.E.S.
- BAEL. (1999). Béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99.
- BIENIAWSKI.ZT Engineering rock mass classifications. NeYork:WILEY-INTERSCIENCE PUBLICATION. 1989
- BOUVARD-LECOANET Anne, C. G. (1992). OUVRAGE SOUTERRAIN CONCEPTION, REALISATION, ENTRETIEN. (P. d. ponts, Éd.) Paris, France : Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- CETU. Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Paris : s.n., 2006 :
- Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 1. 1998.
- Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 2. 1998.
- Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 3. 1998.
- Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 4. 1998
- CHERCHALI, C. (1993). TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome 1.
- DEHARD, J. (2008). Cours de charpente métallique. Institut HEMES GRAMME.
- EUROCODE3. (1993). Calcul des structures en acier. AFNOR.
- ITI 98 300. (1998, Juillet 08). Instruction Technique Interministérielle du 08 Juillet 1998 relative à la sécurité dans les tunnels ferroviaires. France.
- PANET, M. (1995). Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Paris : Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Pierre GESTA. (1994). Travaux souterrains. (E. T.I, Éd.) Paris. Récupéré sur <http://www.techniques-ingenieur.fr>
- Pierre, G. (1994). Travaux souterrains. Paris.
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA). (2008).
- HEBIB Rafik – Cours ouvrages souterrains – Les auscultations des ouvrages souterraines
- Tutoriel MEDAS GTSNX

Bibliographie

Ouvrages

- A.F.T.E.S. (1974). Recommandations de l'AFTES Choix du type de soutènement en galerie (Vol. Groupe de travail 7 (GT7R1F2)). A.F.T.E.S.
- A.F.T.E.S. (1974). Recommandations de l'AFTES Reflexion sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains. A.F.T.E.S.
- BAEL. (1999). Béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99.
- BIENIAWSKI.ZT Engineering rock mass classifications. NeYork:WILEY-INTERSCIENCE PUBLICATION. 1989
- BOUVARD-LECOANET Anne, C. G. (1992). OUVRAGE SOUTERRAIN CONCEPTION, REALISATION, ENTRETIEN. (P. d. ponts, Éd.) Paris, France : Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- CETU. Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Paris : s.n., 2006 :
- Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 1. 1998.
- Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 2. 1998.
- Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 3. 1998.
- Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 4. 1998
- CHERCHALI, C. (1993). TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome 1.
- DEHARD, J. (2008). Cours de charpente métallique. Institut HEMES GRAMME.
- EUROCODE3. (1993). Calcul des structures en acier. AFNOR.
- ITI 98 300. (1998, Juillet 08). Instruction Technique Interministérielle du 08 Juillet 1998 relative à la sécurité dans les tunnels ferroviaires. France.
- PANET, M. (1995). Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Paris : Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Pierre GESTA. (1994). Travaux souterrains. (E. T.I, Éd.) Paris. Récupéré sur <http://www.techniques-ingenieur.fr>
- Pierre, G. (1994). Travaux souterrains. Paris.
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA). (2008).
- HEBIB Rafik – Cours ouvrages souterrains – Les auscultations des ouvrages souterraines

LES ANNEXES

Annex A

L'étude géologique et géotechnique :

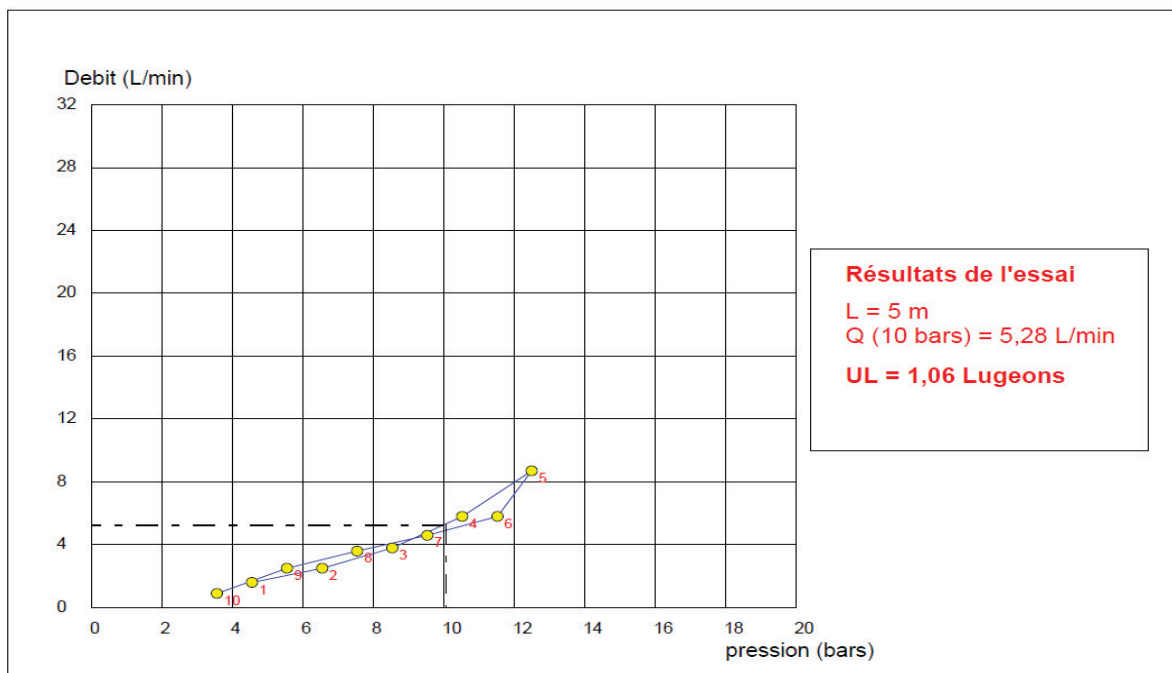


Figure A. 1 : Résultats de l'essai Lugeon (prof 75m).

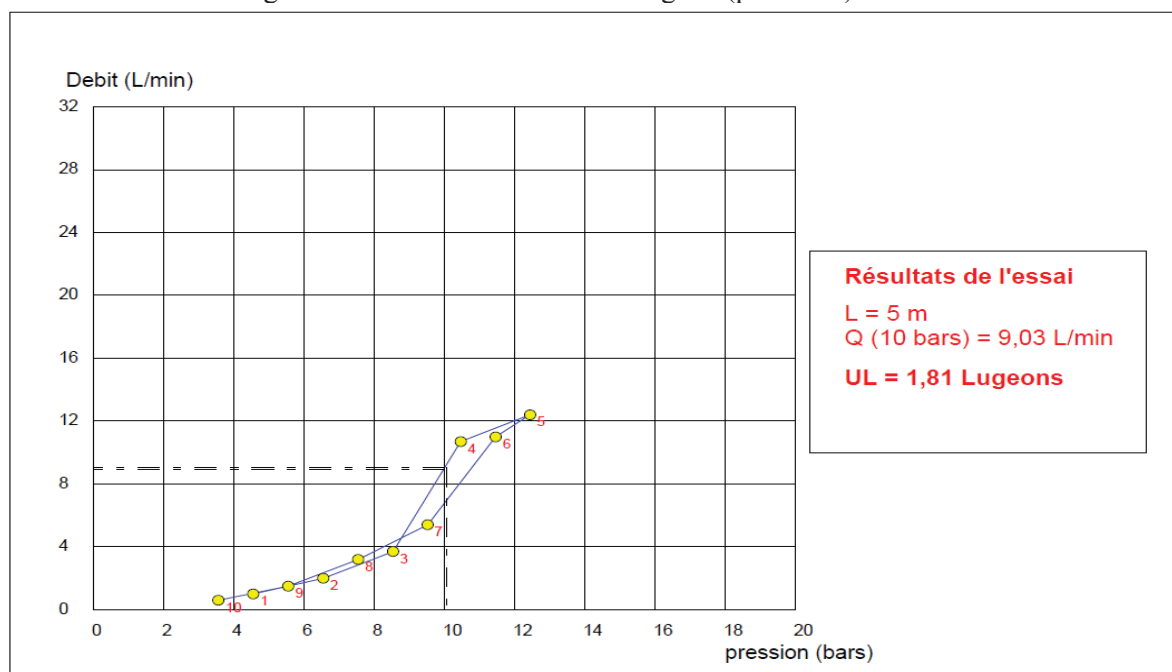


Figure A. 2 : Résultats de l'essai Lugeon (prof 80m).

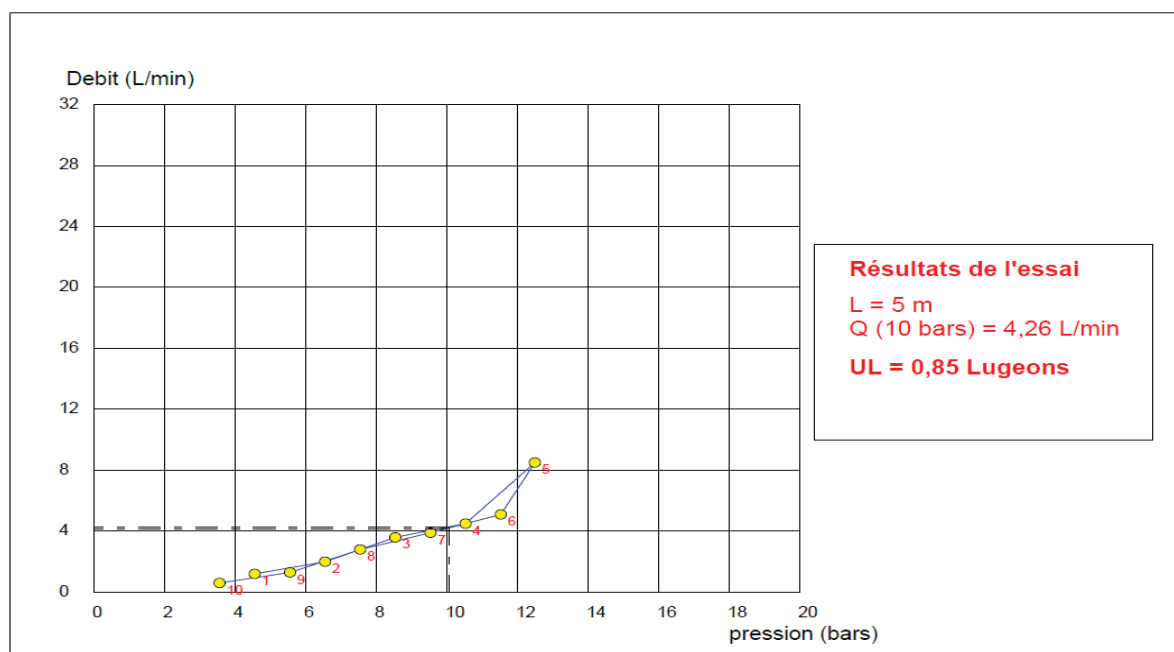


Figure A. 3 : Résultats de l'essai Lugeon (prof 85m).

ANNEXE B

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19 _____ Greywacke (18) _____	Siltstone 9	Claystone 4
		Non-Clastic	Organic		_____ Chalk _____ 7 _____ Coal _____ (8-21)	
	Carbonate		Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
	Chemical			Gypstone 16	Anhydrite 13	
	METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24
Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25 - 31	Mylonites (6)		
Foliated*		Gneiss 33	Schists 4 - 8	Phyllites (10)	Slate 9	
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
	Dark		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
			Norite 22			
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

Tableau : Valeurs types du constant mi

Geological Strength Index (GSI)		Surface conditions				
From the description of structure and surface conditions of the rock mass, pick an appropriate box in this chart. Estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range of GSI from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI = 38.		Very good Very rough and fresh unweathered surfaces Good Rough, maybe slightly weathered or iron stained surfaces Fair Smooth and/or moderately weathered and altered surfaces Poor Slackensided or highly weathered surfaces or compact coatings with fillings of angular fragments Very poor Slackensided and highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
Structure		Decreasing surface quality →				
	Intact/Massive – intact rock specimens or massive in-situ rock masses with very few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	Blocky – very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	80				
	Very Blocky – interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	70	60			
	Blocky/Disturbed – folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets		50	40		
	Disintegrated – poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded rock pieces			30	20	10

Abaque : la valeur de la constante GSI

ANNEX C : Résultats des paramètres géotechniques obtenues par logiciel ROCK DATA

Hoek-Brown Classification

sigci 21.7 MPa

GSI 55

mi 16

D 0.2

Hoek-Brown Criterion

mb 2.683

s 0.0047

a 0.504

$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$

Failure Envelope Range

Application: Tunnels

sig3max 1.5046 MPa

Unit Weight 0.026 MN/m3

Tunnel Depth 120 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.549 MPa

phi 45.25 deg

Rock Mass Parameters

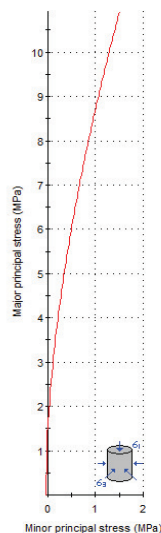
sigt -0.0381 MPa

sigc 1.458 MPa

sigcm 4.789 MPa

Em 5590.78 MPa

Copy Data



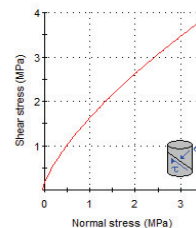
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification
intact uniaxial compressive strength = 21.7 MPa
GSI = 55 mi = 16 Disturbance factor = 0.2

Hoek-Brown Criterion
mb = 2.683 s = 0.0047 a = 0.504

Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 0.549 MPa friction angle = 45.25 deg

Rock Mass Parameters
tensile strength = -0.038 MPa
uniaxial compressive strength = 1.458 MPa
global strength = 4.789 MPa
modulus of deformation = 5590.78 MPa



Grès faiblement altéré et faiblement fracturé

Activer Windows

Hoek-Brown Classification

sigci 4 MPa

GSI 45

mi 16

D 0.2

Hoek-Brown Criterion

mb 1.804

s 0.0014

a 0.508

$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$

Failure Envelope Range

Application: Tunnels

sig3max 1.3409 MPa

Unit Weight 0.026 MN/m3

Tunnel Depth 120 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.240 MPa

phi 28.81 deg

Rock Mass Parameters

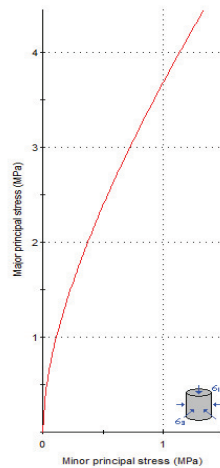
sigt -0.0032 MPa

sigc 0.144 MPa

sigcm 0.702 MPa

Em 1349.81 MPa

Copy Data



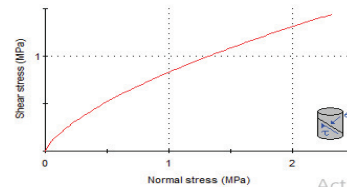
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial compressive strength = 4 MPa
 GSI = 45 mi = 16 Disturbance factor = 0.2

Hoek-Brown Criterion
 mb = 1.804 s = 0.0014 a = 0.508

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.240 MPa friction angle = 28.81 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.003 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.144 MPa
 global strength = 0.702 MPa
 modulus of deformation = 1349.81 MPa



Activier Windows

Conglomerat

Hoek-Brown Classification

sigci 1 MPa

GSI 15

mi 6

D 0.2

Hoek-Brown Criterion

mb 0.206

s 4.03e-5

a 0.561

$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$

Failure Envelope Range

Application: Tunnels

sig3max 1.1319 MPa

Unit Weight 0.026 MN/m3

Tunnel Depth 120 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.042 MPa

phi 8.11 deg

Rock Mass Parameters

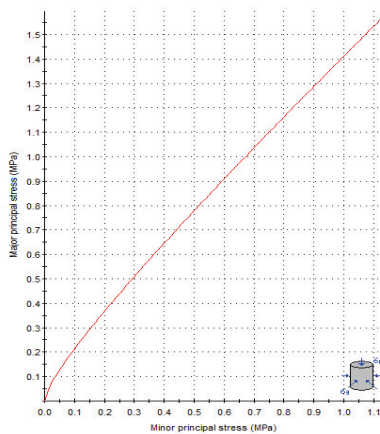
sigt -0.0002 MPa

sigc 0.003 MPa

sigcm 0.042 MPa

Em 120.02 MPa

Copy Data



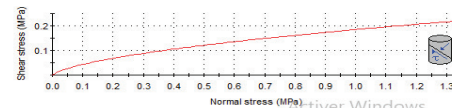
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial compressive strength = 1 MPa
 GSI = 15 mi = 6 Disturbance factor = 0.2

Hoek-Brown Criterion
 mb = 0.206 s = 4.03e-5 a = 0.561

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.042 MPa friction angle = 8.11 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.000196 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.003 MPa
 global strength = 0.042 MPa
 modulus of deformation = 120.02 MPa



Activier Windows

Argilite Très altéré très fracture

Hoek-Brown Classification

sigci 4.62 MPa

GSI 25

mi 8

D 0.2

Hoek-Brown Criterion

mb 0.408

s 0.0001

a 0.531

$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$

Failure Envelope Range

Application: Tunnels

sig3max 1.2824 MPa

Unit Weight 0.026 MN/m3

Tunnel Depth 120 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.127 MPa

phi 18.52 deg

Rock Mass Parameters

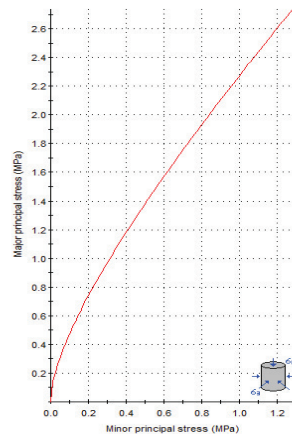
sigt -0.0015 MPa

sigc 0.040 MPa

sigcm 0.334 MPa

Em 458.74 MPa

Copy Data



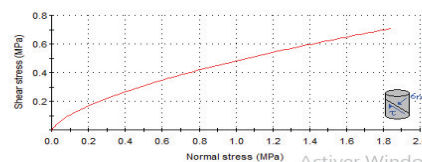
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial compressive strength = 4.62 MPa
 GSI = 25 mi = 8 Disturbance factor = 0.2

Hoek-Brown Criterion
 mb = 0.408 s = 0.0001 a = 0.531

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.127 MPa friction angle = 18.52 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.002 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.040 MPa
 global strength = 0.334 MPa
 modulus of deformation = 458.74 MPa



Activier Windows

Argilite faiblement altérée et faiblement fracturé

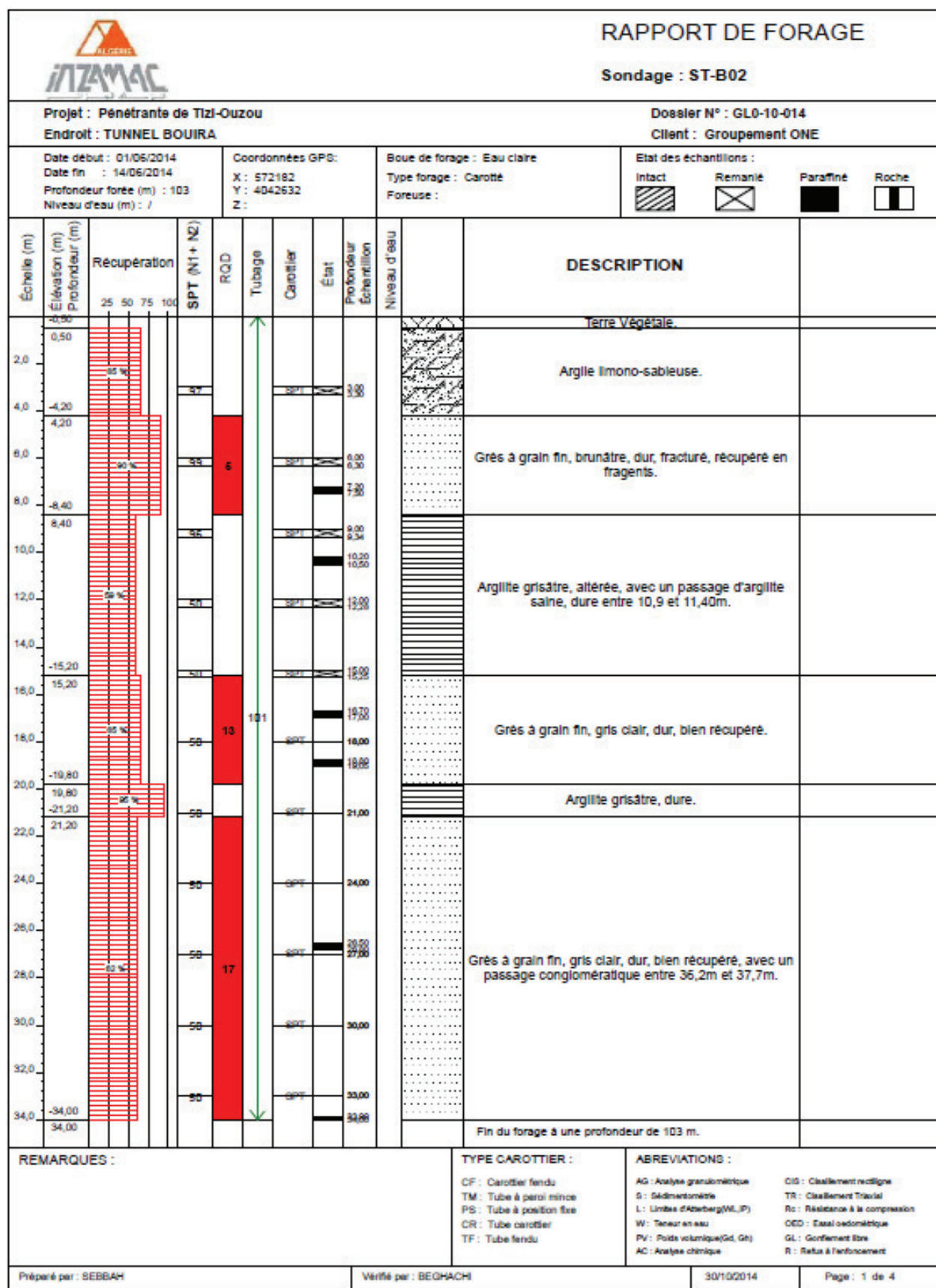
ANNEX E : classification RMR

Matrice rocheuse	Discontinuités	Tableau de classification de BENIAWSKI							NOTE		
		RESISTANCE DE LA MATRICE	PLT (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	NON ADEQUAT			
			RC (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1	
		QUALITE DE LA ROCHE	NOTE	15	12	7	4	2	1	0	
			RQD (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25			
		ESPACEMENT DES FRACTURES	NOTE	20	17	13	8	3			
			ESPACEMENT (m)	>2	0,6-2	0,2-0,6	0,06-0,2	<0,06			
		Eau	Discontinuités	CONDITION DES FRACTURES	NOTE	20	15	10	8	5	
					LONGEUR (m)	<1	1-3	3-10	10-20	>20	
				NOTE	6	4	2	1	0		
OUVERTURE (mm)	Fermée			<0,1	0,1-1	1-5	>5				
NOTE	6			5	4	1	0				
RUGOSITE	TR RUG			RUG	LEGER RUG	LISSE	POLI				
NOTE	6			5	3	1	0				
REMPLISSAGE	aucun			<5mm, dur	>5mm, dur	<5mm, mou	>5mm, MOU				
NOTE	6			4	2	2	0				
Discontinuités	Eau			ALTERATION	PAS ALTEREE	LEGER ALT	MODEREE	TRES ALT	DECOMPOSEE		
		NOTE	6		5	3	1	0			
		EAU SOUTERRAINE	DEBIT/10m tunnel	NUL	<10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	<125 l/min			
			CONDITION	SEC	HUMIDE	SATURE	SUINTANT	DEBITANT			
		NOTE	15	10	7	4	0				
		ORIENTATION DES FRACTURES	PERPENDICULAIRE A L'AXE DU TUNNEL				PARALLELE A L'AXE DU TUNNEL				
			Creusement dans le sens du pendage				P 45-90				
			P 45-90		P 20-45		Très défavorable: -12		P 20-45		
			Très favorable: 0		Favorable -2				Moyen: -5		
			Creusement contre le sens du pendage				PENDAGE 0-20 ORIENTATION QUELCONQUE				
P 45-90				P 20-45 :		Moyen: -5					
Moyen: -5				Défavorable: -10							
NOTE GLOBALE											

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 calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolitis, 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 tendre 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 altérées	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	

Classification des terrains d'après les recommandations de l'AFTES

ANNEXE F : Résultats du sondage ST-B02





RAPPORT DE FORAGE

Sondage : ST-B02

Projet : Pénétrente de Tizi-Ouzou

Dossier N° : GL0-10-014

Endroit : TUNNEL BOUIRA

Client : Groupement ONE

Date début : 01/06/2014
Date fin : 14/06/2014
Profondeur forée (m) : 103
Niveau d'eau (m) : /

Coordonnées GPS:
X : 572182
Y : 4042632
Z :

Sole de forage : Eau claire
Type forage : Carotté
Foreuse :

Etat des échantillons :



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
			25 50 75 100								
36,0			45 %		17				36,0		Grès à grain fin, gris clair, dur, bien récupéré, avec un passage conglomératique entre 36,2m et 37,7m.
38,0	-38,50										
38,50			50 %								Argilite grisâtre, dure.
40,0	-40,20			50			SPT		40,00		Grès à grain fin, gris clair, dur, bien récupéré.
40,20			54 %								
41,30	-41,30										
42,0			75 %		22		SPT		42,00		Argilite compacte à dure grisâtre.
44,0	-45,10			50					44,00		
45,10							SPT		45,10		
46,0				50					46,00		
48,0				50			SPT		48,00		
50,0											
52,0											
54,0				50			SPT		54,00		Grès à grain fin, gris clair, dur, bien récupéré, avec des intercalations centimétriques d'argilite friable.
56,0			65 %		13						
58,0											
60,0											
62,0									62,00		
64,0									64,00		
66,0	-65,40										Argilite gris-forcé, fracturée.
66,50			62 %								
68,0	-68,50				29						Conglomerat.
68,50			60 %								
68,00											Fin du forage à une profondeur de 103 m.

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fine
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédiménostratigraphie
L : Limbe d'Aberberg (WL, JP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CS : Classification rectiligne
TR : Classification Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à Penetration

Préparé par : SEBBAH

Vérifié par : BEGHACHE

30/10/2014

Page : 2 de 4



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : ST-B02

Projet : Pénétrente de Tizi-Ouzou
Endroit : TUNNEL BOUIRA

Dossier N° : GL0-10-014
Client : Groupement ONE

Date début : 01/06/2014
Date fin : 14/06/2014
Profondeur forée (m) : 103
Niveau d'eau (m) : /

Coordonnées GPS:
X : 572182
Y : 4042632
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carotté
Foreuse :

Etat des échantillons :



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RCD	Tubage	Carottier	État	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
			25 50 75 100								
70,0			90 %		20						
72,0	-72,30				21						Grès à grain fin, gris clair, dur, bien récupéré
73,0	-73,80		95 %		72						Conglomerat
74,0	-73,80										
76,0											
78,0											
80,0			95 %		13						Grès à grain fin, gris clair, dur, bien récupéré, avec intercalations centimétriques d'argile dure, dans les intervalles 77,0m-77,1m et 83,5m - 83,8m.
82,0											
84,0											
86,0											
88,0	-88,00										
90,0	-90,20		90 %		44						Conglomerat
92,0	-93,50		90 %		18						Grès à grain fin, gris clair, dur, bien récupéré
94,0	-93,50										
96,0	-96,90		90 %		67						Conglomerat
98,0	-98,50		95 %								Grès à grain fin, gris clair, dur, bien récupéré
100,0	-102,00		90 %		3						Conglomerat
102,0	-102,00										Fin du forage à une profondeur de 103 m.

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à paroi épaisse
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentologie
L : Limbes d'Asberg (WLP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (G_s, G_v)
AC : Analyse chimique

CS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à pénétration

Préparé par : SEBBAH

Vérifié par : BEGHACH

30/10/2014

Page : 3 de 4



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : ST-B02

Projet : Pénétrente de Tizi-Ouzou
Endroit : TUNNEL BOUIRA

Dossier N° : GL0-10-014
Client : Groupement ONE

Date début : 01/06/2014
Date fin : 14/06/2014
Profondeur forée (m) : 103
Niveau d'eau (m) : /

Coordonnées GPS:
X : 572182
Y : 4042632
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carotté
Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
			25 50 75 100								
	-103,00	103,00	50 %		3						Conglomerat
											Fin du forage à une profondeur de 103 m.
104,0											
106,0											
108,0											
110,0											
112,0											
114,0											
116,0											
118,0											
120,0											
122,0											
124,0											
126,0											
128,0											
130,0											
132,0											
134,0											
136,0											

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

ABREVIATIONS :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

AG : Analyse granulométrique
S : Sédiménoanalyse
L : Limite d'Atterberg (WL, PL)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (Gs, Gt)
AC : Analyse chimique

CS : Qualitativement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à pénétration

Préparé par : SEBBAH

Vérifié par : BEGHACHI

30/10/2014

Page : 4 de 4

ANNEXE G : Résultats des efforts des différents scenarios

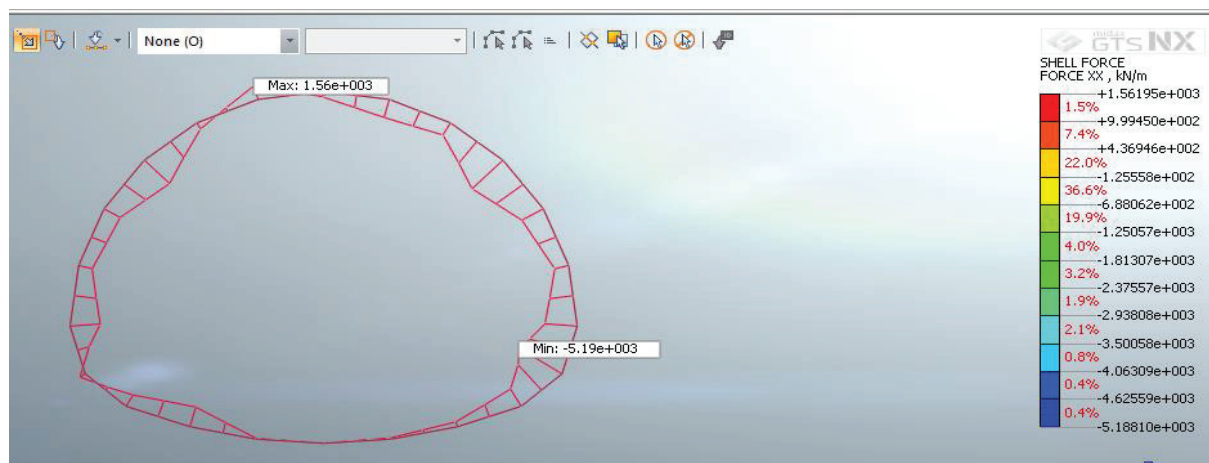


Figure 1 : effort normal scénario synchro-décalé

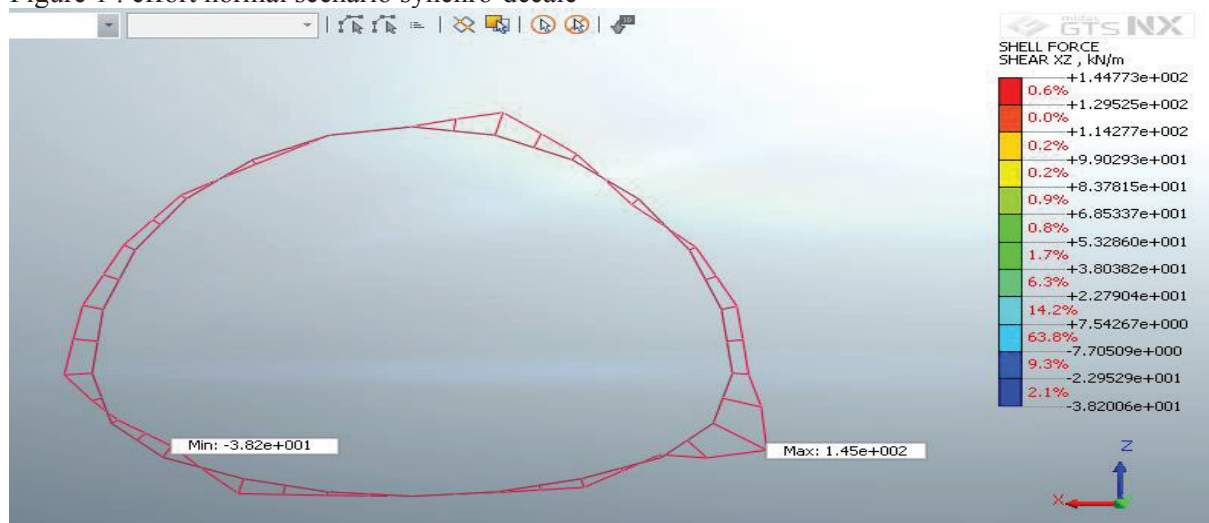


Figure 2 : effort tranchant scénario synchro-décalé

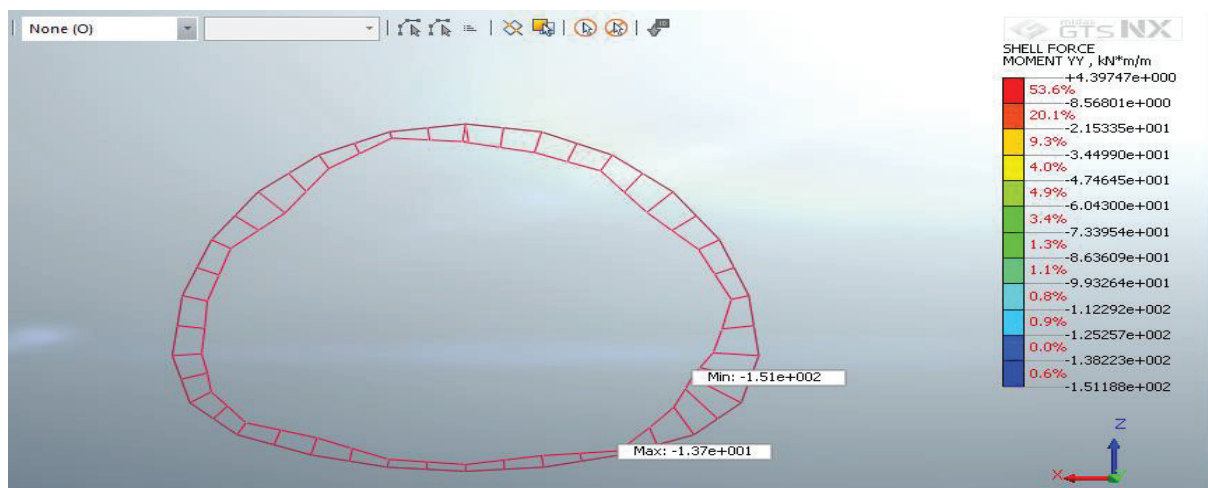


Figure 3 : moment fléchissant scénario synchro-décalé

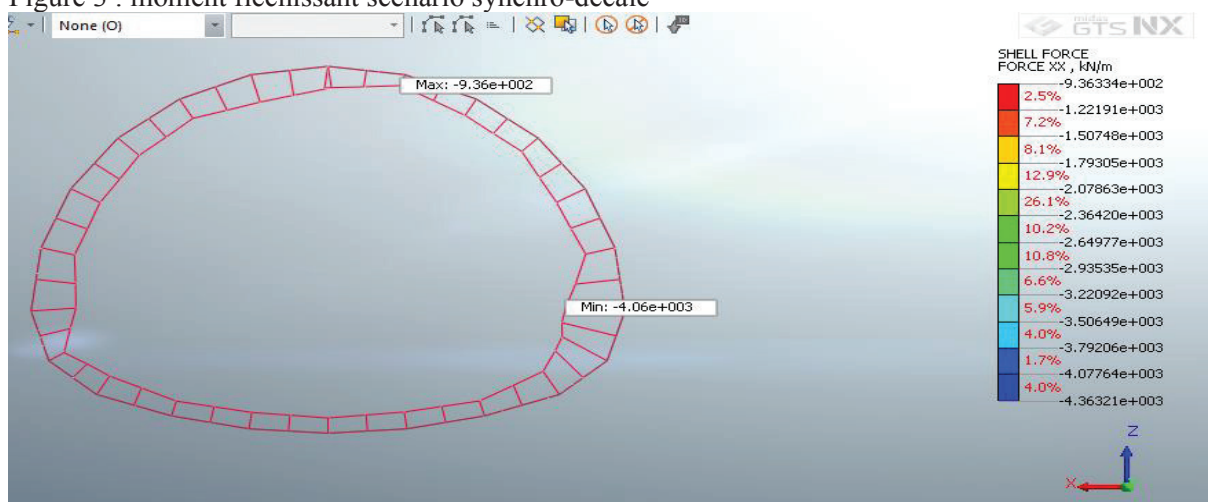


Figure 1 : effort normal scénario synchronisé

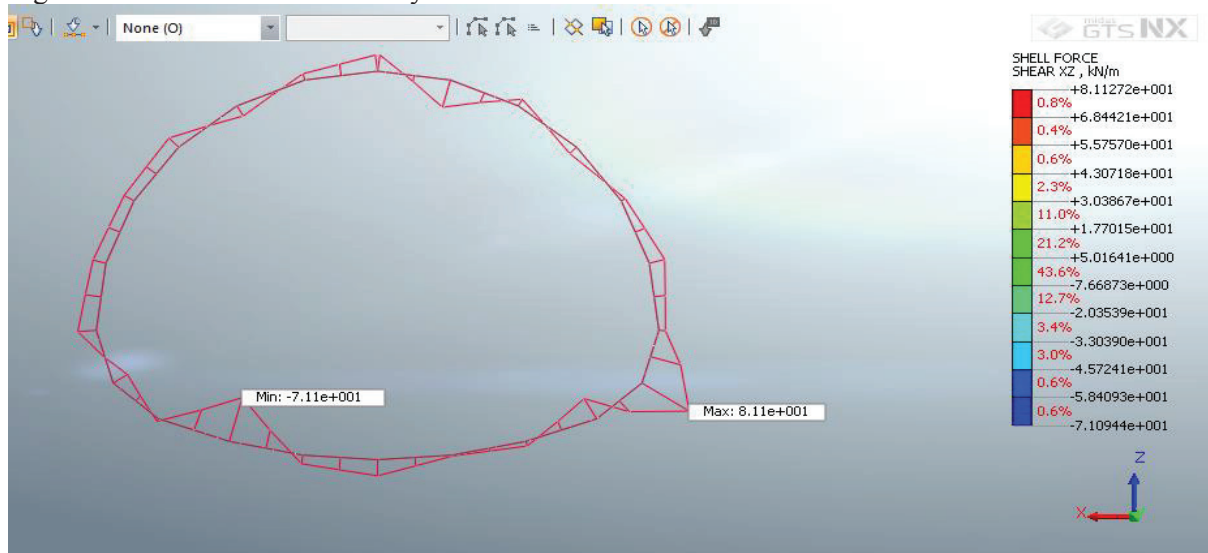


Figure 2 : effort tranchant scénario synchronisé

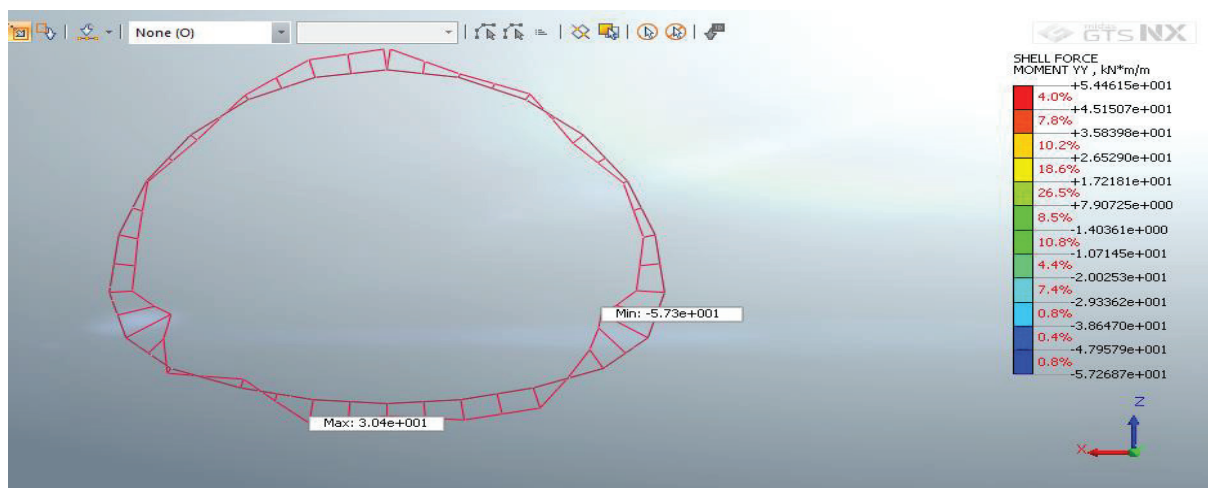


Figure 3 : moment fléchissant scénario synchronisé

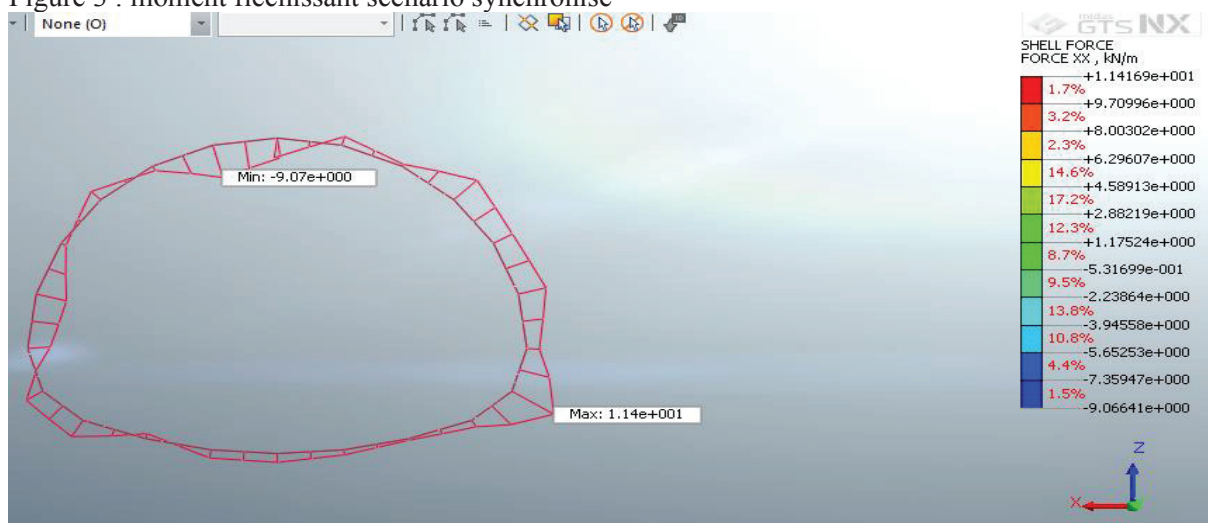


Figure 1 : effort normal scénario décalé

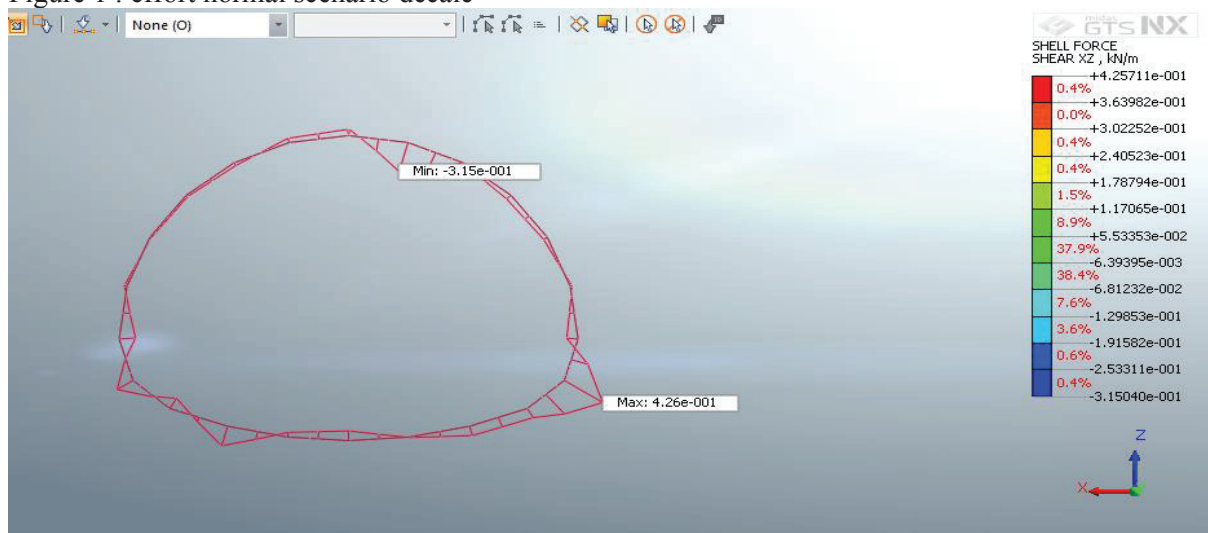


Figure 2 : effort tranchant scénario décalé

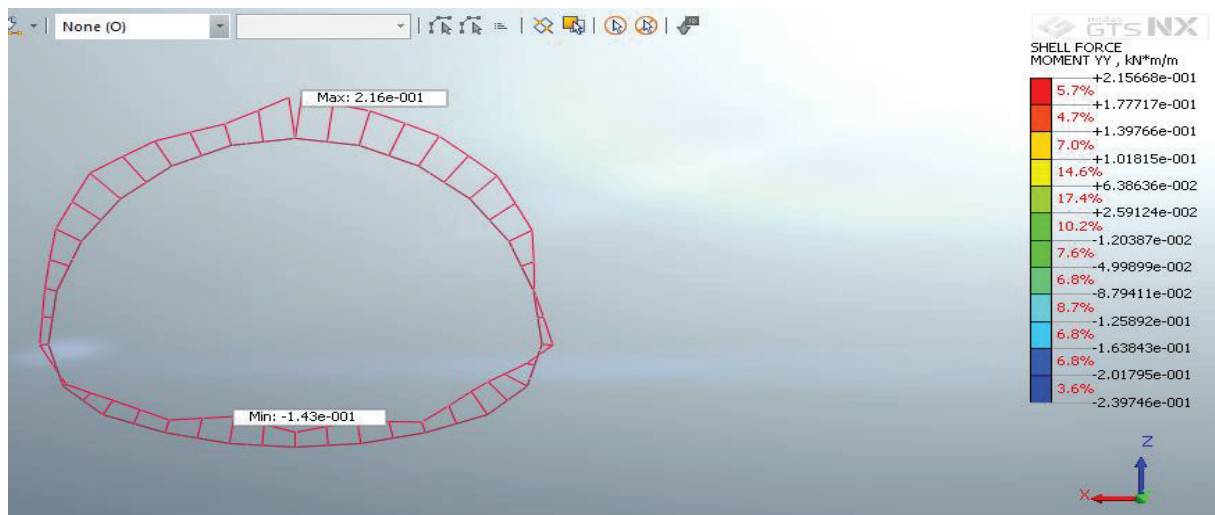


Figure 3 : moment fléchissant scénario décalé

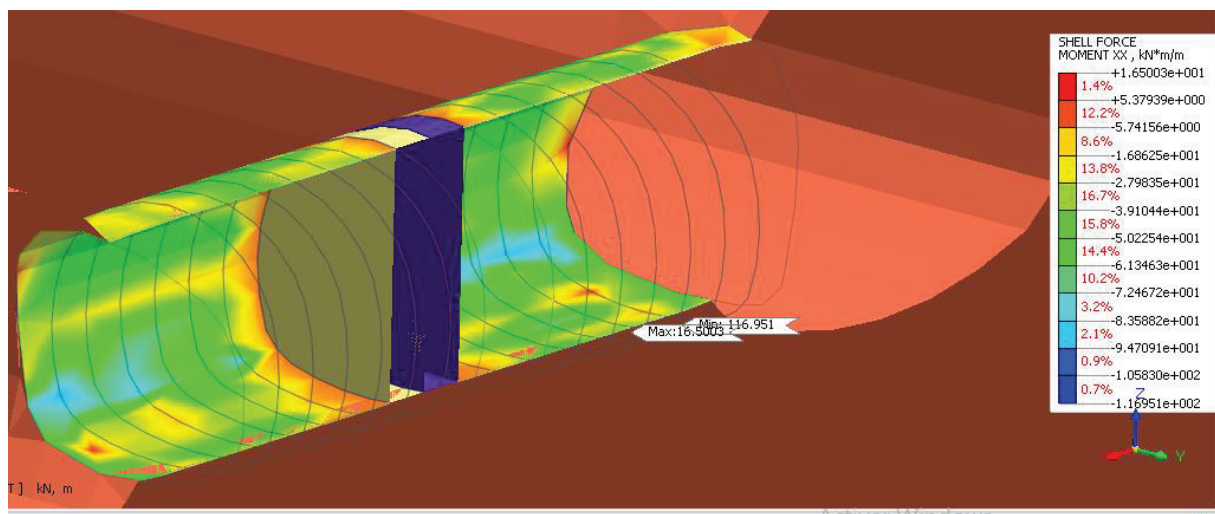


Figure : Moment fléchissant pour l'excavation dans les deux sens

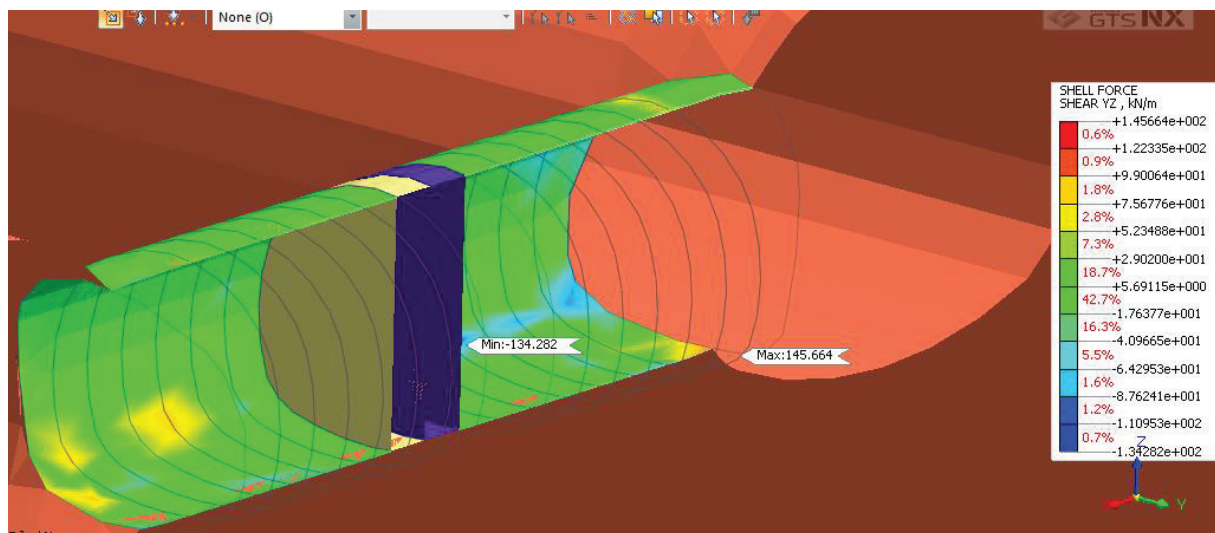


Figure : Effort tranchant pour l'excavation dans les deux sens

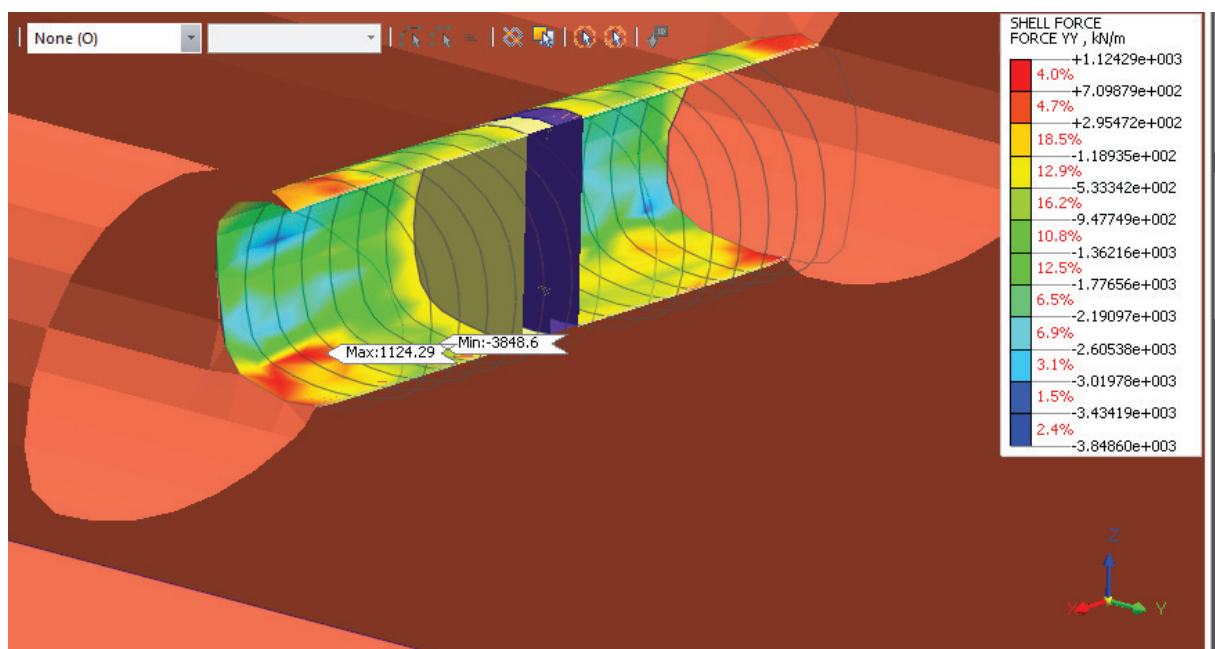


Figure : Effort normal pour l'excavation dans les deux sens

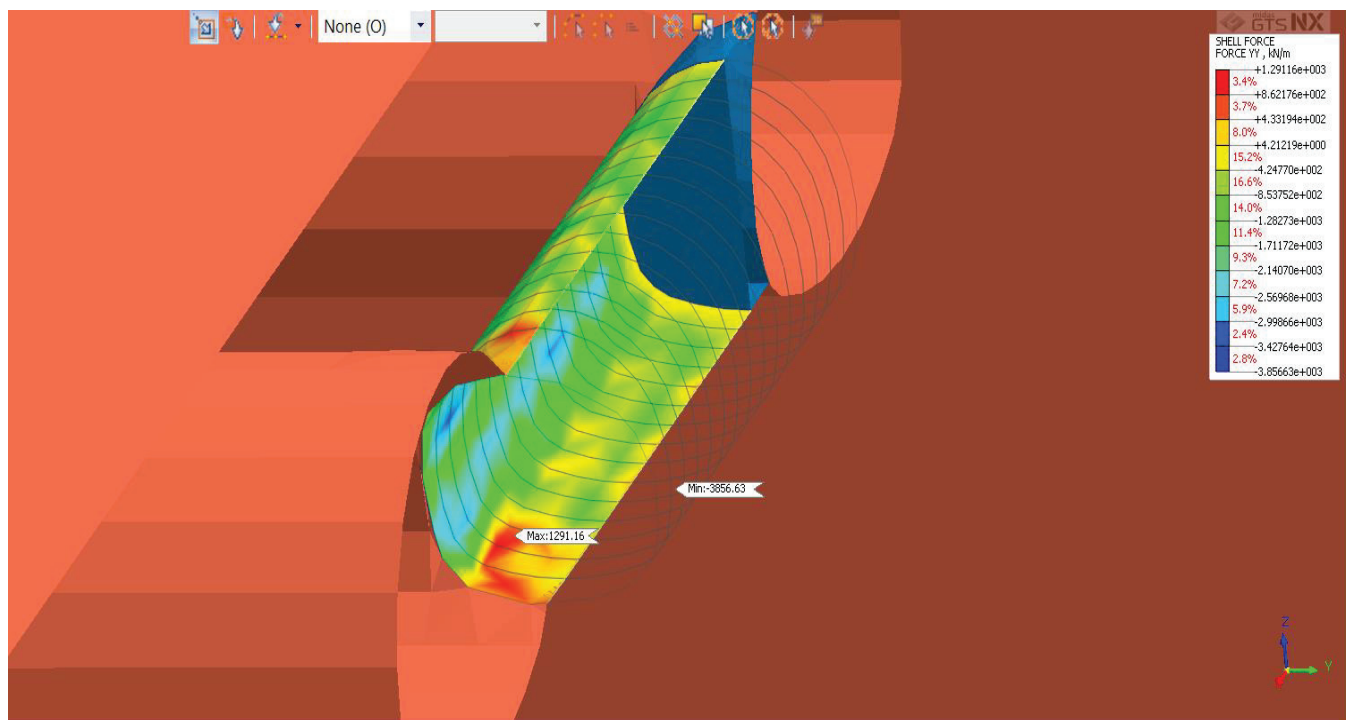


Figure : effort normal pour l'excavation dans un seul sens

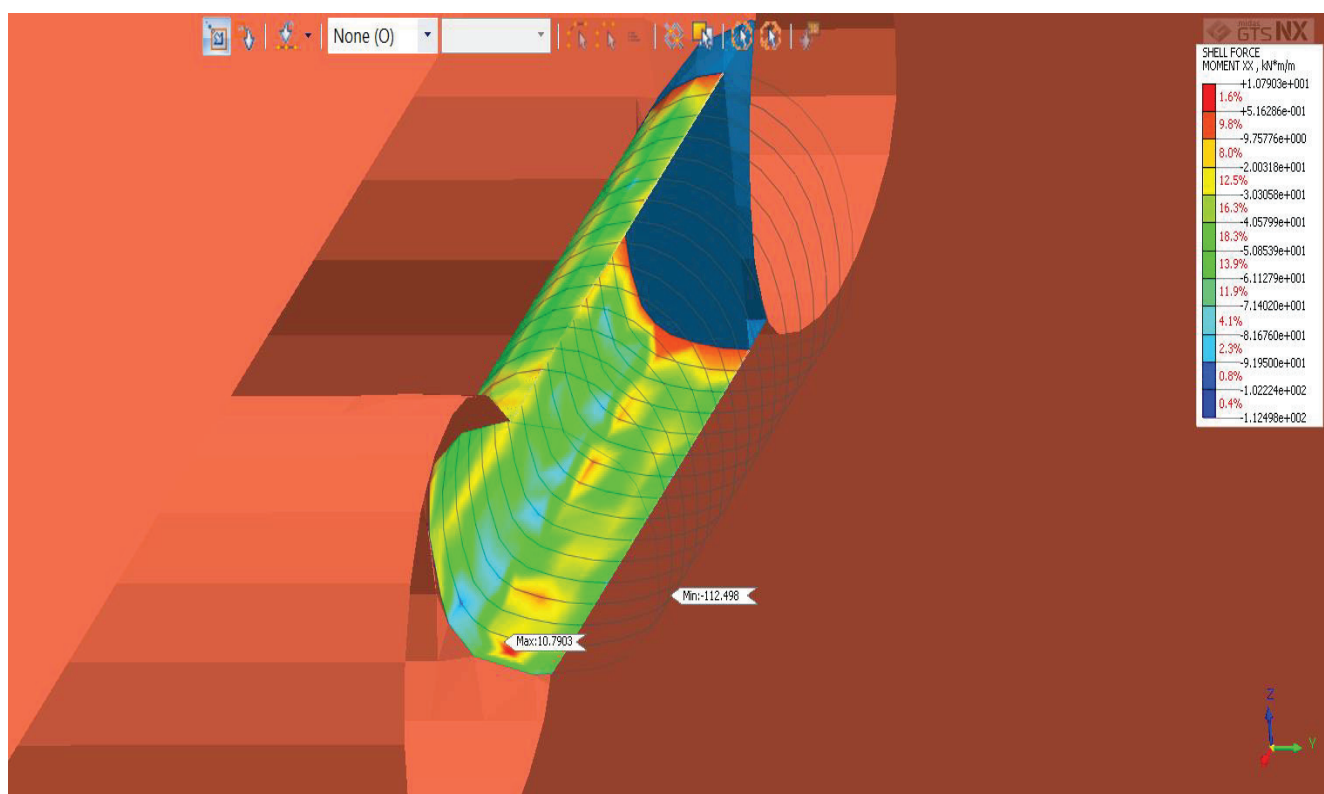


Figure : Moment fléchissant pour l'excavation dans un sens

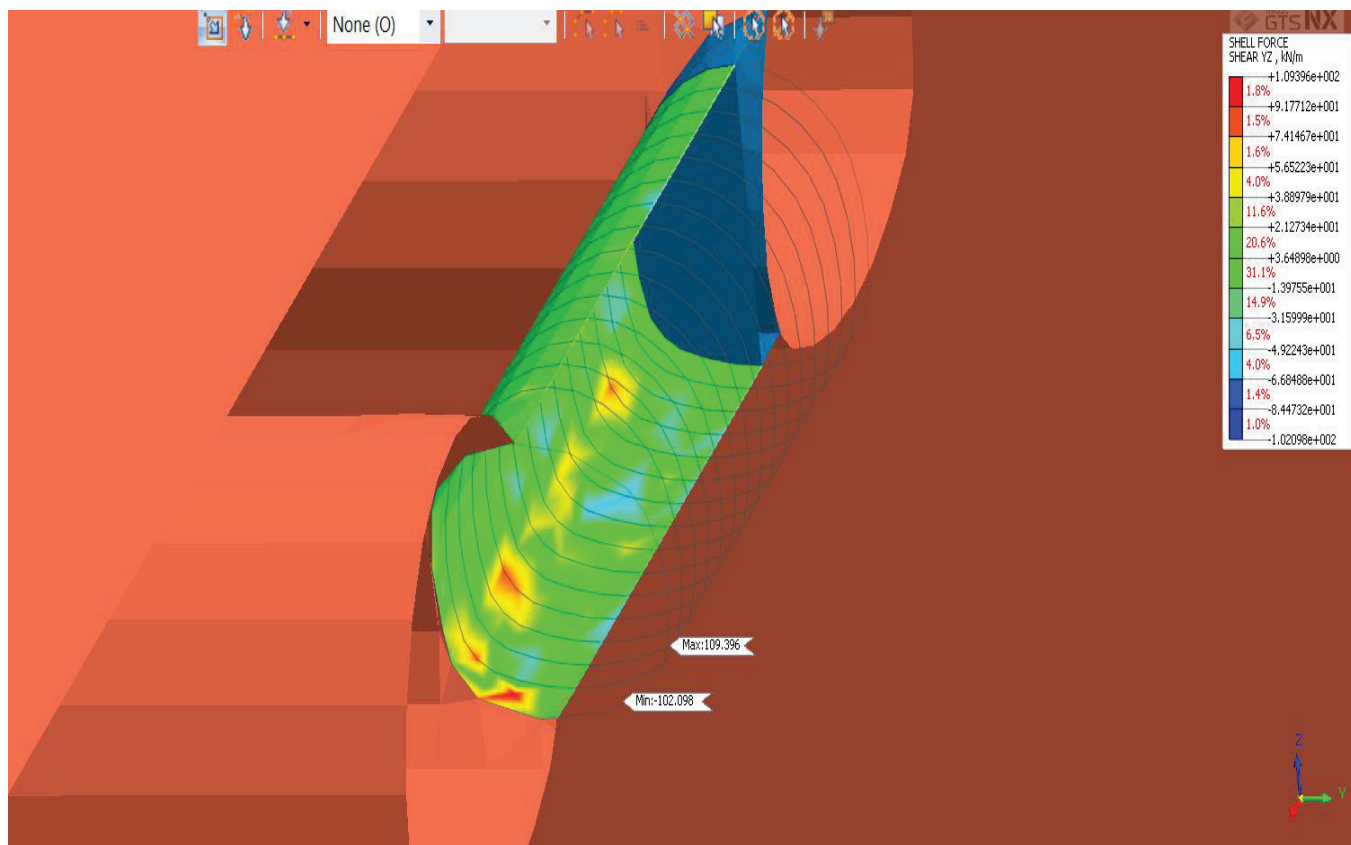


Figure : Effort tranchant pour l'excavation dans un sens

Annexe BAELC

Données saisies :

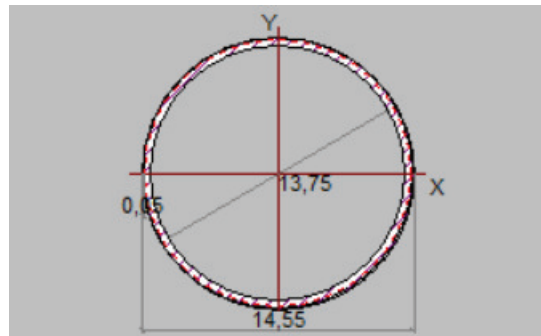
Diamètre extérieur de la section annulaire : 14.55m Diamètre intérieur de la section annulaire : 13.75m
Distance du cdg des armatures au parement : 0.05m

Contrainte du béton : f_{cj} 40 MPa
Limite d'élasticité d'acier : f_{e} 500 MPa Coefficient de durée d'application des charges : q_1
Coefficient de sécurité du béton : 1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : 1,15
Effort normal ELU : 33400 kN
Moment fléchissant ELU : 48100 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures : 0 cm²

La section est entièrement comprimée.



ANNEXE K : Résultats Midas revêtement

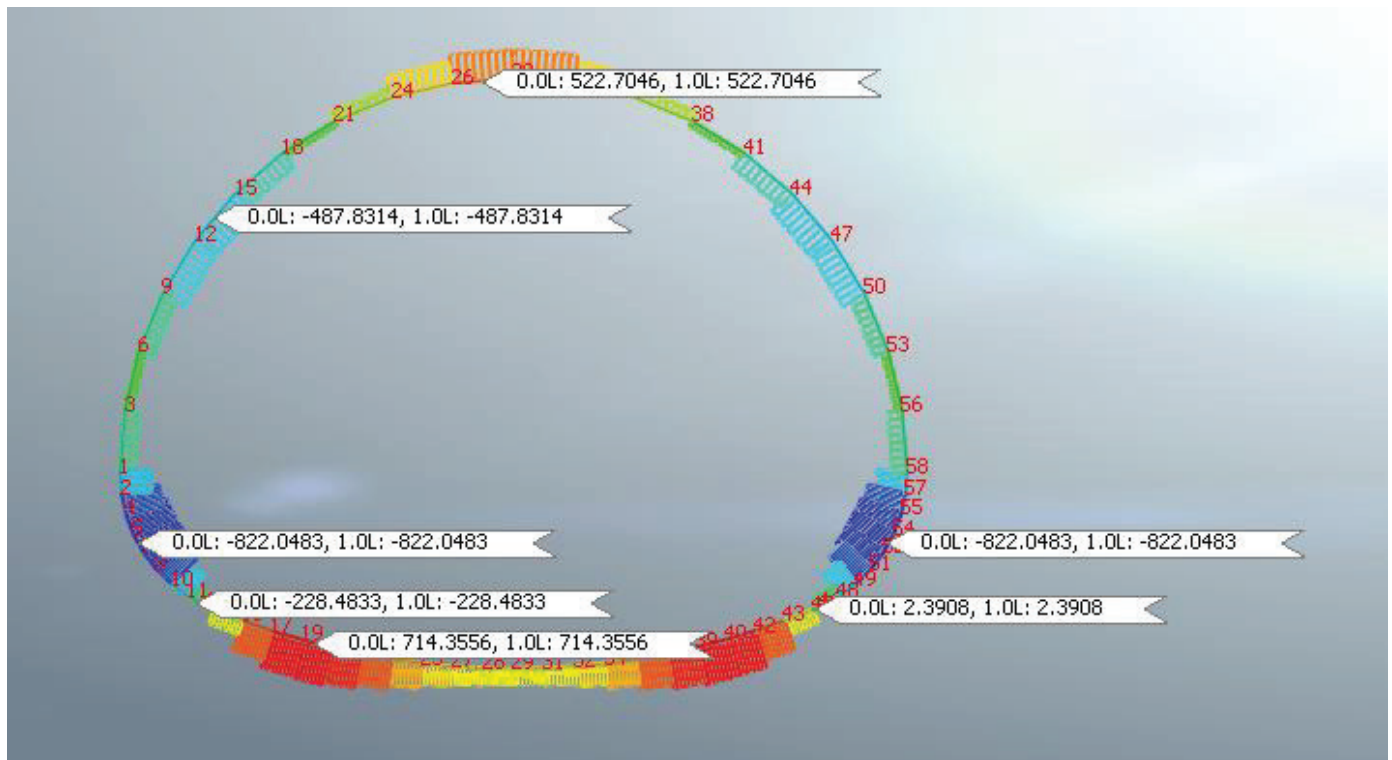


Figure : résultat des efforts internes moment fléchissant pour la section courante

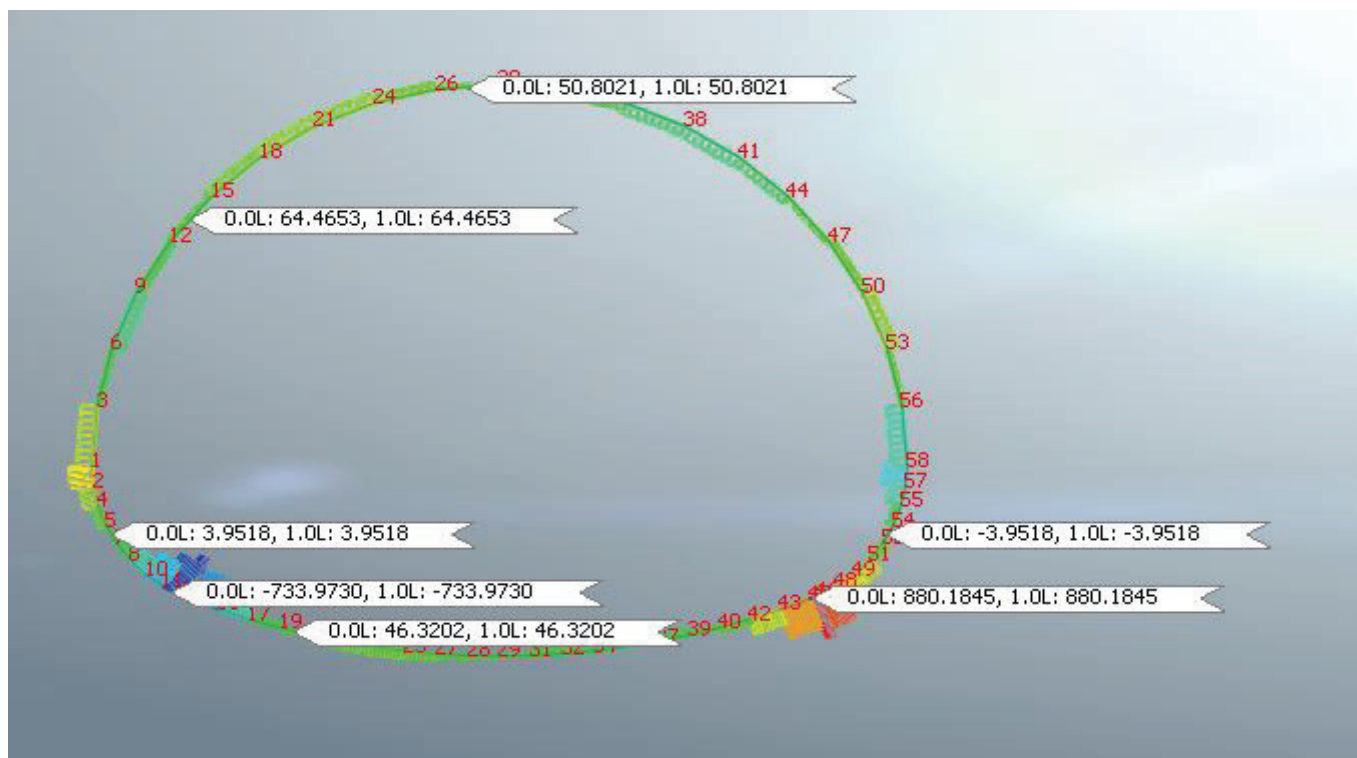


Figure : résultats des efforts internes effort tranchant pour la section courante

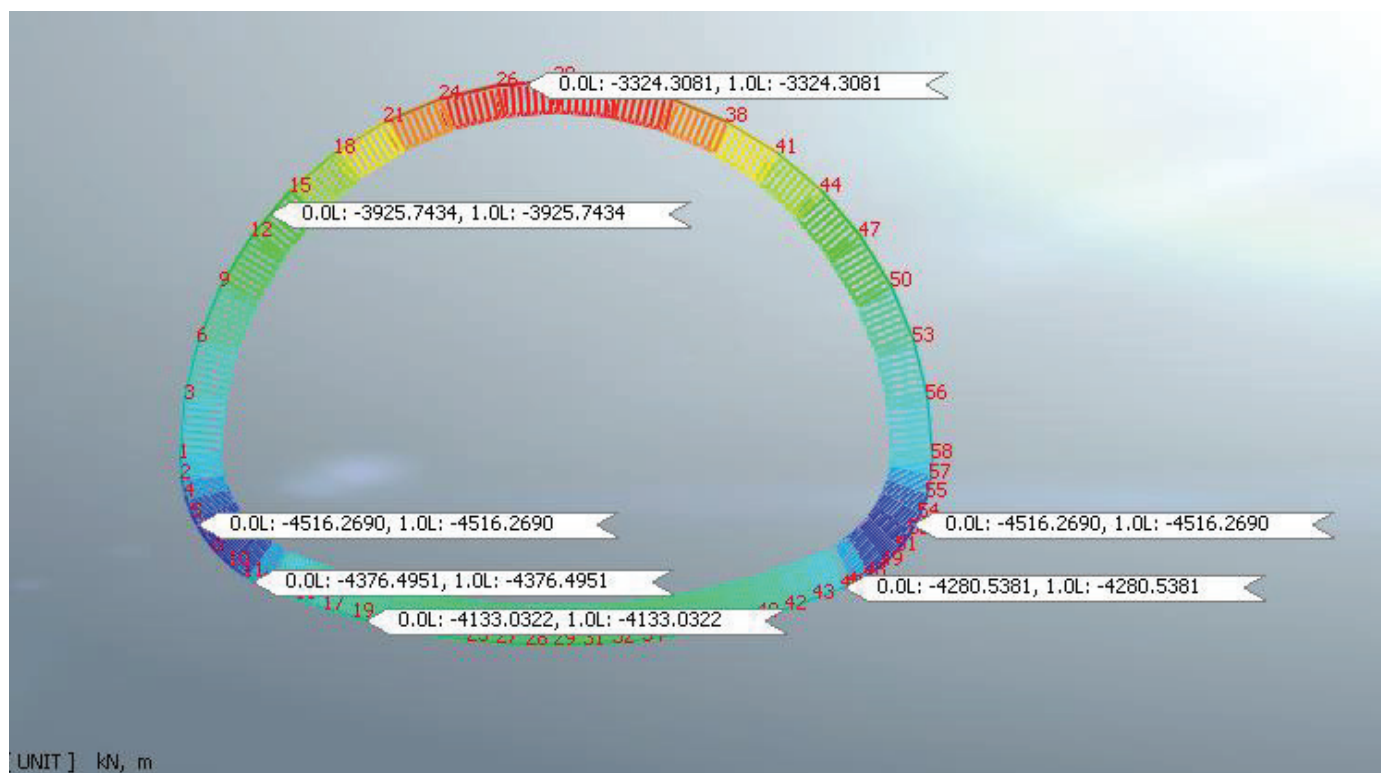


Figure : résultats des efforts internes effort normal pour la section courante

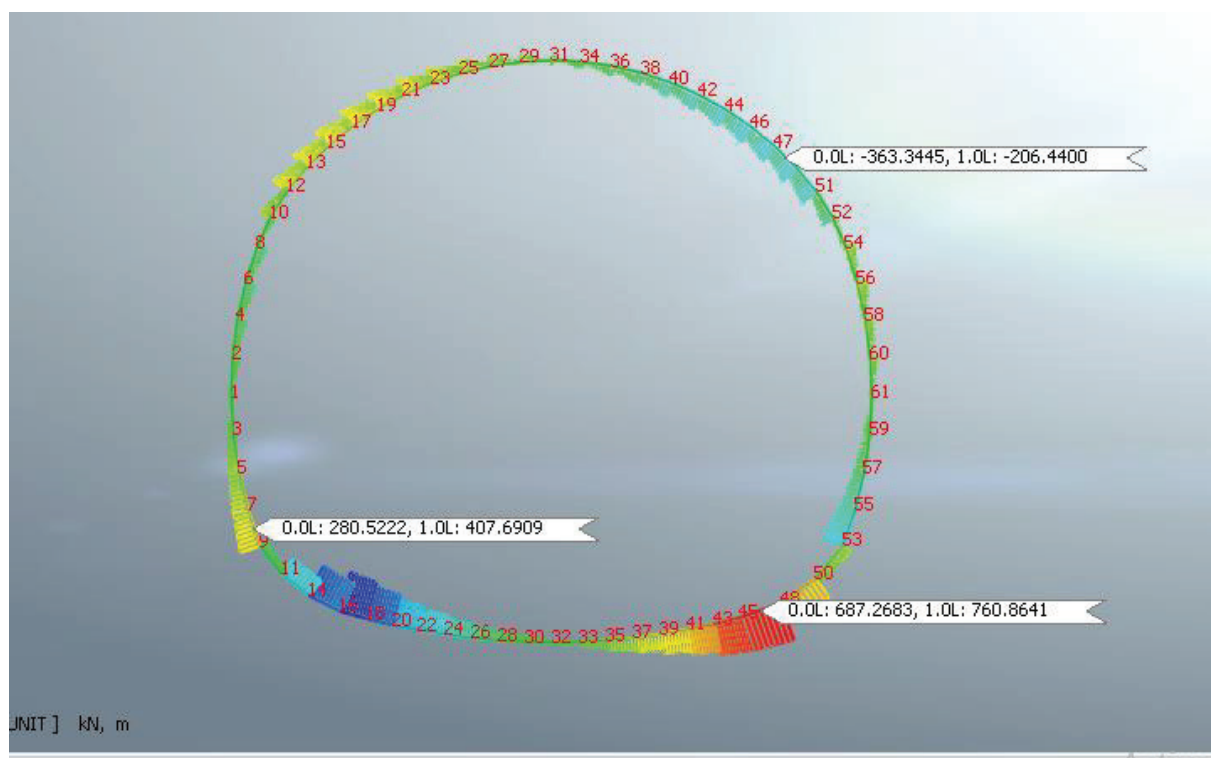


Figure : résultats des efforts internes effort tranchant pour la section galerie

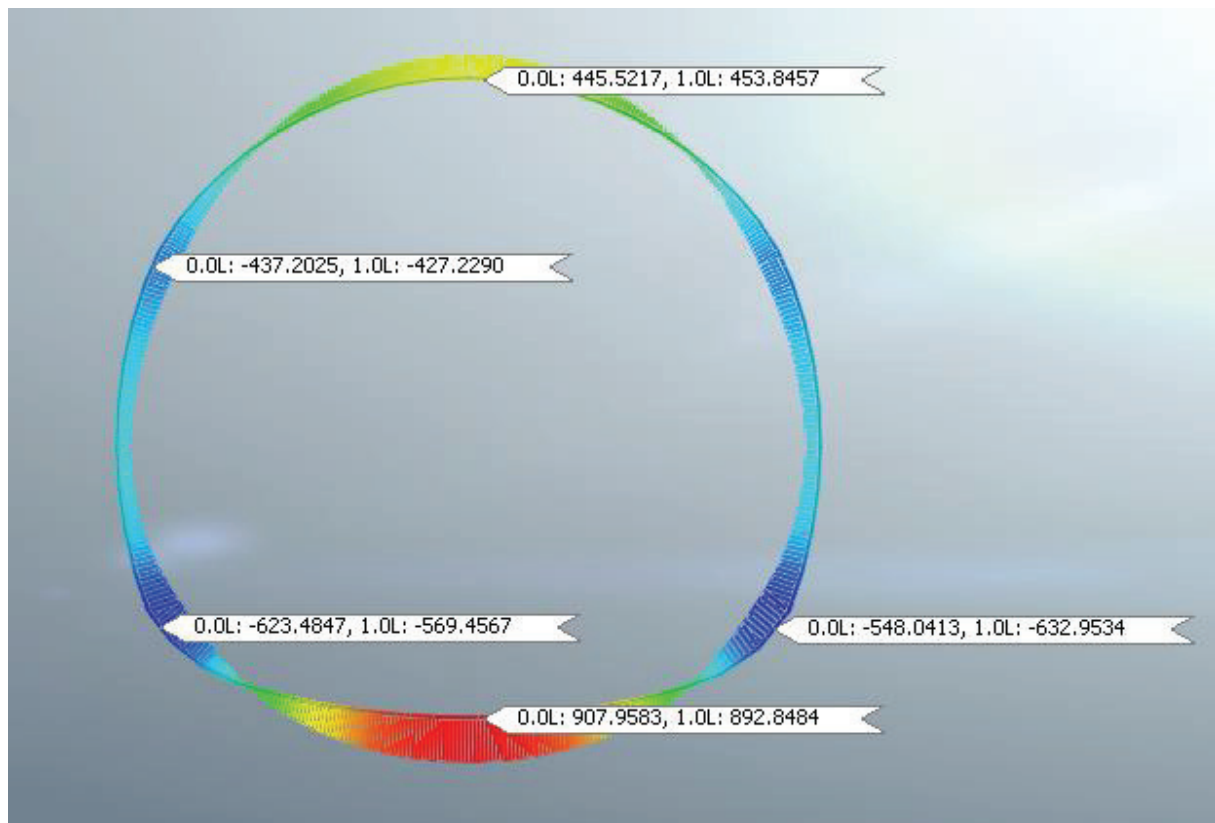


Figure : résultats des efforts internes moment fléchissant pour la section galerie

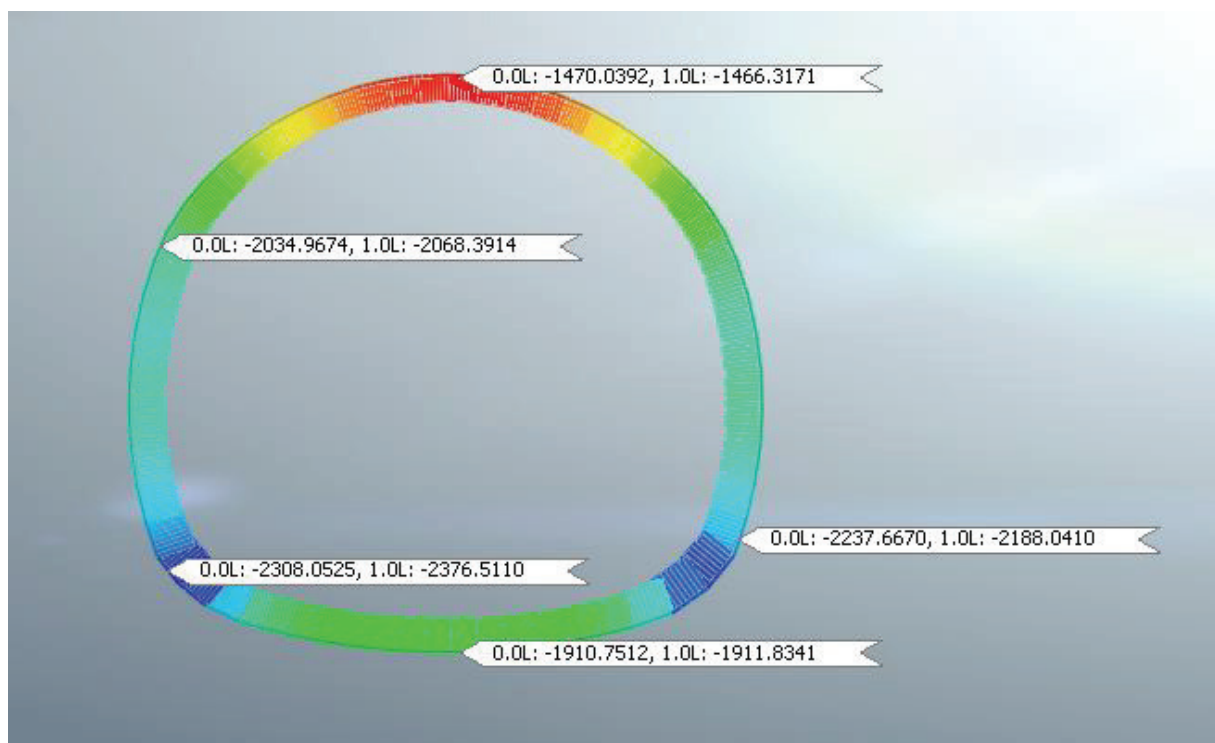


Figure : résultats des efforts internes effort normal pour la section galerie

ANNEXE H : CALCUL ROBOT EXPERT 2010 :

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section courante partie voute M+

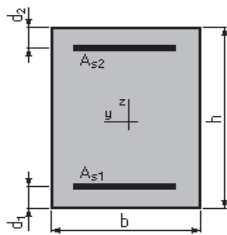
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (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	3324,00	522,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 12,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5,1$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,35$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,15$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 3324,00 (kN) M = 522,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 21,2$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 26,5$ (cm)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 2,27$ (‰)	

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section courante partie voute M -

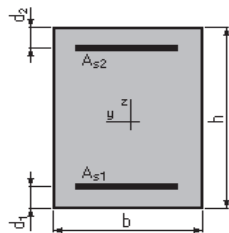
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (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	3925,00	-487,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 1,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 5,1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5,1$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,18$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,15$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 3925,00 (kN) M = -487,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 22,4$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 26,0$ (cm)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 1,96$ (‰)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	

Contrainte de l'acier :

tendue : $s_s = 392,3$ (MPa) comprimée : $s_s' = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section courante partie Piédroit M+

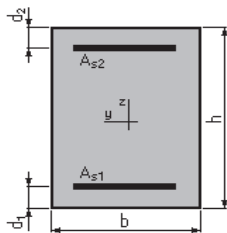
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

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	4516,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,2$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,00$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 4516,00 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	2,51	Pivot : C
Position de l'axe neutre :	$y = + \text{infini}$	
Bras de levier :	$Z = 20,0$ (cm)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 2,00$ (‰)	

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section courante partie Piédroit M -

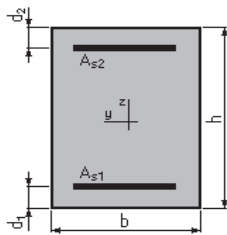
1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	4516,00	-822,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 1,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 13,1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,2$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,31$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 4516,00 (kN) M = -822,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B
Position de l'axe neutre : $y = 27,8$ (cm)
Bras de levier : $Z = 33,9$ (cm)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 2,17$ (‰)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : $s_s = 434,8$ (MPa) comprimée : $s_s' = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section courante partie Radier M+

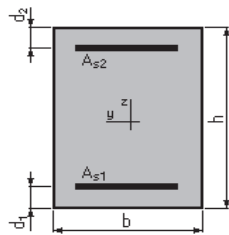
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

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	4133,00	714,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 6,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6,2$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,14$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 4133,00 (kN) M = 714,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,03	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 24,9$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 35,1$ (cm)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 2,84$ (‰)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	

Contrainte de l'acier :

$$\text{tendue : } s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section courante partie Radier M -

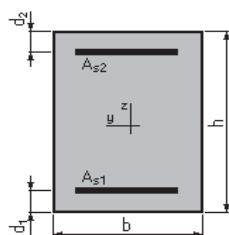
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

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	4133,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6,2$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,00$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 4133,00 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	2,74	Pivot : C
Position de l'axe neutre :	$y = + \infty$	
Bras de levier :	$Z = 20,0$ (cm)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 2,00$ (‰)	

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section galerie partie route M+

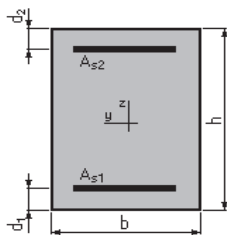
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 40,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N ^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1470,00	445,50

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 17,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5,1$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,49$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,15$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 1470,00 (kN) M = 445,50 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	y = 12,2 (cm)	
Bras de levier :	Z = 30,1 (cm)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 6,55$ (‰)	

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section galerie partie voute M -

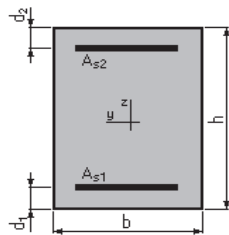
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (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	2068,30	-437,20

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 10,9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 5,1$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,31$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,15$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 2068,30 (kN) M = -437,20 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 14,0$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 29,4$ (cm)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 5,23$ (‰)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	

Contrainte de l'acier :

$$\text{tendue : } s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section galerie partie piédroit M+

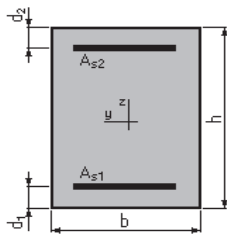
1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N ^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	2237,60	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,2$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,00$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 2237,60 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 5,06 Pivot : C
Position de l'axe neutre : $y = + \text{infini}$
Bras de levier : $Z = 20,0$ (cm)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section galerie partie piedroit M -

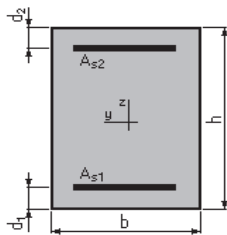
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N ^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	2237,60	-632,90

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 12,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,2$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,28$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 2237,60 (kN) M = -632,90 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	y = 15,3 (cm)	
Bras de levier :	Z = 38,9 (cm)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 6,77$ (‰)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	

Contrainte de l'acier :

$$\text{tendue : } s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section galerie partie radier M+

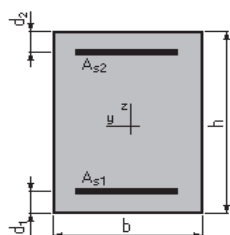
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

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	1910,70	907,90

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 35,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,2$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,79$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 1910,70 (kN) M = 907,90 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 19,0$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 37,4$ (cm)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 4,78$ (‰)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	

Contrainte de l'acier :

$$\text{tendue : } s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Composée

Pour la section galerie partie radier M -

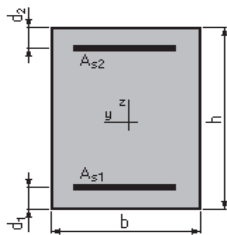
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

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	2308,00	-623,40

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 11,2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6,2$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,25$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 2308,00 (kN) M = -623,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 15,4$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 38,8$ (cm)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 6,72$ (‰)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	

Contrainte de l'acier :

$$\text{tendue : } s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$