

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

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

Conception et Etude du Tunnel Ferroviaire

d'Aomar (Bouira)

Du PK 37+275 au PK 37+900  
reliant la ligne ferroviaire THENIA-BBA

Présenté par :  
ALLAOUA Hichem  
SLIMANI Ferhat

Encadré par :  
Mr R.HEBIB

Co-Encadré par :  
Mr M.AKCHICHE

Promotion 2018 /2019

## **REMERCIEMENTS**

Nous remercions Dieu Le Tout Puissant sans qui rien n'est, et grâce à qui nous avons pu accomplir ce travail.

Tout d'abord, nous tenons à exprimer notre profond respect et notre reconnaissance à Monsieur R.HEBIB notre encadreur qui nous a fait l'honneur de bien vouloir guider nos pas tout au long de ce travail. Ses conseils et ses orientations nous ont été indispensables pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à remercier Monsieur M. AKCHICHE ingénieur à CCECC, pour nous avoir donné l'opportunité de travailler sur ce projet ainsi que pour son aide si précieuse et sa disposition à nous fournir tous les documents dont nous avons besoin afin de réaliser ce travail.

Nous remercions aussi tous les enseignants de l'E.N.S.T.P. pour les enseignements apportés tout au long de notre formation d'ingénieur, et nous remercions plus particulièrement Messieurs M.HADID, K.HAMMADI ainsi que Madame M.MAHIAOUI pour leurs conseils et pour avoir répondu à nos interrogations dans la réalisation de ce travail.

Nous remercions Messieurs S.BEDR, N.ZOURGUI et M.CHERCHALI de nous avoir apporté leur aide en dehors de l'école tout en étant présent avec nous.

Sans oublier tous nos amis qui ont fait de l'Ecole un lieu convivial. Leurs encouragements nous ont accompagnés tout au long de ce travail.

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

## *Dédicaces*

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

*A mes parents que je dois la vie.*

*Mon cher frère Yacine, et à ma chère sœur Amina, à qui je souhaite beaucoup de bonheur et réussite.*

*A mes deux grands -mères Salîha et Halîma,*

*A tous les cousins et cousines et à toute la famille*

*ALLAOUA & BENKHEROUF ,*

*mes amis : Redouane, Nassim, Amine, younes, Hmimi, Madjid, Sidali, Islem*

*Ramzi, Karam, L'hadi Houda, Meriem, Assia, Lydia, Meriem*

*ikhllef, Lilia , Sabrina , Nihed , Rym*

*A mon binôme, avec qui j'ai partagé tout le parcours universitaire,*

*A tous mes camarades agréables de l'EPSTA et l'ENSTP*

*Et aussi à la mémoire de mon grand-père qui nous a quitté récemment et à tous ceux qui nous ont quittés il y 'a quelques années , que Dieu les accueille dans son vaste paradis.*

*Qu'Allah tout puissant vous pré serve.*

*H. ALLAOUA*

## *Dédicaces*

*Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail.*

*Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude à ma chère mère et mon cher père pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué, avec tous les moyens et aux prix de tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon enfance.*

*A Mon cher frère : Amirouche.*

*A toute ma famille.*

*A mon binôme, avec qui j'ai partagé tout le parcours universitaire,*

*A mes très chers amis : Mehdi, Sadek, Lotfi, Hamza, Himou, Anis, Akram, Ramzi, Mustapha, Fares, Fayçal, Nihed, Rym, Karam, Elhadi, Younes, Hmimi, Juba, Adjadj, Amine, Mohamed Walid.*

*A tous mes collègues agréables de l'ENSTP et EPSTA*

*SLIMANI Ferhat.*

## ملخص

**موضوع :** دراسة وتصميم نفق للسكة الحديدية في منطقة أعمار من النقطة الكيلومترية 275 + 37 إلى 290 + 37

هدف هذا البحث الذي يتوج نهاية الدراسة هو وضع دراسة وتصميم نفق للسكة الحديدية، واختيار الدعم المؤقت والطلاء النهائي المناسب الذي سيتم تصميمه باستخدام برنامج الروبوت من خلال التأكد من أن الأخير يقاوم الأحمال السلبية والفعالة المطبقة عليها، وهذا من خلال الأساليب التحليلية (منهج التسانل والحبس) الرقمية (بلاكسيس ثنائي الأبعاد) ثم أخيرا، درسنا استقرار الهيكل لمواجهة المخاطر الزلزالية.

**الكلمات الرئيسية:** نفق، السكة الحديدية، استقرار، دعم مؤقت، غطاء نهائي، روبوت، بلاكسيس

## Résumé

**Sujet :** Etude et conception d'un tunnel ferroviaire au niveau de la région d'Aomar, du PK 37+275 au PK 37+290

Le but de notre projet de fin d'études est d'établir l'étude et la conception d'un tunnel ferroviaire, de choisir un soutènement provisoire et un revêtement définitif adéquat qu'on modélisera à l'aide du logiciel ROBOT STRUCURAL ANALYSIS tout en s'assurant que ces derniers résistent aux charges passives et actives qui leur sont appliquées, et cela par des méthodes analytiques (convergence -confinement) et numériques (Plaxis 2D) Enfin, nous avons étudié la stabilité des talus avec le logiciel Géo 5.

**Mots clés :** Tunnel, ferroviaire, stabilité, soutènement, revêtement, ROBOT, Plaxis.

## Summary

**Subject:** Study and design of a railway tunnel at the Aomar region from PK 37 + 275 to PK 37 + 290

The goal of our graduation project is to establish the study and the design of a rail tunnel, to choose a temporary support and a suitable final coating that will be modeled with ROBOT STRUCURAL ANALYSIS software. By ensuring that the latter resist the passive and active loads applied to them, and this by analytical methods (convergence -confinement) and numerical (Plaxis 2D), to finish, we will study the stability of the slopes with the Geo 5 software.

**Key words:** Tunnel, railway, stability, support, ROBOT, Plaxis.

## Liste des Tableaux

Tableau I.1	Techniques d'exécution de creusement .....	6
Tableau II.1	Echelles de réduction selon la NEM 010 .....	14
Tableau II.2	Valeurs des côtes du gabarit libre de passage selon la NEM 102 .....	16
Tableau II.3	Valeurs des côtes du gabarit libre de passage selon la NEM 102 à l'échelle réelle ....	17
Tableau II.4	Valeurs des entraxes selon la NEM 112 .....	17
Tableau II.5	Valeurs des côtes du gabarit du matériel roulant selon la NEM 301 .....	18
Tableau II.6	Valeurs des côtes du gabarit du matériel roulant à l'échelle réelle selon la NEM 30 .....	18
Tableau III.1	Tableau des sondages réalisés .....	24
Tableau III.2	Classification Géomécanique .....	25
Tableau III.3	Tableau récapitulatif des résultats des essais d'identification chimique .....	26
Tableau III.4	Tableau récapitulatif des résultats des essais d'identification physique .....	26
Tableau III.5	Tableau récapitulatif des résultats des essais mécaniques .....	27
Tableau III.6	Tableau des vitesses et épaisseurs calculées.....	28
Tableau III.7	Les niveaux d'eaux souterraines du T9 .....	30
Tableau III.8	Division de la zone d'étude selon les terrains rencontrés.....	31
Tableau IV.1	Classification AFTES des terrains encaissants.....	33
Tableau IV.2	Classe de rocher et le temps de tenue moyen suivant la classification de Z. BIENIAWSKI .....	34
Tableau IV.3	Classification de Z. BIENIAWSKI des terrains encaissants .....	34
Tableau IV.4	Choix des modes d'excavations d'après Z. BIENIAWSKI .....	35
Tableau IV.5	Soutènement proposé par BIENIAWSKI pour les terrains T1 et T2 .....	35
Tableau IV.6	Tableau récapitulatif des données des terrains traversés .....	36
Tableau IV.7	Classification AFTES du terrain T1 .....	37
Tableau IV.8	Classification AFTES du terrain T2.....	38
Tableau IV.9	Recommandations AFTES pour le soutènement des terrains traversés .....	39
Tableau V.1	Caractéristiques géométriques du tunnel .....	40
Tableau V.2	: Caractéristiques des terrains .....	40
Tableau V.3	Pression verticale descendante en voûte du tunnel .....	42
Tableau V.4	Charge verticale active ascendante en radier P'v.....	44
Tableau V.5	Charges actives horizontales.....	46
Tableau V.6	Synthèse des charges actives .....	46

Tableau VI.1 Caractéristiques des parois de tunnel .....	<b>53</b>
Tableau VI.2 Valeurs de la courbe convergence de la zone 1 .....	<b>53</b>
Tableau VI.3 Valeurs de la courbe convergence de la zone 2 .....	<b>53</b>
Tableau VI.4 Valeurs de la courbe convergence de la zone 3 .....	<b>53</b>
Tableau VI.5 Caractéristiques du soutènement .....	<b>54</b>
Tableau VI.6 Résumé des résultats de la méthode convergence confinement .....	<b>56</b>
Tableau VII.1 Caractéristiques mécaniques de la section équivalente de soutènement .....	<b>60</b>
Tableau VII.2 Caractéristiques des soutènements .....	<b>66</b>
Tableau VII.3 Efforts internes des soutènements engendrés par chaque terrain .....	<b>67</b>
Tableau VII.4 Récapitulatif des résultats obtenus pour les cintres .....	<b>69</b>
Tableau VII.5 Récapitulatif des résultats obtenus pour les bétons projetés .....	<b>69</b>
Tableau VII.6 Vérification des contraintes normales et de cisaillement pour les deux types de soutènements .....	<b>70</b>
Tableau VII.7 Epaisseur des terrains pour PLAXIS 2D .....	<b>71</b>
Tableau VII.8 Géométrie des sections du tunnel .....	<b>73</b>
Tableau VII.9 Caractéristiques mécaniques du soutènement I et II .....	<b>73</b>
Tableau VII.10 Résultats des déformations .....	<b>75</b>
Tableau VIII.1 Efforts internes du soutènement engendré par la zone 1 .....	<b>77</b>
Tableau VIII.2 Efforts internes du soutènement engendré par la zone 2 .....	<b>78</b>
Tableau VIII.3 Efforts internes du soutènement engendré par la zone 3 .....	<b>78</b>
Tableau VIII.4 Calcul du ferrailage longitudinal pour les trois zones .....	<b>79</b>
Tableau VIII.5 Vérification de la condition $\tau_u^{max} \leq \tau$ pour les 3 zones .....	<b>80</b>
Tableau VIII.6 Calcul du ferrailage transversal pour les 3 zones .....	<b>81</b>
Tableau VIII.7 Vérification de la condition de résistance au cisaillement pour les 3 zones .....	<b>82</b>
Tableau VIII.8 Ferrailage de répartition des trois zones .....	<b>82</b>
Tableau IX.1 Tableau des vitesses de cisaillement pour chaque terrain en fonction de la catégorie du site. ....	<b>85</b>
Tableau IX.2 Caractéristiques des zones sismiques pour les tunnels « A » .....	<b>85</b>
Tableau IX.3 Récapitulatif des résultats obtenus .....	<b>87</b>
Tableau IX.4 Résultats des efforts interne en tenant compte de l'interaction sol structure .....	<b>87</b>
Tableau X.1 Méthodes d'évaluation quantitative de la stabilité des talus (Melouka, 2003) .....	<b>95</b>
Tableau X.2 Paramètres géotechniques utilisés pour l'étude des talus portails T9 .....	<b>100</b>
Tableau X.3 Résultat de calcul de stabilité des deux portails sans soutènement .....	<b>102</b>
Tableau X.4 Résultat de calcul de stabilité des deux portails avec soutènement .....	<b>104</b>

## Liste des Figures

Figure I.1 Section transversale d'un tunnel.....	3
Figure I.2 Essais de reconnaissances.....	5
Figure I.3 La division de la section en fonction du terrain selon NATM. ....	8
Figure I.4 Types de soutènements (CETU) .....	8
Figure II.1 Chemin de fer en ALGERIE « source ‘SNTF’ » .....	10
Figure II.2 Vue en plan et profil en long du projet Thénia-BBA .....	11
Figure II.3 Situation du projet tunnel T9 (Google Earth ) .....	12
Figure II.4 Section transversale d'un tunnel vouté à double voie .....	13
Figure II.5 Gabarits des trains .....	15
Figure II.6 Cotes du gabarit libre de passage selon la NEM 102 .....	15
Figure II.7 Dimensions du gabarit libre de passage à l'échelle réelle.....	16
Figure II.8 Dimensions du gabarit libre de passage à l'échelle réelle.....	17
Figure II.9 Cotes du gabarit du matériel roulant selon la NEM 301 .....	18
Figure II.10 Dimensions du gabarit du matériel roulant avec l'échelle réelle .....	19
Figure II.11 Section transversal du tunnel avec matériel roulant dans le cas d'un bon sol.....	21
Figure II.12 Section transversal du tunnel avec matériel roulant dans le cas d'un mauvais sol .....	20
Figure III.1 Formations géologiques traversées par le tracé ferroviaire entre Thénia et BBA.....	22
Figure III.2 Extrait de la carte géologique de Palestro au niveau de la région d'Aomar, à l'échelle 1/50 000.....	23
Figure III.3 Figure représentante des positions des sondages (Google Earth) .....	23
Figure III.4 Marne Miocène altérée d'Aomar (MHa) .....	24
Figure III.5 Marne Miocène compacte d'Aomar (MHc) .....	25
Figure III.6 Schéma de l'essai de sismique de réfraction. ....	28
Figure III.7 Extrait de la carte hydrogéologique d'Algérie du Nord. ....	30
Figure III.8 Coupe géologique et profile en long du tunnel entre le PK 37+290 et 37+900.....	31
Figure V.1 Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après K. TERZAGHI) .....	41
Figure V.2 Charge verticale ascendante au radier selon TSIMBAREVITCH.....	43
Figure V.3 Charges actives horizontales selon COULOMB-RANKINE .....	45
Figure VI.1 Convergence- confinement.....	47
Figure VI.2 Comportement du massif (déchargement). ....	48
Figure VI.3 Comportement du soutènement (chargement). ....	49
Figure VI.4 Equilibre final (assemblage terrain + soutènement). ....	49

Figure VI.5	Courbe convergence-confinement de la zone 1 .....	54
Figure VI.6	Courbe convergence-confinement de la zone 2 .....	55
Figure VI.7	Courbe convergence-confinement de la zone 3 .....	55
Figure VII.1	Méthode des réactions hyperstatiques .....	58
Figure VII.2	Modélisation robot du soutènement en 3D.....	59
Figure VII.3	Section équivalente cintre + béton .....	60
Figure VII.4	Résultats des efforts maximums engendrés sur la demi-section supérieure dans la zone 1 .....	61
Figure VII.5	Résultats des efforts maximums engendrés sur la section supérieure dans la zone 1 .....	62
Figure VII.6	Résultats des efforts maximums engendrés sur la demi-section supérieure dans la zone 2.....	62
Figure VII.7	Résultats des efforts maximums engendrés sur la section supérieure dans la zone 2 ....	63
Figure VII.8	Résultats des efforts maximums engendrés sur la demi-section supérieure dans la zone 3 .....	63
Figure VII.9	Résultats des efforts maximums engendrés sur la demi-section supérieure dans la zone 3 .....	64
Figure VII.10	Modèle zone 1 avec PLAXIS 2D .....	72
Figure VII.11	Modèle zone 2 avec PLAXIS 2D .....	72
Figure VII.12	Modèle zone 3 avec PLAXIS 2D .....	72
Figure VII.13	Section transversale modélisée avec PLAXIS .....	73
Figure VII.14	Phase 1 : Creusement de la demi-section .....	74
Figure VII.15	Phase 2 : Pose du soutènement pour la première section excavée.....	74
Figure VII.16	Phase 3 : Creusement du reste de la section.....	74
Figure VII.17	Phase 4 : Pose du reste du soutènement .....	74
Figure VIII.1	modélisation de revêtement définitif.....	77
Figure VIII.2	Interface Expert BA 2010 .....	79
Figure IX.1	Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	83
Figure IX.2	Interaction terrain structure.....	85
Figure IX.3	Introduction des données de la zone 1 .....	88
Figure IX.4	Affichage de la section d'acier de la zone 1 .....	89
Figure IX.5	Introduction des données de la zone 2 .....	89
Figure IX.6	Affichage de la section d'acier de la zone 2 .....	90
Figure IX.7	Introduction des données de la zone 3 .....	90
Figure IX.8	Affichage de la section d'acier de la zone 3.....	91
Figure X.1	Types de glissements en terrains meubles.....	93
Figure X.2	Types d'éboulements en terrains rocheux .....	93
Figure X.3	Coulée boueuse .....	94

Figure X.4 Fluage.....	<b>94</b>
Figure X.5 Procédé général d'étude de la stabilité des talus.....	<b>96</b>
Figure X.6 Systèmes de parades.....	<b>97</b>
Figure X.7 Systèmes de parades par approche douce .....	<b>97</b>
Figure X.8 Systèmes de parade par approche dure .....	<b>98</b>
Figure X.9 Interface logiciel Géo 5.....	<b>101</b>
Figure X.10 Talus droit à l'entrée du tunnel .....	<b>102</b>
Figure X.11 Talus droit à la sortie du tunnel .....	<b>102</b>
Figure X.12 Schéma d'exécution de soutènement Soil Nailing.....	<b>103</b>
Figure X.13 Talus droit à l'entrée du tunnel avec soutènement.....	<b>103</b>
Figure X.14 Talus droit à la sortie du tunnel avec soutènement .....	<b>103</b>

## Sommaire

<i>I. CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE</i> .....	1
I.1 Introduction .....	1
I.2 Conception.....	1
I.2.1 Classification des tunnels .....	1
I.2.2 Normes Européennes de Modélisme Ferroviaire .....	2
I.2.3 L’instruction technique interministérielle n°98-300 .....	3
I.3 Etude des tunnels .....	4
I.3.1 Les reconnaissances.....	4
I.3.2 Creusement .....	4
I.3.2.1 Les différentes méthodes de creusement des tunnels .....	5
I.3.2.2 Les techniques de creusement.....	6
I.3.3 Soutènement provisoire .....	7
I.3.4 Revêtement définitif .....	8
<i>I.4 Conclusion</i> .....	9
<i>II. CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET ET CONCEPTION</i> .....	10
II.1 Présentation du projet .....	10
II.1.1 Introduction .....	10
II.1.2 Le projet .....	10
II.1.3 Objectifs du projet.....	11
II.2 Conception.....	12
II.2.1 Introduction .....	12
II.2.2 Conception de la forme (MOROP, 2016) .....	12
II.2.3 Choix de l’échelle .....	13
II.2.4 Gabarit des trains.....	14
II.2.5 Gabarit libre de passage .....	14
II.2.6 Entraxe de voies .....	16
II.2.7 Gabarit du matériel roulant .....	17
II.2.8 Dessin de la coupe transversale du tunnel .....	19
<i>II.3 Conclusion</i> .....	20
<i>III. CHAPITRE III :RECONNAISSANCE DU TERRAIN</i> .....	21

III.1	Introduction.....	21
III.2	Reconnaissance du terrain.....	21
III.2.1	Objectif .....	21
III.2.2	Moyens de reconnaissances géologiques .....	21
III.3	Reconnaissances géotechniques	
III.3.1	Objectif .....	21
III.3.2	Moyens de reconnaissances géotechniques .....	21
III.4	Etude géologique du projet .....	22
III.4.1	Contexte géologique régional.....	22
III.4.2	Cadre géologique du projet.....	22
III.4.2.1	Description lithologique.....	22
III.4.3	Reconnaissances par sondages carottés.....	23
III.4.4	Les unités géologiques traversées.....	24
III.4.5	Classification Géo-mécanique T9.....	25
III.5	Etude géotechnique du projet.....	25
III.5.1	Essais de laboratoire.....	25
III.5.2	Essais Géophysique.....	28
III.6	Hydrogéologie.....	29
III.7	Synthèse pour la zone d'étude.....	31
III.8	<i>Conclusion générale</i> .....	32
IV.	<i>CHAPITRE IV CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX ET PRE-DIMENSIONNEMENT</i> .....	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.3	Creusement .....	34
IV.3.1	Creusement suivant les recommandations de Z. BIENIAWSKI.....	34
IV.4	Soutènement.....	35
IV.4.1	Soutènement d'après Z. BIENIAWSKI .....	35
IV.4.2	Soutènement d'après les recommandations de l'AFTES (A.F.T.E.S, 1974) .....	36
IV.4.3	Choix du soutènement .....	39
IV.5	<i>Conclusion</i> .....	39

V.	<i>CHAPITRE V CALCUL DES CHARGES</i> .....	40
V.1	Introduction .....	40
V.2	Calcul des charges .....	40
V.2.1	Charges actives .....	40
V.2.1.1	Charges actives verticales .....	40
V.2.1.2	Evaluation de la pression agissant au niveau du radier .....	42
V.2.1.2.1	La pression au niveau du radier d'après TSIMBARIEVITCH .....	42
V.2.1.3	Charges actives horizontales .....	44
V.3	<i>Conclusion</i> .....	46
VI.	<i>CHAPITRE VI METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT</i> .....	47
VI.1	Introduction (PANET, 1995) .....	47
VI.2	Principe général de la méthode .....	47
VI.2.1	Comportement du massif .....	48
VI.2.2	Comportement du soutènement .....	48
VI.2.3	L'équilibre final .....	49
VI.3	Etapes de calcul .....	49
VI.3.1	La courbe de convergence .....	49
VI.3.2	Courbe confinement .....	49
VI.4	Application de la méthode pour notre projet .....	53
VI.5	Conclusion .....	60
VII.	<i>CHAPITRE VII SOUTÈNEMENT PROVISOIRE</i> .....	57
VII.1	Introduction .....	57
VII.2	Partie I Modélisation avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS .....	57
VII.2.1.1	Présentation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ..	57
VII.2.1.2	Méthode de calcul avec ROBOT .....	57
VII.2.1.3	Types de soutènement provisoire proposé .....	58
VII.2.1.4	Calcul de la portance maximale des cintres .....	58
VII.2.1.5	Modélisation du soutènement et calcul des efforts .....	59
VII.2.1.6	Calcul des caractéristiques et vérification du soutènement .....	64
VII.2.1.6.1	Caractéristiques des matériaux utilisés .....	64
VII.2.1.6.2	Calcul des caractéristiques du soutènement .....	65

VII.2.1.6.3	Vérification du soutènement provisoire.....	67
VII.1.7	Conclusion .....	70
VII.2	Partie II Modélisation avec le logiciel PLAXIS 2D .....	71
VII.2.2.1	Présentation du logiciel PLAXIS 2D .....	71
VII.2.2.2	Méthode de calcul avec PLAXIS 2D.....	71
VII.2.2.3	Modélisation du terrain et du soutènement.....	71
VII.2.2.4	Calculs et résultats .....	74
VII.3	<i>Conclusion</i> .....	75
VIII.	<i>CHAPITRE VIII REVETEMENT DEFINITIF</i> .....	76
VIII.1	Introduction .....	76
VIII.2	Modélisation du revêtement définitif .....	76
VIII.2.1	Description des modèles étudiés.....	76
VIII.2.2	Chargement et résultats .....	77
VIII.3	Le ferrailage du revêtement.....	70
VIII.3.1	Le ferrailage longitudinal .....	78
VIII.3.2	Le ferrailage transversal (BAEL, 1999) .....	80
VIII.3.2.1	Condition de résistance au cisaillement (BAEL,1999)81	
VIII.3.4	Ferrailage secondaire.....	82
VIII.4	<i>Conclusion</i> .....	82
IX.	<i>CHAPITRE IX ETUDE SISMIQUE</i> .....	83
IX.1	Introduction .....	83
IX.2	Classification de la zone sismique.....	83
IX.3	Catégorie du tunnel .....	83
IX.4	Classification des sites .....	84
IX.5	Calcul des armatures d'acier .....	88
IX.5.1	Présentation du logiciel BaelC.....	88
IX.6	Interprétation des résultats .....	91
IX.7	Conclusion.....	91
X.	<i>CHAPITRE X STABILITÉ DES TALUS</i> .....	92
X.1	Introduction .....	92
X.2	Partie I Les systèmes de parade dans les talus instables.....	92
X.2.1	Différents types d'instabilités.....	92
X.2.1.1	Les glissements de terrain meuble.....	92

X.2.1.2	Les éboulements en terrain rocheux .....	93
X.2.1.3	Les coulées boueuses .....	94
X.2.1.4	Les fluages.....	94
X.2.2	Etude du phénomène .....	95
X.2.2.1	Évaluation qualitative de la stabilité.....	95
X.2.2.2	Évaluation quantitative de la stabilité.....	95
X.2.3	Systèmes de parades.....	96
X.2.3.1	Approche douce.....	97
X. 2.3.2	Approche dure.....	100
X.3	Partie 2 : Etude des talus du projet.....	101
X.3.1	Présentation du logiciel Géo 5.....	101
X.3.1.1	Interface du logiciel Géo 5.....	101
X.3.2	La géométrie des talus.....	101
X.3.3	Etude de stabilité des talus sans soutènement.....	103
X.3.4	Etude de stabilité avec soutènement.....	103
X.4	Conclusion.....	104

## **INTRODUCTION GENERALE**

La réalisation des voies de communication tel que les routes, autoroutes et voies ferrées...etc. impose souvent des franchissements difficiles (des montagnes, l'encombrement à la surface du sol dans les villes ...) qui conduisent généralement à la construction d'ouvrages souterrains tel que les tunnels et les métros.

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses, ce qui est le cas du tunnel ferroviaire situé dans la région d'Aomar à Bouira.

Etant un élément majeur de la modernisation de la rocade nord est-ouest de la ligne ferroviaire « Thenia-BBA », ce tunnel va permettre le franchissement des reliefs montagneux.

Cependant, l'élaboration d'un projet de tunnel reste complexe, car elle implique l'intervention de plusieurs disciplines du génie civil, et ce à cause des perturbations induites dans le sol par sa construction.

Ce problème est d'autant plus important en présence de formations géologiques très médiocres telles que les marnes altérées et compactes.

L'ingénieur est donc confronté à deux problèmes : préserver la stabilité de l'ouvrage pour assurer le succès des travaux et contrôler les déformations du massif encaissant par la mise en place d'une structure rigide permettant de limiter les mouvements dans le massif.

L'objectif de la présente étude consiste à faire la conception du tunnel d'Aomar, sur un linéaire de 625m, ainsi que l'étude de la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, nous avons réparti notre travail sur dix chapitres.

Le premier chapitre sera une étude bibliographique quant aux normes de conception et les méthodes usuelles de calcul des tunnels.

Le chapitre deux comportera la présentation du projet et la conception de la forme du tunnel selon les normes européennes de modélismes ferroviaire, dites NEM, pour ensuite entamer l'analyse des données d'investigations géotechniques et géologiques qui fera l'objet du troisième chapitre.

Le quatrième chapitre concernera la classification des massifs rocheux en nous basant sur des méthodes empiriques tel que la méthode de Z. BIENIAWSKI ou encore les recommandations de l'A.F.T.E.S. afin d'aboutir au pré-dimensionnement du tunnel.

Le chapitre qui suit aura pour but le calcul des charges qui s'appliquent sur le soutènement provisoire et le revêtement définitif, à l'aide de certaines méthodes empiriques (TERZAGHI, COULOMB-RANKINE) et d'autres analytiques tel que la méthode de convergence confinement.

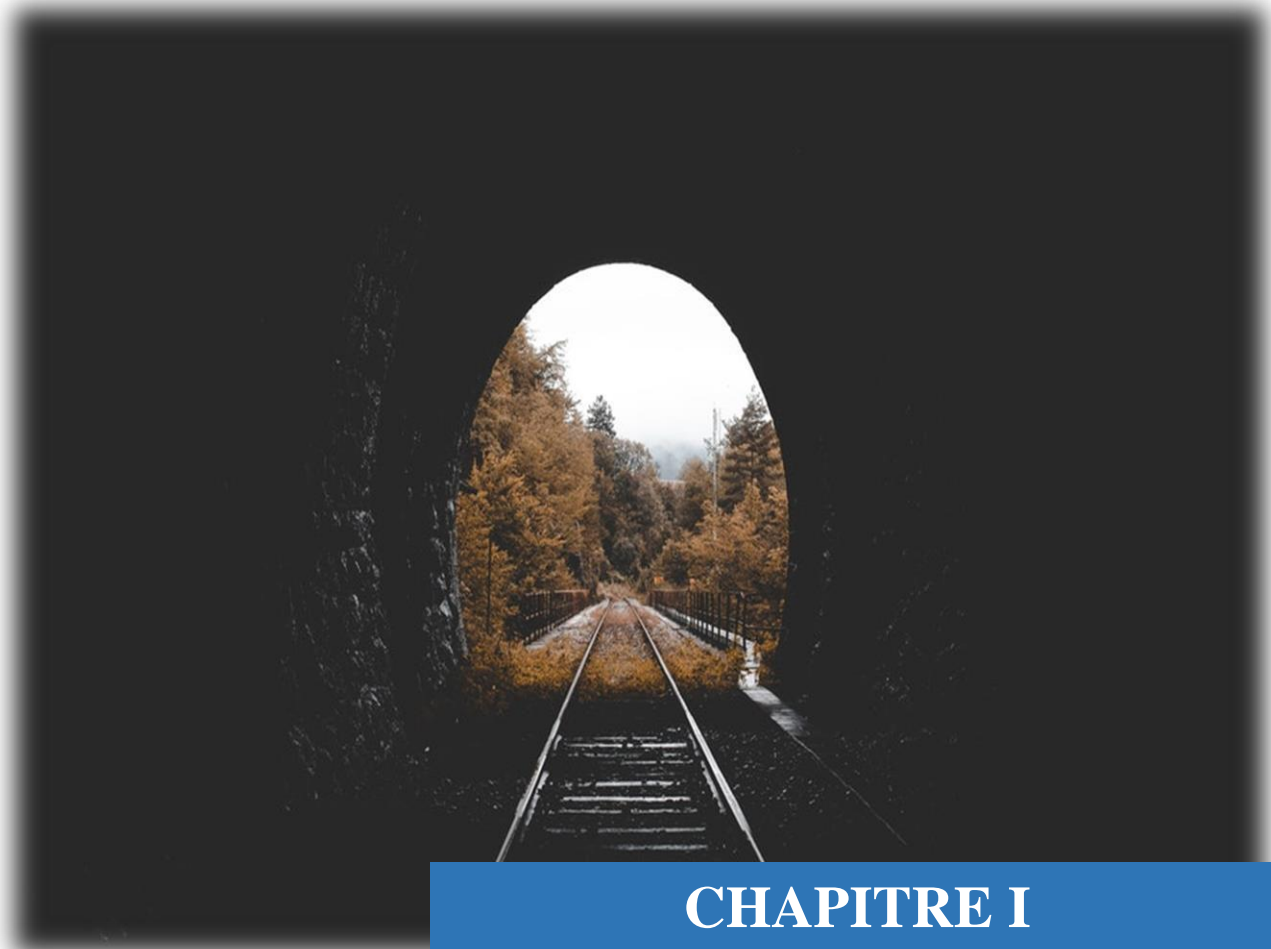
Comme suite logique, le sixième chapitre impliquera l'utilisation des méthodes numériques pour la modélisation et la vérification du soutènement provisoire avec les logiciels ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS et PLAXIS 2D.

Le chapitre d'après est celui du calcul du revêtement définitif, pour se faire nous passerons par la modélisation du revêtement à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS avant de calculer le ferrailage avec le logiciel ROBOT EXPERT 2010.

La vérification du soutènement provisoire et du revêtement définitif se fera conformément aux règlements BAEL 99 pour le béton armé et l'EUROCODE 3 pour la charpente métallique.

L'avant dernier chapitre aura pour but l'évaluation des sollicitations sismiques appliquées au tunnel en utilisant le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008).

Pour finir, le dixième et dernier chapitre qui s'inscrit dans le cadre du master traitera les différents types de glissement ainsi les systèmes de parade vis-à-vis du phénomène. La vérification de la stabilité des talus face à l'aléa sismique se fera à l'aide du Logiciel Géo 5.



**CHAPITRE I**  
**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

## CHAPITRE I

### I.1 Introduction

Les travaux souterrains permettent de réaliser, sous terre, des ouvrages destinés à la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises (tunnels routiers et autoroutiers, tunnels ferroviaires, réseau de transport collectif urbain, métro, voiries urbaines souterrains) ou des fluides (galeries et collecteurs d'adduction d'assainissement ou d'évacuation d'eau).

Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4 000 ans à l'époque de la reine Sémiramis. D'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter.

Les civilisations modernes ont élargi l'emploi des tunnels au domaine des communications pour franchir un obstacle qu'il s'agisse d'une chaîne de montagnes, d'un cours d'eau, ou même du cœur d'une ville. Aujourd'hui, des cavités souterraines sont construites pour assurer le stockage de matières encombrantes ou dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées).

Dans ce chapitre, nous allons voir quelles sont les normes de conception des tunnels ainsi que les différentes étapes à suivre dans leur étude d'une façon générale, mais plus particulièrement pour un tunnel ferroviaire monotube qui est l'objet de notre étude.

### I.2 Conception

#### I.2.1 Classification des tunnels

La conception des tunnels dépend de leur classification ; Ces derniers peuvent être classés :

- **Selon la destination :**

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

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

- Terrains meubles et terrain rocheux (gonflement, stabilité de la taille)
- Dur et tendre (sécurité, déformabilité, délais et couts...)
- 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 :**

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

Pour ce qui est des **tunnels ferroviaires**, ils sont classés selon deux critères (ITI 98 300, 1998) :

- le type d'exploitation.
- la longueur.

Les types d'exploitation suivants sont considérés :

- lignes urbaines.
- lignes mixtes.
- lignes à voyageurs.

Les seuils de longueur considérés sont les suivants : 400 m, 800 m, 5 km, et 10 km.

Il peut être aussi être classer suivant sa fonctionnalité en :

**-Ligne urbaine :** Il s'agit de ligne implantée en milieu urbain et périurbain et dédiées au trafic voyageurs (et éventuellement de marchandises en dehors des plages horaires réservées aux voyageurs). Habituellement, ces lignes sont communément appelées lignes de banlieue, réseau express régional... et sur lesquelles le trafic et le nombre de voyageurs transportés sont notablement supérieurs aux lignes mixtes ou à voyageurs en raison des migrations journalières de population.

**-Ligne voyageur :** Il s'agit de lignes, autres que les lignes urbaines parcourues par des trains à voyageurs modernes ou modernisés à grande vitesse, ou encore par des trains de fret spécialement conçus (train à grande vitesse postal par exemple).

**-Ligne mixte :** Il s'agit de lignes supportant un trafic mixte composé de trains de voyageurs et de trains de fret pouvant comprendre des matières dangereuses.

**- Marchandises dangereuses :** On entend par train de marchandises dangereuses un train comportant au moins un wagon chargé de ces marchandises, au sens de l'arrêté du 06 décembre 1996 relatif au transport des marchandises dangereuses par chemin de fer (dit "arrêté RID").

On entend par train entier de marchandises dangereuses un train ne relevant ni du lotissement, ni du transport combiné, et comportant au moins dix wagons chargés de ces marchandises.

## I.2.2 Normes Européennes de Modélisme (NEM) Ferroviaire

En premier lieu, nous allons commencer par définir la section transversale d'un tunnel. Cette dernière est représentée dans la figure I.1 où l'on décrit ses différentes composantes.

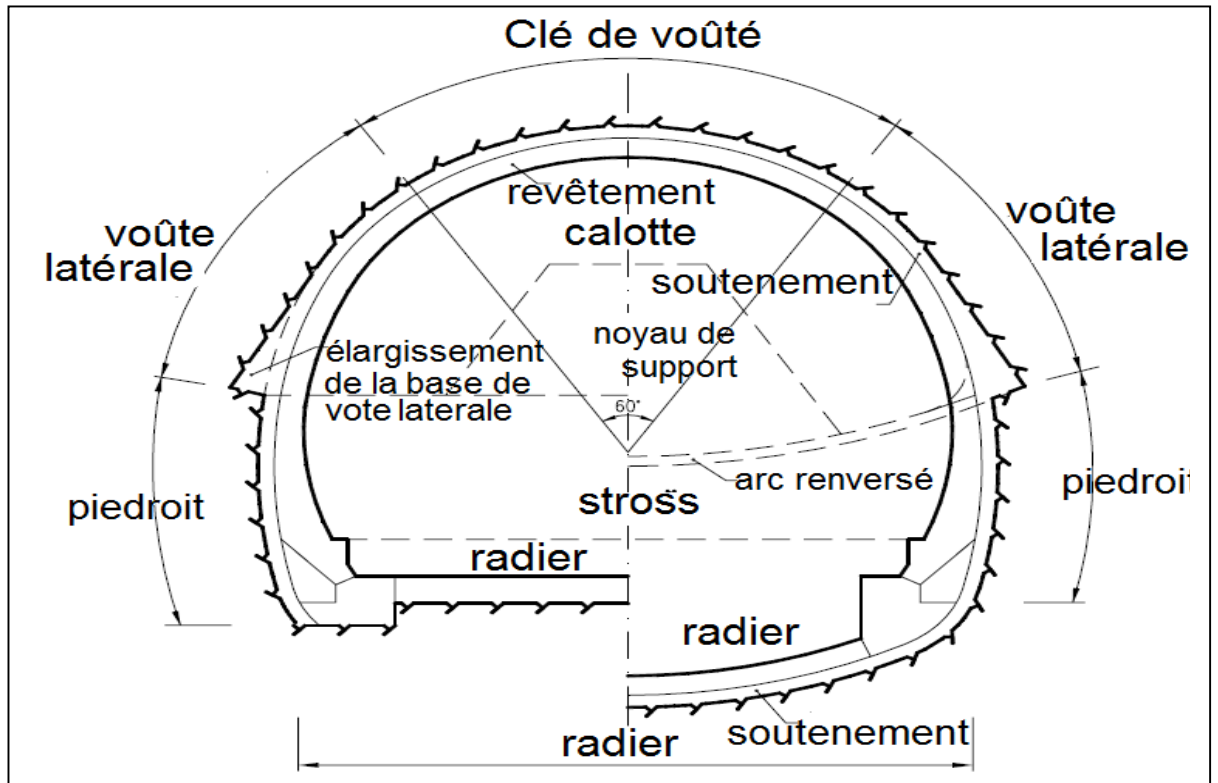


Figure I.1 Section transversale d'un tunnel

Pour la conception d'un tunnel ferroviaire, les normes Algériennes sont tirées des NEM (Normes Européennes de Modélisme) Ferroviaire, on se référera donc à celles-ci pour le dimensionnement de la section transversale.

Les NEM comportent :

- **des normes impératives** : Elles ont pour but de garantir une exploitation fonctionnellement sûre en modélisme, fidèle au prototype et aussi de garantir la compatibilité des productions des différents constructeurs.

- **des recommandations** : Elles ont pour but de donner des conseils en vue d'une bonne similitude au prototype, de certaines interchangeabilités, de l'efficacité de certaines fonctions.

- **des documentations** : Elles contiennent des règles d'ordre, des références, des synoptiques, des guides de travail, des méthodes de mesure, etc.

### **I.2.3 L'instruction technique interministérielle n°98-300**

L'Instruction Technique Interministérielle 98-300 du 8 Juillet 1998 (ITI 98-300) relative à la sécurité dans les tunnels ferroviaires se présente sous la forme d'une série d'obligations que doivent remplir les tunnels rentrant dans son champ d'application. Ces obligations touchent l'ensemble de l'infrastructure ferroviaire d'un tunnel : génie civil, matériel roulant, équipements de sécurité, ...

L'instruction fixe des critères que doit satisfaire le tunnel en termes de dimensionnement et de capacité des installations (résistance et lutte contre l'incendie, capacité de ventilation, d'accessibilité, d'alimentation en énergie électrique, hydraulique...).

Les dispositions de la présente instruction technique visent plusieurs objectifs fondamentaux :

- Limite la probabilité d'occurrence d'un incident ;
- Détecter les situations anormales et assurer les communications avec l'extérieurs (équipement de surveillance et de détection, signalisation, radio sol-train etc....) ;
- Se prémunir et lutter contre l'incendie ;
- Permettre la protection et, en cas d'incident, l'évacuation des personnes (voyageurs, personnel) et l'accès des secours.

A cette fin, elle définit les dispositions constructives et d'exploitation ainsi que les équipements de sécurité des nouveaux tunnels nécessaires pour atteindre ces objectifs

Elle concerne les tunnels ferroviaires nouveaux dont la longueur totale est supérieure à 400 m et inférieure à 10 km. Les dispositions de la présente instruction technique ne concernent pas les tunnels qui seraient utilisés exclusivement par des trains de fret.

### **I.3 Etude des tunnels**

Les principaux objets d'étude auxquels nous allons nous intéresser peuvent être résumés comme ci-après :

- Les reconnaissances : choix d'un site, d'un tracé, la recherche des difficultés particulières (failles, venues d'eau, roches gonflante...)
- Le choix d'une forme, d'un volume, d'une section type pour assurer la fonction, la stabilité et l'économie de l'ouvrage ;
- Le choix des procédés d'excavation qui est autant technique qu'économique ;
- Le choix de dimensionnement du soutènement provisoire, ainsi que celui du revêtement définitif ;
- Vérification de la stabilité de l'ouvrage souterrain.

### I.3.1 Les reconnaissances

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont, plus que tout autre, des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain.

Non seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, des soutènements et des revêtements mais de plus, se trouver face à un problème imprévu comme par exemple la traversée d'un sol pulvérulent avec venues d'eau sous forte pression, est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un ouvrage.

En général, les campagnes de reconnaissances démarrent au début de l'étude d'avant-projet sommaire pour se terminer 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 reconnaissances pour arrêter les options essentielles du projet lors des études d'avant-projet sommaire.

Pendant les études d'avant-projet détaillé, il faut se garder la possibilité d'entreprendre des investigations complémentaires pour éliminer le maximum d'indétermination majeures et répondre aux questions particulières soulevées par la première campagne de reconnaissances.

Des reconnaissances (essais et mesures) sont également à prévoir pendant les travaux de façon à pouvoir adapter le projet aux conditions réellement rencontrées, et cela dans des conditions normales de marché.

Les valeurs caractéristiques des propriétés du terrain sont définies à partir des éléments suivants

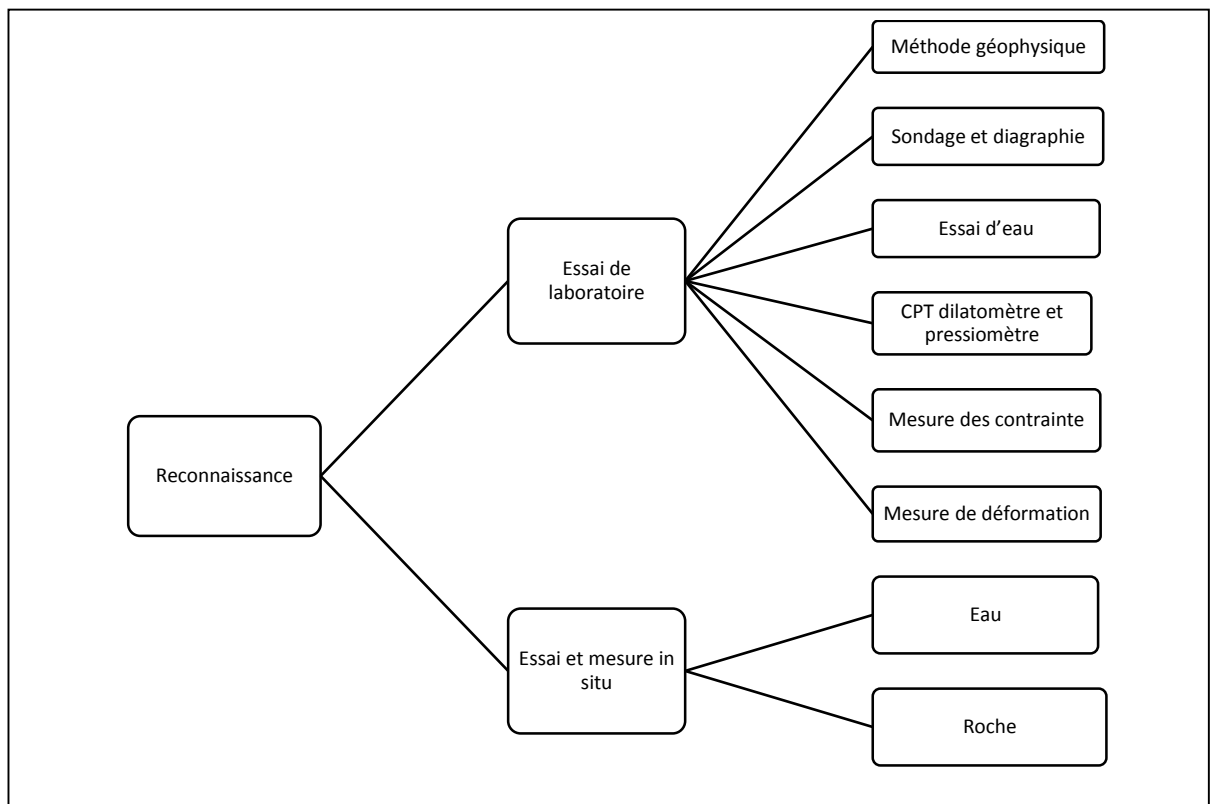


Figure I.2 Essais de reconnaissances

### 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 qu'on résumera dans le tableau suivant :

**Tableau I.1 Techniques d'exécution de creusement**

Terrain	Méthode	Technique	Explication
Tunnel dans un milieu rocheux (Terrains durs)	Méthodes mécaniques	Machine à attaque globale	Appelé tunnelier, ce type de machine permet d'attaquer le tunnel à pleine section. Elle est conçue uniquement pour des excavations circulaires. Elle possède le plus souvent à l'avant un plateau circulaire rotatif égal à la section à excavée, le plateau appelé tête de forage, porte les outils de creusements.
		Machine à attaque ponctuelle	Technique utilisée pour l'excavation des tunnels en roche de dureté moyenne. Elle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable. Elle est équipée d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout porté sur un châssis automoteur à roues ou à chenilles.
	Méthode traditionnelle	Creusement à l'explosif	Elle était déjà employée dans les premiers travaux souterrains miniers. Les charges sont disposées dans des trous. Le déclenchement des tirs est assuré par le passage d'un courant électrique dans chaque amorce placée en fond de trou. Les charges des trous portant le même numéro explosent simultanément. Le tir est ainsi fractionné en tirs partiels successifs.
Tunnel en terrain difficile (Terrains meubles)	Méthode par pré-découpage mécanique	La pelle hydraulique	C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile (pelle) pouvant se déplacer aisément sur le front de taille et les parois latérales. Dans le cas où l'on rencontrerait des passages de terrains durs on peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur.
	Méthode de creusement au tunnelier	Le Bouclier	Les boucliers sont des tunneliers dont la structure soutient les parois du tunnel excavé. Ce type de machine ne peut s'adapter que dans des terrains meubles et aquifères, il comporte un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement qui doit être mis en place immédiatement après le passage du bouclier. Ce revêtement est constitué généralement de voussoirs préfabriqués.

### **I.3.2.2 Les techniques de creusement**

#### **A. Creusement en pleine section**

Elle est adoptée aux terrains homogènes, de bonne ou assez bonne tenue, ne nécessitant pas l'utilisation d'un soutènement provisoire. Dans ce cas, si le rocher présente des fissures tolérables (fissuration à la suite d'utilisation d'explosifs ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée.

#### **B. Creusement en demi-section**

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m.

Puis dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi-section inférieure appelée STROSS.

Elle est particulièrement conseillée pour les terrains hétérogènes de qualité moyenne, elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille.

#### **C. Creusement en section divisée :**

Cette méthode regroupe l'ensemble des méthodes de construction où le creusement d'un tunnel est effectué en plus de deux phases distinctes.

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

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que lorsque la section à excavée est importante, ou dans le cas d'un mauvais terrain qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi-section.

### **LA NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE NATM (RABCEWICZ 1964) :**

La nouvelle méthode autrichienne (NMA ou NATM) est généralement applicable dans les zones de roches tendres, formée d'ensemble des techniques de soutènement (boulonnage, cintres et béton projeté).

Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par la mise en place d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté. Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé. L'excavation se fait à pleine ou à demi-section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement. Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée, une coque mince de béton projeté (15 à 30 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain et apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages. Éventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.

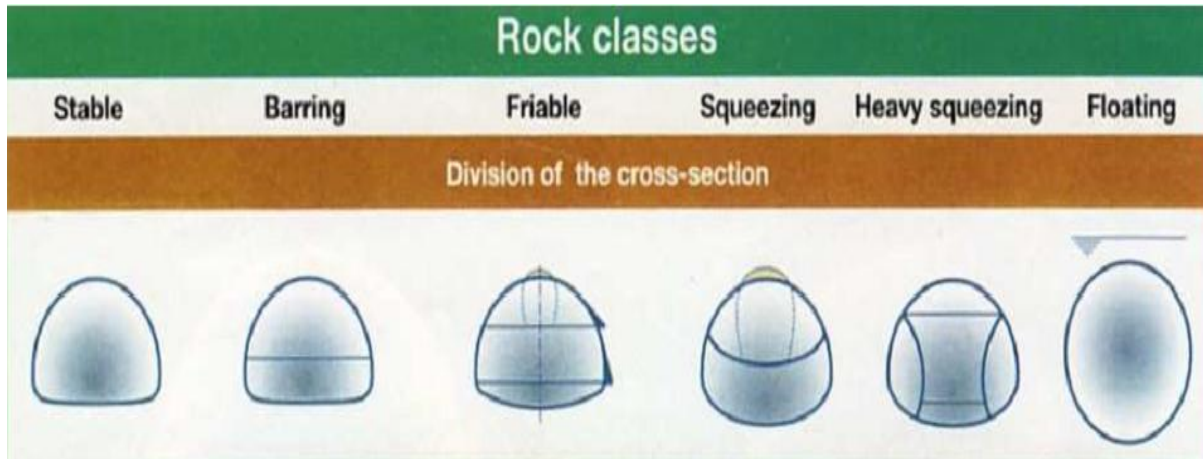


Figure I.3 la division de la section en fonction du terrain selon NATM.

### I.3.3 Soutènement provisoire

Souvent les excavations souterraines ne sont pas stables, des éboulements ou des effondrements se produisent, soit pendant l'excavation, ou après un temps plus ou moins long dans d'autre cas, la convergence de l'excavation est excessive, On est alors conduit à soutenir l'excavation.

Le soutènement provisoire est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du soutènement provisoire

#### Les différents types de soutènements

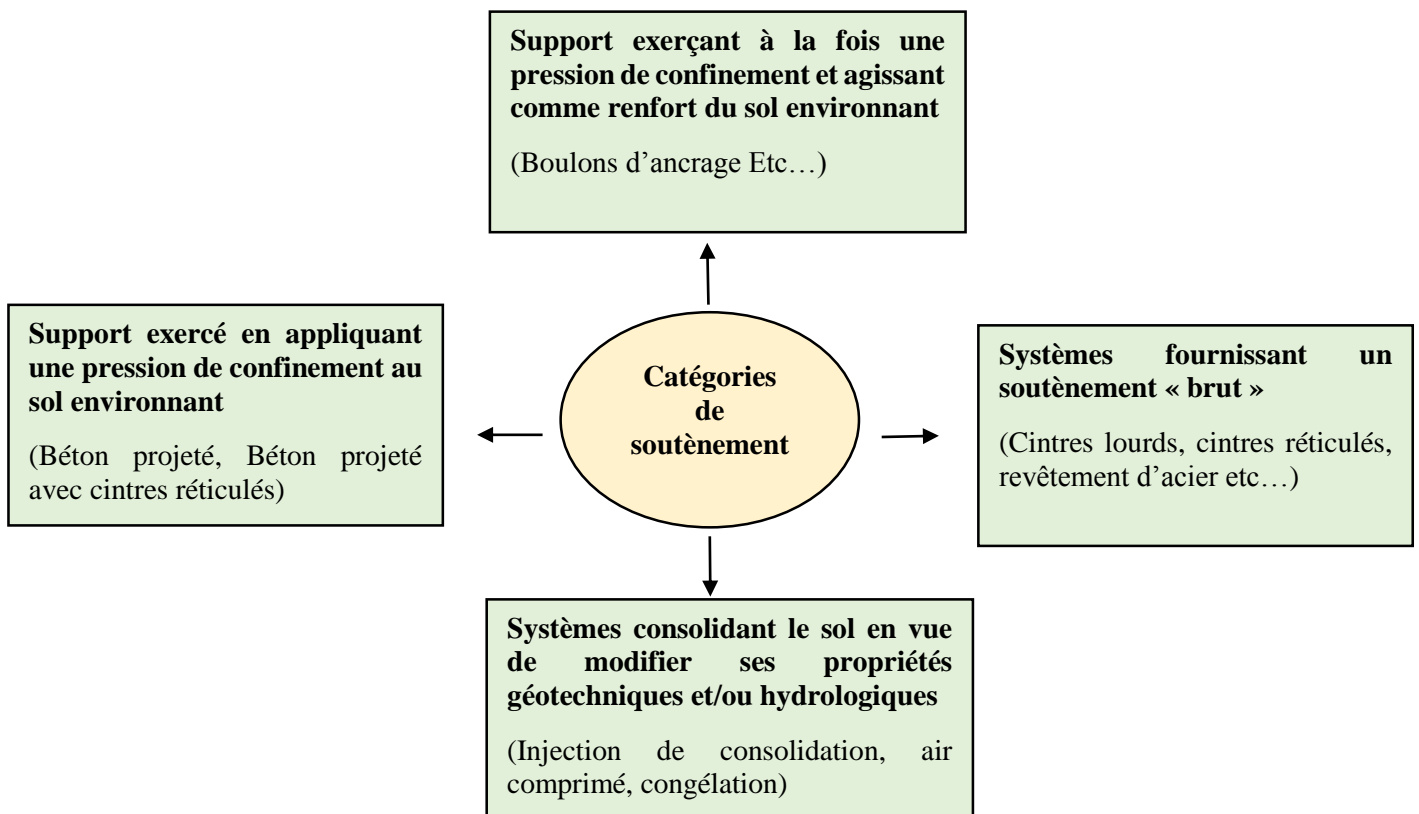


Figure I.4 Types de soutènements (CETU)

### **I.3.4 REVETEMENT DEFINITIF**

Le revêtement définitif des tunnels n'est, en principe, mis en place, que pour l'une des conditions suivantes :

a) Le rocher ne présente pas un aspect suffisamment régulier vis-à-vis des conditions d'exploitation du tunnel pour que son utilisation, même recouvert de béton projeté, puisse être envisagée

b) Le rocher présente, temporairement, des conditions d'exploitation suffisantes, il peut être nécessaire de faire intervenir le comportement à long terme et de mettre en place, à ce titre, un revêtement définitif.

**Remarque :** dans le cas où l'on choisit le creusement mécanisé avec mise en place de voussoirs préfabriqués en béton, ce revêtement est très souvent considéré comme le revêtement définitif et ne saurait, dans ce cas, recevoir aucune couche intérieure.

#### **Rôle**

- Assurer la tenue du tunnel à long terme.
- Assurer la résistance aux pressions hydrostatiques.
- Assurer la protection de l'étanchéité.
- Assurer la protection du système de drainage.
- Assurer le passage des réseaux.
- Assurer le confort en service.

### **I.4 Conclusion**

Les tunnels sont des ouvrages dont la complexité est définie par la zone où ils sont implantés, car le projet d'exécution de ces derniers est élaboré conjointement à partir des données et renseignements recueillis lors des reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques.

Dans ce chapitre on a pu mettre en lumière, les différentes étapes caractéristiques à la réalisation d'un tunnel à savoir le creusement, les reconnaissances, les types de soutènement ainsi que le revêtement définitif.



**CHAPITRE II**  
**PRESENTATION DU PROJET**  
**ET CONCEPTION**

## CHAPITRE II

### II.1 Présentation du projet

#### II.1.1 Introduction

L'Algérie qui s'est dotée de nouvelles lignes ferroviaires dans plusieurs wilayas, continue ses investissements en la matière avec la réalisation en cours d'autres projets. Au total, 2 300 kilomètres de chemins de fer sont actuellement en chantier dans le cadre du programme de densification et de modernisation du réseau, certains sont déjà achevés, ou presque, d'autres sont en phase d'études.

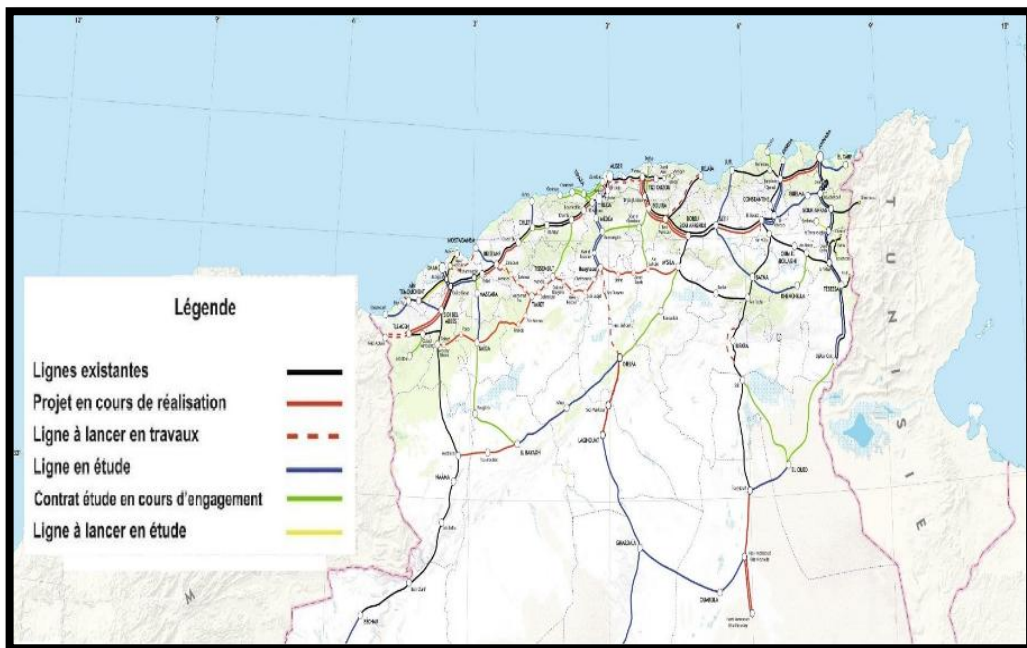


Figure II.1 Chemin de fer en ALGERIE « source 'SNTF' »

#### II.1.2 Le projet

Le présent mémoire traite du projet du tunnel d'Aomar (Bouira) qui s'inscrit dans le cadre de la modernisation de la rocade ferroviaire est-ouest (Oran-Alger-Annaba) et de la rocade ferroviaire des hauts plateaux (Ain Touta - M'Sila -Ain Oussera - Tiaret-Saida - Moulay Slissen) entrepris par l'ANESRIF.

Ce plan de développement intègre la construction d'une nouvelle ligne mixte électrifiée entre les villes de Thénia et Bordj-Bou-Arréridj d'une longueur de 175 kilomètres.

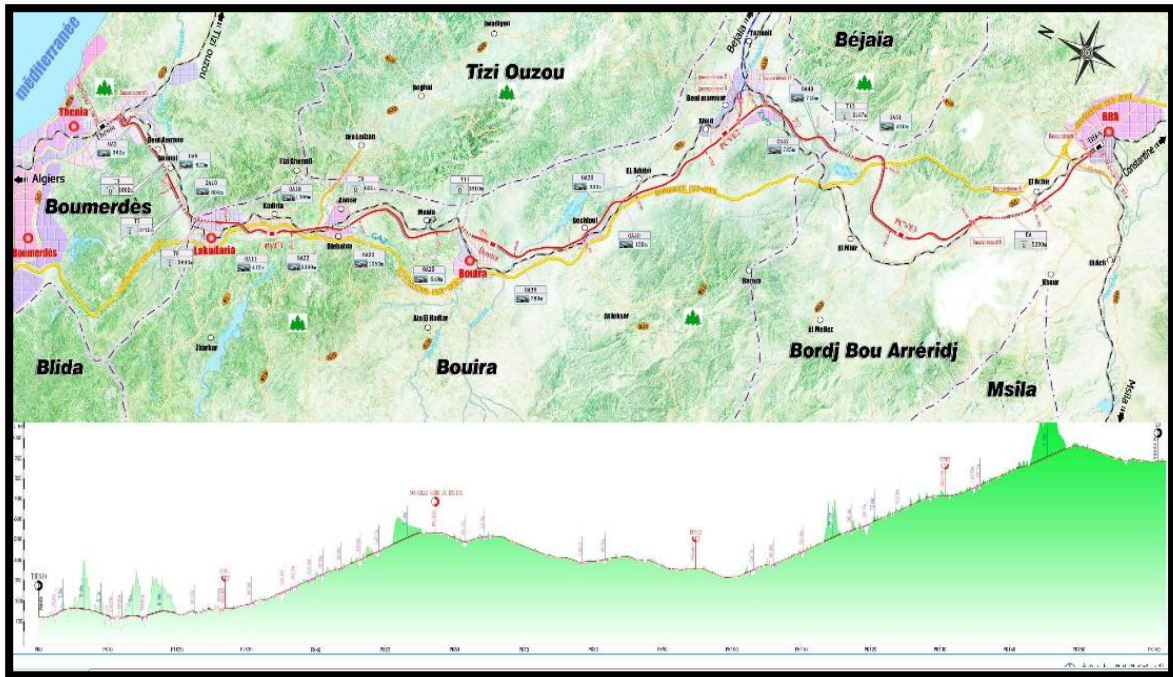


Figure II.2 Vue en plan et profil en long du projet Thénia-BBA

La ligne traverse en biais tout l'Atlas tellien, zone de reliefs montagneux fort accidentés et de rares bassins plats. Cette topographie nécessite pour son franchissement de nombreux ouvrages tels que des tunnels, des viaducs ainsi que des zones de déblais et de remblais importantes.

Ce projet a nécessité la construction de :

- 57 ouvrages d'art (entre viaducs et ponts ferroviaires) ;
- 04 Tranchées couvertes ;
- 16 Tunnels ;
- 20 456 829 m<sup>3</sup> de volume de déblai ;
- 14 464 836 m<sup>3</sup> de volume de remblai ;
- 10 450 932 m<sup>3</sup> de volume des matériaux en provenance des gîtes d'emprunt ;
- 16 442 926 m<sup>3</sup> de volume des matériaux de déblai mis en dépôt.

Les caractéristiques du projet sont :

- Ligne à double voix
- Vitesse : 160km/h
- Trafic mixte (voyageurs et marchandises)
- Voie en rail UIC50



## II.2 CONCEPTION

### II.2.1 Introduction

L'opération de conception de la section transversale d'un tunnel dépend généralement des véhicules et des ouvrages annexes. Pour notre projet on traitera la conception et l'étude un tunnel ferroviaire monotube d'une ligne mixte.

Le but de ce chapitre est de définir des dispositions constructives et d'exploitation sur :

- L'infrastructure
- Le matériel roulant
- Les équipements de sécurité

Le choix d'un tunnel bitube est justifié par l'ITI 98-300 et le référentiel technique chapitre 6 < Géométrie de la voie > de la SNTF pour assurer les conditions de sécurité.

### II.2.2 Conception de la forme (MOROP, 2016)

Selon NEM 105 (Normes Européennes de Modélisme) la conception dépend des paramètres suivants :

- Le mode de fonctionnement (avec ou sans caténaire) ;
- Le rayon de courbure ;
- La longueur des véhicules à mettre en circulation ;
- L'entraxe des voies, s'il y a lieu.

**Nous avons opté pour un tunnel vouté à double voie**

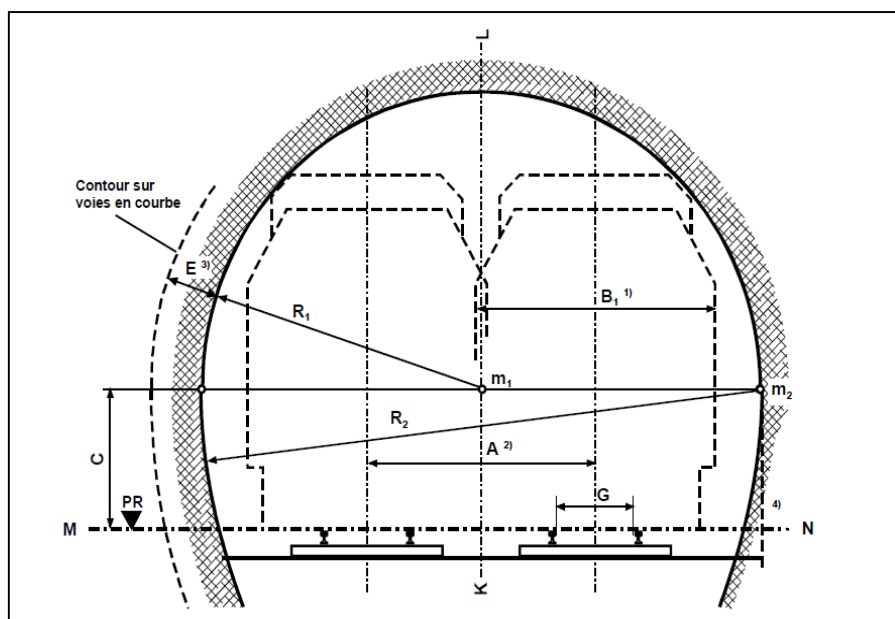


Figure II.4 Section transversale d'un tunnel vouté à double voie

- Tel que :
- 1) cote B1 du gabarit de libre passage selon NEM 102.
  - 2) entraxe des voies A selon NEM 112.
  - 3) élargissement E selon NEM 103.
  - 4) la paroi peut en parties basses être formée en piédroit vertical.

### II.2.3 Choix de l'échelle

#### NEM 010 :

Cette norme régit la sélection et la désignation des rapports de réduction et des écartements normalisés du modélisme ferroviaire.

L'échelle de réduction donne une série d'écartements modèles et est désignée par le terme "échelle". Celle-ci est dénommée à l'aide de lettres et de chiffres arabes.

Tableau II.1 Echelles de réduction selon la NEM 010

Ecartements prototype de à	2) Rapport de réduction													← mm ← Pouces <sup>6)</sup>
	1 : 220	1 : 160	1 : 120	1 : 87	1 : 64	1 : 45 <sup>4)</sup>	1 : 32	1 : 22,5	1 : 16	1 : 11	1 : 8	1 : 5,5		
1250 1700	•	Z	N	TT	H0	S	O	I	II	III	V	VII	X	1), 3)
850 < 1250	Zm	Nm	TTm	H0m	Sm	Om	Im	IIm	IIIm	Vm	VIIIm	Xm	•	
650 < 850	Ne	TTe	H0e	Se	Oe	le	Ile	IIle	Ve	VIIe	Xe	•	•	
400 < 650	TTi	H0i	Si	Oi	li	Ili	IIli	Vi	VIIi	Xi	•	•	•	5)
300 < 400	H0p	Sp	Op	Ip	Ilp	Illp	Vp	VIIp	Xp	•	•	•	•	
	4,5	6,5	9	12	16,5	22,5	32	45	64	89	127	184	260	
								1¾	2½	3½	5	7¼	10¼	
	<b>Ecartement modèle</b>													

Donc pour déterminer les valeurs indicées on doit passer par un jeu d'échelles qui est relative à l'écartement des voies

L'écartement prototype en Algérie est de 1435 mm, et l'écartement modèle est de 16.5 mm **donc l'échelle utilisé dans la conception est H0 (Half-O).**

### II.2.4 Gabarit des trains

La section utile d'un tunnel ferroviaire dépend de plusieurs facteurs et, en premier lieu, du gabarit d'obstacle et du matériel roulant appelé à circuler sur la ligne.

En ce qui concerne la voie dite « à écartement normal » G = 1435 mm, quatre gabarits sont actuellement en vigueur au niveau international :

- Le gabarit international (PPI), qui est le plus petit commun dénominateur.
- Le gabarit GA : c'est le gabarit de base du réseau ferré français.
- Le gabarit GB : gabarit disponible sur certaines lignes.
- Le gabarit GC : ce dernier est conseillé pour les nouvelles lignes grande vitesse en Europe

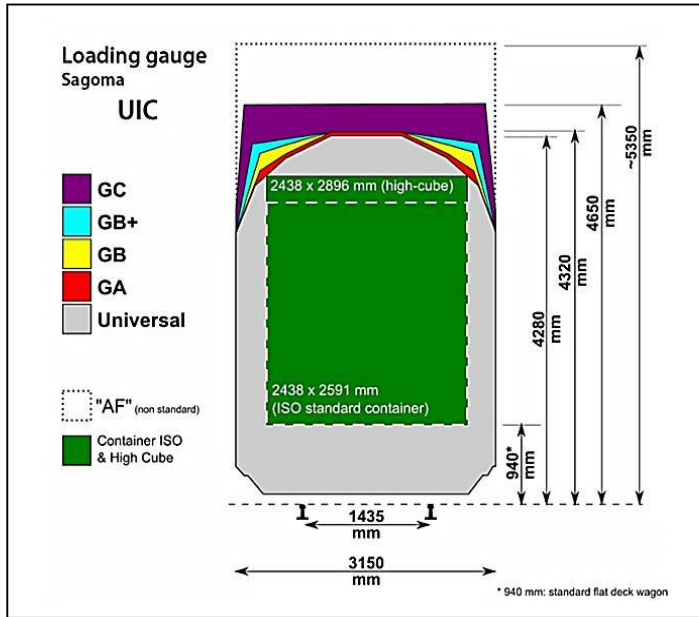


Figure II.5 Gabarits des trains

Nous allons utiliser le **gabarit GC**, puisque notre projet consiste à réaliser une ligne à grande vitesse.

### II.2.5 Gabarit libre de passage

La **NEM 102** est utilisée afin de déterminer le gabarit libre de passage et assurer la circulation du train sans heurter le contour intérieur du tunnel.

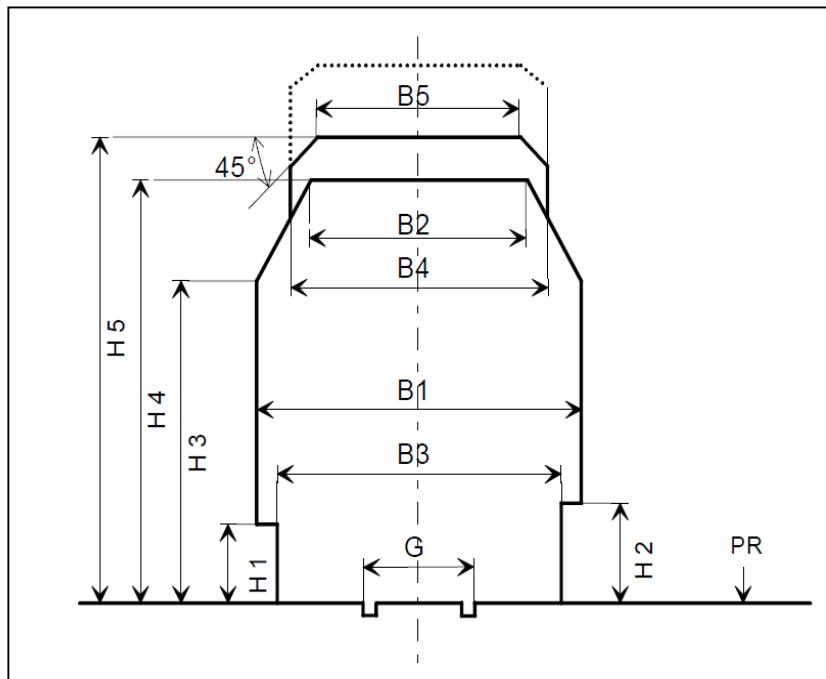


Figure II.6 Cotes du gabarit libre de passage selon la NEM 102

**-Mode d'alimentation :** l'électrification dans notre cas se fait par caténaire, Donc les côtes (B4, B5 et H5) seront utilisées.

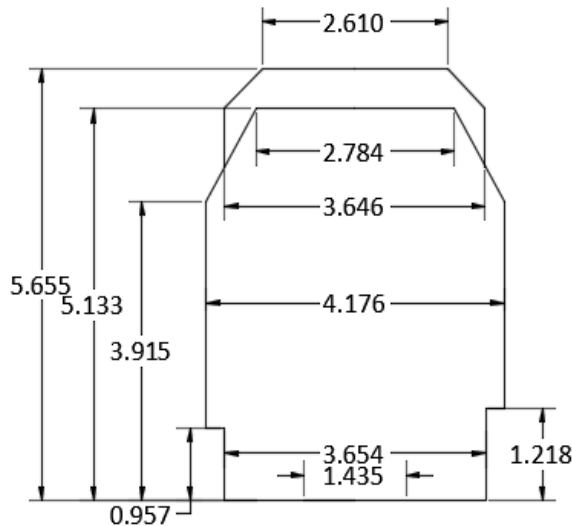
**-Mode de transport :** dans notre cas, il s'agit d'une ligne mixte ce qui implique la présence d'un quai de marchandise, la côte H 2 sera utilisée .

Le tableau suivant donne les valeurs des côtes du gabarit libre de passage pour l'échelle HO.

**Tableau II.2 Valeurs des côtes du gabarit libre de passage selon la NEM 102**

Echelle	G	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub> <sup>3)</sup>	H <sub>3</sub>	H <sub>4</sub>	Exploitation par caténaire <sup>4)</sup>		
									B <sub>4</sub>	B <sub>5</sub>	H <sub>5</sub> <sup>5)</sup>
Z	6,5	20	14	18	4	6	18	24	16	13	27
N	9,0	27	18	25	6	8	25	33	22	18	37
TT	12,0	36	24	32	8	10	33	43	28	22	48
HO	16,5	48	32	42	11	14	45	59	38	30	65
S	22,5	66	44	57	15	19	60	78	50	38	87
O	32,0	94	63	82	21	27	85	109	68	52	120
I	45,0	130	87	114	30	38	118	150	93	71	165
II	64,0	184	124	154	35	52	168	214	140	106	235

Les dimensions réelles du gabarit libre de passage ont été déterminées d'après le tableau II.2, et qui sont représentées dans la figure suivante :



**Figure II.7 Dimensions du gabarit libre de passage à l'échelle réelle**

Les valeurs sont obtenues après avoir multiplié toutes les valeurs mentionnées dans le dernier tableau (la ligne de l'échelle H0) par le rapport de réduction (87).

**Tableau II.3 Valeurs des côtes du gabarit libre de passage selon la NEM 102 à l'échelle réelle**

Echelle	G	B1	B2	B3	H1	H2	H3	H4	B4	B5	H5
H0	16.5	48	32	42	11	14	45	59	38	30	65
H0 (réelle) mm	1435	4176	2784	3654	957	1218	3915	5133	3306	2610	5655

### II.2.6 Entraxe des voies

La **NEM 112** ; cette norme doit servir :

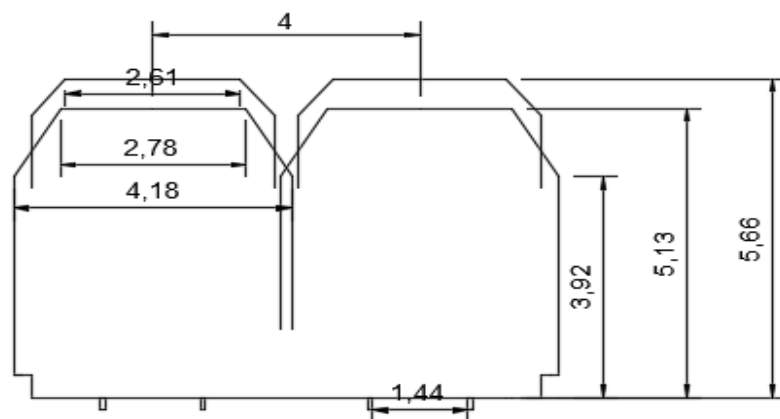
- à déterminer l'entraxe minimal en courbe compte tenu de la longueur des véhicules mis en circulation.
- à vérifier si des véhicules d'une certaine longueur peuvent être mis en circulation sur des réseaux, dont on connaît les entraxes en courbes.

En **alignement** les entraxes ne doivent pas, dans la mesure du possible, descendre en dessous des valeurs indiquées dans le tableau suivant :

**Tableau II.4 Valeurs des entraxes selon la NEM 112**

Echelle	Z	N	TT	H0	S	O	I	II
En pleine voie	19	25	34	46	63	89	125	178
Dans les gares	21	28	38	52	71	103	141	200

Les dimensions réelles du gabarit libre de passage sont déterminées d'après le tableau II.3 ,et qui sont représentées dans la figure suivante :



**Figure II.8 Dimensions du gabarit libre de passage à l'échelle réelle**

### II.2.7 Gabarit du matériel roulant

Pour cette étape, la N.E.M 301 sera utilisée afin de déterminer les dimensions du matériel roulant.

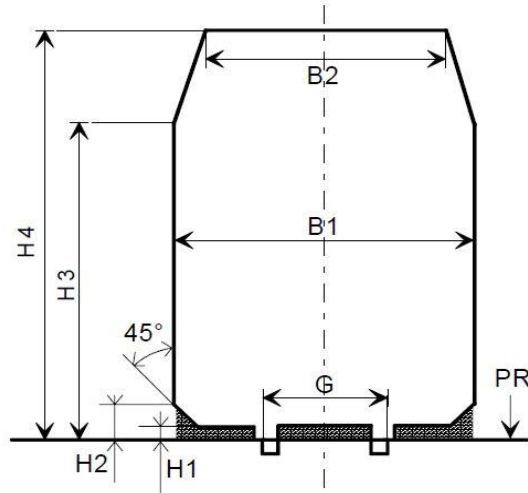


Figure II.9 Cotes du gabarit du matériel roulant selon la NEM 301

Le tableau suivant représente les valeurs des côtes du gabarit du matériel roulant

Tableau II.5 Valeurs des côtes du gabarit du matériel roulant selon la NEM 301

Echelles	G	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	H <sub>3</sub>	H <sub>4</sub>
Z	6,5	17	11	1	2	17	23
N	9,0	23	14	1	3	24	32
TT	12,0	30	18	1,5	4	32	42
<b>HO</b>	<b>16,5</b>	<b>40</b>	<b>26</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>44</b>	<b>57</b>
S	22,5	54	35	3	7	59	75
O	32,0	78	48	4	10	83	106
I	45,0	110	68	5	13	115	146
II	64,0	148	94	6	20	163	207

Tableau II.6 Valeurs des côtes du gabarit du matériel roulant à l'échelle réelle selon la NEM 301

Echelles	G	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	H <sub>3</sub>	H <sub>4</sub>
H0	16,5	40	26	2	5	44	57
H0 mm (réelle)	1435	3480	2262	174	435	3828	4959

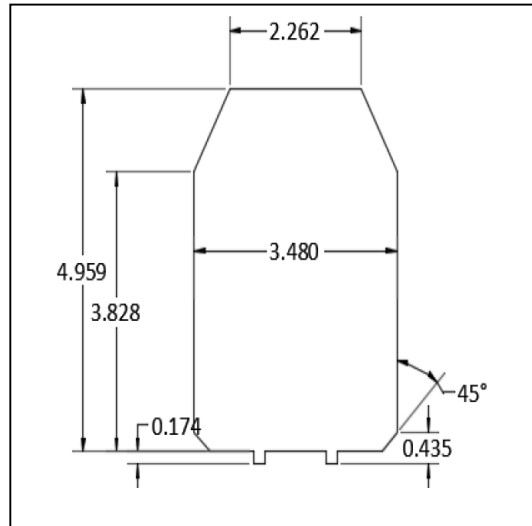


Figure II.10 Dimensions du gabarit du matériel roulant avec l'échelle réelle

### II.2.8 Dessin de la coupe transversale du tunnel

Après la détermination des différentes dimensions du gabarit libre de passage, la coupe transversale du tunnel sera dessinée en suivant les instructions de la NEM 105.

Les étapes de construction :

- Tracer l'axe vertical KL et l'horizontale MN du plan de roulement (PR).
- Poser le point  $m_1$  sur l'axe et tracer l'horizontale au niveau de  $m_1$ .
- $C = 1.8 G$  pour un tunnel avec caténaire sur alignement donc  $C = 2.583$  m.
- Sur voies en alignement : tracer l'arc de cercle de centre  $m_1$  et de rayon  $R_1 = 5.12$
- Tracer l'arc de cercle de centre  $m_2$  et de rayon  $R_2 = 2 R_1$  ;(ce qui donne la paroi au-dessous du niveau  $m_1$ )

Selon référentiel 8 de la SNTF, pour un tunnel à une voie, un trottoir de largeur minimale de 0,70 m et libre de tout obstacle sur une hauteur de 2 m doit être prévu.

Notre choix s'est porté sur la conception de deux trottoirs de 0.8 m de largeur et libre de tout obstacle sur une hauteur de 2,2 m avec une hauteur de 30cm par rapport FSR.

❖ Vous trouverez en annexe A les dispositions communes et particulières concernant ce tunnel et les différentes coupes transversales de ce dernier avec ses cotations.

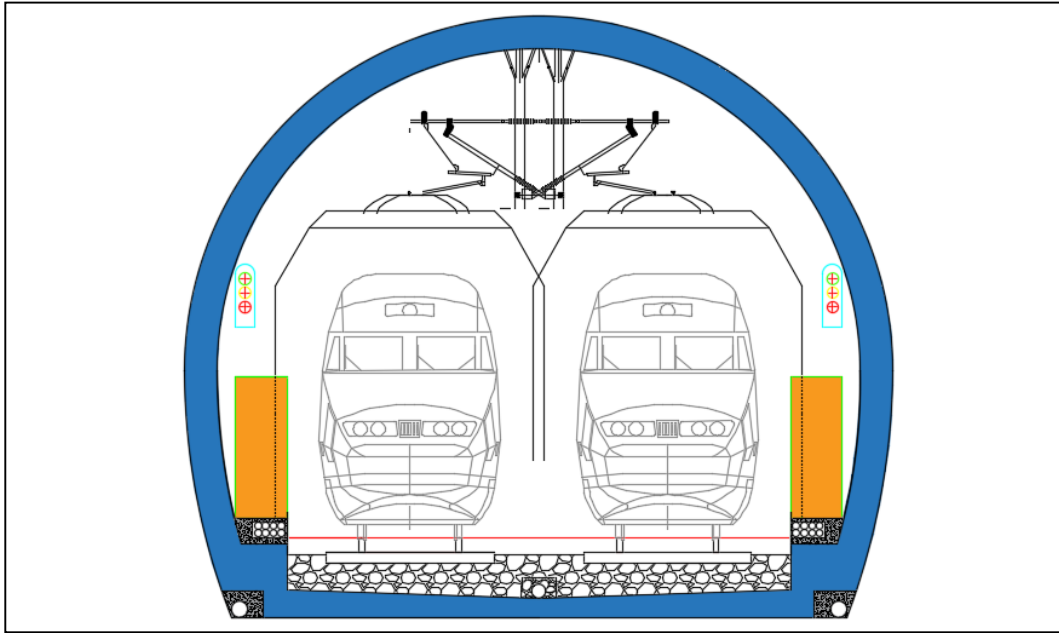


Figure II.11 Section transversal du tunnel avec matériel roulant dans le cas d'un bon sol

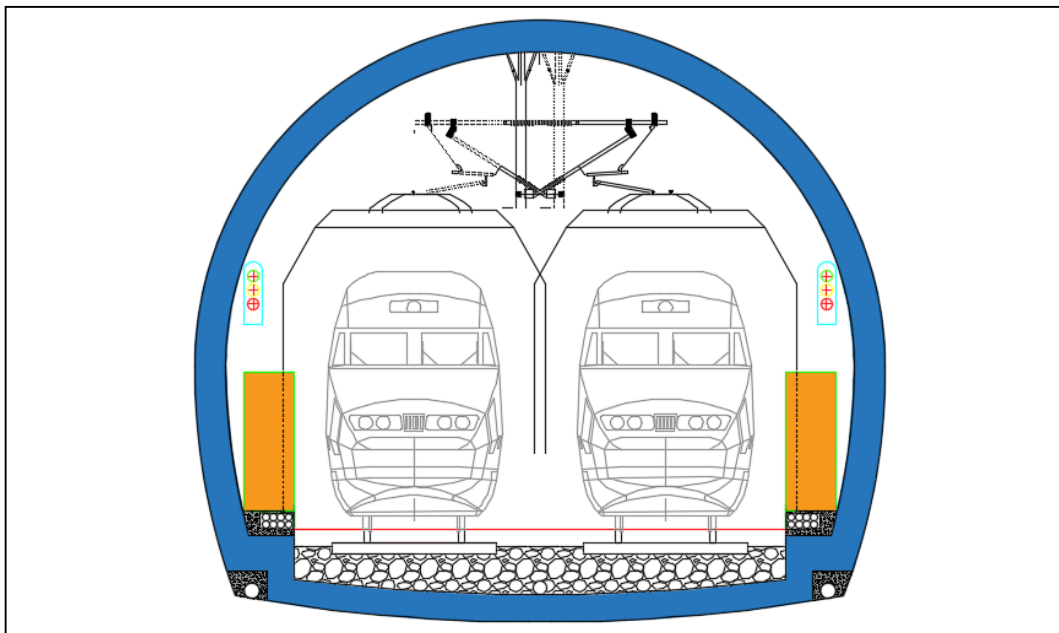
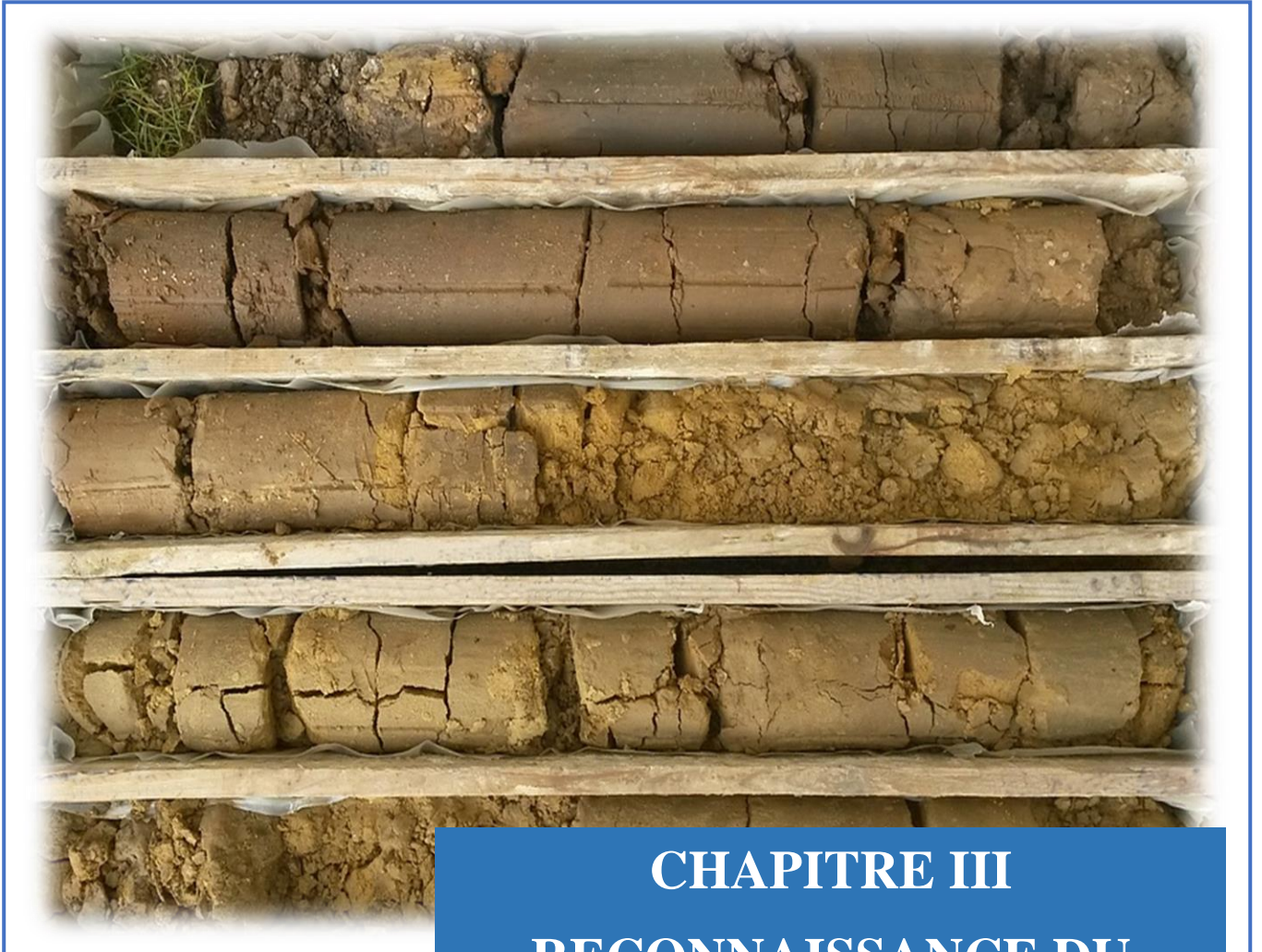


Figure II.12 Section transversal du tunnel avec matériel roulant dans le cas d'un mauvais sol

### II.3 Conclusion

La détermination de la section transversale est une opération délicate tel qu'il faut assurer la fonctionnalité de l'ouvrage en choisissant une forme optimale, qui permet aussi de diminuer le coût de l'ouvrage en minimisant la section d'excavation et réduire les espaces non utilisés à l'intérieur de l'ouvrage.

En suivant les consignes des NEM et de l'ITI 98-300 nous avons abouti à deux conceptions de section transversale possible. Le choix de l'une des sections se fera selon la qualité du terrain où sera implanté le tunnel.



**CHAPITRE III**  
**RECONNAISSANCE DU**  
**TERRAIN**

## **CHAPITRE III**

### **III.1 Introduction**

Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé d'un ouvrage est nécessaire à la conception de ce dernier, les données telles que les conditions géologiques et hydrogéologiques sont des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain.

La campagne de reconnaissances va permettre de déterminer les caractéristiques du terrain, pour permettre ensuite de définir le type de creusement et le soutènement nécessaire.

### **III.2 Reconnaissances géologiques**

#### **III.2.1 Objectif**

Les reconnaissances et études géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- La géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif.
- La structure du massif.
- Inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées...).
- Description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leurs qualités et selon leurs discontinuités.

#### **III.2.2 Moyens de reconnaissances géologiques**

Avant la campagne de reconnaissances, l'étude géologique est faite sur la base de cartes géologiques afin de limiter les travaux d'investigations trop coûteux d'une part, mais aussi permettre une interprétation optimum des résultats de ces investigations d'une autre part.

### **III.3 Reconnaissances géotechniques**

#### **III.3.1 Objectif**

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

Ils doivent permettre de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage, enfin, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et/ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

#### **III.3.2 Moyens de reconnaissances géotechniques**

La campagne de reconnaissance est basée d'une part, sur les données et informations géotechniques récoltées durant les phases antérieures du projet, une cartographie géologique élaborée sur une largeur de 1000 m par apport à l'axe du tracé proposé, et d'autre part, sur un programme d'investigation géotechnique, comportant des forages, essais in situ et essais de laboratoire, ainsi qu'une prospection géophysique.

### III.4 Etude Géologique du Projet

#### III.4.1 Contexte géologique régional

La ligne ferroviaire Thenia–BBA traverse des régions où la géologie est relativement compliquée, une morphologie accidentée et une structure tectonique dominée par une superposition (empilement) de nappes et de chevauchements de grandes envergures.

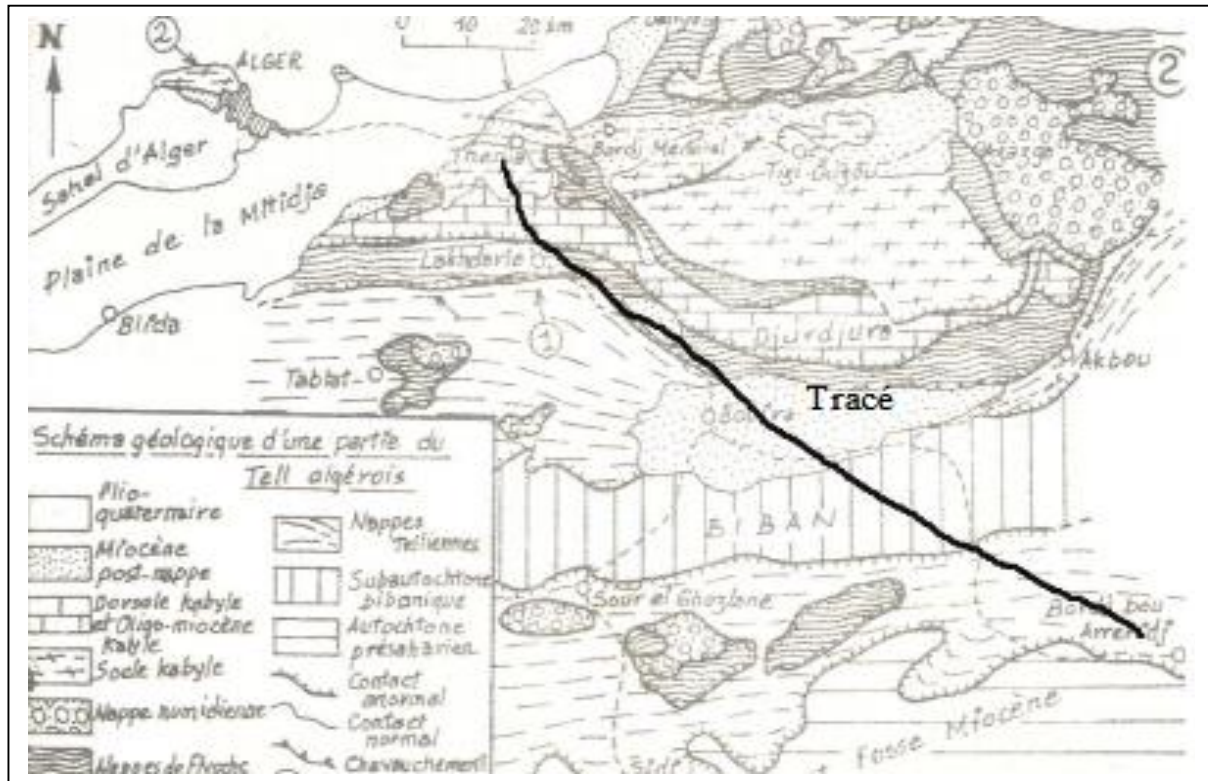


Figure III.1 Formations géologiques traversées par le tracé ferroviaire entre Thénia et BBA

#### III.4.2 Cadre géologique du projet

##### III.4.2.1 Description lithologique

Nous pourrions retenir la succession géologique suivante (de haut en bas) :

- Les formations géologiques présentes appartiennent au Tertiaire et Quaternaire.
- Pour la formation tertiaire, du Miocène Supérieur d'argiles brunâtres ou argiles marneuses dans la partie proche de la surface du terrain
- En profondeur la lithologie passe à des marnes compactes grisâtres plus ou moins consolidées.
- Pour la formation Quaternaire, des dépôts alluvionnaires de la terrasse inférieure sont formés par les charriages des rivières.

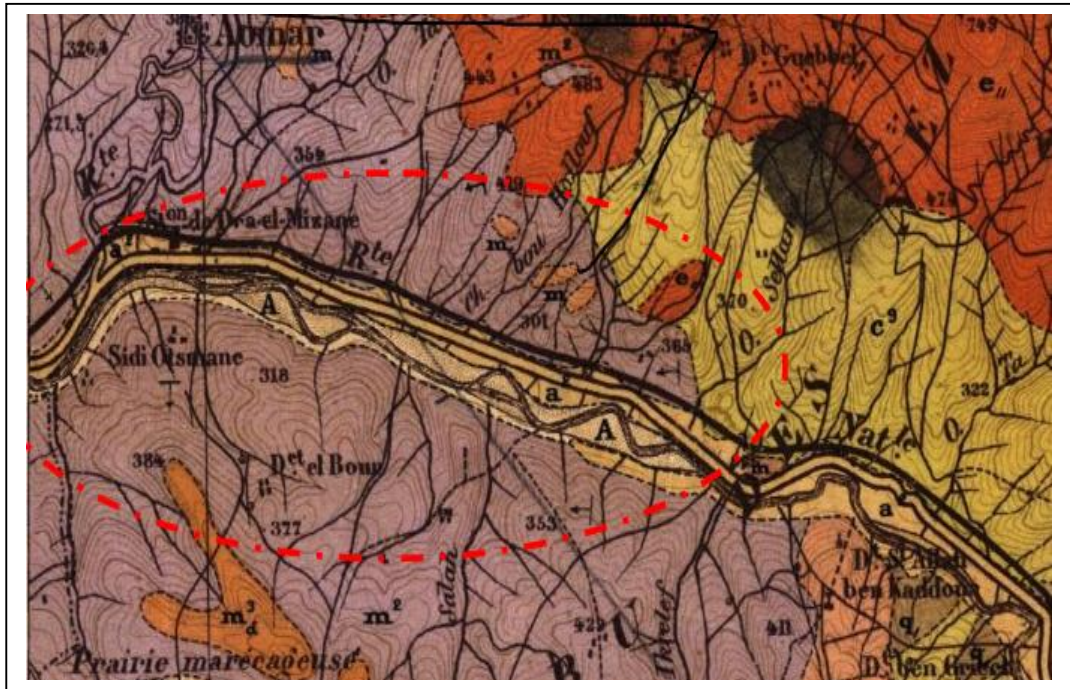


Figure III.2 Extrait de la carte géologique de Palestro au niveau de la région d'Aomar, à l'échelle 1/50 000

### III.4.3 Reconnaissances par sondages carottés

Pendant la campagne d'investigation 5 sondages ont été réalisés pour caractériser le tunnel d'Aomar .

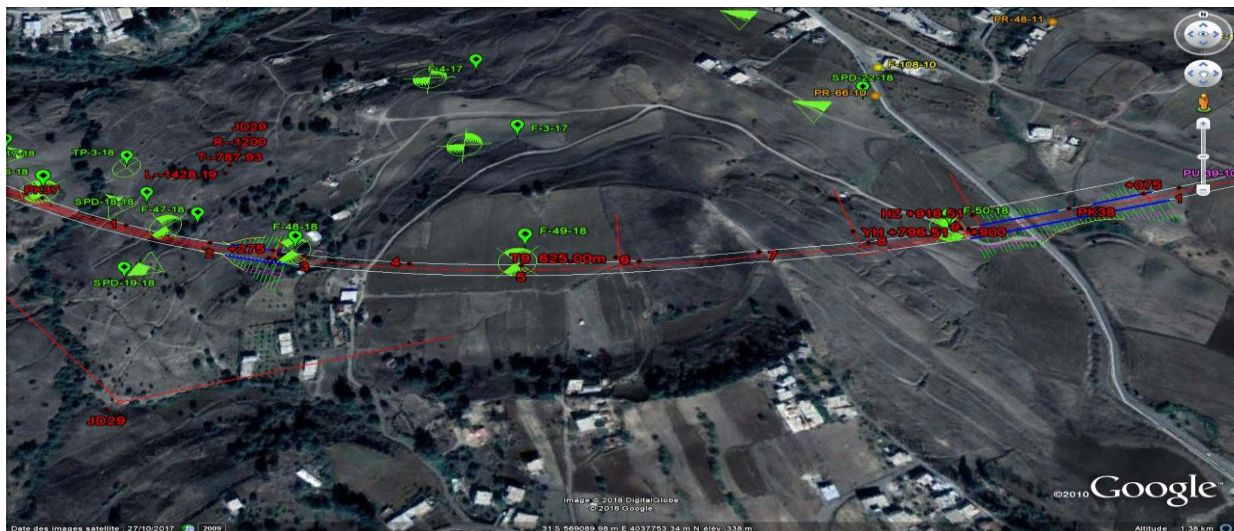


Figure III.3 Figure représentante des positions des sondages (Google Earth)

Tableau III.1 Tableau des sondages réalisés

Sondage	Localisation	Profondeur (m)	Coordonnées	
			X	Y
F-48-18	37+290	30 m	568794,67	4037789,14
F-04-17	37+362	30 m	568900,6417	4038035,945
F-03-17	37+429	30 m	568944	4037927
F-49-18	37+500	42 m	569001,45	4037766,75
F-50-18	37+885	30 m	569378,36	4037819,11

**NB** : Le profil en long du tunnel et la coupe géologique avec la localisation des essais sont mis en annexe B

#### III.4.4 Les unités géologiques traversées

- **Marne miocène D'AOMAR (MH)**

Cette unité occupe de grande surface dans la région d'Aomar entre les PK37+275 et PK 37+900. Elle est révélée par les sondages réalisés au niveau de cette section sur de très grandes profondeurs.

Elle est constituée de :

**Marnes altérées** jaunâtres à grisâtres en surface (MHa) sur une épaisseur moyenne de 10m pouvant dépasser les 20 m par endroit.

**Marnes compactes** en profondeur (MHc), renfermant quelques lentilles et bancs de grès friables.

Ces marnes dans lesquelles on rencontre des lentilles de grès métriques sont souvent sujettes à des glissements de terrain, surtout quand elles se présentent en pente.



Figure III.4 Marne Miocène altérée d'Aomar (MHa)



Figure III.5 Marne Miocène compacte d’Aomar (MHc)

### III.4.5 Classification Géo-mécanique T9

Tableau III.2 Classification géo-mécanique

Unité géol	Symbole	Unité géotech	Symbole RMR
Marnes miocènes	MH	MHa	<10
		MHc	20-50

D’après les analyses effectuées :

Nous pouvons conclure que ce tunnel pourrait traverser des terrains mauvais à très mauvais avec un RMR < 10 pour les marnes altérées, et un RMR entre 20 et 50 pour les marnes plus saines.

### Conclusion

Le tunnel d’Aomar (PK 37+275 à Pk 37+900) traverse dans les deux portails une formation de marne argileuse très altérée de faible consistance. Le corps principal du tunnel serait également creusé dans des marnes altérées, et dans des marnes plus saines et plus compactes.

## III.5 ETUDE GEOTECHNIQUE DU PROJET

### III.5.1 Essais de laboratoire

- **Essai d’identification**
  - La teneur en eau naturelle ;
  - Le poids volumique,
  - Le degré de saturation et l’indice des vides ;
  - La limite d’Atterberg ;
  - La teneur en CaCO<sub>3</sub>.

Les résultats des essais au laboratoire sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.3** Tableau récapitulatif des résultats des essais d'identification chimique.

Sondage	PK	Unité géologique	Position	Analyse chimique			
				M.O (%)	Sulfates (%)	Chlorures (%)	CaCO <sub>3</sub> (%)
F-48-18	37+290	MHc	2.43-2.28	1.36	Traces	0.24	23.8
F-4-17	37+362	MHc	9.40-9.85	1.38	0.54	0.033	15.63
		MHc	29.15-29.60	1.98	0.38	0.026	20.32
F-3-17	37+429	MHa	14.3-14.80	4.71	0.24	0.047	9.23
		MHc	23.95-24.25	3.93	0.74	0.042	15
F-49-18	37+500	MHc	19.65-19.90	0.83	Traces	0.28	10
		MHc	39.0-39.6	0.68	Traces	0.28	16.60
F-50-18	37+885	MHa	20-20.35	1.09	Traces	0.14	14.28
		MHa	24-24.54	1.04	Traces	0.17	21.84

✓ Les valeurs de la teneur en sulfate varient entre 0.24 et 0.74 (%). Ces sols peuvent être classés comme des marnes argileuses faiblement agressifs (niveau d'agressivité A1) selon la norme relative à la classification des environnements agressifs (NF P 18-011, 199).

**Tableau III.4** Tableau récapitulatif des résultats des essais d'identification physique.

Unités géologiques	MHa					MHc			
	F-48-18	F-4-17	F-3-17	F-49-18	F-50-18	F-48-18	F-4-17	F-3-17	F-49-18
Sondages	F-48-18	F-4-17	F-3-17	F-49-18	F-50-18	F-48-18	F-4-17	F-3-17	F-49-18
Position(m)	3.6-4	2.7-3	14.3-14.8	3.5-4	20-20.35	8.3-8.7	5.9-6.4	18.8-19.4	31.6-32
Densité Humide (t/m <sup>3</sup> )	2.08	2.17	2.22	2.21	2.18	2.29	2.29	2.28	2.33
Densité sèche (T/m <sup>3</sup> )	1.87	1.91	2.01	1.99	1.86	2.16	2.06	2.05	2.17
Teneur en eau (%)	11.49	13.64	10.34	11.16	17.4	5.96	11.23	10.92	7.39
Sr (%)	/	88.62	81.81	/	/		98.11	93.53	
L <sub>liquidité</sub>	53.46	41	42.95	53.34	30	52.25	41	/	56.32
L <sub>plasticité</sub>	26.69	24	25.42	26.83	13	26.11	22	/	28.04
I <sub>p</sub>	26.77	17	17.53	26.51	17	26.14	19	/	28.28
< 2mm (%)	100	/	/	100	96	/	/	/	100
< 80 µm (%)	100	/	/	99	89	/	/	/	100
< 2µm (%)	74	/	/	72	24.3	/	/	/	75

✓ Les essais d'identification indiquent des poids volumiques secs ( $\gamma_d$ ) des deux unités (MHa - MHc) qui varient entre 1.86 et 2.17 t/m<sup>3</sup> dénotant un sol très dense au sens de la norme XP P94-011 (1999).

✓ Les valeurs d'IP de (MHa) et (MHc) effectuées sur des échantillons intacts varient entre 17 et 28.3 (%). Ces résultats traduisent un comportement plastique à peu plastique au sens de la norme XP P94-011 (1999).

✓ Le terrain est constitué de matériaux fins avec un pourcentage de fines passant à 80 µm au tour de 90 > 35 %. D'après le GTR (guide des terrassements routiers) on peut classer le sol comme un sol fin (classe A).

• **Essais mécaniques :**

Tableau récapitulatif des résultats des essais au laboratoire et in-situ

**Tableau III.5 Tableau récapitulatif des résultats des essais mécaniques.**

Sondage	Profondeur (m)	Unité géologique	Cisaillement Direct non drainé UU		Compression simple	Oedomètre			Gonflement libre		
			Cu (Kpa)	Φu (°)	Rc (MPa)	Pc (Kpa)	Cc (%)	Cg (%)	Pg (kPa)	e <sub>0</sub>	e <sub>f</sub>
F-48-18	3.6-4	MHa	34	13.2	/	/	/	/	/	/	/
PK37+290	8.3-8.7	MHc	36	12.39	/	/	/	/	/	/	/
F-03-17	1.25-1.65	MHa	107	26.62	/	/	/	/	74	0,501	0,539
PK37+429											
F-49-18	2.45-2.90	MHa	27	13.29	/	/	/	/	120	0,4	0,58
	10.4-10.8	MHc	31	16	/	/	/	/	/	/	/
	26.35-26.6	MHc	29	14.05	/	/	/	/	70	0,32	0,53
	PK37+500	31.6-32	MHc	/	/	2.227	/	/	/	/	/
	39-39.6	MHc	/	/	2.257	/	/	/	/	/	/
F-50-18	10.38-10.78	MHa	203	8	/	265	14.28	6.03	/	/	/
PK37+885	20-20.35	MHa	/	/	0.272	/	/	/	27	0,483	0,503

✓ L'analyse des résultats de l'essai œdométrique montre que le sol est moyennement compressible, à caractère gonflant d'après Terzaghi et peck 1967, et Costete et Sanglerat 1983.

✓ L'analyse des résultats de l'essai de résistance à la compression montre que le sol est consistant à extrêmement consistant selon Costete et Sanglerat 1983.

**Conclusion**

L'analyse de tous les paramètres permet de classer le sol, de consistance dure (indice de consistance Ic>1), sol fin plastique à peu plastique, normalement consolidé à sur-consolidé, moyennement compressible, à caractère gonflant et faiblement agressive.

### III.5.2 Essais Géophysique

En complément à la campagne géologique, une campagne d'investigation géophysique par sondages de profils sismiques réfractions (PSR) a été réalisée. L'objectif de l'intervention était de mesurer les vitesses sismiques des horizons.

Il est à noter que des PSR croisés ont été réalisés au niveau du portail du tunnel T9 (2 à l'entrée et 2 à la sortie).

#### Profil sismique (PSR)

Le principe de la méthode sismique consiste à provoquer un ébranlement qui donne naissance à une onde vibratoire qui se propage dans toutes les directions, puis à enregistrer, par l'intermédiaire de 12 géophones, l'arrivée de certaines ondes (compression, cisaillement ...) en différentes stations.

L'étude des temps de propagation des ondes permet de définir la nature et la géométrie des couches en se basant sur le fait que les ondes se propagent à des vitesses différentes dans des formations différentes.

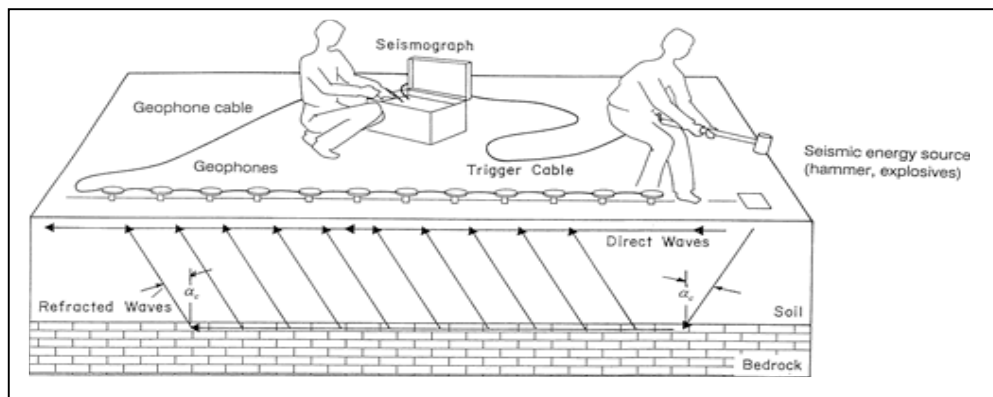


Figure III.6 Schéma de l'essai de sismique de réfraction.

Tableau III.6 Tableau des vitesses et épaisseurs calculées

TUNNEL T9								
Horizon	Entrée T9				Sortie T9			
	PSR 45		PSR 46		PSR 47		PSR 48	
	Epaisseur	Vitesse	Epaisseur	Vitesse	Epaisseur	Vitesse	Epaisseur	Vitesse
1	8	340-440	6	280-680	6	380-650	5	390-470
2	18	1760-1900	24	1460-1900	/	1810-2040	/	1740-1900
3	/	2300-2400	/	2230-2620	/	/	/	/

➤ **Entrée du tunnel cote THENIA**

L'interprétation des enregistrements sismiques des deux profils croisés réalisés à l'entrée du tunnel d'Aomar montrent :

- Un recouvrement d'épaisseur 6 mètres environ présentant de faibles vitesses entre 280 et 680 m/s.
- La couche de marne plus ou moins altérées, d'épaisseur 24 mètres, présente des vitesses sismiques variables entre 1460 et 1900 m/s.
- Les marnes helvétiques du socle présentent des vitesses entre 2230 et 2620 m/s.

➤ **Sortie du tunnel BBA**

L'analyse des hodochrones des profils sismiques réalisés à la sortie du tunnel montrent :

- Un recouvrement d'épaisseur de 6 mètres, de vitesse (lente) 380 et 650 m/s.
- Les terrains marneux avec des vitesses qui varient entre 1740 et 1900 m/s

### **III.6 Hydrogéologie**

#### **Contexte générale**

La carte hydrogéologique de l'Algérie du Nord montre que le projet THENIA-BBA renferme plusieurs aquifères en allant de la commune de Thénia jusqu'à la commune de BBA. Deux principaux types d'aquifères ont été identifiés soit :

- Les aquifères continus, présentés dans le tracé en nappe alluviale captive, reposent sur un substratum imperméable et permet des échanges importants avec les rivières rencontrées principalement entre PK 59+000 au PK66+ 000 et du PK74+000 au PK 80+000 ;
- Les aquifères discontinus sont à porosité de fissure et karstique, dont les vides sont constitués par des joints de stratification, des fissures ou des fractures interconnectées, rencontrés dans les formations à consistance rocheuse (marne de crétacé, calcaire, calcaire marneux et argilite). La réserve d'eau dépend du degré de fissuration de la roche et de la nature de remplissage.
- Dans le tunnel d'Aomar , La formation miocène constituée d'une marne argileuse imperméable ne permet pas d'avoir un aquifère important.

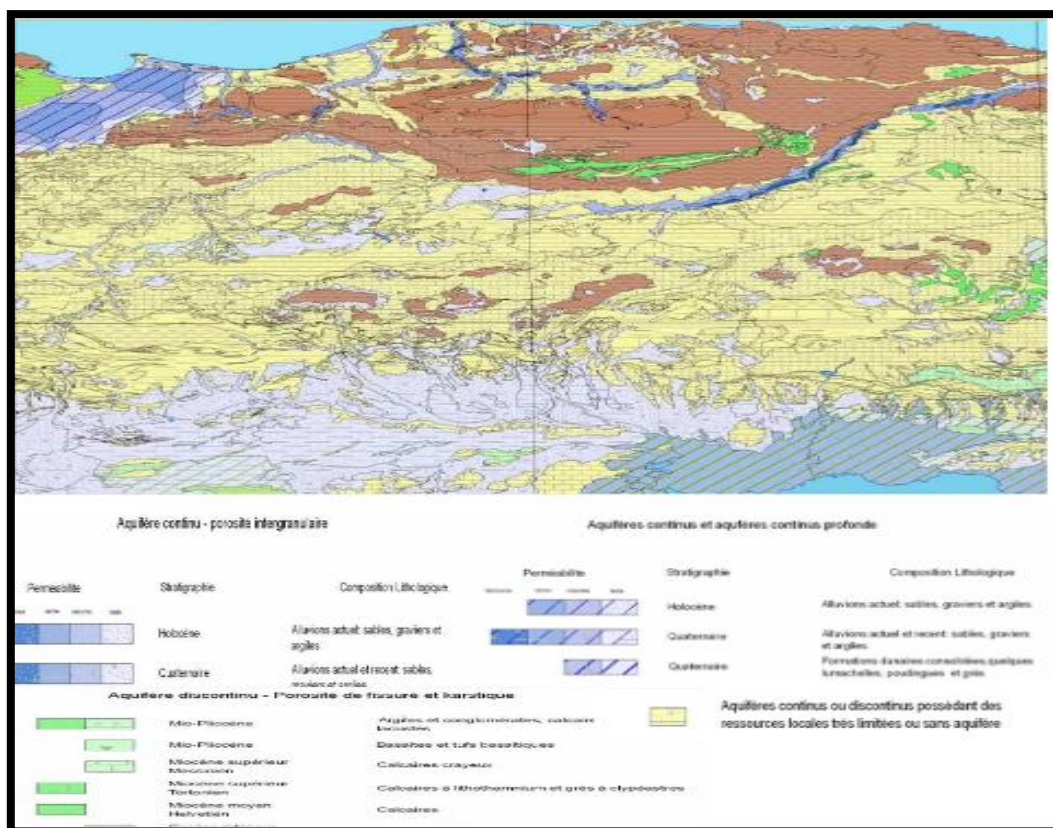


Figure III.7 Extrait de la carte hydrogéologique d'Algérie du Nord.

Pour caractériser la perméabilité autour du tunnel, 3 essais de piézomètre ont été réalisés.

Des sondages ont été équipés de piézomètre à l'aide d'une sonde, afin de déterminer le niveau d'eau en un point donné du sol durant les périodes d'avril au mois de septembre

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 des niveaux d'eaux souterraines du T9

Désignation	Piézomètres	Localisation	1ere mesure	2éme mesure
F-48-18	30	PK37+290	8	8,50
F-49-18	42	PK37+500	30	31,50
F-50-18	30	PK37+885	6,20	7,50

### III.7 Synthèse pour la zone d'étude

Notre zone d'étude se situe entre les PK 37+290 et 37+900

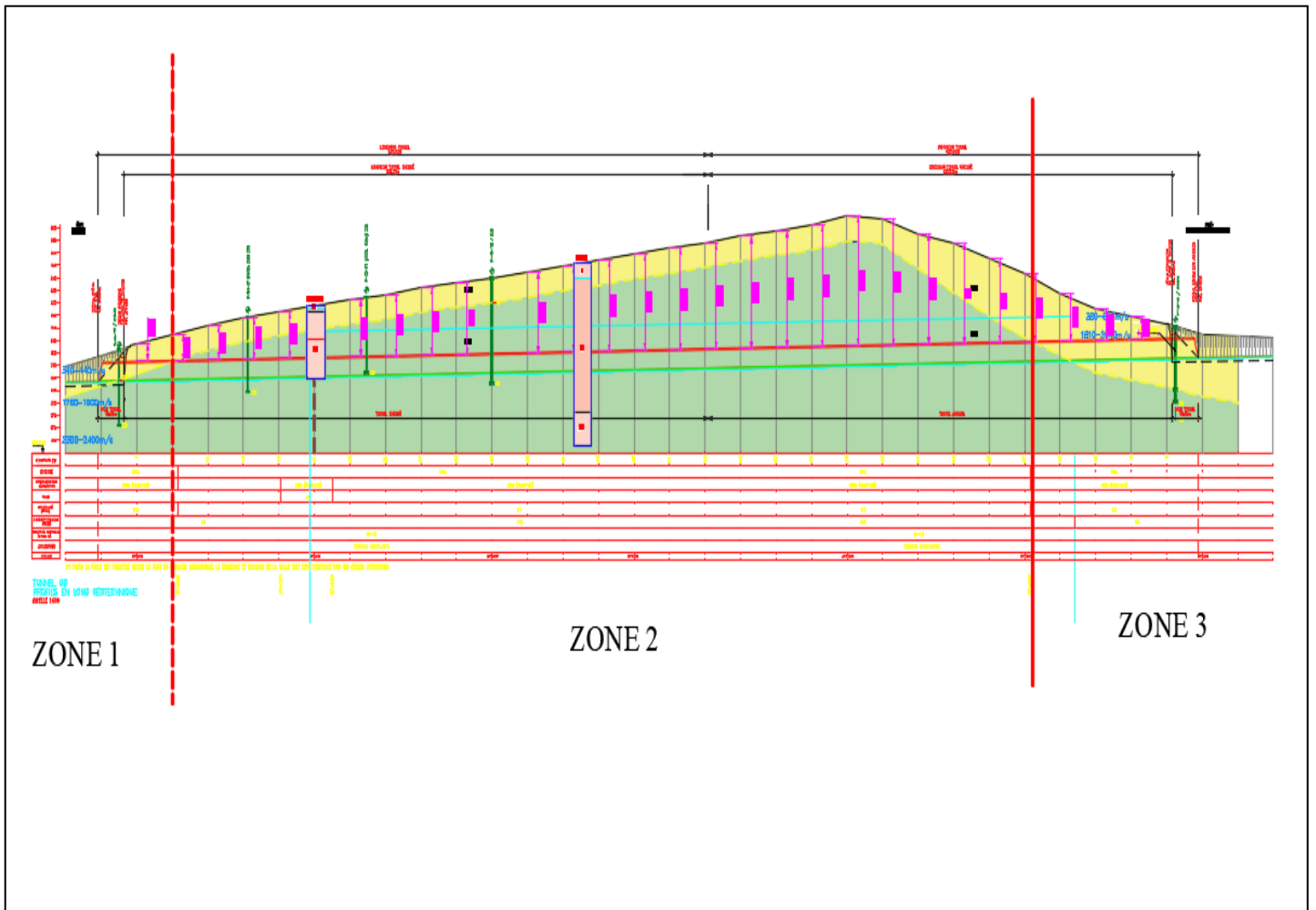


Figure III.8 Coupe géologique et profile en long du tunnel entre le PK 37+290 et 37+900

A partir de la coupe géologique, deux couches de marne ont été identifiées, il est donc nécessaire de la découper en plusieurs parties comme suit :

Tableau III.8 Division de la zone d'étude selon les terrains rencontrés

Zone	Nature du sol	PK	Variation de la profondeur	Terrain
1	Marne Helvétique altérée	37+ 290 - 37+ 323	5-10	T1
2	Marne Helvétique compacte	37+ 323 - 37+ 803	10-52	T2
3	Marne Helvétique altérée	37+ 803 - 37+ 900	25-6	T1

Le Tableau ci-dessus résume les paramètres des unités traversées :

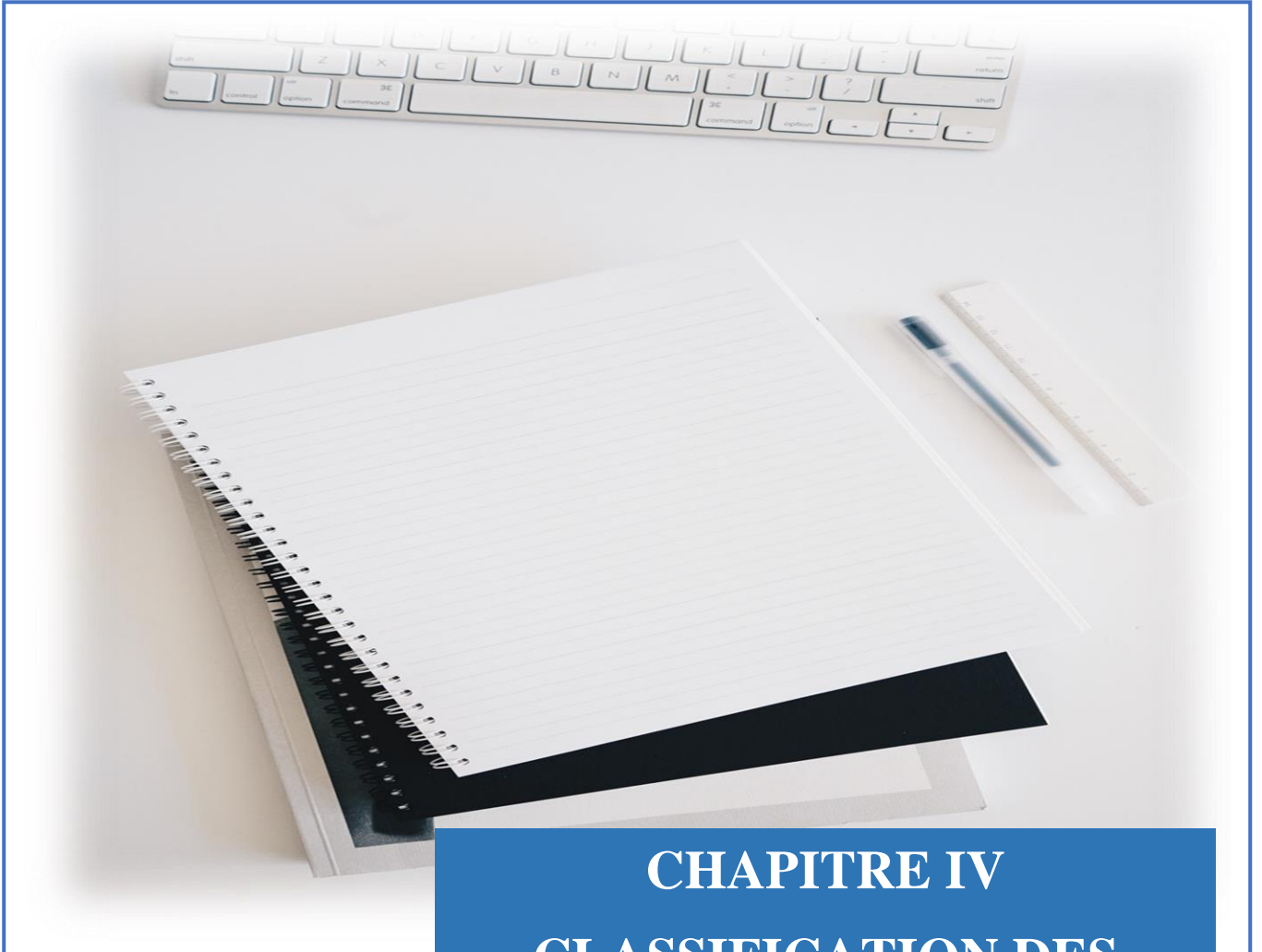
**Tableau III.9 Caractéristiques des terrains**

<b>Terrain Caractéristiques</b>	<b>T1 MHa</b>	<b>T2 MHc</b>
<b>Masse volumique <math>\gamma_H</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b>	21.8	23.4
<b>Module de Young E (MPa)</b>	25	102
<b>Cohésion C (KPa)</b>	75	100
<b>Angle de frottement <math>\phi</math> (°)</b>	11	15
<b>Cohésion C'(KPa)</b>	25	30
<b>Angle de frottement <math>\phi'</math> (°)</b>	21	27

### III.8 Conclusion générale

L'investigation géotechnique est une étape primordiale dans le déroulement d'un projet car l'interprétation des divers essais in situ et en laboratoire permet d'aboutir à une caractérisation des paramètres mécaniques des différentes unités identifiées par le relevé géologique, ce qui est nécessaire pour les phases de calculs.

A partir des reconnaissances, on déduit que les terrains rencontrés dans la zone d'étude ont des caractéristiques médiocres, et du fait que la forme contre vouté se rapproche le plus de la forme circulaire qui permet une meilleure répartition des contraintes, de ce fait on prendra la section de tunnel avec une contre voute.



**CHAPITRE IV**  
**CLASSIFICATION DES**  
**MASSIFS ROCHEUX ET**  
**PRE- DIMENSIONNEMENT**

## CHAPITRE IV

### IV.1 Introduction

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains à partir des classifications des massifs rocheux ; ces méthodes sont en effet rapides d'emploi, donc économiques.

Il existe de nombreuses méthodes de classification se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à une autre.

Les méthodes empiriques les plus utilisées sont :

- L'AFTES
- Z. BIENIAWSKI
- 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 (géologie-géotechnique) a établi en 1978 un texte de recommandation pour la description des massifs rocheux.

- ❖ Vous trouverez en annexe C le tableau qui résume les travaux menés d'AFTES.

A partir du tableau IV-1 on peut classer les terrains traversés selon les recommandations de l'AFTES dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 Classification AFTES des terrains encaissants

Terrain	T1	T2
Description	Marnes altérées,	Marne saines compacte
Classification AFTES	R6a	R5a

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

La classification de Z. BIENIAWSKI (1973,1983) permet la classification des terrains en fonction du RMR.

Le RMR donne la classe de la roche (de très bon à très médiocre) et le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement. Ces derniers sont extraits à partir du tableau IV .2 :

Tableau IV.2 Classe 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

D'après Z. BIENIAWSKI les deux terrains traversés sont des roches médiocres à très médiocres, leurs temps de tenue sont tout aussi faible.

Tableau IV.3 Classification de Z. BIENIAWSKI des terrains encaissants

Terrain	T1	T2
Classe de RMR	E Rocher très médiocre	D Rocher médiocre
Temps de tenu moyen	10 minutes pour 0,5m de portée	5 heures pour 1,5m de portée

### IV.3 Creusement

Le choix de la technique de creusement à employer résulte d'un compromis entre les exigences liées à la géométrie de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques du terrain à creuser, les spécificités du site et de son environnement et les contraintes géologiques et hydrogéologiques (présence ou non de la nappe phréatique).

#### IV.3.1 Creusement suivant les recommandations de Z. BIENIAWSKI

Etant donné que les terrains traversés sont des marnes compactes et altérées de faible cohésion et de caractéristiques mécaniques, Le creusement à l'explosif n'est donc pas envisageable.

Pour chaque classe de rocher Z. BIENIAWSKI propose également des recommandations sur la méthode de creusement et le soutènement à mettre en place.

❖ Vous trouverez en annexe C le tableau de recommandations proposées par Z. BIENIAWSKI.

D'après ce tableau les méthodes d'excavations envisageables sont :

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

	Terrain	
	T1	T2
Classe de RMR	<b>Roche très médiocre « E »</b>	<b>Rocher médiocre « D »</b>
Mode d'excavation	-Creusement en section divisée. -Pas d'avancement : 0,5-1,5m pour la galerie de tête. -Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement. -Mise en place de béton projeté dès que possible.	-Creusement en demi-section. -Pas d'avancement : 1,5-3m 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.4 Soutènement

Le pré dimensionnement du soutènement d'un tunnel est le choix des éléments de soutènement et leurs dimensions à partir des méthodes empiriques.

##### IV.4.1 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 les terrains T1 et T2**

La classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements
T1 MHa	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé, boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté + Cintres lourds	0,7m
T2 MHc	0,5-1,0m	Treillis soudé + 30/50 mm de béton projeté en voute et en piédroits	150mm	100mm	Treillis et boulons de 1.5 à 3m d'espacement	Cintre moyen + 50mm de béton projeté	0.7 m –1.5m

Vu que la zone étudiée est une zone à faible caractéristiques géo-mécaniques, un pré-soutènement par voûte parapluie est prévue.

**IV.4.2 Soutènement d’après les recommandations de l’AFTES (A.F.T.E.S, 1974)**

Le groupe de travail N°7 (soutènement et revêtement) de l’AFTES a établi un texte de recommandations portant sur le choix d’un type de soutènement à partir de la description d’un massif rocheux.

Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, si le soutènement considéré est particulièrement recommandé, possible, mal adapté ou impossible.

Les critères de classifications sont les suivants :

- 1- Comportement mécanique du terrain (classification du Tableau IV- 4)
- 2- Discontinuités et procédé de creusement
- 3- Altérabilité-Gonflement
- 4- Hydrologie
- 5- Hauteur de couverture et contrainte naturelle
- 6- Dimensions de la cavité
- 7- Environnement

**Tableau IV.6 Tableau récapitulatif des données des terrain traversés**

Type de terrain	MHa	MHc
Classification AFTES	R6a	R5a
Nombre de familles de discontinuités	-	-
Altérabilité (terrain susceptible de)	Terrain gonflant	Terrain gonflant
Charge hydraulique m	Faible	Faible
Perméabilité	Moyennement à faiblement perméable	Peu perméable
Poids du sol $\gamma_d$ <b><i>KN/m<sup>3</sup></i></b>	19.2	21.7
Poids humide d sol $\gamma_h$ <b><i>KN/m<sup>3</sup></i></b>	21.8	23.4
Couverture	26	52
Contrainte initiale (Calculée) : <b><i>MPa</i></b>	0.5	1.2
Dimension	9.57	9.57
Procédé de creusement (excavation)	<b><i>Mécanique</i></b>	<b><i>Mécanique</i></b>
Environnement sensible au tassement	<b><i>non</i></b>	<b><i>non</i></b>

➤ Soutènement recommande par l'AFTES

Tableau IV-7 Classification AFTES du terrain T1

Terrain T1		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Boucliers ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				A ancrage ponctuel	A ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulisants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Critère	Classe														
Comportement Mécanique	R6a					X	• Enf	Enf	• Enf	• Bcl		•	•		
Altérabilité	Terrains gonflants	X	•	X	Bp	Bp	Bp ou Bl	Bp ou Bl		•					
Hydrologie	R6/ H1/ /K2		X				•	•	•	•			X		
Couverture	$\sigma^\circ$ Modéré														
Dimension de la galerie	2.5m< D<10m						X					X			
Synthèse		X	X			X	X	• Enf Bp/ Bl	• Enf	• Bcl		X	X		

➤ Légende

- Particulièrement recommandé
- Possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable)
- Très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- En principe impossible (nettement défavorable)

Bcl : avec bouclier

Bp : avec béton projeté

Bl : avec blindage en bois ou métallique

Enf : avec enfilage

Tableau IV.8 Classification AFTES du terrain T2

Terrain T2		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Boucliers ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				A ancrage ponctuel	A ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers couissants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Critère	Classe														
Comportement Mécanique	R5a	X	•	X			•	•	•						
Altérabilité	Gonflant	X	•	X	Bp	Bp	Bp ou Bl	Bp ou Bl		•					
Hydrologie	R6/H1/K1	X	X	X			•	•	•	•			X		
Couverture	Modéré	X		X								X			
Dimension de la galerie	D>10m		•	•	•		X								
Synthèse		X	X	X	Bp	Bp	X	• Bp ou Bl	•	•		X	X		

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

Tableau IV.9 Recommandations AFTES pour le soutènement des terrains traversés

Tableau IV.9 Recommandations AFTES pour le soutènement des terrains traversés

Terrain	T1 (MHa)	T2 (MHc)
<b>Soutènement recommandé par l'AFTES</b>	-1 Cintres légers coulissants avec enfilage + béton projeté ou blindage.  -2 Voussoirs : plaques en métal assemblées avec enfilage ou voussoirs en béton avec bouclier avec enfilage.	-1 Boulons à encrage réparti ou barres foncées + béton projeté.  -2 Cintres légers coulissants avec béton projeté ou blindage en bois /métalliques.  -3 Voussoirs : plaques en métal ou en béton avec bouclier

**Remarque**

L'AFTES ne propose pas de valeur de dimensionnement de soutènement directement, en revanche il propose des recommandations et décrit les types de soutènements les plus appropriés.

Par contre BIENIAWSKI propose et donne le dimensionnement du soutènement provisoire approprié.

**IV.4.3 Choix du soutènement**

En analysant les recommandations des deux méthodes précédentes, La méthode de BIENIAWSKI semble la plus adéquate. Pour plus de précautions ; vu qu'on est dans des terrains médiocres, le RMR reste un paramètre très utilisé par les ingénieurs pour tranché sur le type de soutènement, sans oublier que cette méthode propose et donne le dimensionnement du soutènement provisoire approprié (espacement entre les cintres, épaisseur du béton projeté ...).

Nous optons pour les soutènements suivants :

- **T1** : Zone de caractéristiques géomécaniques très médiocres de **RMR < 20**, dont le soutènement est :

- ✓ Des cintres métalliques lourds HEB-140 avec enfilage espacés de 0.7m
- ✓ 30 cm de béton projeté + treillis soudés.

- **T2** : Zone de caractéristiques géomécaniques médiocres de **21 < RMR < 40**, dont le soutènement est :

- ✓ Des cintres lourds HEB-180 espacés de 1 m.
- ✓ Béton projeté 30 cm d'épaisseur + treillis soudés.
- ✓ Boulons d'ancrages espacés de 0.8 m.

- Vu qu'on est dans une zone à faible caractéristiques géomécaniques, on prévoit un pré-soutènement éventuel par voûte parapluie.

**IV.5 CONCLUSION**

A partir des deux méthodes de classification empirique des massifs rocheux, nous avons pu déterminer la méthode de creusement et le soutènement adéquat qui vont être vérifiés dans les prochains chapitres.



## CHAPITRE V

# CALCUL DES CHARGES

## CHAPITRE V

### V.1 INTRODUCTION

La vérification de la stabilité d'un ouvrage souterrain et la détermination des caractéristiques de son soutènement et de son revêtement revêtent une préoccupation pour les professionnels du secteur.

Dans ce chapitre nous allons procéder par conséquent au calcul des différentes charges agissantes sur le soutènement. A cet égard, il existe plusieurs méthodes, qui diffèrent suivant le domaine d'application, les hypothèses de base et les adaptations mathématiques.

#### Les données du projet

- La géométrie de l'ouvrage

Tableau V.1 Caractéristiques géométriques du tunnel.

Largeur du tunnel B (m)	Hauteur du tunnel H <sub>t</sub> (m)
11	9.57

- Les caractéristiques de terrain

Tableau V.2 Caractéristiques des terrains

Les couches	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (KPa)	$\phi$ (°)	L'épaisseur (m)		
				Zone 1	Zone 2	Zone 3
T1 (MHa)	21.8	25	21	10.3	9.9	26.3
T2 (MHc)	23.4	30	27	0	42.1	0
				10.3	52	26.3

### V.2 Calcul des charges

#### V.2.1 Charges actives

Les charges actives sont celles qui agissent directement sur le soutènement. Elles dépendent de la profondeur de l'ouvrage, de ses dimensions et surtout de la qualité du rocher.

Ces charges se répartissent en deux catégories :

- Charges actives verticales
- Charges actives horizontales

##### V.2.1.1 Charges actives verticales

Il existe plusieurs méthodes de calcul des charges verticales, parmi ces méthodes on trouve ce qui suit :

- Théorie de TERZAGHI,
- Théorie de BIERBAÜMER,
- Théorie des poids des terres
- Théorie de PROTODIAKONOV.

**A. Théorie des poids des terres**

Cette méthode est généralement applicable pour les tunnels à faible profondeur ; la relation qui nous donne la contrainte verticale est :

$$P_{V0} = \sum \gamma_i . h_i$$

- Zone 1 ➤  $P_{V0} = \sum \gamma_i . h_i = 10.3 \times 21.8 = 225.2 \text{ KPa}$  ➤  **$P_{V0} = 225.2 \text{ KPa}$**
- Zone 2 ➤  $P_{V0} = \sum \gamma_i . h_i = 9.9 \times 21.8 + 42.1 \times 23.4 = 1201 \text{ KPa}$  ➤  **$P_{V0} = 1201 \text{ KPa}$**
- Zone 3 ➤  $P_{V0} = \sum \gamma_i . h_i = 26.3 \times 21.8 = 575 \text{ KPa}$  ➤  **$P_{V0} = 575 \text{ KPa}$**

**B. Théorie de TERZAGHI**

La méthode de TERZAGHI suppose que le soutènement ou le revêtement définitif devraient supporter le poids d'un volume de terrain sous forme de cloche (figure V-1)

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

$\varphi$  = angle de frottement du terrain

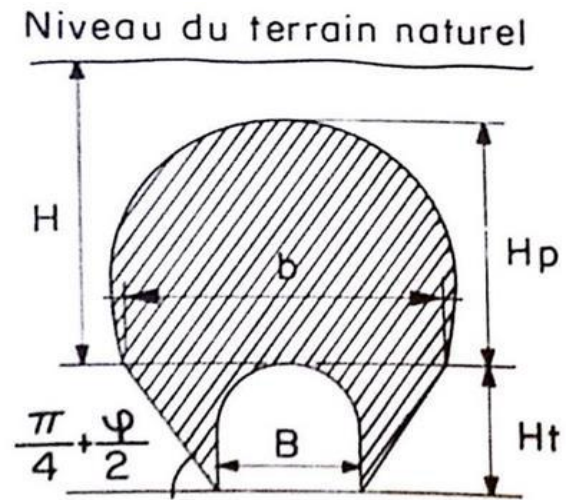


Figure V.1 Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après K. TERZAGHI)

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

$$P_V = \left( \frac{\gamma . b - 2C}{2K \text{tg}(\varphi)} \right) \times \left( 1 - e^{-k . \text{tg}(\varphi) \times \frac{2H}{b}} \right) + Q \times \left( 1 - e^{-k . \text{tg}(\varphi) \times \frac{2H}{b}} \right)$$

Tel que :

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

**K** : Coefficient correcteur.

**b** : largeur du prisme proposé par TERZAGHI  $\triangleright b = B + 2H_t \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Application au projet

**Tableau V.3 Pression verticale descendante en voûte du tunnel**

<b>Zone</b>	<b>Zone 1</b>	<b>Zone 2</b>	<b>Zone 3</b>
<b>b (m)</b>	24.15	22,73	24.15
<b>2.5b (m)</b>	60.39	56.82	60.39
<b>H (m)</b>	10.3	52	26.4
<b>K</b>	1	1	1
<b>P<sub>v</sub> (KPa)</b>	173.31	418.05	352.53

La pression verticale descendante en voûte du tunnel maximal correspond à la zone 2

**P<sub>v</sub>=418.05 kPa**

**V.2.1.2 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier**

**V.2.1.2.1 La pression au niveau du radier d’après TSIMBAREVITCH**

Si un dispositif de soutènement ou de revêtement du radier est mis en place, il subira, indépendamment de sa déformation propre, des charges actives ascendantes dues à la poussée du terrain.

TSIMBAREVITCH s’est consacré à l’étude théorique de la pression du rocher au radier, se basant sur les conditions d’équilibre du radier dans une tranchée étayée (soutenue), il part de l’idée que sous l’effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l’intérieur de l’excavation, ce déplacement étant équilibré par l’effet de la butée des terres situées sous l’évidement.

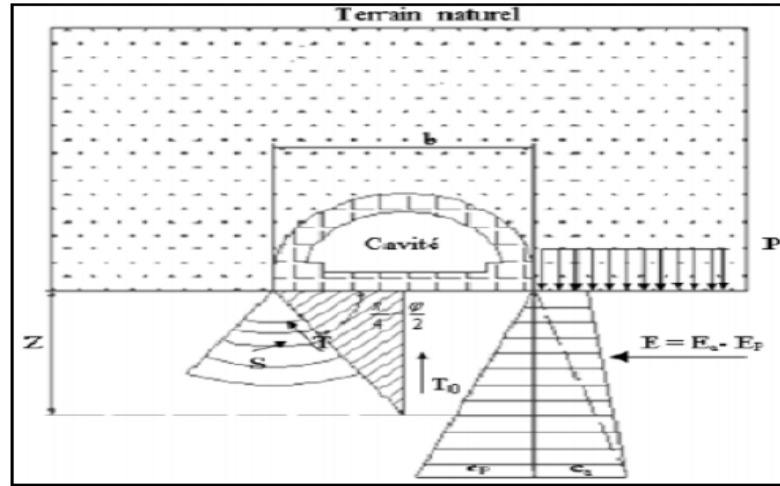


Figure V.2 Charge verticale ascendante au radier selon TSIMBARIÉVITCH

A une profondeur  $z$  sous le radier, la valeur de la poussée des terres sera :

$$E_a = (p + z\gamma) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Avec } p = P_{v0} + q$$

A la même profondeur  $z$  la valeur de la butée des terres sera :

$$E_p = z\gamma \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + 2C \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pour  $E_a = E_p$  la profondeur  $z$  vaut :

$$z = \frac{2C(\sqrt{K_a} + \sqrt{K_p}) - pK_a}{\gamma(K_a - K_p)}$$

Tel que :

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

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) : \text{coefficient de butée du terrain}$$

La résultante des efforts  $E = E_a - E_p$  agissant à la direction de l'excavation est :

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

Cette résultante peut être décomposée en deux composantes  $T$  et  $S$

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

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

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

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

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

$$Y = \frac{Z}{\sqrt{Ka}}$$

La pression exercée sous le radier est donnée par la relation suivante :

$$P'_v = \frac{T_0}{Y}$$

### Vérification de non-soulèvement

La vérification de non-soulèvement où niveau du radier est donné par la relation suivante :

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

Tableau V.4 Charge verticale active ascendante en radier  $P'_v$

Zone	Pv0 (KPa)	P	H(m)	Ka	Kp	Z (m)	E (KPa)	T0 (KPa)	Y(m)	P'v (KPa)	Pvlim
1	225.2	434	10.3	0.47	2.12	2.69	153.74	105.7	3.92	27	343.14
2	1201	1425	52	0.38	2.66	7.62	1974.44	1209.9	12.4	98	480.55
3	575	784	26.4	0.47	2.12	7.27	1015.93	698.2	10.6	66	343.14

### V.2.1.3 Charges actives horizontales

Parmi ces méthodes on cite :

- Théorie de TERZAGHI,
- Théorie des poids des terres,
- Théorie de PROTODIAKONOV,
- L'expérience SOVIETIQUE.

#### A. Théorie de TERZAGHI

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

$$P_h = K_0 \cdot P_v \text{ Tel que:}$$

**Zone 1 et 3**

**Zone 2**

$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin (21) = \mathbf{0.64}$  ;  $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin (27) = \mathbf{0.55}$

Terrain	Zone 1	Zone 2	Zone 3
$P_h$ (KPa)	<b>104</b>	<b>251</b>	<b>212</b>

**B. Théorie des poids des terres**

La contrainte horizontale est donnée par :  $P_h = K_0 \cdot P_{v0}$ , Tel que:

$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin (21) = \mathbf{0.64}$  ;  $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin (27) = \mathbf{0.55}$

Zone 1 ➤  $P_h = K_0 \cdot P_{v0} = 225.2 \times 0.81 = \mathbf{144.1 Kpa}$

Zone 2 ➤  $P_h = K_0 \cdot P_{v0} = 1201 \times 0.74 = \mathbf{660.6 Kpa}$

Zone 3 ➤  $P_h = K_0 \cdot P_{v0} = 575 \times 0.81 = \mathbf{368 Kpa}$

**C. Méthode de COULOMB-RANKINE (Rankine, 1860)**

La pression horizontale est de répartition trapézoïdale (Figure V-4). Tel que :

$P_{h1} = K_a \cdot P_v$

$K_a$  : coefficient de poussée du terrain et  $P_v$  : charge active de TERZAGHI

$P_{h2} = K_a \cdot \gamma \cdot H_t$

$\gamma$  : masse volumique du terrain

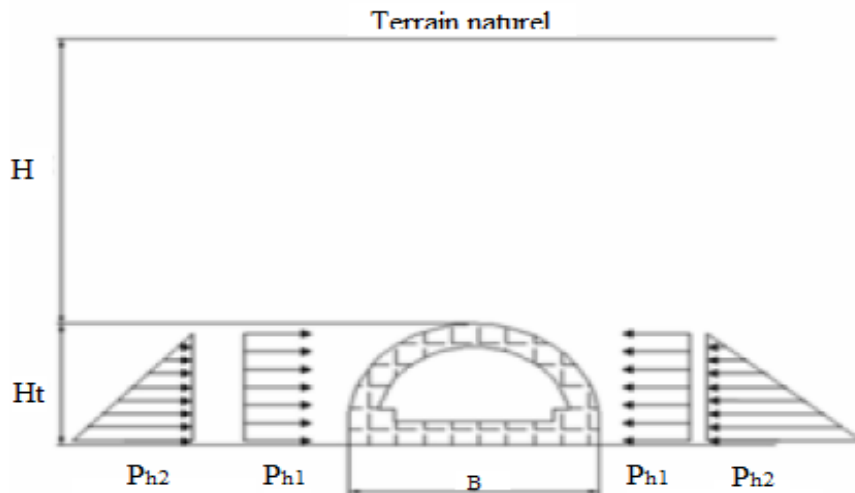


Figure V-3 Charges actives horizontales selon COULOMB-RANKINE

Application au projet :

Tableau V.5 Charges actives horizontales

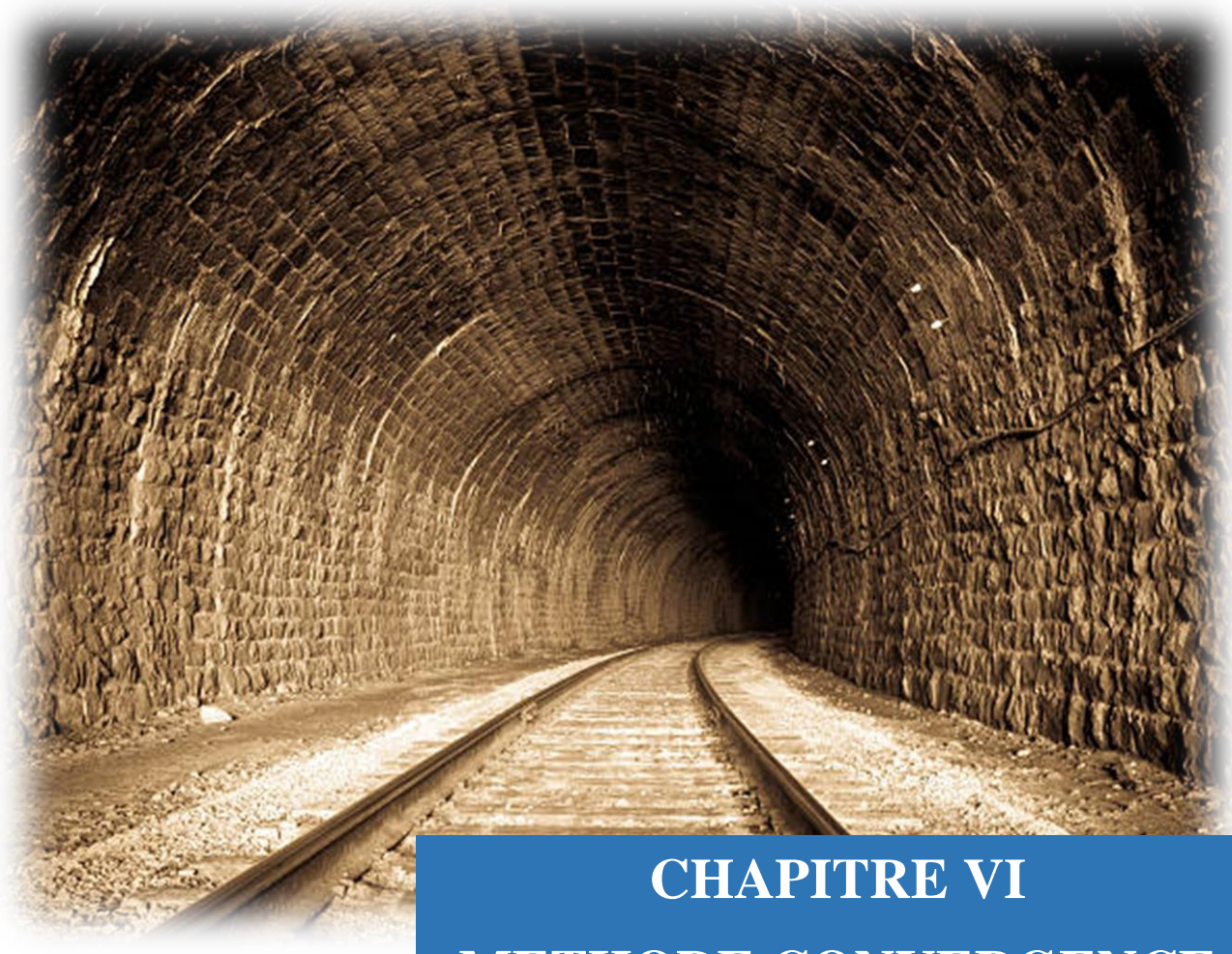
Terrain	Ka	Pv (KPa)	Ph1(KPa)	$\gamma$ (KN/m3)	Ph2(KPa)	P <sub>total</sub> =P <sub>h1</sub> +P <sub>h2</sub> (KPa)
<b>Zone 1</b>	0.47	173.31	81.5	21.8	98	180
<b>Zone 2</b>	0.38	418.05	158.9	23.4	85	244
<b>Zone 3</b>	0.47	352.53	165.7	21.8	98	264

**V.3 Conclusion**

Le choix de la méthode à utiliser dépend de plusieurs paramètres tels que la géologie, la géométrie du tunnel, les caractéristiques mécaniques des sols (C et  $\phi$ ) ..., en tenant compte de toutes ces considérations on a opté pour l'utilisation de la méthode de TERZAGHI principalement, et la méthode de TSIMBARIÉVITCH pour évaluer les pressions agissantes au niveau du radier.

Tableau V.6 Synthèse des charges actives

Zone	Charge verticale (KPa)	Charge horizontale (KPa)	Pression radiale (KPa)
Zone 1	173.31	104	27
Zone 2	418.05	251	98
Zone 3	352.53	212	66



**CHAPITRE VI**  
**METHODE CONVERGENCE**  
**CONFINEMENT**

## CHAPITRE VI

### VI.1 Introduction (PANET, 1995)

La méthode convergence-confinement est une méthode d'analyse bidimensionnelle simplifiée de l'interaction entre le terrain et le soutènement qui se produit à proximité du front de taille et donne un ordre de grandeur des déformations à attendre. Elle permet d'échapper à la complexité d'un modèle à trois dimensions.

**Convergence:** la convergence d'une section d'un tunnel suivant une direction est le déplacement relatif des deux points opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

**Le confinement:** est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ).

La méthode convergence-confinement permet de se ramener à un calcul en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive :

$$(\lambda) = (1 - \lambda) \sigma_0$$

$\sigma_0$ : représente la contrainte initiale s'exerçant sur la surface d'intrados du tunnel,  $\lambda$  est un paramètre qui simule l'excavation en croissant de 0 à 1. On l'appelle le taux de déconfinement

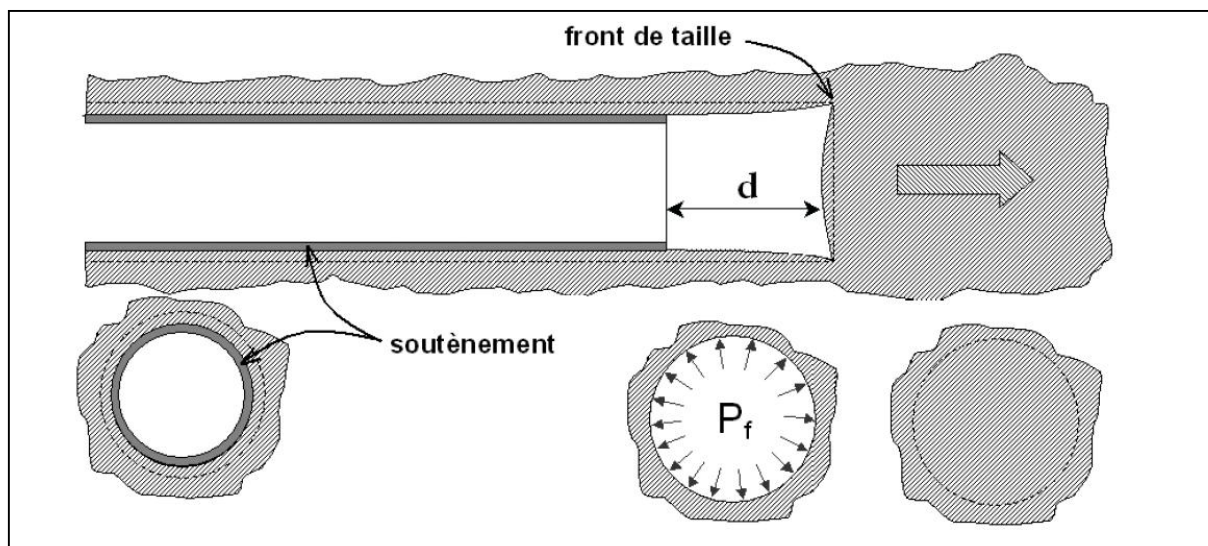


Figure VI.1 convergence- confinement

### VI.2 Principe général de la méthode

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial

isotrope  $P$ . Le déplacement radial  $U$  des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul.

Afin de modéliser une galerie nous devons la supposé remplie d'un liquide à une pression  $P_i$  correspondant à l'état initial isotrope  $P$ .

### VI.2.1 Comportement du massif

En diminuant la pression  $P_i$ , on provoque un déplacement radial  $u$  correspondant à la décompression du massif. Cette pression  $P_i$  est diminuée depuis la valeur  $P$  jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décompressée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression  $P_i$  décroît. La courbe est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

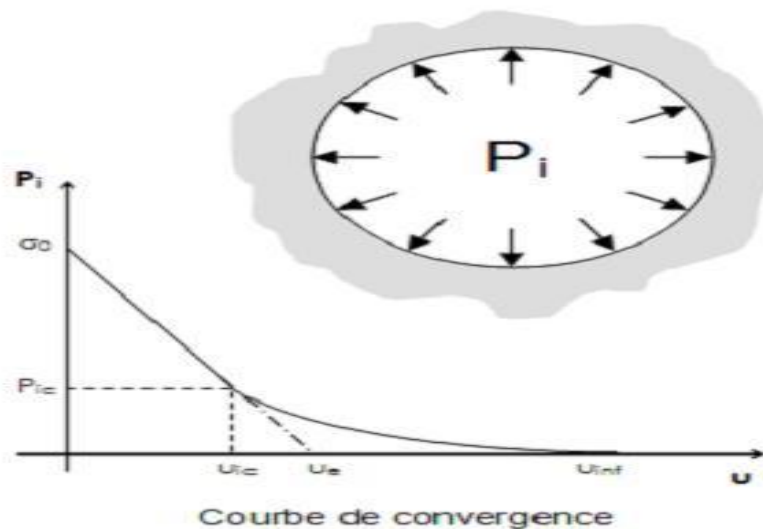


Figure VI.2 Comportement du massif (déchargement).

### VI.2.2 Comportement du soutènement

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure  $P_i$  qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur  $U_0$  pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

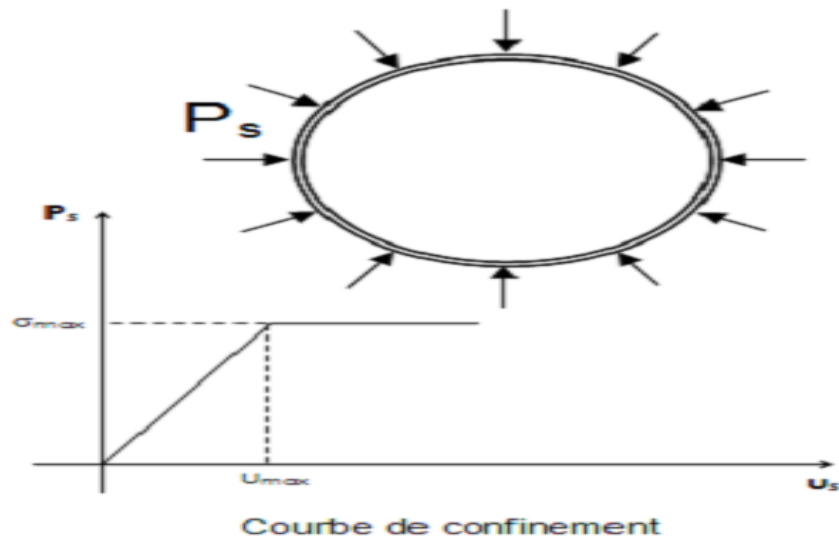


Figure VI.3 Comportement du soutènement (chargement).

### VI.2.3 L'équilibre final

L'équilibre final permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point d'intersection  $i$  définit alors le point d'équilibre.

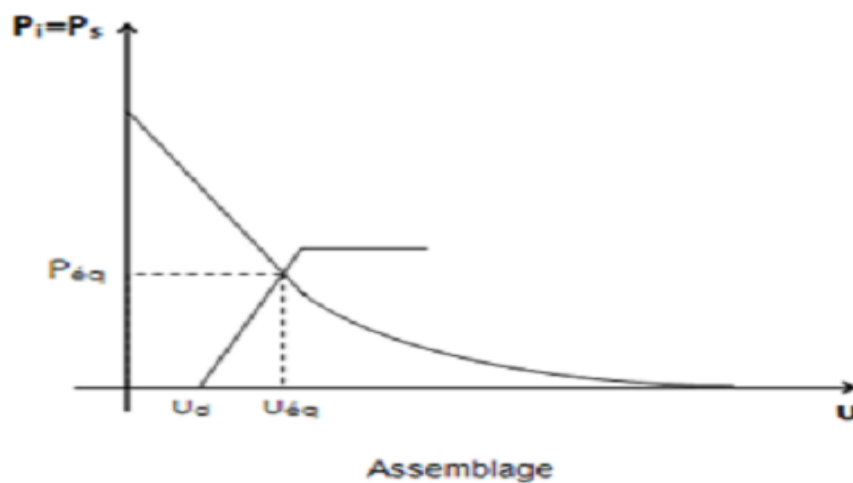


Figure VI.4 Equilibre final (assemblage terrain + soutènement).

## VI.3 Etapes de calcul

### VI.3.1 La courbe de convergence

La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi  $U$  en fonction de la pression fictive  $P_i$ , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique (de paramètre(x)) qui se représente sur un graphe ( $P_i$ ,  $U$ ).

Pour tracer la courbe caractéristique du terrain, on aura besoin des données suivantes :

- Module d'élasticité du terrain  $E$  ; coefficient de poisson  $\nu=0,3$  ; cohésion  $C$  ; angle de frottement interne  $\Phi$  ; les différentes charges verticales de chaque zone  $\sigma_0 = P\nu_0$
- Rayon de l'excavation  $R = 5,5$  m
- Résistance à la compression simple :  $R_c = \frac{2 C \cos \Phi}{1 - \sin \Phi}$
- Le coefficient de butée :  $K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi + \Phi}{4} \right)$

Nous avons deux cas possibles:

- $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$  : Domaine élastique, la courbe caractéristique du terrain est une droite.
- $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$  : Au-delà du domaine élastique, il se développe autour de la cavité une zone en état limite de rupture ou «plastique», qui est circulaire, nous appellerons  $r_p$  son rayon. Cette zone est aussi caractérisée par une pression  $P_a$ , un taux de confinement  $\lambda_a$ , et un déplacement de la paroi correspondant  $U_a$ .

- La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture :  $P_a = \sigma_0 (1 - \sin \Phi) - C \cos \Phi$
- Le taux de confinement à l'apparition de la rupture :  $\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0}$

Le déplacement des parois à l'apparition de la rupture :  $u_a = \lambda_a u_e$  avec

$$u_e = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_0 R$$

Nous distinguons deux cas de figures :

$P_a < P < \sigma_0$  : La courbe caractéristique du terrain est une droite.

$P_a < P$  : Plusieurs formules ont été données pour tracer la courbe caractéristique du terrain après qu'une zone en état limite de rupture se soit formée autour de l'excavation. Dans notre cas nous utiliserons la formule établie par M. PANET (1976) pour un milieu élasto-plastique parfait.

#### Calcul de la déformation

Nous avons :

- $\lambda_a < \lambda < 1$
- $\alpha = 1$  : La déformation se fait à volume constant (Hypothèse courante par défaut).

$$u(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{\alpha + 1} \left[ 2 \left( \frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{\alpha + 1} + \alpha - 1 \right] R$$

Dans notre cas  $\alpha=1$  :

$$u(\lambda) = u_a \left[ \left( \frac{rp(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

Avec :

$$\frac{rp(\lambda)}{R} = \left[ \frac{2}{kp+1} \frac{(kp-1)\sigma_0 + Rc}{(1-\lambda)(kp-1)\sigma_0 + Rc} \right]^{\frac{1}{kp-1}}$$

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

- Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement:  $U_{s0} > 0.265 U_e$

### VI.3.2 Courbe confinement

Soit la courbe caractéristique du soutènement, on aura besoin des données suivantes :

- Type de soutènement : pour les 3 zones traversées nous avons opté pour deux types de soutènement
  - ✓ Type I : Cintres lourds HEB 140 espacés de 0.7m + 30cm de béton projeté C'est le soutènement qu'on adoptera pour la zone 1 et la zone 3.
  - ✓ Type II : Cintres lourds HEB 180 espacés de 1 m + 30 cm de béton projeté C'est le soutènement qu'on adoptera pour la zone 2.

#### Caractéristiques du soutènement

- ✓ Caractéristiques des cintres :

##### HEB-140

Section HEB 140	$A_c = 43 \text{ cm}^2$
Module de Young de l'acier	$E_a = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$
Limite d'élasticité	$\sigma_e = 235 \text{ MPa}$
Espacement entre les cintres	$a = 0.7 \text{ m}$

##### HEB-180

Section HEB 180	$A_c = 65.3 \text{ cm}^2$
-----------------	---------------------------

Module de Young de l'acier  $E_a = 2.1 \times 10^5$  MPa

Limite d'élasticité  $\sigma_e = 235$  MPa

Espacement entre les cintres  $a = 1$  m

Raideur du soutènement « cintre » :  $K_c = \frac{E_a A_c}{a R}$

Pression maximale du soutènement « cintre » :  $P_c^{max} = \frac{\sigma_e A_c}{a R}$

Déplacement maximal du soutènement « cintre » :  $U_c = \frac{P_c^{max} R}{K_c}$

✓ Caractéristiques du béton

Résistance à la compression  $f_{c28} = 25$  MPa

Module d'Élasticité  $E_b = 10820$  MPa

Coefficient du poisson  $\nu = 0.2$

La résistance en compression à l'état Limite Ultime  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.17$  MPa

Raideur du soutènement « béton projeté » :  $K_b = \frac{E_b \times e}{(1-\nu^2) \times R}$

Pression maximale du soutènement « béton projeté » :  $P_b^{max} = \frac{\sigma_b \times e}{R}$

Déplacement maximal du soutènement « béton projeté » :  $U_b = \frac{P_b^{max} \times R}{K_b}$

**Combinaison béton-cintre**

Déplacement maximal du soutènement combiné :  $U_{c+b}^{max} = \frac{(P_c^{max} + P_b^{max}) \times R}{K_c + K_b}$

Pression maximale du soutènement combiné :  $P_{c+b}^{max} = P_c^{max} + P_b^{max}$

## VI.4 Application de la méthode pour notre projet

### A. Courbe convergence

Tableau VI.1 Caractéristiques des parois de tunnel.

Zone	R (m)	E (MPa)	C (MPa)	$\nu$	$\varphi$ (°)	$P_{vo}$ (MPa)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$R_c$ (MPa)	$K_p$	$P_a$ (MPa)	$\lambda_a$	$U_e$ (mm)	$U_a$ (m m)	$U_{s0}$ (mm)
Zone 1	5.5	25	0.025	0.3	21	0.225	21.8	0.073	2.12	0.121	0.46	64	30	17
Zone 2	5.5	102	0.030	0.3	27	1.201	23.4	0,098	2,66	0.629	0.48	84	41	22
Zone 3	5.5	25	0.025	0.3	21	0.575	21.8	0.073	2.12	0.346	0.40	164	66	44

On a  $\sigma_0 > R_c/2$

Nous avons ensuite calculé les valeurs  $P(\lambda)$  afin de pouvoir dessiner la courbe de convergence, les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2 Valeurs de la courbe convergence de la zone 1

$\lambda$	0.00	0.46	0.56	0.66	0.76	0.86	0.96	1
$rp(\lambda)/R$	0.64	1.00	1.12	1.28	1.50	1.81	2.30	2.56
$U(\lambda)$ (mm)	00	30	37	49	66	97	156	194
$P(\lambda)$	0.225	0.121	0.098	0.076	0.053	0.031	0.008	0.00

Tableau VI.3 Valeurs de la courbe convergence de la zone 2

$\lambda$	0.00	0.48	0.58	0.68	0.78	0.88	0.98	1
$rp(\lambda)/R$	0.65	1.00	1.12	1.30	1.56	2.06	3.46	4.39
$U(\lambda)$ (mm)	00	41	51	67	98	169	480	771
$P(\lambda)$	1.201	0.63	0.51	0.39	0.27	0.15	0.03	0.00

Tableau VI.4 Valeurs de la courbe convergence de la zone 3

$\lambda$	0.00	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	0.1
$rp(\lambda)/R$	0.64	1.00	1.14	1.34	1.63	2.09	2.94	5.20
$U(\lambda)$ (mm)	00	66	86	118	174	286	567	1778
$P(\lambda)$	0.575	0.35	0.29	0.23	0.17	0.12	0.06	0.00

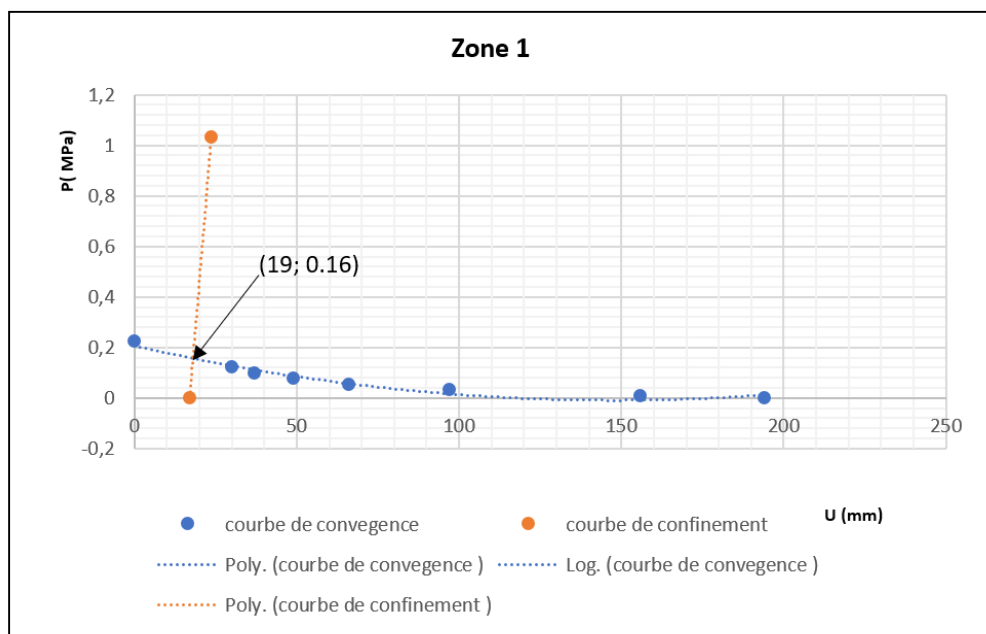
### B. Courbe confinement

Nous avons besoin du déplacement initial et de la pression maximale du soutènement afin de dessiner la courbe de confinement. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5 Caractéristiques du soutènement**

Type de soutènement	Valeur	Raideur (Mpa)	Pression max (MPa)	Déplacement max (mm)
Cintres lourds	HEB 140	235.55	0.26	6.10
	HEB 180	249.14	0.28	6.18
Béton projeté	30	614.8	0.77	6.89
Soutènement (Combinaison)	Type 1	X	1.03	6.67
	Type 2		1.05	6.68

La courbe de confinement est une droite passant par deux points. Le premier point correspond à la convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement  $U_{s0}$  et une pression nulle soit  $(U_{s0}, 0)$ . Quant au deuxième point il correspond au déplacement maximum du soutènement pour la pression maximum de ce dernier soit  $(U_{max}, P_{max})$ .



**Figure VI.5 Courbe convergence-confinement de la zone 1**

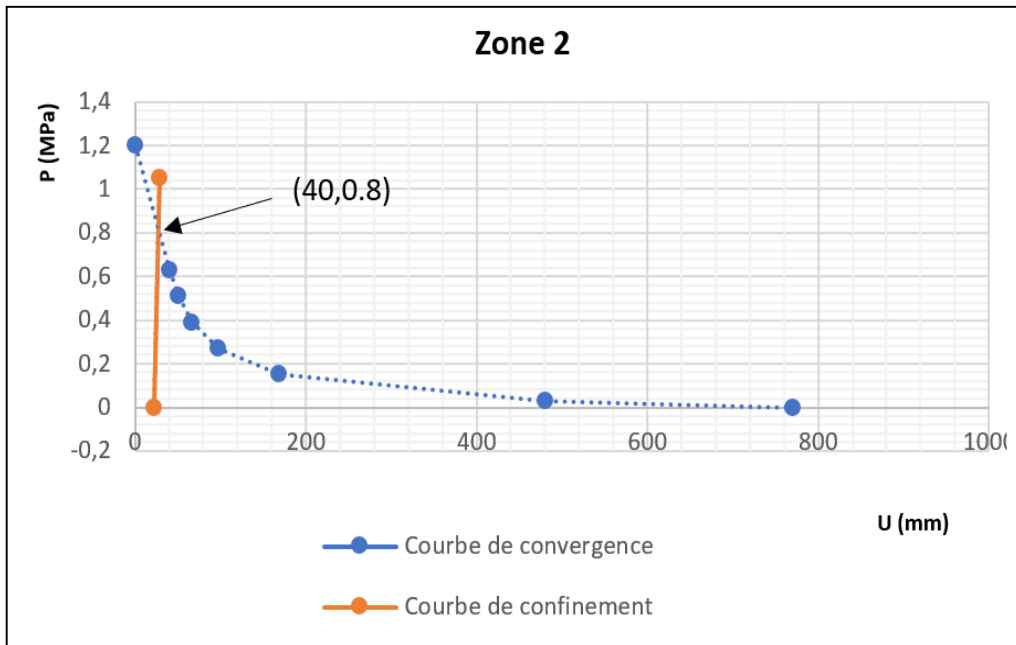


Figure VI.6 Courbe convergence-confinement de la zone 2

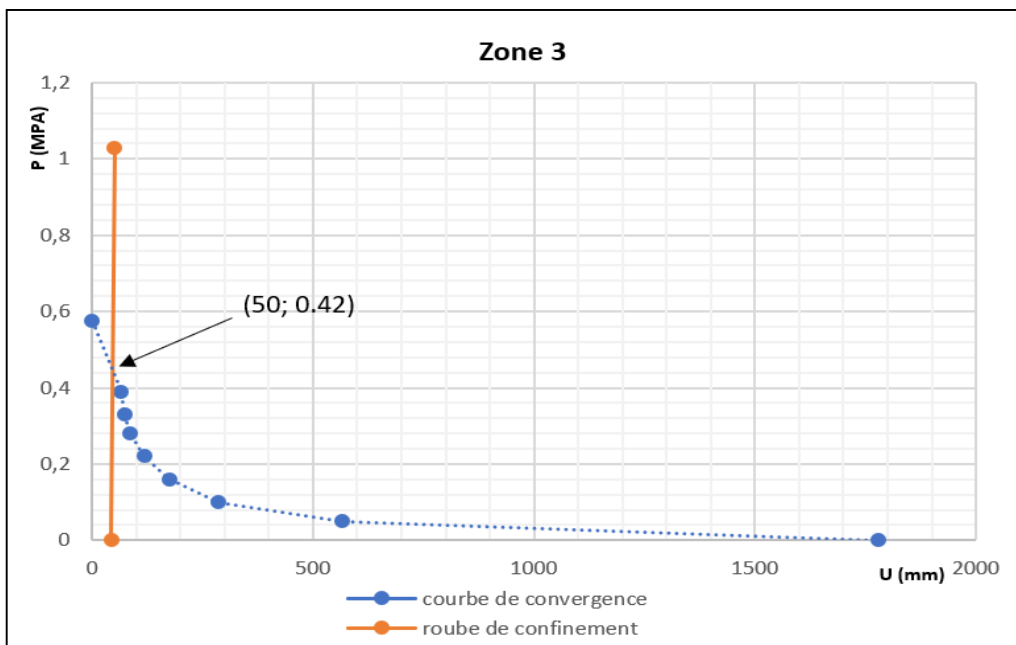


Figure VI.7 Courbe convergence-confinement de la zone 3

Les résultats obtenus pour les trois coupes sont représentés dans le tableau suivant :

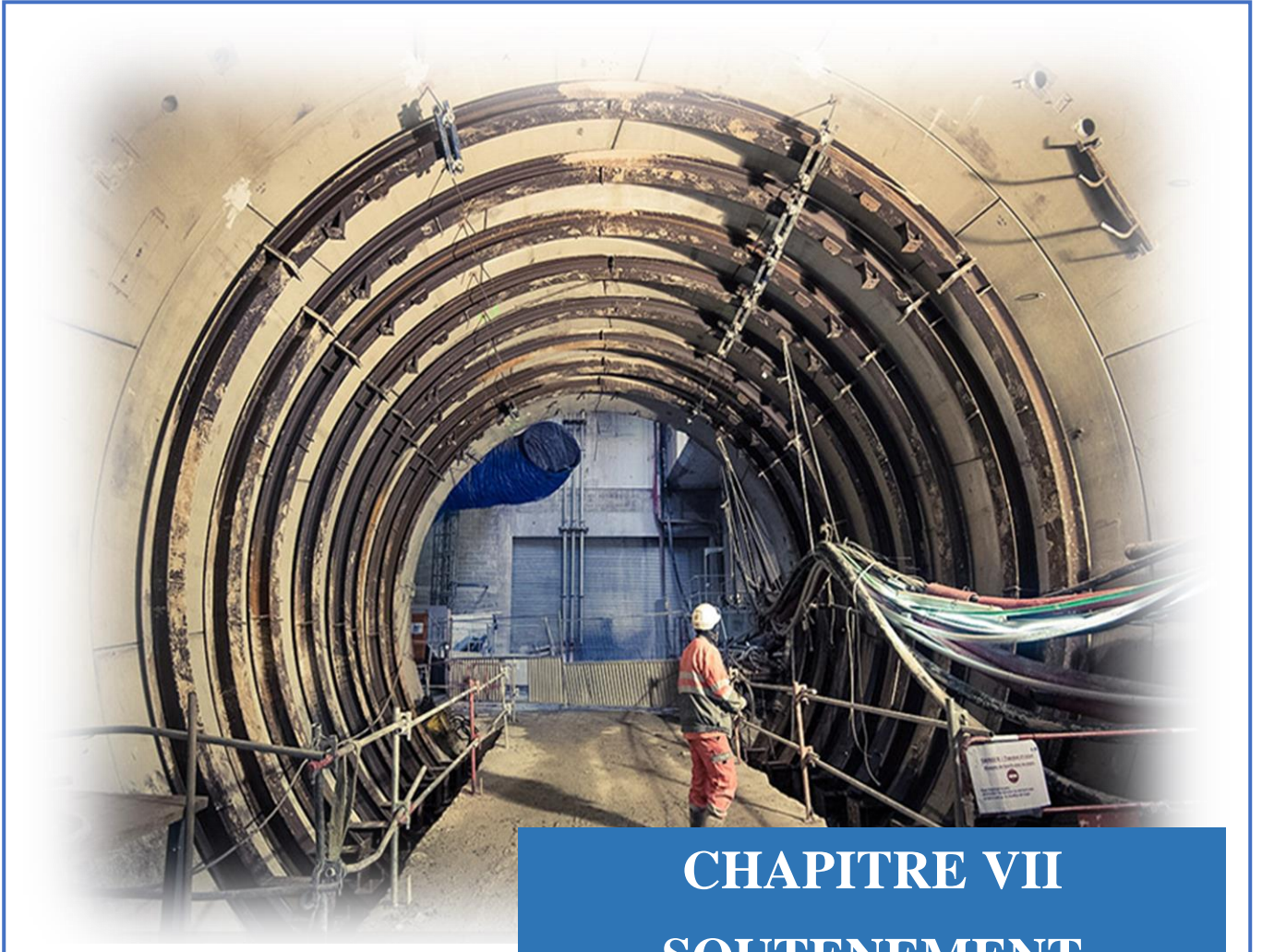
**Tableau VI.6 Résumé des résultats de la méthode convergence confinement.**

	Zone 1	Zone 2	Zone 3
U équilibre (mm)	19	40	50
P équilibre (MPa)	0.16	0.80	0.43

### **VI.5 Conclusion**

L'application de la méthode convergence-confinement à la section du tunnel, a permis de déterminer la pression et le déplacement du soutènement à l'équilibre. Les déformations constatées sont acceptables, par rapport à sa stabilité.

Cet ensemble d'informations va nous permettre de contrôler les mesures de convergence effectuées sur le site et les comparer aux résultats obtenus.



## CHAPITRE VII SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

## **CHAPITRE VI**

### **VII.1 Introduction**

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

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

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

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

Ce chapitre sera traité en deux parties :

- Modélisation du soutènement avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS afin de connaître le comportement du soutènement sous l'effet des charges calculées dans le chapitre précédent.
  
- Modélisation du tunnel avec le logiciel PLAXIS 2D afin d'avoir le comportement du soutènement en interaction avec le terrain, ce qui va nous permettre de vérifier les modes de creusement choisis et connaître la déformée du soutènement une fois mis en place.

### **VII.2 Partie 1 : modélisation avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**

#### **VII.2.1.1 Présentation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**

Le système Robot Structural Analysis est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

#### **VII.2.1.2 Méthode de calcul avec ROBOT**

La modélisation du soutènement provisoire sera effectuée en utilisant la méthode des réactions hyperstatiques.

Cette méthode consiste à étudier le comportement et à déterminer les réponses du soutènement lorsqu'il est soumis à un ensemble de sollicitations ou de charges externes.

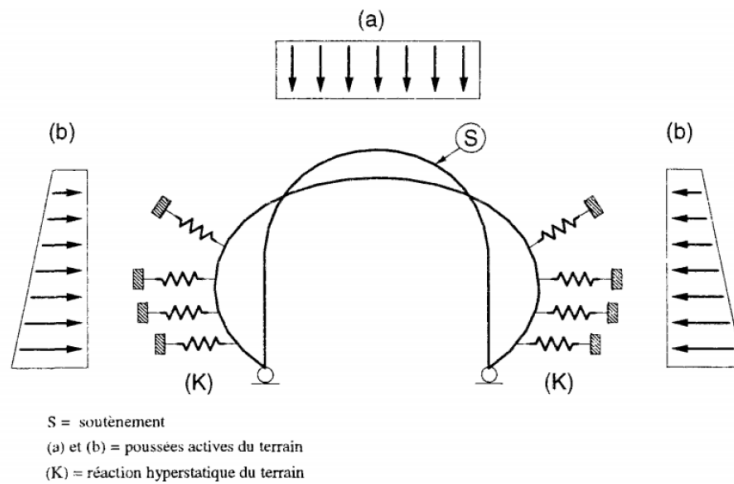


Figure VII.1 Méthode des réactions hyperstatiques

La voûte du tunnel sera représentée par des éléments de type barre qui seront reliées entre eux par des nœuds et chaque nœud est appuyé avec un appui élastique, d'une raideur K. A cela, s'ajoutent des éléments barres, droits, représentant les pieds droits qui seront doublement appuyés.

### VII.2.1.3 Types de soutènement provisoire proposés

**Type N°1** : Cintres métalliques HEB-140 + béton projeté (30 cm d'épaisseur) + treillis soudés.

**Type N°2** : Cintres métalliques HEB-180 + béton projeté (30 cm d'épaisseur) + treillis soudés.

### VII.2.1.4 Calcul de la portance maximale des cintres

La portance des cintres est calculée par la relation suivante :

$$p_{cintre} = \frac{f_u \cdot A}{R \cdot \alpha}$$

Tel que :

R : Rayon équivalent du tunnel

$\alpha$  : Distance entre les cintres

A: Section du profilé.

- **La portance du cintre HEB-180**

R= 5.5 m ; A= 65.3 cm<sup>2</sup>;  $f_u = 360$  MPa;  $\alpha = 1$  m (Recommandé par **BIENIAWSKI**)

$P_{cintre} = 427$  KPa <  $P_v = 495.5$  KPa (Calculé par TERZAGHI; Zone 2) **donc n'est pas vérifié**

Dans ce cas on a deux propositions, soit :

- On diminue l'espacement  $\alpha$ .
- On change le profilé.

On opte pour un HEB-180 avec un espacement de 0.8 m.

Après calcul :  $P_{scintre} = 534 \text{ KPa} > P_v = 495.5 \text{ KPa}$

Le choix du cintre HEB-180 avec un espacement de **0.8 m** est **vérifié** pour la zone 2.

- **La portance du cintre HEB-140**

$R = 5.5 \text{ m}$  ;  $A = 43 \text{ cm}^2$  ;  $f_u = 360 \text{ MPa}$  ;  $\alpha = 0.7 \text{ m}$  (Recommandé par **BIENIAWSKI**)

$P_{scintre} = 402 \text{ KPa} > P_v = 150.8 \text{ KPa}$  (Calculé par TERZAGHI ; Zone 1) **donc vérifié**  
 $> P_v = 350.8 \text{ KPa}$  (Calculé par TERZAGHI ; Zone 3) **donc vérifié**

Le choix du cintre HEB-140 avec un espacement de **0.7 m** est **vérifié** pour la zone 1 et 3.

### VII.2.1.5 Modélisation du soutènement et calcul des efforts

#### A. Modélisation du soutènement

La structure ROBOT pour la modélisation du soutènement est de type COQUE. Ainsi la structure composée de la voûte, du radier et des pénétrations, sera représentés par des éléments de type barre qui seront reliés entre eux par des nœuds et doublement appuyée au niveau des pénétrations.

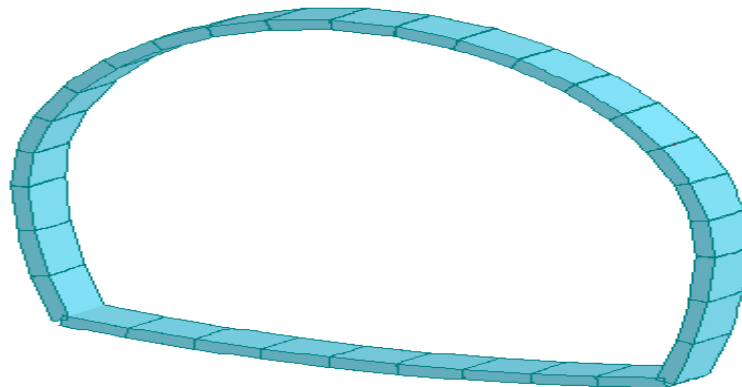
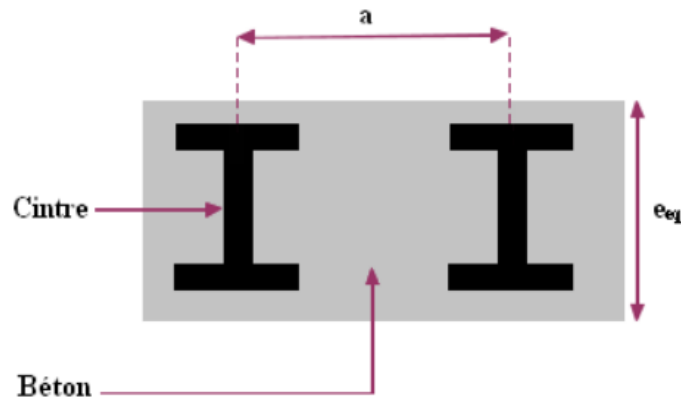


Figure VII.2 Modélisation robot du soutènement en 3D

### Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté)

Par la suite, le matériau de la structure sera défini et modélisé sous forme d'une section équivalente constituée du cintre + béton projeté



**Caractéristiques**

**Ec** : Module de Young du cintre

**Ac** : Aire du cintre

**Ic** : Moment d'inertie du cintre/x

**Eb** : Module de Young du béton

**Ab** : Aire du béton

**Ib** : Moment d'inertie du béton/x

**a** : espace entre axe des cintres

Figure VII.3 Section équivalente cintre + béton

On aura besoin de l'aire de la section équivalente  $A_{eq}$ , de son épaisseur  $e_{eq}$ , de son module d'élasticité équivalent  $E_{eq}$  et du moment d'inertie de la section équivalente  $I_{eq}$  qu'on calcule à partir des formules suivantes:

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

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

Tableau VII. 1 Caractéristiques mécaniques de la section équivalente de soutènement.

	Cintre		Béton projeté	Combinaison		$E_{eq}$ (MN)		$e_{eq}$ (cm)	
	HEB140	HEB 180		Béton + HEB 140	Béton + HEB 180	Béton + HEB 140	Béton + HEB 180	Béton + HEB 140	Béton + HEB 180
EA (KN)	$9.03 \times 10^5$	$1.35 \times 10^6$	$3.246 \times 10^6$	$4.149 \times 10^6$	$4.596 \times 10^6$	14708	15804	28	29
EI (KN.m <sup>2</sup> )	3168.9	8045.1	24345	27514	32390				

## B. Calcul des efforts

Après la modélisation du soutènement, on applique sur ce dernier les charges calculées dans le chapitre V pour mesurer les efforts maximums engendrés et vérifier leur reprise par le soutènement. Avant de charger la structure, on calcule la réaction hyperstatique de chaque terrain (K), tel que :

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

Tel que:

E : module de Young instantané du terrain

$\nu$ : coefficient de poisson ( $\nu = 0,3$ )

e : discrétisation de l'arc ( $e = 1$  m)

R: rayon équivalent de l'excavation ( $R=5,5$ m)

Zone	E (MPa)	K (MPa)
Zone 1	25	3.50
Zone 2	102	14.27
Zone 3	25	3.50

### Zone 1

Soutènement type I et creusement en demi-section

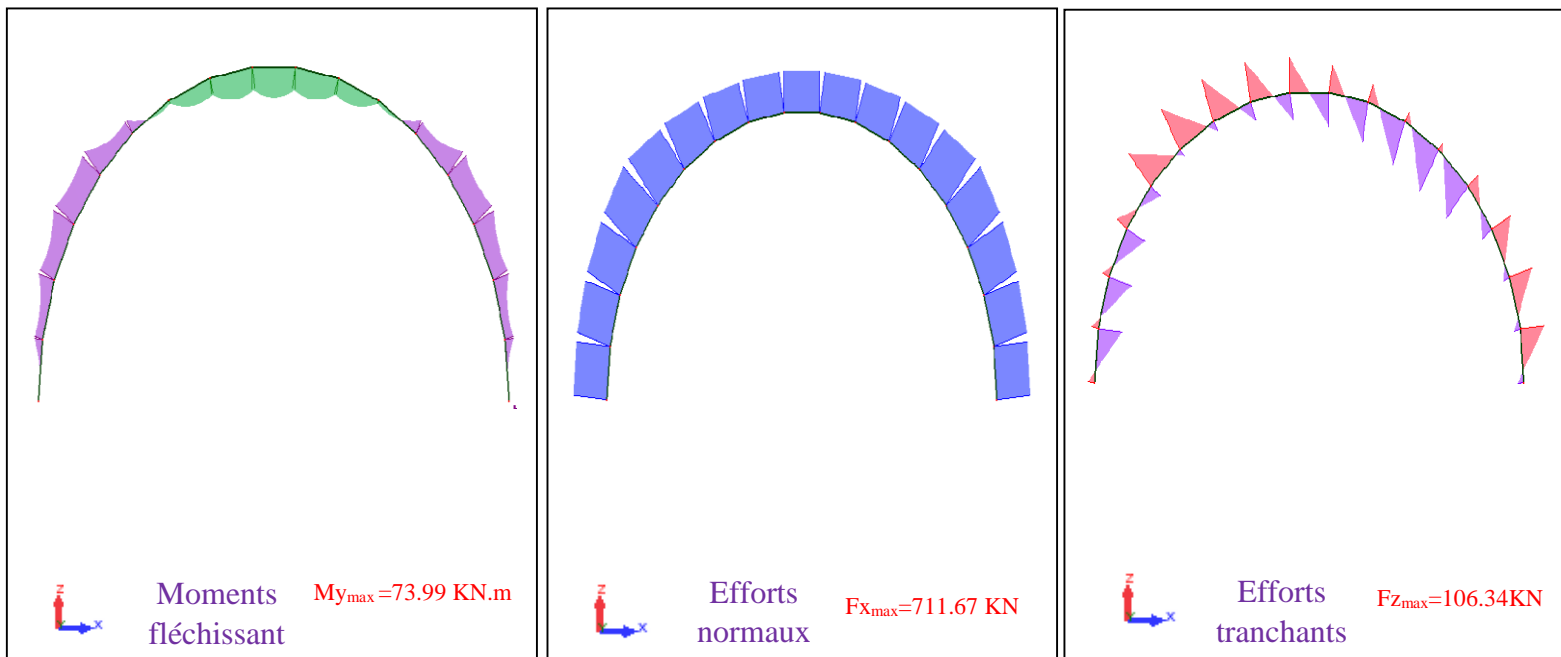


Figure VII.4 Résultats des efforts maximums engendrés sur la demi-section supérieure dans la zone 1

Soutènement type I et creusement en section divisée

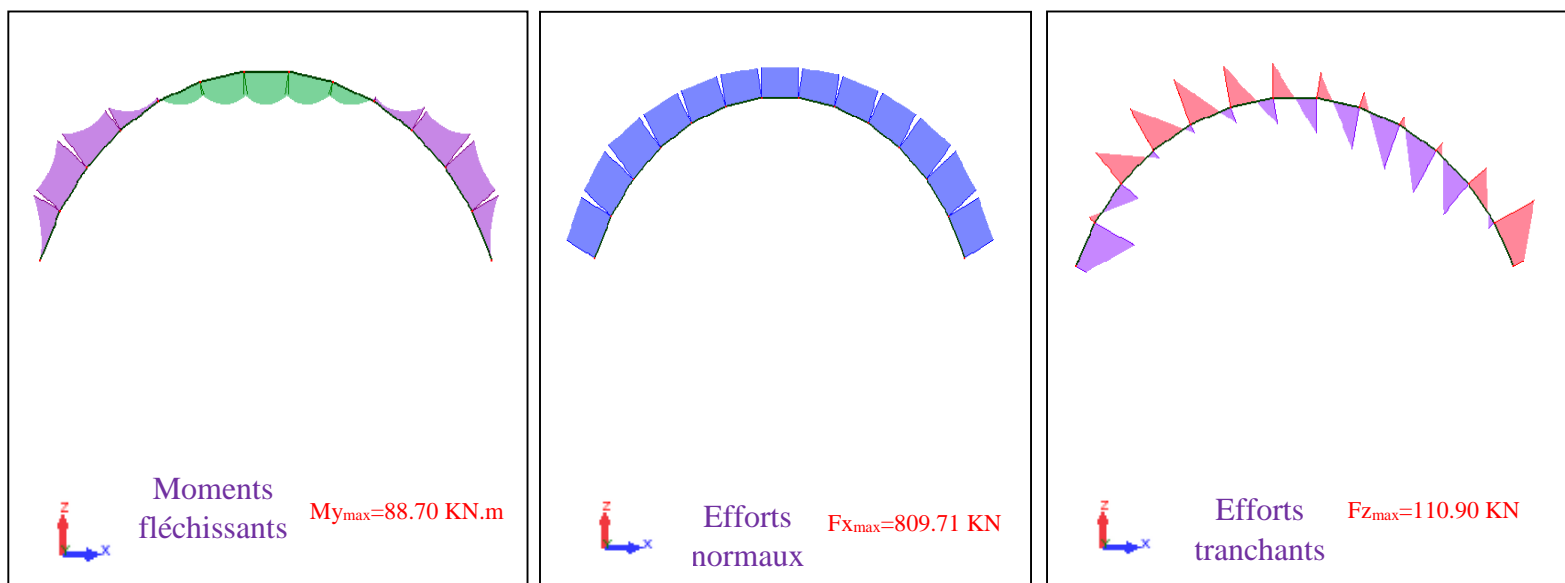


Figure VII.5 Résultats des efforts maximums engendrés sur la section supérieure dans la zone 1

Zone 2

Soutènement type II et creusement en demi-section

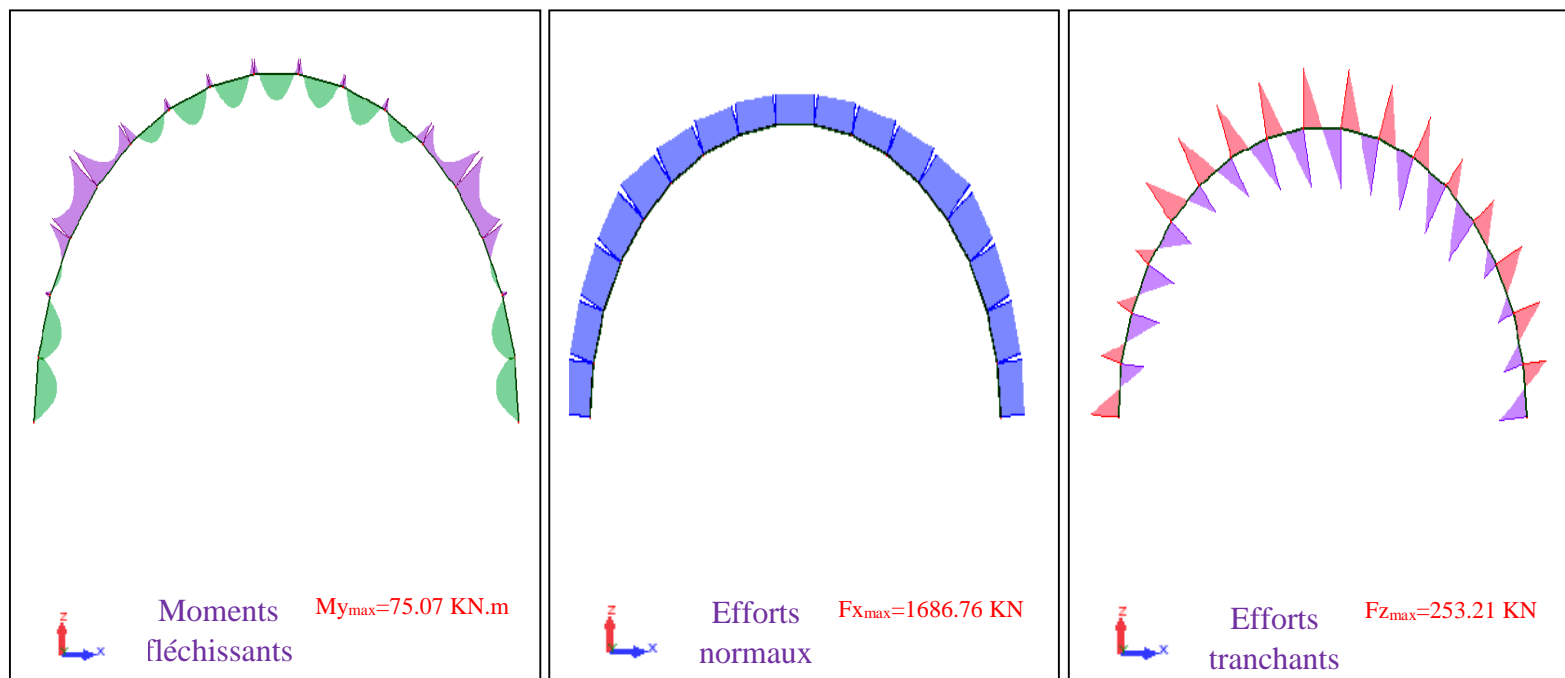


Figure VII.6 Résultats des efforts maximums engendrés sur la demi-section supérieure dans la zone 2

Soutènement type II et creusement en section divisée

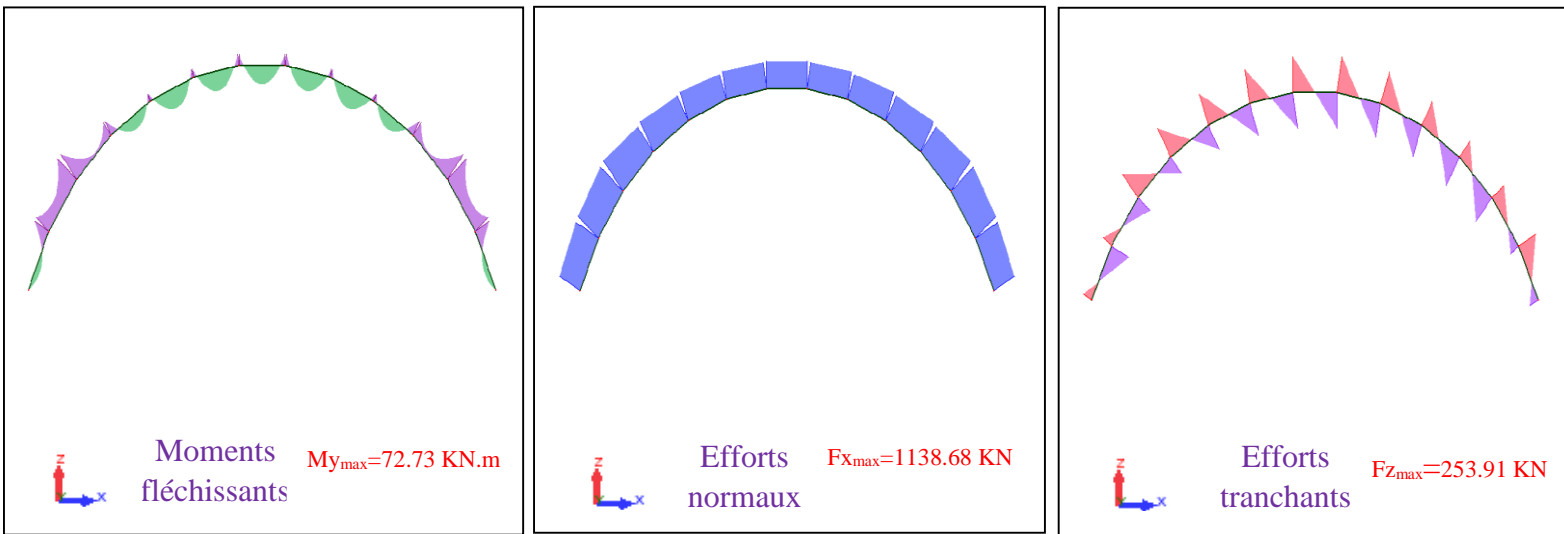


Figure VII.7 Résultats des efforts maximums engendrés sur la section supérieure dans la zone 2

Zone 3

Soutènement type I et creusement en demi-section

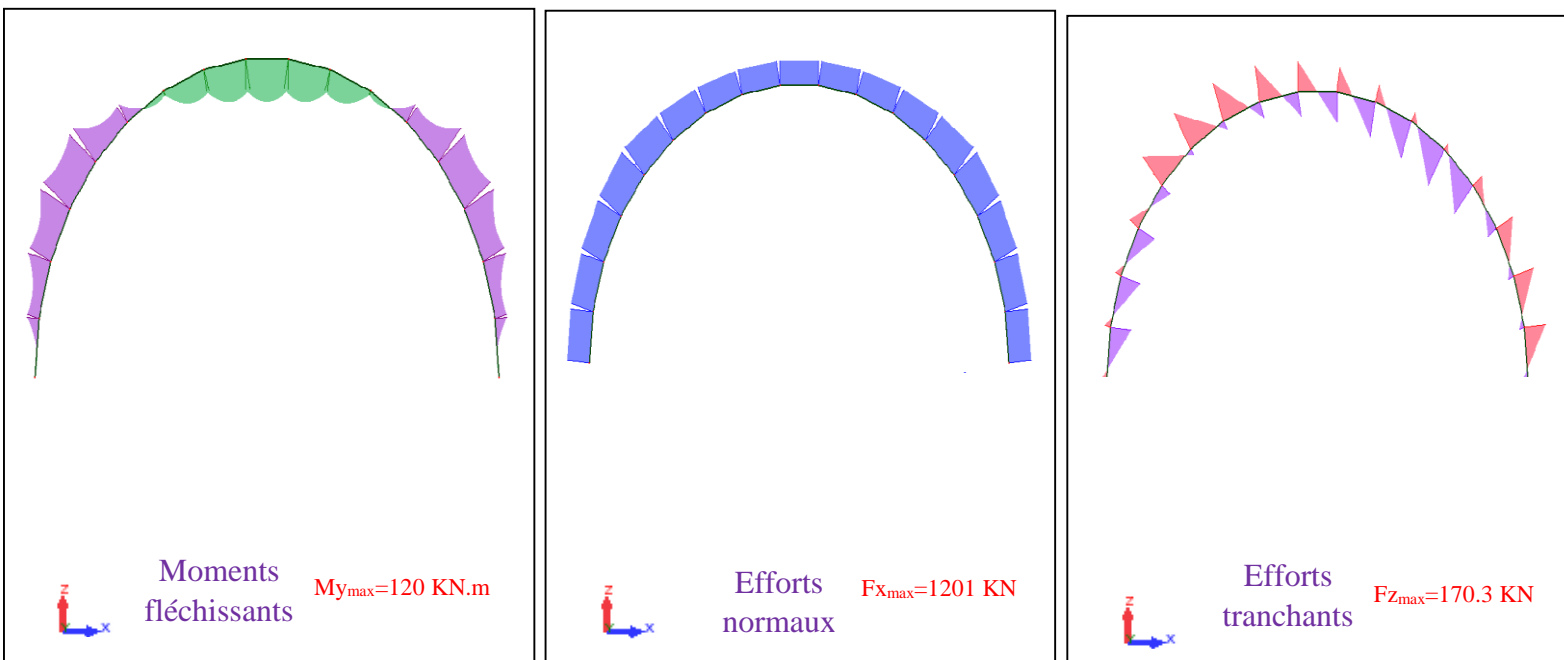


Figure VII.8 Résultats des efforts maximums engendrés sur la demi-section supérieure dans la zone 3

## Soutènement type I et creusement en section divisée

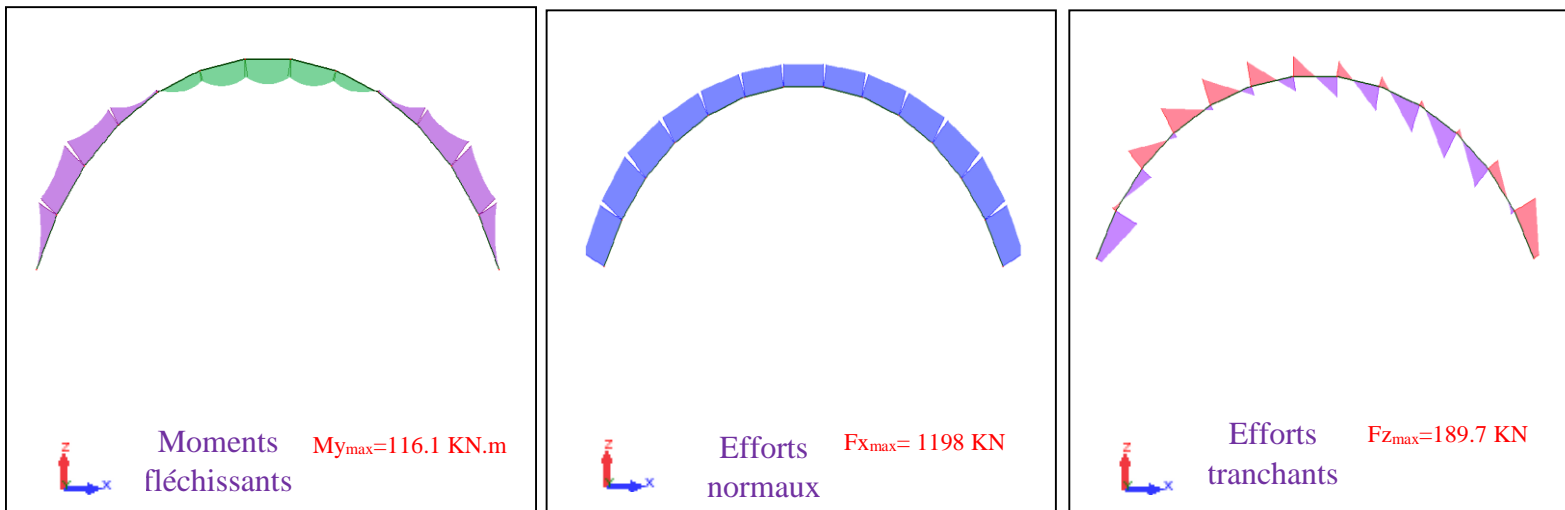


Figure VII.9 Résultats des efforts maximums engendrés sur la demi-section supérieure dans la zone 3

## VII.2.1.6 Calcul des caractéristiques et vérifications du soutènement

## VII.2.1.6.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

## ➤ Caractéristiques des cintres

**Section HEB 140**

Module de Young de l'acier

Limite d'élasticité

Espacement entre les cintres

$$A_c = 43 \text{ cm}^2$$

$$E_a = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e = 235 \text{ Mpa}$$

$$a = 0,7$$

**Section HEB 180**

Module de Young de l'acier

Limite d'élasticité

Espacement entre les cintres

$$A_c = 65,30 \text{ cm}^2$$

$$E_a = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e = 235 \text{ Mpa}$$

$$a = 0,8$$

## ➤ Caractéristiques du béton

Résistance à la compression

Coefficient de poisson

La résistance en compression à l'état Limite Ultime

Module d'Elasticité

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,2$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$E_b = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

### VII.2.1.6.2 Calcul des caractéristiques du soutènement

#### Rigidité des cintres métalliques

- A la compression

$$E_c A'_c = \frac{E_c A_c}{a}$$

Tel que :

- $E_c A_c$  : La rigidité des cintres à la compression avant la mise en place
- $E_c A'_c$  : La rigidité des cintres à la compression après leur mise en place
- $a$  : Entraxe de deux cintres successifs
- $A_s$  : section de profilé en acier

- A la flexion

$$E_c I'_c = \frac{E_c I_c}{a}$$

Tel que :

- $E_c I_c$  : La rigidité des cintres à la flexion avant la mise en place
- $E_c I'_c$  : La rigidité des cintres à la flexion après leur mise en place
- $a$  : Dimension entre deux axes de cintre
- $I_c$  : Moment d'inertie du profilé en acier

#### Rigidité du béton projeté

- A la compression

$$E_z A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \frac{E_b A_e}{a} = E_b e = \Theta_n E_c A'_c$$

Tel que :

- $E_b A_b$  : La rigidité du béton projeté à la compression avant la mise en place
- $E_c A'_c$  : La rigidité du béton projeté à la compression après leur mise en place
- $e$  : Epaisseur du béton projeté
- $E_b$  : Module d'élasticité du béton projeté
- $\Theta_n$  : Coefficient d'équivalence de l'effort normal

- A la flexion

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \frac{E_b e^3 a}{a} = \frac{E_b e^3}{12} = \Theta_m E_c I'_c$$

- $e$  : Epaisseur du béton projeté
- $I_b$  : Moment d'inertie du béton projeté
- $\Theta_m$  : Coefficient d'équivalence du moment fléchissant

**Rigidité du soutènement**

- A la compression  $E_z A'_z = E_c A'_c + E_b A'_b = E_c A'_c (1 + \Theta_n)$
- A la flexion  $E_z I'_z = E_c I'_c + E_b I'_b = E_c I'_c (1 + \Theta_m)$

**La répartition des efforts entre les éléments du soutènement provisoire**

- Les cintres métalliques

$$M_c = \frac{3}{1 + \theta m} M$$

$$N_c = \frac{3}{3 + \theta n} N$$

$$T_c = \frac{3}{3 + \theta n} T$$

- Béton projeté

$$M_c = \frac{\theta m}{3 + \theta m} M$$

$$N_c = \frac{\theta n}{3 + \theta n} N$$

$$T_c = \frac{\theta n}{3 + \theta n} T$$

**Tableau VII.2 Caractéristiques des soutènements**

	<b>Soutènement type I</b>		<b>Soutènement type II</b>	
	Béton projeté	Cintre métallique	Béton projeté	Cintre métallique
Rigidité à la compression (KN/m)	$9.6492 \times 10^6$	$1290 \times 10^3$	$9.6492 \times 10^6$	$1714 \times 10^3$
Rigidité à la flexion (KN.m)	$7.237 \times 10^4$	4527	$7.237 \times 10^4$	10056
$\Theta_n$	7.48		5.63	
$\Theta_m$	16.00		7.20	
Rigidité à la compression (KN.m)	$10.94 \times 10^6$		$11.36 \times 10^6$	
Rigidité à la flexion (KN.m)	$76.900 \times 10^3$		$82.426 \times 10^3$	
Le moment fléchissant (KN.m)	0.84 Mmax	0.16 Mmax	0.71 Mmax	0.29 Mmax
L'effort normal (KN)	0.71 Nmax	0.29 Nmax	0.65 Nmax	0.35 Nmax
L'effort tranchant (KN)	0.71 Tmax	0.29 Tmax	0.65 Tmax	0.35 Tmax

M, N et T étant respectivement le moment fléchissant, l'effort normal et l'effort tranchant du soutènement provisoire calculés par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3 Efforts internes des soutènements engendrés par chaque terrain**

Zone	01		02		03	
Section	Demi	Divisé	Demi	Divisé	Demi	Divisé
<b>M (KN.m)</b>	73.99	88.70	75.07	72.73	120	116.1
<b>N (KN)</b>	711.67	809.71	1686.76	1138.68	1201	1198
<b>T (KN)</b>	106.34	110.90	253.21	253.91	170.3	189.7

### VII.2.1.6.3 Vérification du soutènement provisoire

La vérification du soutènement provisoire se fait à l'état limite de service (ELS), avec des fissurations très préjudiciables

Vérification des contraintes normales

- Dans le béton projeté (BAEL, 1999)

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{Nb}{A'b} \pm \frac{Mb}{W'b} \right) < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$A'_b = \frac{Ab}{a} = \frac{ae}{a} = e$$

$$W_b = \frac{I}{y} = \frac{ae^3}{a12y}$$

$$W'_b = \frac{Wb}{a}$$

Tel que :

e : épaisseur du béton projeté

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite admissible à l'ELS

$W_b$  : Module de résistance du béton projeté

$A_b$  : Section du béton projeté

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

a : Dimension entre deux axes de centre

- Dans le cintre mètallique (BAEL, 1999)

$$\sigma_s = \gamma_f \left( \frac{Ns}{A's} \pm \frac{Ms}{W's} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_e = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_e = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_e = 161,30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_f = \frac{4}{3} = 1.33$$

$$A'_s = \frac{As}{a}$$

$$W'_s = \frac{Ws}{a}$$

$W_s$  : Module de rèsistance du cintre mètallique

$a$  : Dimension entre deux axes de cintre

### **Vérification du cisaillement**

- Dans le baton projeté : (BAEL, 1999)

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

- Dans le cas où la fissuration est très préjudiciable :

$$\tau_{lim} = \min \left\{ \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{lim} = \text{Min} [ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} ] = 2,5 \text{ MPa}$$

- Dans le cintre mètallique (EUROCODE3, 1993)

$$\tau = \frac{T_s \times S}{I_{x-x} \delta} < \tau_{\text{lim}} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}} = 135.67 \text{ MPa}$$

Tel que:

- S: Moment statique de la demi-section.
- $\delta$  : Epaisseur de l'âme du profilé.
- $I_{x-x}$  : Moment d'inertie du profilé

### Application

Tableau VII.4 Récapitulatif des résultats obtenus pour les cintres

	a (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	W (m <sup>3</sup> )	W' (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>3</sup> )	$\delta$ (mm)
<b>HEB 140</b>	0.7	43	0.0061	$1.509 \times 10^{-5}$	$216 \times 10^{-6}$	$3.1 \times 10^{-4}$	$120 \times 10^{-6}$	7.0
<b>HEB180</b>	0.8	65.3	0.0082	$3.831 \times 10^{-5}$	$426 \times 10^{-6}$	$5.3 \times 10^{-4}$	$231 \times 10^{-6}$	8.5

Tableau VII.5 Récapitulatif des résultats obtenus pour les bétons projetés

	e (m)	a (m)	A (m <sup>2</sup> )	A' (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Y (m)	W (m <sup>3</sup> )	W' (m <sup>2</sup> )	d (m)
<b>BP = 30 cm</b>	0.3	0.7	0.21	0.3	$1.58 \times 10^{-3}$	0.15	$1.05 \times 10^{-2}$	0.015	0.27
<b>BP = 30cm</b>	0.3	0.8	0.24	0.3	$1.8 \times 10^{-3}$	0.15	$1.2 \times 10^{-2}$	0.015	0.27

Tableau VII.6 Vérification des contraintes normales et de cisaillement pour les deux types de soutènement

	ZONE	Matériaux	M KN.m	N KN	T KN	Vérification des contraintes normales MPa	Verification au cisaillement MPa
Soutènement type I	1	CM	11.84	206.38	30.84	$\sigma_s=96.04 < \sigma_{\bar{e}}=161.30$	$\tau=35.04 < \tau_{lim}=135.67$
		BP	62.15	505.29	75.50	$\sigma_b=1.99 < \sigma_{bc}=15$	$\tau=0.40 < \tau_{lim}=2.5$
	1'	CM	14.20	234.82	32.16	$\sigma_s=112.34 < \sigma_{\bar{e}}=161.30$	$\tau=36.53 < \tau_{lim}=135.67$
		BP	74.51	574.90	78.74	$\sigma_b=9.29 < \sigma_{bc}=15$	$\tau=0.42 < \tau_{lim}=2.5$
	3	CM	19.2	348.3	49.39	$\sigma_s=158.71 < \sigma_{\bar{e}}=161.30$	$\tau=56.12 < \tau_{lim}=135.67$
		BP	100.8	852.71	120.91	$\sigma_b=12.91 < \sigma_{bc}=15$	$\tau=0.64 < \tau_{lim}=2.5$
	3'	CM	18.6	347.42	55.01	$\sigma_s=155.9 < \sigma_{\bar{e}}=161.30$	$\tau=62.49 < \tau_{lim}=135.67$
		BP	97.5	850.6	134.69	$\sigma_b=12.60 < \sigma_{bc}=15$	$\tau=0.71 < \tau_{lim}=2.5$
Soutènement type II	2	CM	21.77	590.37	88.62	$\sigma_s=150.76 < \sigma_{\bar{e}}=161.30$	$\tau=62.92 < \tau_{lim}=135.67$
		BP	53.30	1096.4	164.59	$\sigma_b=9.73 < \sigma_{bc}=15$	$\tau=0.76 < \tau_{lim}=2.5$
	2'	CM	21.10	398.54	88.87	$\sigma_s=117.86 < \sigma_{\bar{e}}=161.30$	$\tau=63.10 < \tau_{lim}=135.67$
		BP	51.64	740.14	165.04	$\sigma_b=7.98 < \sigma_{bc}=15$	$\tau=0.76 < \tau_{lim}=2.5$

### VII.2.1.7 Conclusion

La vérification de toutes les contraintes a permis de conclure que les deux types de soutènement suffisent à reprendre les efforts engendrés.

Après la vérification du soutènement sous l'effet des charges (sans prendre en considération son interaction avec le sol), nous passons à la vérification du soutènement en interaction avec le sol grâce au logiciel PLAXIS 2D.

## VII.2 Partie II : modélisation avec le logiciel PLAXIS 2D

### VII.2.2.1 Présentation du logiciel PLAXIS 2D

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement, conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Conçu par des géotechniciens numériques, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds) et avec prise en compte des pressions interstitielles.

### VII.2.2.2 Méthode de calcul avec PLAXIS 2D

Le code PLAXIS 2D se base sur la méthode aux éléments finis. Ce code bidimensionnel consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ des contraintes et les états de rupture du sol. Une fois mis en œuvre le modèle sur une section plane, à partir des conditions aux limites et hydrauliques et des valeurs de  $K_0$  imposées, l'état de contraintes initiales du massif est calculé. Ensuite, les codes de calcul permettent de définir les différentes phases qui simulent le processus d'excavation.

Chaque phase du calcul implique un changement dans l'état de contraintes et de déformations du massif. Le code cherche alors à atteindre un équilibre pour ce nouvel état par le biais de plusieurs pas de calculs, appelés « load steps ». Dans chaque pas de calcul, les erreurs d'équilibre sont réduites à travers une série d'itérations. Cette procédure se termine lorsque le nouvel état est atteint où lors qu'il y a rupture dans le sol.

### VII.2.2.3 Modélisation du terrain et du soutènement

#### A. Modélisation du terrain

Nous avons construit trois (3) modèles géologiques correspondant aux trois (3) zones décrites dans les précédents chapitres, Les caractéristiques géométriques et géologiques du massif ainsi que les propriétés du soutènement du tunnel diffèrent d'un modèle à un autre.

Tableau VII.7 Epaisseur des terrains pour PLAXIS 2D

	Zone 1		Zone 2		Zone 3	
	Nature du sol	Hauteur (m)	Nature du sol	Hauteur (m)	Nature du sol	Hauteur (m)
Au-dessus	MHa	20	MHa	9.9	MHa	36
			MHc	52.1		
Au-dessous	MHc	44	MHc	44	MHc	44

Pour chaque terrain, on introduira les caractéristiques suivantes : le poids volumique, le module de Young, le coefficient de poisson, la cohésion et l'angle de frottement.

Les figures suivantes illustrent la modélisation des trois zones distinctes sur PLAXIS.

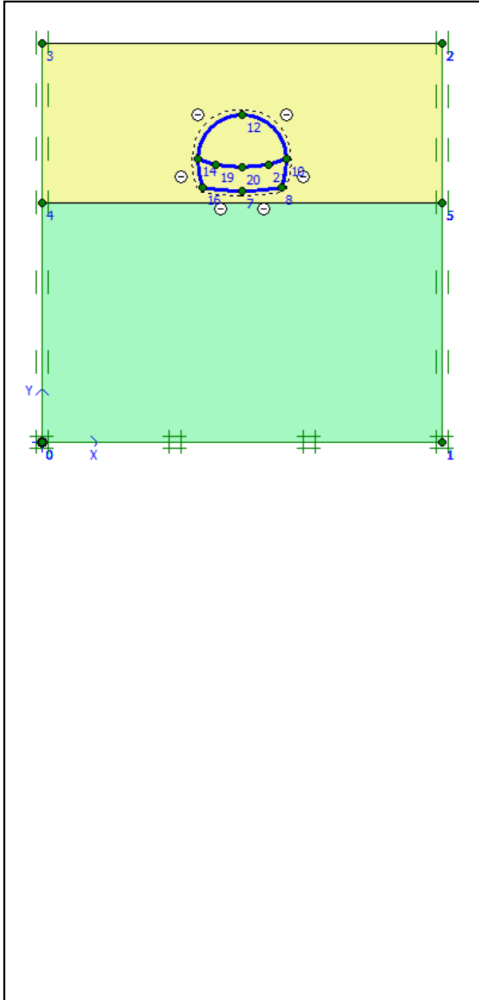


Figure VII.10 Modèle zone 1 avec PLAXIS 2D

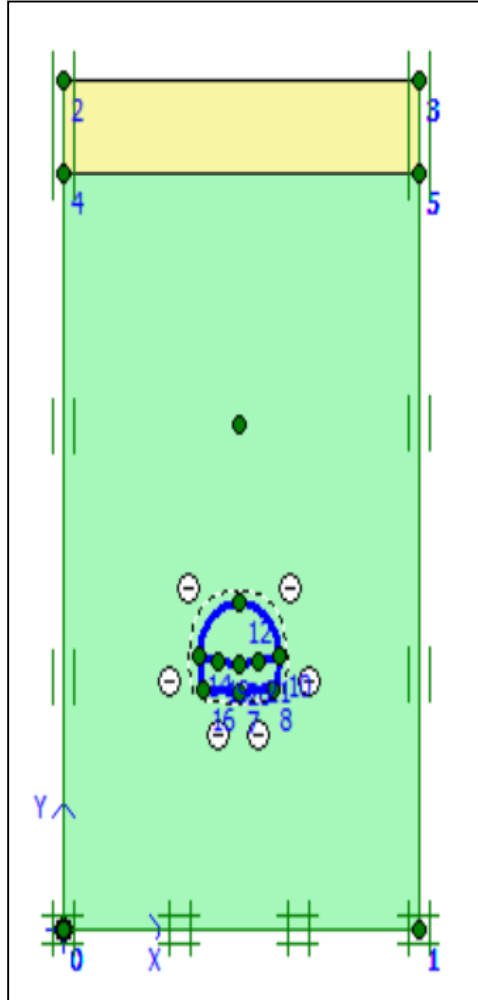


Figure VII.11 Modèle zone 2 avec PLAXIS 2D

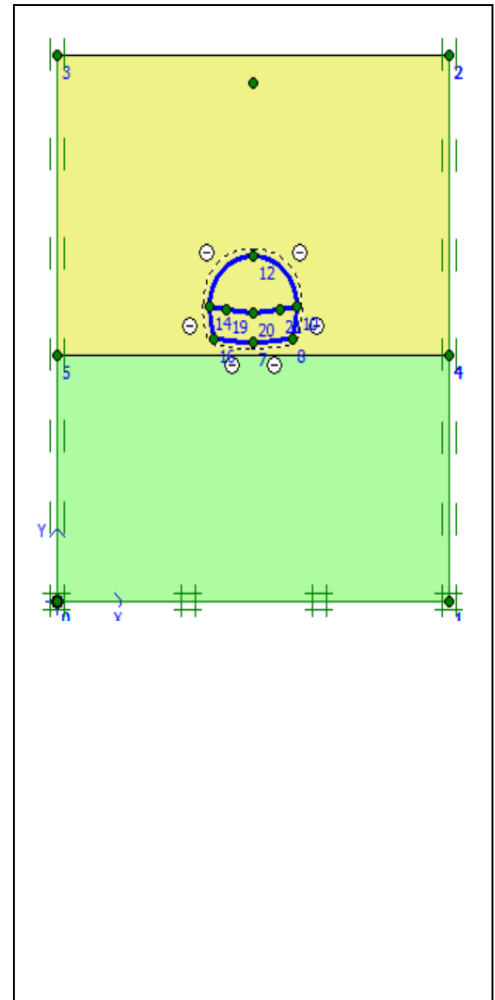


Figure VII.12 Modèle zone 3 avec PLAXIS 2D

### B. Modélisation du soutènement

Nous avons modélisé notre tunnel à l'aide du logiciel Tunnel Designer de Plaxis, en choisissant le type NATM tunnel.

Les dimensions des différentes sections du tunnel sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.8 Géométrie des sections du tunnel

Section	Type	Rayon (m)	Angle (°)
Section 1	Arc	28.55	10
Section 2	Corner		60
Section 3	Arc	10.5	20
Section 4	Arc	5.591	90

On aboutit à la section transversale dans la figure VII.13 à laquelle on affecte les caractéristiques du soutènement déjà calculées

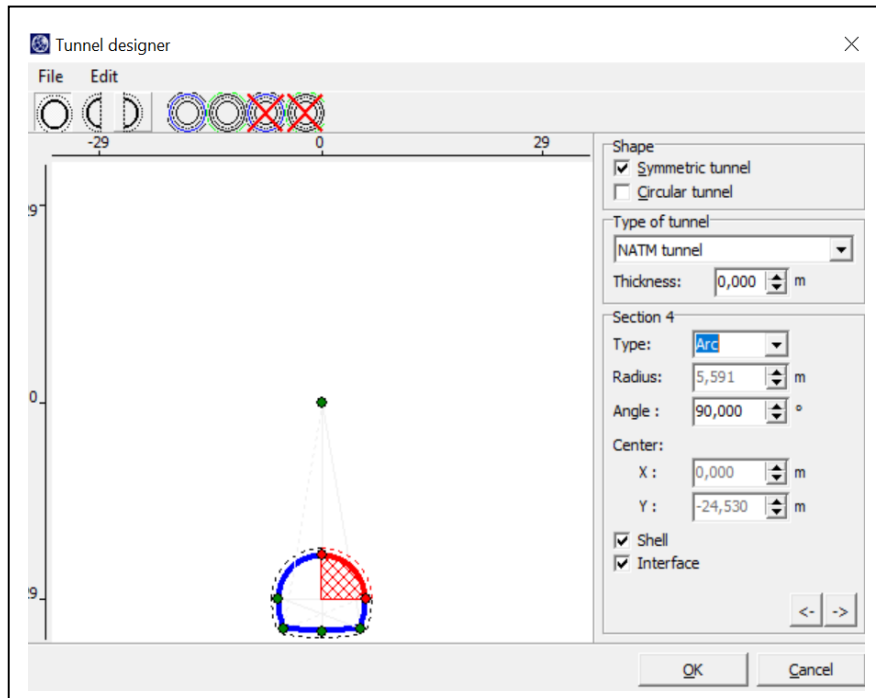


Figure VII.13 Section transversale modélisée avec PLAXIS

Les propriétés du soutènement I et II sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VII.9 Caractéristiques mécaniques du soutènement I et II

Paramètre	Désignation	Soutènement I	Soutènement II
Type de comportement	Type	Elastique	Elastique
Rigidité extensionnelle	EA (KN)	$4.149 \times 10^6$	$4.596 \times 10^6$
Rigidité flexionnelle	EI (KN/m <sup>2</sup> )	27514	32390
Epaisseur équivalente	d (m)	0.28	0.29
Coefficient de poisson	$\nu$	0,2	0,2

### VII.2.2.4 Calculs et résultats

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

L'étape suivante est la génération du maillage qui est généré en 2D (plan (OXY) et se fait par des éléments à 15 nœuds.

Par la suite ,on lance le calcul des conditions initiales qui est constitués de deux modes différents :

- L'un pour générer les pressions géostatiques initiales,
- L'autre pour générer les pressions interstitielles dues à la présence de nappe phréatique ( dans notre cas pas de nappe phréatique détectée).

#### A. Phase de creusement

Creusement en demis section

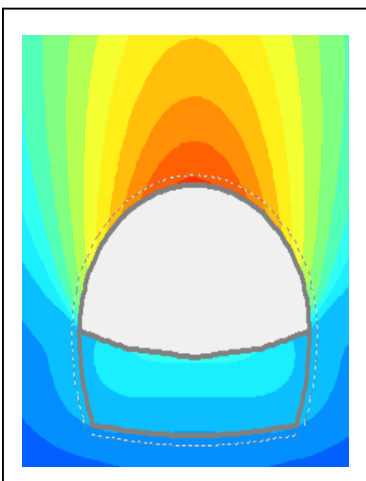


Figure VII.14 Phase 1 :  
Creusement de la demi-section

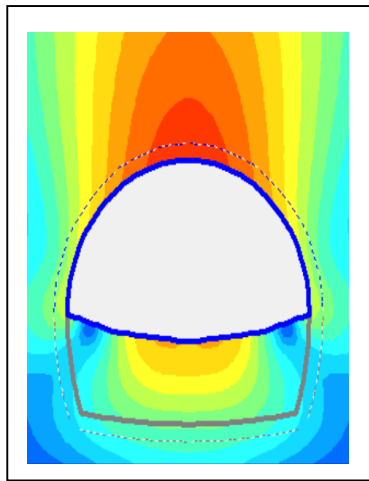


Figure VII.15 Phase 2 :  
Pose du soutènement pour la première section excavée.

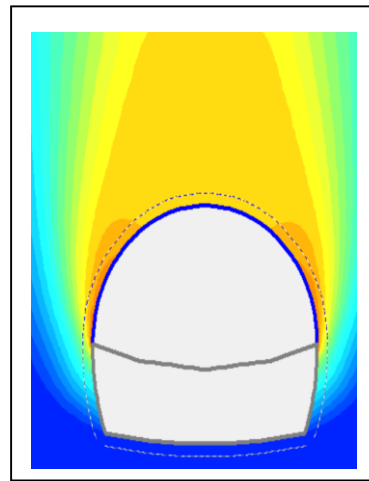


Figure VII.16 Phase 3 :  
Creusement du reste de la section

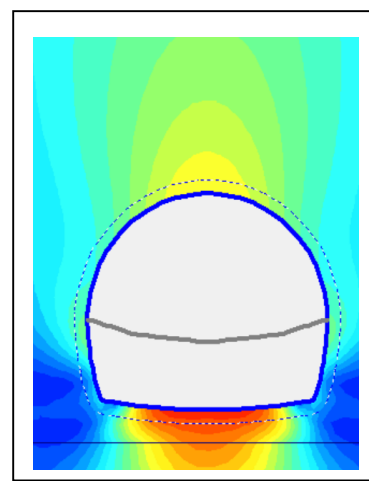


Figure VII.17 Phase 4 :  
Pose du reste du soutènement

#### Résultats

- ❖ Les notes de calculs de PLAXIS sont mises en ANNEXE D

## B. Interprétation des résultats

Les déformations obtenues pour chaque terrain avec la méthode convergence confinement (CC) et avec PLAXIS 2D sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.10 Résultats des déformations

Zone	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Déplacements CC (mm)	19	40	50
Déplacements PLAXIS (mm)	9.83	27.43	23.55

Le déplacement de la méthode convergence-confinement représente le dé confinement du terrain au moment de la pose du soutènement.

Il a été observé que les déplacements calculés avec PLAXIS sont beaucoup moins importants que ceux obtenus avec la méthode-convergence confinement. Les résultats obtenus sont très faibles par rapport aux dimensions de l'ouvrage et sa couverture.

## VI.3 Conclusion

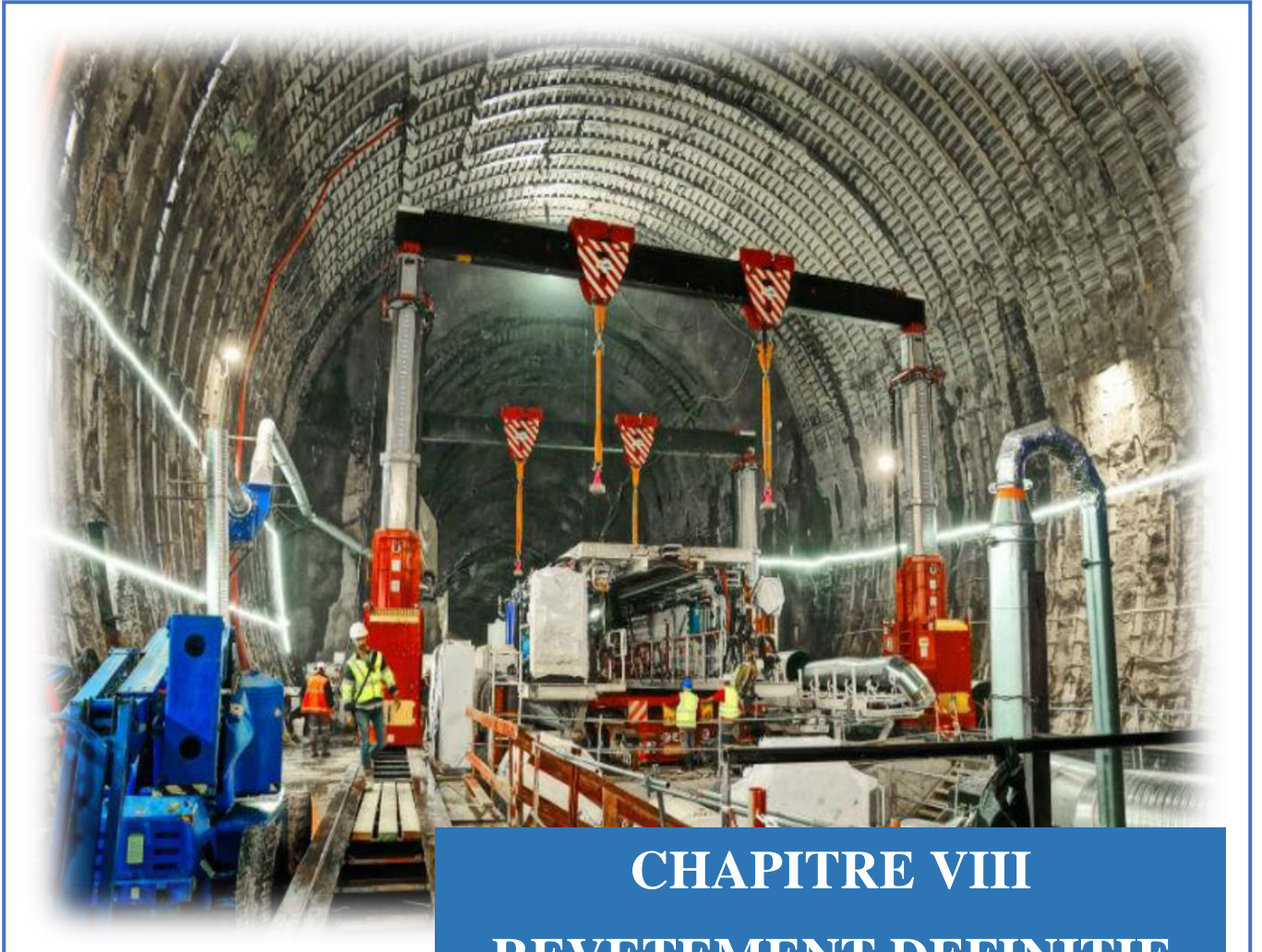
Dans la première partie, il a été constaté que les deux types de soutènement choisis suffisent à reprendre les efforts engendrés par les charges du terrain.

Dans la deuxième partie, des vérifications ont été effectuées sur les déplacements en mettant le soutènement en interaction avec le sol. Les déplacements obtenus avec un creusement en demi-section sont acceptables dans les trois zones étudiées.

Il convient de souligner que si on constate que les déplacements sont plus grands que ceux calculés, lors des travaux de creusement, le soutènement sera renforcé à l'aide de boulons d'ancrages entre les cintres.

Dès lors que la section du tunnel est importante, il est nécessaire de procéder à un creusement en sections divisées pour une mise en œuvre plus facile.

Une voute parapluie est aussi prévue tout au long du tunnel.



## CHAPITRE VIII

### REVETEMENT DEFINITIF

## CHAPITRE VIII

### VIII.1 Introduction

Après la mise en place du soutènement provisoire sur toute la section de tunnel, il a été procédé à la réalisation du revêtement définitif. C'est la structure résistante, placée au contact de l'excavation, qui permet d'assurer la stabilité mécanique à long terme de l'ouvrage et de contribuer à son étanchéité. Cette même structure supporte les efforts dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement provisoire (rouille et vieillissement) ou même en cas de recompression progressive du terrain et donc à une nouvelle augmentation des charges.

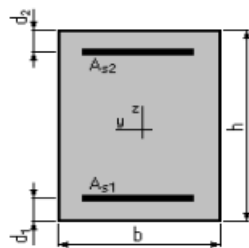
### VIII.2 Modélisation du revêtement définitif

La modélisation a été faite à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

On commence par rentrer le modèle étudié. On utilisera des sections rectangulaires qu'on assimilera à des poutres en béton armé avec une résistance caractéristique du béton  $f_{c28} = 40$  MPa

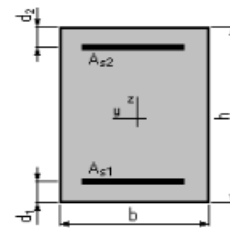
#### VII.1.1 Description du modèle étudié

##### Voute



$$\begin{aligned} b &= 100,0 && (\text{cm}) \\ h &= 50,0 && (\text{cm}) \\ d_1 &= 5,0 && (\text{cm}) \\ d_2 &= 5,0 && (\text{cm}) \end{aligned}$$

##### Radier et piédroits



$$\begin{aligned} b &= 100,0 && (\text{cm}) \\ h &= 60,0 && (\text{cm}) \\ d_1 &= 5,0 && (\text{cm}) \\ d_2 &= 5,0 && (\text{cm}) \end{aligned}$$

On va étudier une section de 1 m de longueur sur une épaisseur de 0.5m au niveau de la voute ainsi que de 0,6 m au niveau du piédroit et du radier, et ce pour les trois zones.

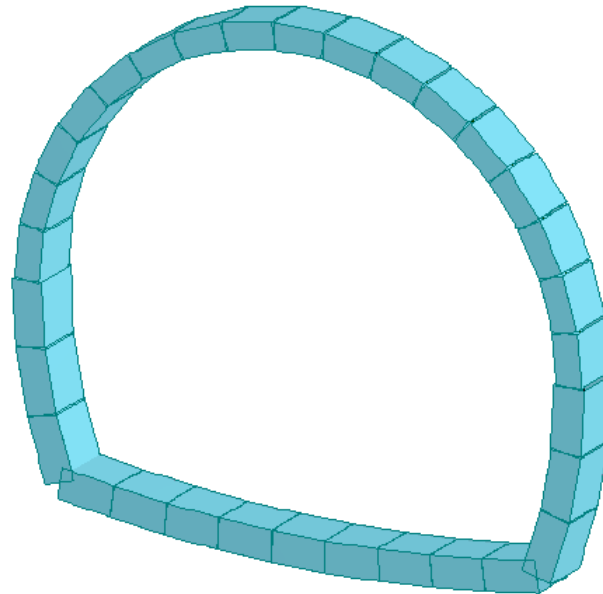


Figure VIII.1 modélisation de revêtement définitif

### VIII.2.1 Chargement et résultats

Les charges appliquées pour le calcul des efforts internes (moment fléchissant, effort normal et effort tranchant) sont les charges actives et le chargement extérieur qui est dû à la charge du matériel roulant. (UIC, 1995)

$$q = 250 \text{ KN}$$

On repartie cette charge sur le radier comme suit :

$$Q = \frac{q}{l} = \frac{250}{9,73} = 25,7 \text{ KN/ml}$$

Avec l : longueur de l'arc du radier

Les efforts internes M, N, T de chaque terrain obtenu par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.1 Efforts internes du soutènement engendré par la zone 1

Zone 01	M+ (KN.m)	N Correspondant (KN)	M- (KN.m)	N Correspondant (KN)	T (KN)
Voute	95.12	287.39	-110.48	594.10	88.22
Piédroits	386.27	1082.39	-58.22	295.60	212.67
Contre voute	386.27	1082.39	-241.52	1044.86	280.97

Tableau VIII.2 Efforts internes du soutènement engendré par la zone 2

Zone 02	M+ (KN.m)	N Correspondant (KN)	M- (KN.m)	N Correspondant (KN)	T (KN)
Voute	191.06	1960.16	-24.19	1838.11	418.73
Piédroits	434.07	2129.34	-101.16	1718.01	336.32
Contre voute	434.07	2129.34	-450.29	3112.11	462.53

Tableau VIII.3 Efforts internes du soutènement engendré par la zone 3

Zone 03	M+ (KN.m)	N Correspondant (KN)	M- (KN.m)	N Correspondant (KN)	T (KN)
Voute	99.35	1453.91	-103.90	1294.19	254.57
Piédroits	464.21	1564.10	-17.94	1223.52	337.72
Contre voute	464.21	1564.10	-367.41	2398.62	433.77

❖ Les résultats de ROBOT sont présentés en ANNEXE E

### VIII.3 Le ferrailage du revêtement

Le ferrailage sera calculé en flexion composée à L'ELS, pour une section divisée en trois parties : calotte, piedroit 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

#### VIII.3.1 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)

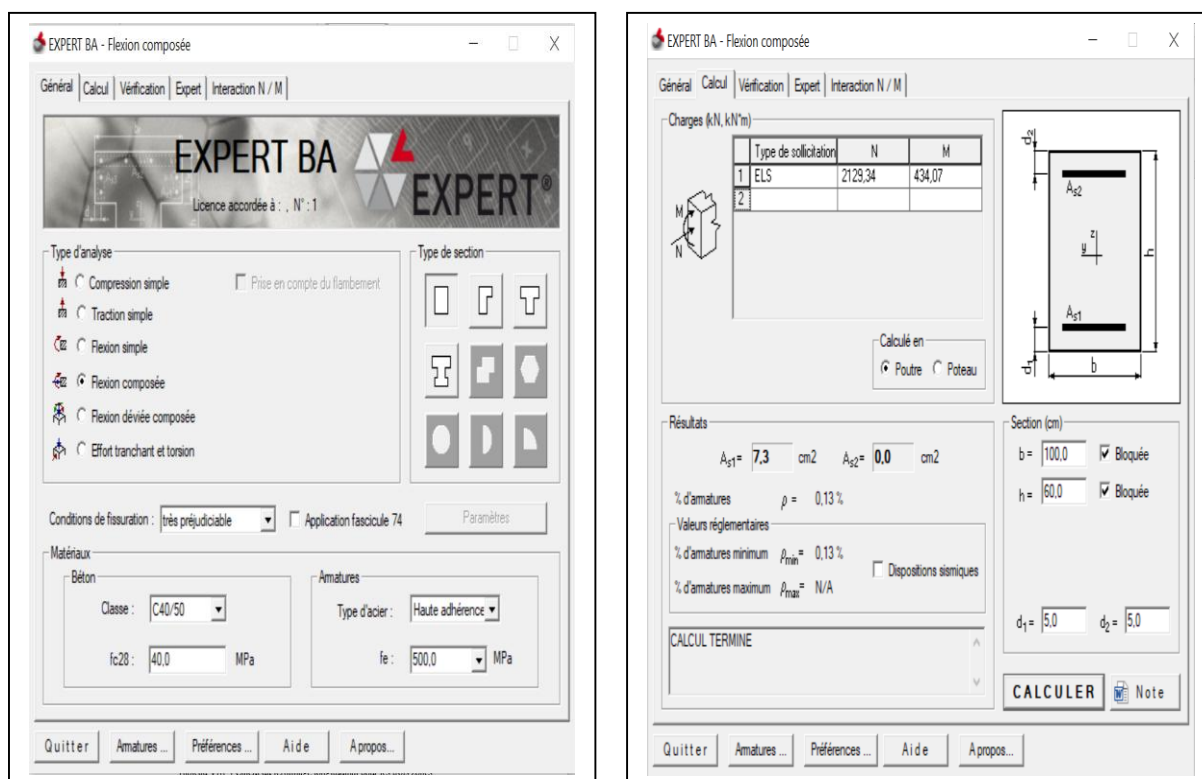


Figure VIII.2 Interface Expert BA 2010

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 Calcul du ferrailage longitudinal pour les trois zones

Zone	Elément	Sections d'acier correspondantes au M+				Sections d'acier correspondantes au M-					
		As <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage intérieur	As <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	As <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage extérieur	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>
Zone 1	Voute	6,2	0	6,2	6HA12	6,79	0	0	6,2	6HA12	6,79
	Piédroits	16,3	0	X	6HA20	18,85	0	0	7,3	4HA16	8,04
	Contre voute	16,3	0	X	6HA20	18,85	0	7,3	X	4HA16	8,04
Zone 2	Voute	0	0	6,2	6HA12	6,79	0	0	6,2	6HA12	6,79
	Piédroits	7,3	0	X	4HA16	8,04	0	0	7,3	4HA16	8,04
	Contre voute	7,3	0	X	4HA16	8,04	0	0	7,3	4HA16	8,04
Zone 3	Voute	0	0	6,2	6HA12	6,79	0	0	6,2	6HA12	6,79
	Piédroits	15,2	0	X	6HA20	18,85	0	0	7,3	4HA16	8,04
	Contre voute	15,2	0	X	6HA20	18,85	0	0	7,3	4HA16	8,04

❖ Les notes de calcul du logiciel expert béton sont présentées en ANNEXE D

**VIII.3.2 Le ferrailage transversal (BAEL, 1999)**

Etant donné qu'il est toujours peu commode de placer des étriers dans une dalle, nous allons donc vérifier que dans un tunnel les armatures qui reprennent l'effort tranchant, ne sont pas nécessaires.

$$\tau_u^{max} < \bar{\tau}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{a d}$$

Dans le cas où la fissuration est très préjudiciable

$$\tau\bar{u} = \text{Min} \left[ \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{ MPa} \right] = \text{Min} [4 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 4 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1.5$  en situation durable ou transitoire.

**Tableau VIII.5 Vérification de la condition  $\tau_u^{max} \leq \tau$  pour les 3 zones**

Zone	Elément	$V_u^{max}$ KN	$\tau_u^{max}$ MPa	<b>Condition vérifiée pour tous les terrains</b>
Zone 1	Voute	119.10	0.26	
	Piédroits	287.10	0.53	
	Contre voute	379.31	0.70	
Zone 2	Voute	673.28	1.49	
	Piédroits	454.03	0.84	
	Contre voute	624.41	1.15	
Zone 3	Voute	343.67	0.76	
	Piédroits	455.92	0.84	
	Contre voute	585.59	1.08	

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 :

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

$$St_1 \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e \times (\cos\alpha + \sin\alpha)}{a \times \gamma_s \times (\tau_u^r - 0.3 f_{tj} K)}$$

$St_1$  n'est pas valable dans le cas étudié, car elle s'applique uniquement au voisinage des appuis.

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

Pour h = 50 cm soit pour la voute :

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

Pour d = 60 cm soit pour le piédroit et le radier :

$$St_2 \leq \min \{48.6\text{cm}; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prendra :

$$St_2 = 35 \text{ cm}$$

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

$$A_t = n \frac{\pi \Phi^2}{4}$$

Tableau VIII.6 Calcul du ferrailage transversal pour les 3 zones

Zone	Elément	$\Phi_t$ (mm)	Nombre de barres	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	St <sub>2</sub> (cm)	St <sub>3</sub> (cm)	St <sub>0</sub>
Zone 1	Voute	10	3HA10	2.36	35	25	25
	Piédroits	12	4HA12	4.52	35	55	35
	Contre voute	12	4HA12	4.52	35	55	35
Zone 2	Voute	10	3HA10	2.36	35	25	25
	Piédroits	12	4HA12	4.52	35	55	35
	Contre voute	12	4HA12	4.52	35	55	35
Zone 3	Voute	10	3HA10	2.36	35	25	25
	Piédroits	12	4HA12	4.52	35	55	35
	Contre voute	12	4HA12	4.52	35	55	35

### VIII.3.2.1 Condition de résistance au cisaillement (BAEL, 1999)

La vérification de la loi suivante dispense de l'utilisation des armatures transversales.

$$\tau_u^{max} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 40}{1.5} = 1.8 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1.5 \text{ en situation durable ou transitoire.}$$

Tableau VIII.7 Vérification de la condition de résistance au cisaillement pour les 3 zones

Zone	Elément	$V_u^{max}$ KN	$\tau_u^{max}$ MPa	<b>Condition vérifiée pour tous les terrains</b>
<b>Zone 1</b>	Voute	119.10	0.26	
	Piédroits	287.10	0.53	
	Contre voute	379.31	0.70	
<b>Zone 2</b>	Voute	673.28	1.49	
	Piédroits	454.03	0.84	
	Contre voute	624.41	1.15	
<b>Zone 3</b>	Voute	343.67	0.76	
	Piédroits	455.92	0.84	
	Contre voute	585.59	1.08	

### VIII.3.4 Ferrailage secondaire

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

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

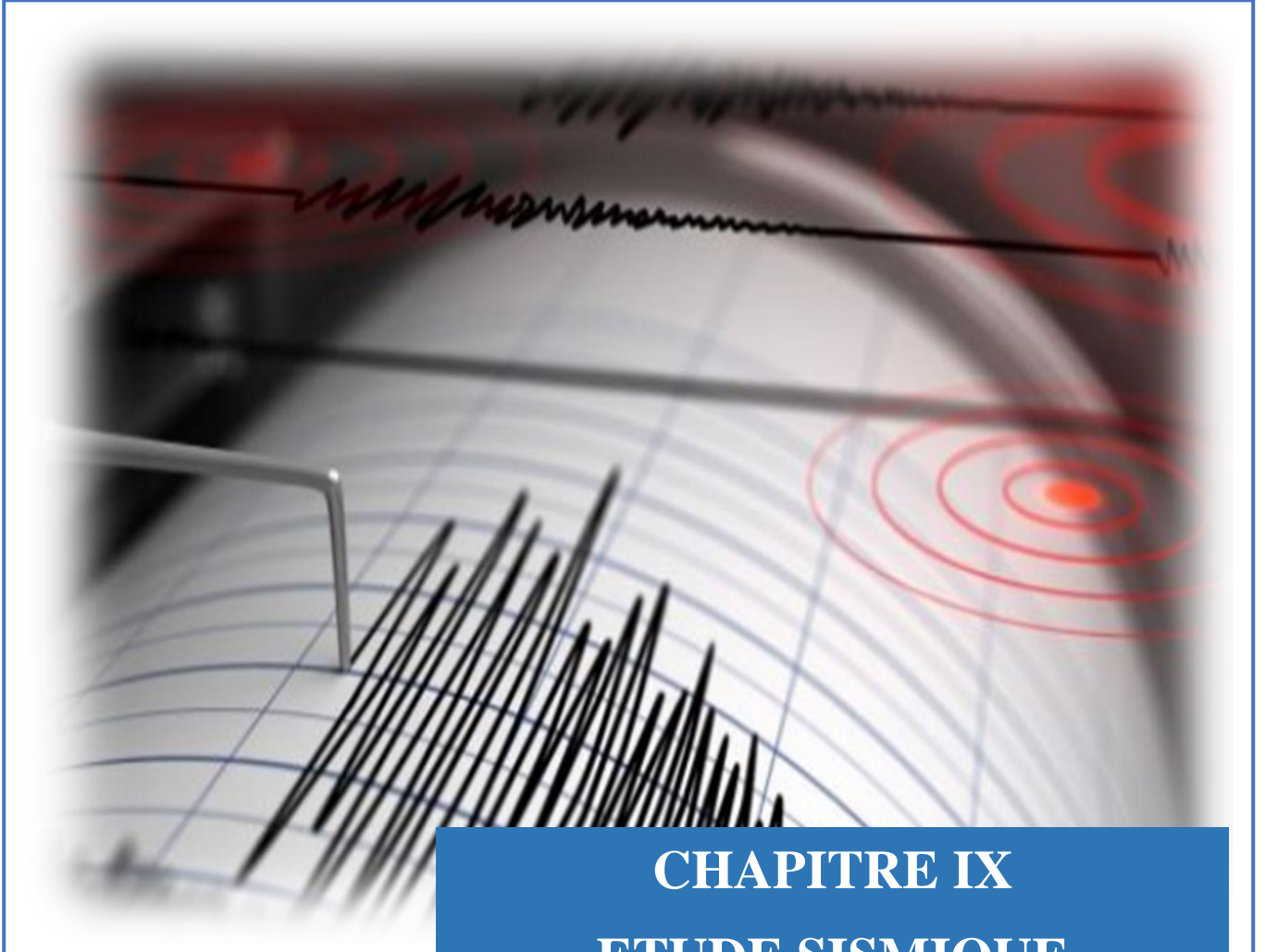
$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

Tableau VIII.8 Ferrailage de répartition des trois zones

			$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone 01</b>	Voute	Lit extérieur	1.70	4HA8	2.01
		Lit intérieur	1.70	4HA8	2.01
	Piédroits	Lit extérieur	2.01	4HA10	3.14
		Lit intérieur	4.71	4HA14	6.16
	Contre voute	Lit extérieur	2.01	4HA10	3.14
		Lit intérieur	4.71	4HA14	6.16
<b>Zone 02</b>	Voute	Lit extérieur	1.70	4HA8	2.01
		Lit intérieur	1.70	4HA8	2.01
	Piédroits	Lit extérieur	2.01	4HA10	3.14
		Lit intérieur	2.01	4HA10	3.14
	Contre voute	Lit extérieur	2.01	4HA10	3.14
		Lit intérieur	2.01	4HA10	3.14
<b>Zone 03</b>	Voute	Lit extérieur	1.70	4HA8	2.01
		Lit intérieur	1.70	4HA8	2.01
	Piédroits	Lit extérieur	2.01	4HA10	3.14
		Lit intérieur	4.71	4HA14	6.16
	Contre voute	Lit extérieur	2.01	4HA10	3.14
		Lit intérieur	4.71	4HA14	6.16

### VIII.4 Conclusion

Dans cette partie on a obtenu le ferrailage du revêtement définitif selon le cas des charges statiques, une vérification vis-à-vis des charges dynamiques dues à une excitation d'origine sismique est nécessaire pour assurer la résistance de la structure.



**CHAPITRE IX**  
**ETUDE SISMIQUE**

## CHAPITRE IX

### IX.1 Introduction

Généralement, les ouvrages souterrains sont très peu affectés par les séismes. Contrairement aux structures construites sur la surface du sol, une structure souterraine aura beaucoup moins, voir pas de désordre, lors d'un séisme. Cependant, une étude sismique reste indispensable, surtout si l'ouvrage se trouve dans une zone sismique.

Dans le cadre de ce travail, il sera évoqué les différentes sollicitations sismiques appliquées au tunnel en utilisant le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008).

### IX.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

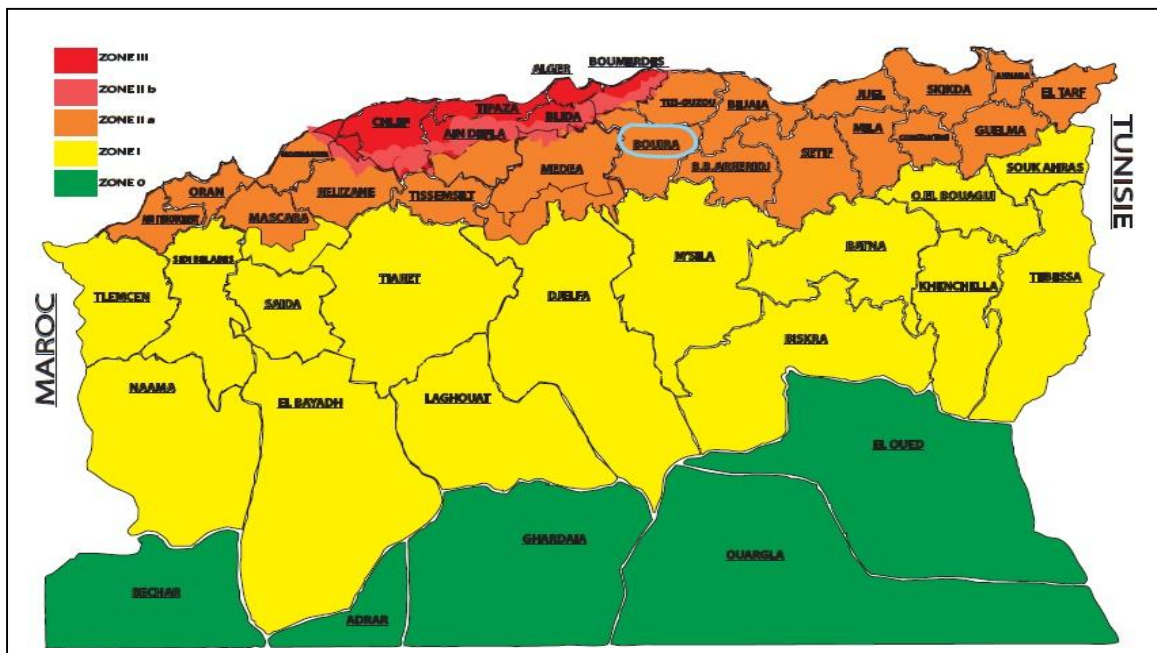


Figure IX.1 Carte de zonage sismique de l'Algérie

Le tunnel de d'Aomar est situé dans la Wilaya de Bouira, il est donc classé dans la **zone II.a**.

### IX.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 d'Aomar est un tunnel ferroviaire, il est donc classé dans le **groupe 1**.

**IX.4 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  $V_s \geq 200 \text{ m/s}$  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  $V_s < 200 \text{ m/s}$  dans les 20 premiers mètres.

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

Tableau IX.1 Tableau des vitesses de cisaillement pour chaque terrain en fonction de la catégorie du site.

Zone	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Catégorie	S2	S2	S2
Vs (m/s)	400	500	400

**Coefficient d'accélération de zone**

Tableau IX.2 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 Bouira est classée en zone **IIa**.

Le tunnel étudié est un tunnel ferroviaire donc appartient au groupe de tunnels stratégiques (**groupe1**). Par conséquent, la valeur du coefficient d'accélération A est de **0.25**

**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 sont particulièrement concernés, 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.

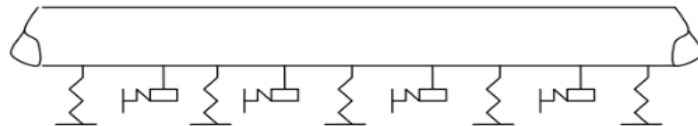


Figure IX.2 Interaction terrain structure

En première approximation, on pourra admettre :  $K_l = K_t = G$ .

Avec  $G = G_{dyn} = \gamma V_s^2$

### 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

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} \text{ESD}_0 \frac{K_l}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_l}$$

Avec

$$D_0 = \frac{A}{4 \pi^2 \cdot f^2} ;$$

- A : coefficient d'accélération de la zone A = 0.3.g
- g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>)
- 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. A défaut de justification plus précise, on peut prendre :

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

#### Flexion longitudinale

$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} \text{EID}_0 \frac{K_t}{EI \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t}$$

#### Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{2\pi}{L} M_{\max}$$

Application

**Caractéristique du tunnel**

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

- Le rayon équivalent sans soutènement R= 5.5 m
- Le rayon équivalent avec soutènement R= 5.0 m
- La section équivalente :

$$S = \pi (R_1^2 - R_2^2)$$

$$S = 16.49 \text{ m}^2$$

- Le moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{\pi}{4} (R_1^4 - R_2^4)$$

$$I = 227.81 \text{ m}^4$$

- Le module d'élasticité instantané du béton ( $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ ) :  $E = 38000 \text{ MPa}$
- $E.I = 8656780 \text{ MN.m}^2$
- $E.S = 626620 \text{ MN}$

**Tableau IX.3 Récapitulatif des résultats obtenus**

Zone	Zone 1	Zone 2	Zone 3
$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	21.8	23.4	21.8
$V_s \text{ (m/s}^2\text{)}$	400	500	400
$K_i = K_t = G \text{ (MN/m}^2\text{)}$	3488	5850	3488
$A \text{ (m/s}^2\text{)}$	2.4525	2.4525	2.4525
$T_1 \text{ (s)}$	0.15	0.15	0.15
$T_2 \text{ (s)}$	0.40	0.40	0.40
$T_{\text{moy}} \text{ (s)}$	0,275	0,275	0,275
$F \text{ (Hz)}$	3.64	3.64	3.64
$D_0 \text{ (mm)}$	4.69	4.69	4.69
$C \text{ (m/s)}$	400	500	400
$L \text{ (m)}$	109.89	137.36	109.89

**Tableau IX.4 Résultats des efforts internes en tenant compte de l'interaction sol structure**

Zone	N max (MN)	M max (MN.m)	Vmax (MN)
<b>Zone 1</b>	64.95	129.3	7.39
<b>Zone 2</b>	60.44	84.4	3.86
<b>Zone 3</b>	64.95	129.3	7.39

### IX.5 Calcul des armatures d'acier

Les efforts internes (M, N, T) sismiques, calculés en utilisant le RPOA, seront appliqués à toute la section du revêtement définitif (anneau fermé). Afin de déterminer le ferrailage, il sera utilisé le logiciel SOCOTEC. Le calcul se fait à l'état limite ultime.

#### IX.5.1 Présentation du logiciel BaelC

Ce logiciel est destiné au calcul des sections circulaires ou annulaires en béton armé soumises à la flexion simple ou composé. Il permet de calculer les sections d'aciers selon les règles du BAEL99 à l'état limite ultime ELU.

##### Cas de la zone 1

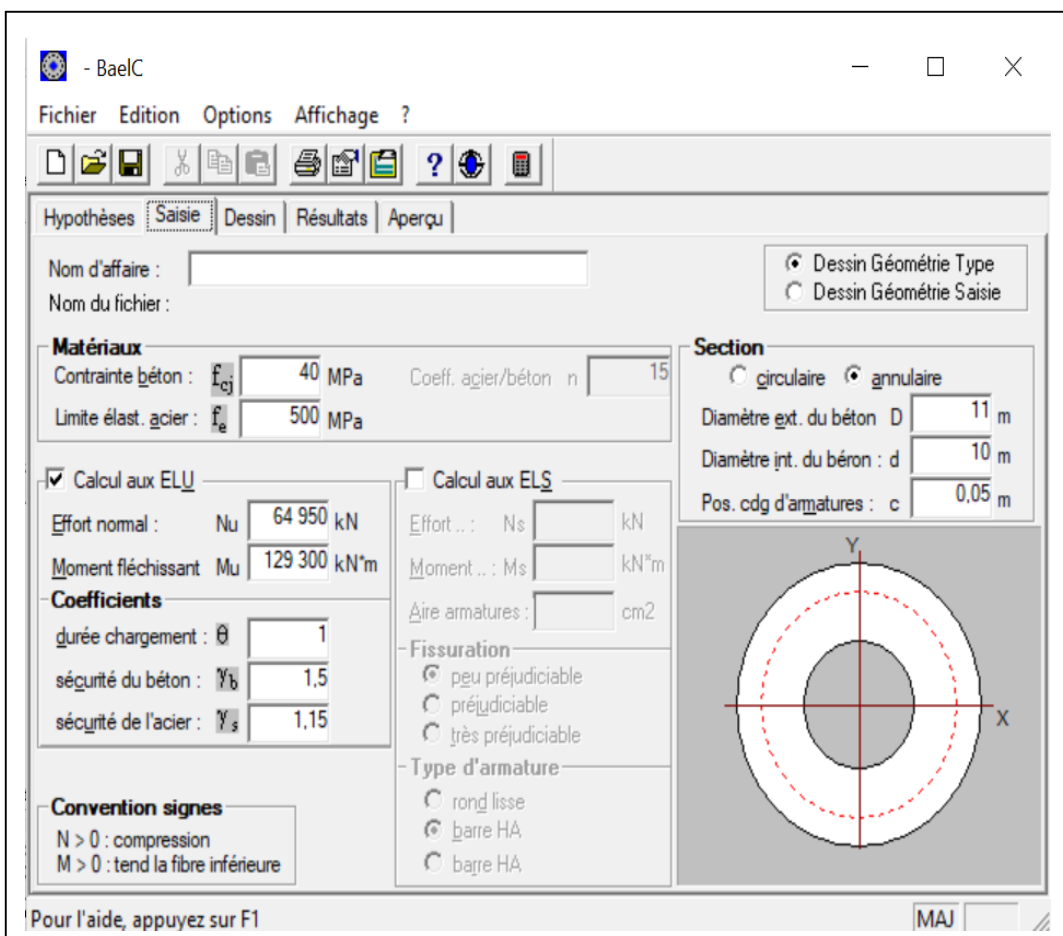


Figure IX.3 Introduction des données de la zone 1

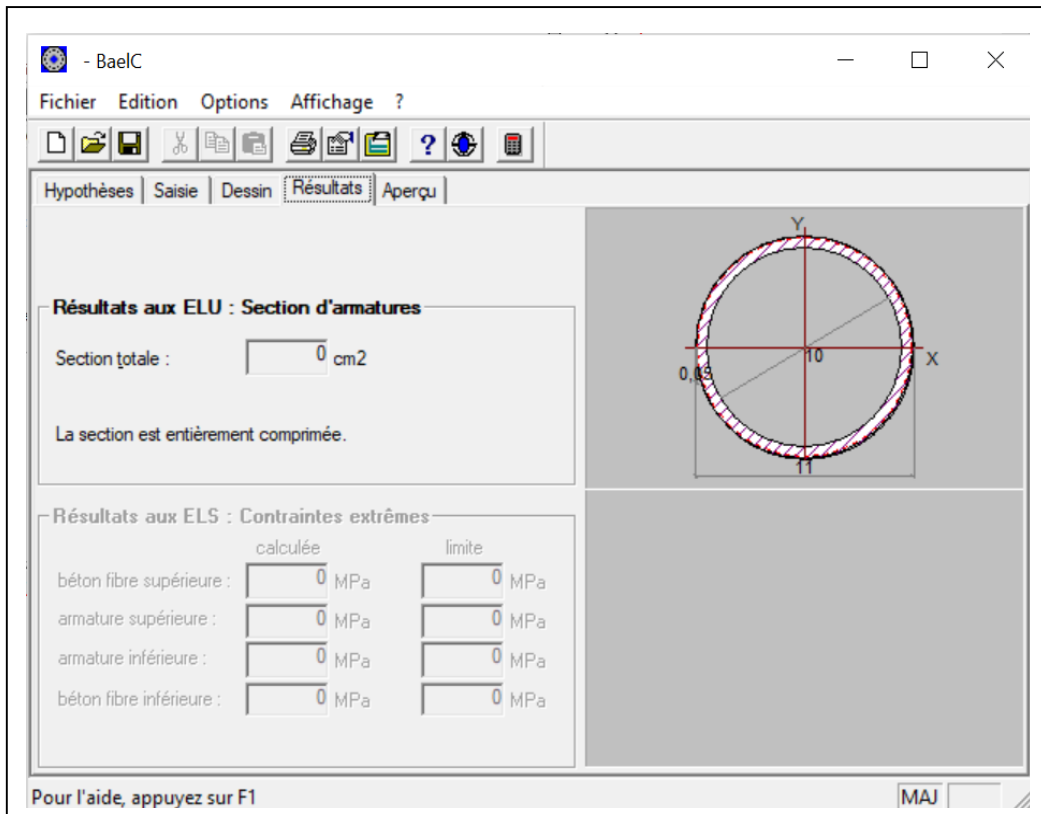


Figure IX.4 Affichage de la section d'acier de la zone 1

## Cas de la zone 2

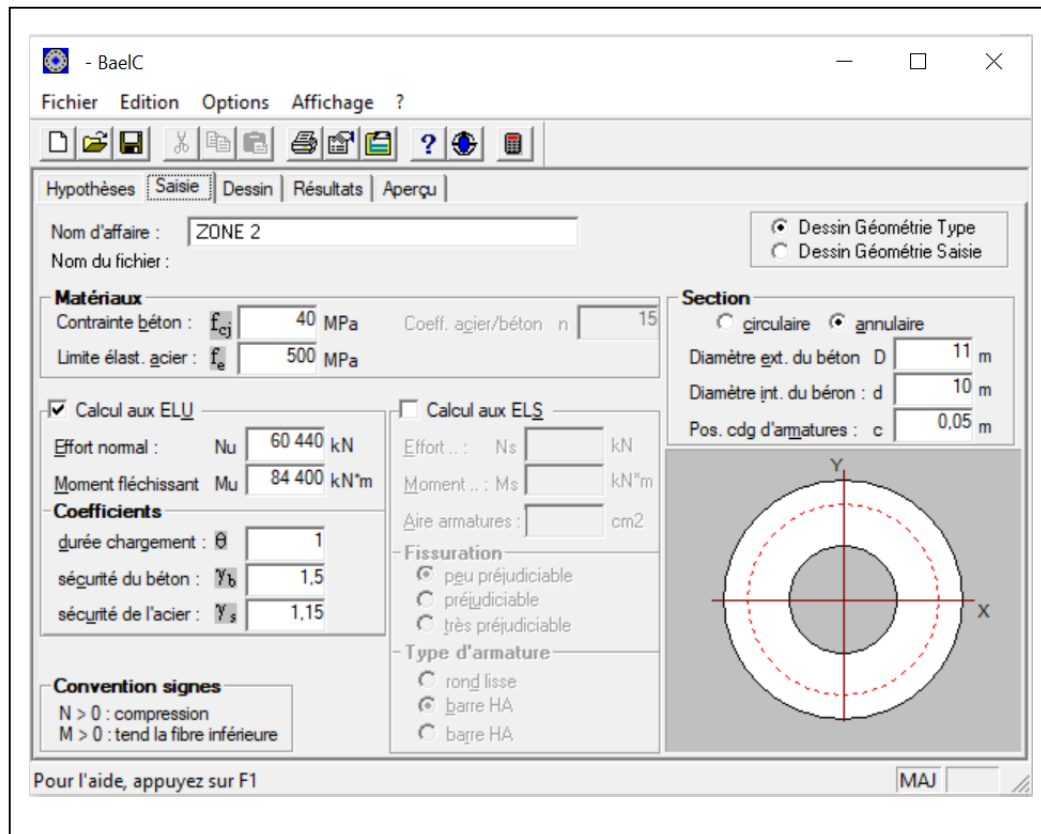


Figure IX.5 Introduction des données de la zone 2

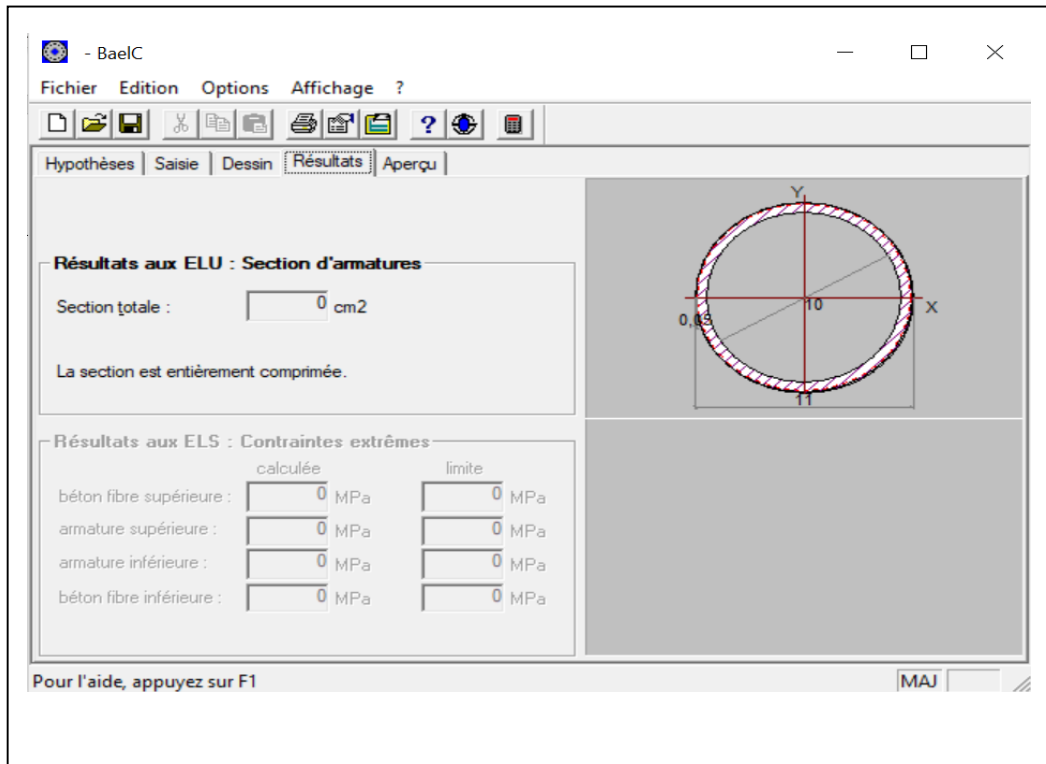


Figure IX.6 Affichage de la section d'acier de la zone 2

### Cas de la zone 3

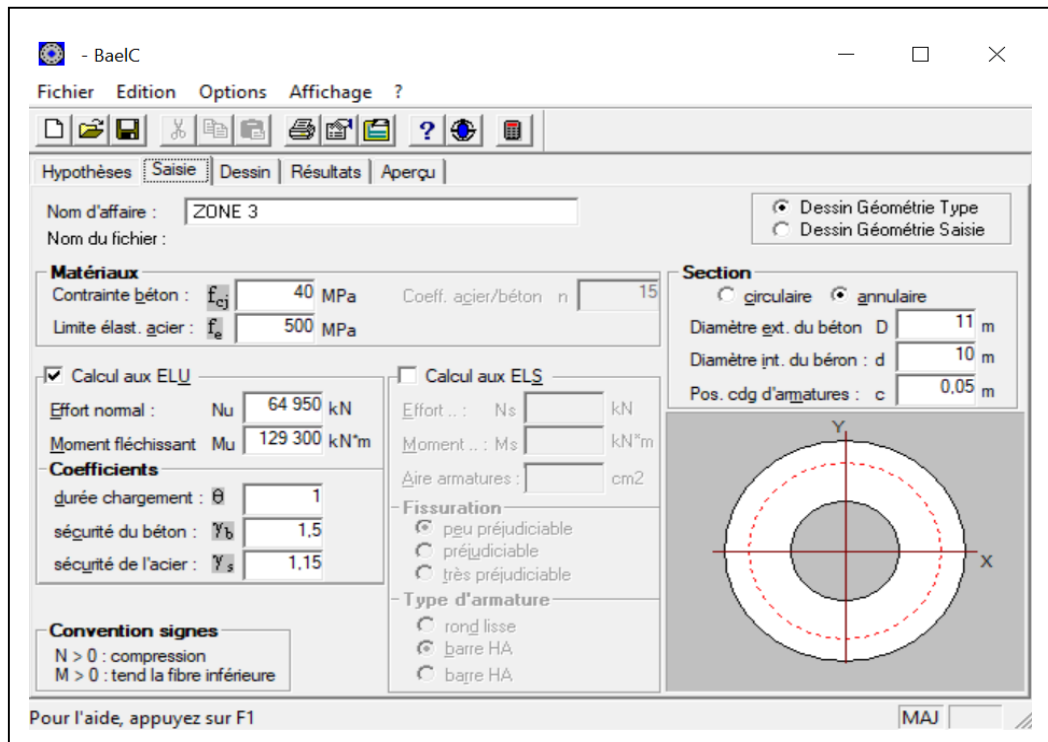


Figure IX.7 Introduction des données de la zone 3

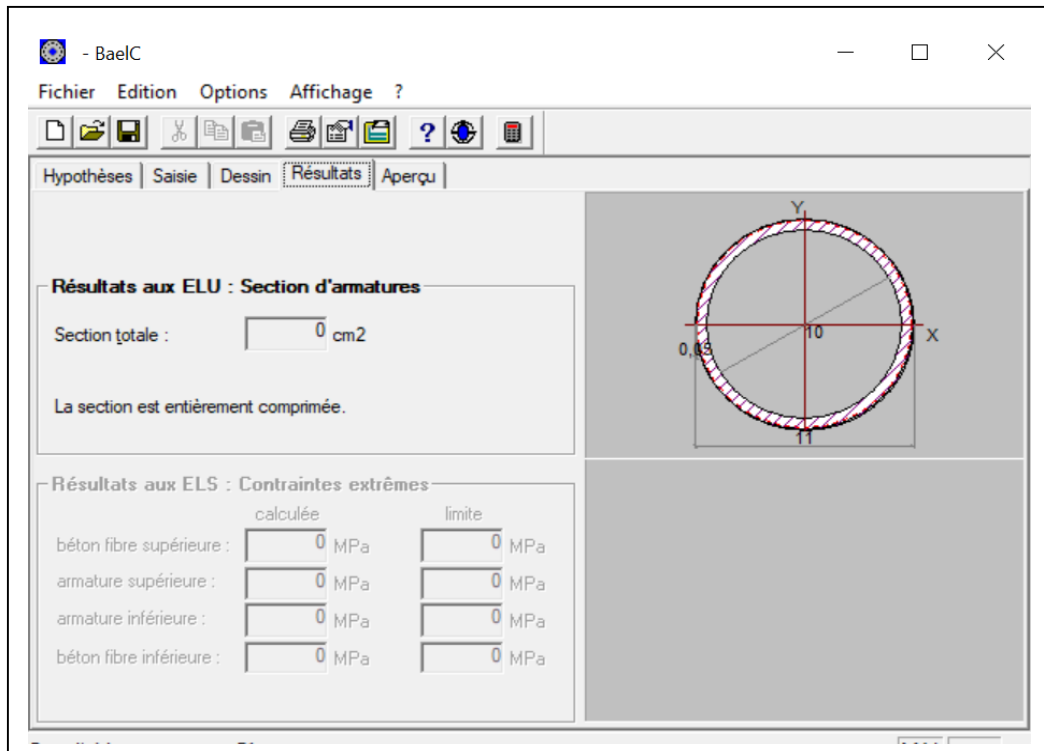


Figure IX.8 Affichage de la section d'acier de la zone 3

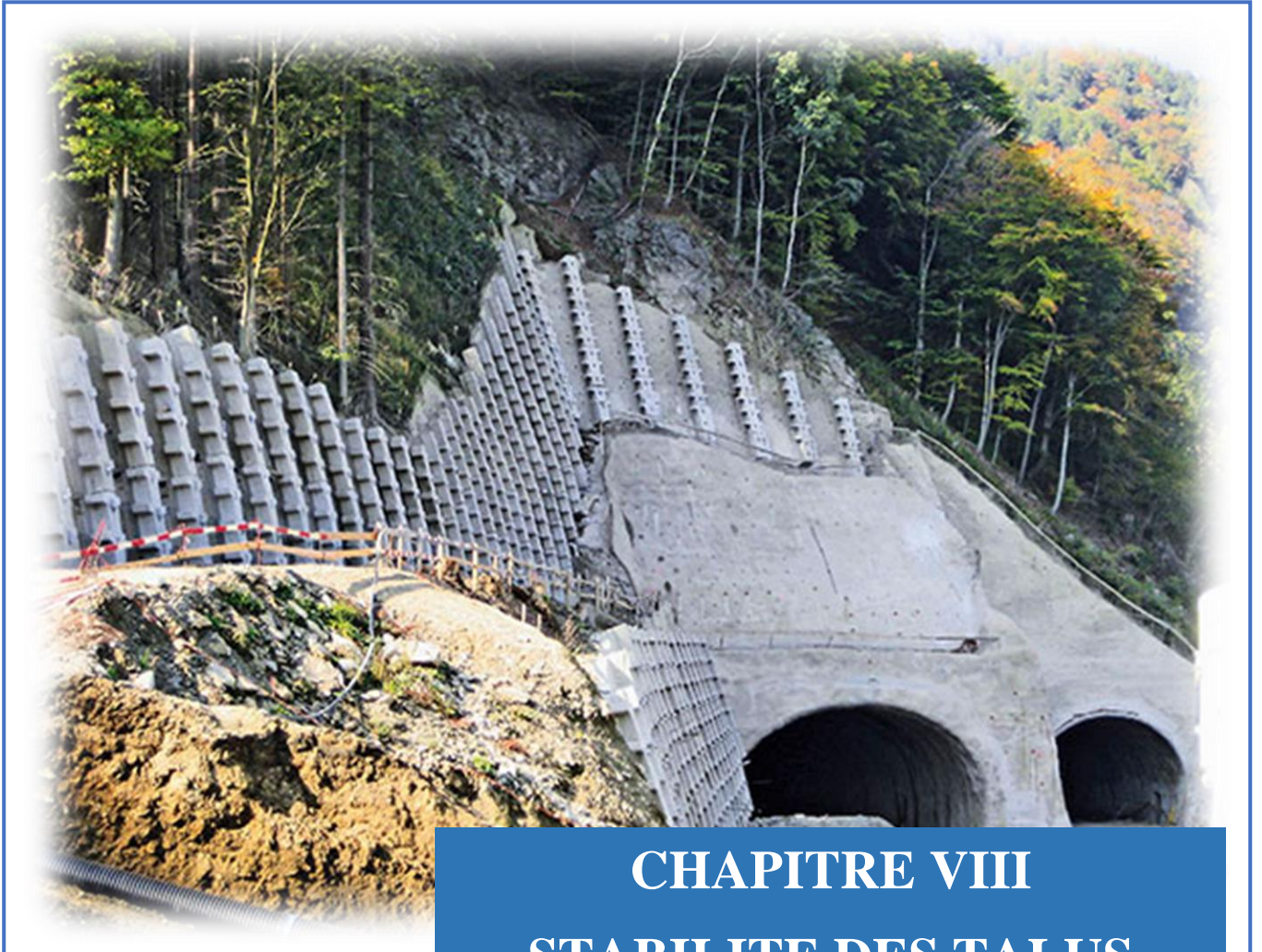
### IX.6 Interprétation des résultats

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

**NB : les notes de calcul du logiciel BaelC sont présentées en ANNEXE E.**

### IX.7 Conclusion

Les résultats obtenus par le logiciel permettent de conclure que les efforts sismiques n'influent pas sur la structure, en d'autres termes le tunnel peut bien résister au séisme.



## CHAPITRE VIII

# STABILITE DES TALUS

## CHAPITRE X

### X.1 Introduction

Ce chapitre comporte deux parties :

-La première partie traite les types d'instabilités ainsi que les différents systèmes de parades.

-La seconde partie, nous allons modéliser les talus des deux portails du tunnel avec le logiciel GEO 5, afin de vérifier la stabilité de ces derniers en calculant le facteur de sécurité.

L'étude d'un talus comporte l'identification du phénomène, la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part, la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, et d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité, puis choisir le moyen le plus adéquat pour résoudre le problème posé.

**Il convient de préciser que l'insertion de ce chapitre dans le présent travail s'inscrit dans le cadre du Master.**

### X.2 Partie 1 : Les systèmes de parade dans les talus instables

#### X.2.1 Différents types d'instabilités

Les mouvements qui affectent les talus sont extrêmement variés par leur dimension, leur morphologie et leur évolution cinématique. De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères. Celle qui est présentée ci-dessous, basée sur la nature des matériaux et le type de déplacement, a été proposée par COLAS et PILOT en 1976 :

- **Les glissements en terrain meuble** : caractérisés par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se produisent les déplacements ;
- **Les éboulements en terrain rocheux** : engendrés par le détachement rapide, en général le long de discontinuités préexistantes, d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers le pied du versant ;
- **Les coulées boueuses** : assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses sur des distances parfois importantes ;
- **Les fluages** : qui sont des déformations plastiques du talus, sans rupture.

##### X.2.1.1 Les glissements de terrain meuble

Les glissements se produisent lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices, telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. On observe des glissements de formes variées :

- **Glissements rotationnels** : à surface de rupture à peu près circulaire ;
- **Glissements plans** : dont la surface de rupture est plane dans sa grande partie ;
- **Glissements composites** : avec une ou plusieurs surfaces de rupture de forme complexe.



Glissement Rotationnel



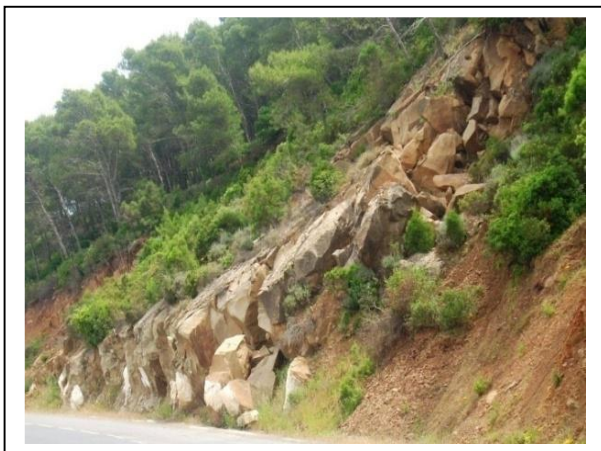
Glissement plan

Figure X.1 Types de glissements en terrains meubles

### X.2.1.2 Les éboulements en terrain rocheux

Les éboulements au sens large, sont des mouvements rapides de masses rocheuses. Le matériau éboulé, qui se détache d'un massif rocheux selon une surface de discontinuité (pendage, schistosité, fissures ou fractures), parcourt la plus grande partie de son déplacement dans l'air. Trois catégories d'éboulement peuvent être distinguées :

- **Les éboulements** : au sens strict, se produisent lorsqu'un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule ;
- **Les écroulements** : ils peuvent se produire lorsqu'un grand volume du massif rocheux se détache soudainement, le mécanisme peut s'expliquer par le développement d'une surface de glissement ;
- **Les chutes de pierres et de blocs** : caractérisées par la chute éparpillée de blocs plus ou moins isolés.



Éboulement



Écroulement

Figure X.2 Types d'éboulements en terrains rocheux

### **X.2.1.3 Les coulées boueuses**

Les coulées boueuses ont la particularité de mettre en mouvement un mélange de matériaux meubles (sol, couverture végétale, eau) qui s'écoule rapidement à la surface du talus. Un passage graduel peut exister entre les glissements et les coulées, lorsque la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée.

Les coulées survenues à proximité des routes, peuvent provoquer de graves accidents de circulation. La figure X.3, représente un ouvrage de soutènement de type gabion partiellement couvert par une coulée boueuse. On remarque ainsi, l'inadaptation de ce type de soutènement pour ce genre de mouvement de talus, et l'importance de la collecte des eaux de surface avant qu'elle n'affecte le talus en profondeur, et ne déclenche le phénomène.



**Figure X.3 Coulée boueuse**

### **X.2.1.4 Les fluages**

Le fluage est une déformation lente et permanente sur de longues durées, affectant les matériaux meubles et rocheux. Ce phénomène se manifeste par des déformations continues sans rupture, ou par un mouvement discontinu. Contrairement au glissement de terrain, il n'y a pas de formation de surfaces de cisaillement continues, au sein du massif. La figure X.4 représente un mouvement de pente par fluage, remarqué par une l'inclinaison des arbres.



**Figure X.4 Fluage**

### X.2.2 Etude du phénomène

Les problèmes de la stabilité des talus sont perçus différemment selon les caractéristiques géologiques et climatiques locales, ainsi que les causes et les mécanismes conduisant à la rupture. Dans un cas critique la recherche d'un bon système de parade, devient la préoccupation principale. Plusieurs procédés sont utilisés pour mener à terme une étude de la stabilité d'un talus, malgré leur diversité, il est possible de faire rentrer une grande majorité dans un organigramme général (figure X.5).

#### X.2.2.1 Évaluation qualitative de la stabilité

Par observation, sur la base d'expériences acquises par les ingénieurs, une évaluation qualitative de la stabilité peut être faite. Il peut en être déduit que le talus est stable, instable ou peut être instable. Dans ce dernier cas, il faut procéder à une investigation géotechnique, si cela n'a pas déjà été fait, préciser le régime hydrologique par mesures et la détermination du réseau d'écoulement.

#### X.2.2.2 Évaluation quantitative de la stabilité

L'analyse quantitative est faite, afin de donner dans tous les cas marginaux, une réponse d'ingénieur chiffrée en termes de coefficient de sécurité, de contraintes et de déformations. La valeur du coefficient de sécurité adoptée est fonction des situations. Pour les ouvrages en génie civil, la valeur utilisée est rarement inférieure à 1.5, elle peut être de 2 voire 2.5 (grand risque); pour certains sites particuliers, le coefficient de sécurité peut être réduit à 1.2 ou 1.3.

Pour l'analyse de la stabilité, le choix peut porter sur les méthodes d'équilibre limite, de discrétisation et probabilistes Les méthodes d'équilibre limite peuvent être rapides et efficaces, dans certains cas, en utilisant les abaques et tableaux de TAYLOR, BISHOP, MORGENSTERN, SPENCER, etc.

Tableau X.1 Méthodes d'évaluation quantitative de la stabilité des talus (Melouka, 2003)

Méthodes d'équilibre limite	Méthodes probabilistes	Méthodes de discrétisation
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cullmann, 1886</li> <li>• Pente infinie, 1910</li> <li>• Fellenius, 1927</li> <li>• Cercle de frottement, 1937</li> <li>• Bishop, 1954</li> <li>• Jambu, 1956</li> <li>• Bishop et Morgenstern, 1960</li> <li>• Morgenstern et Price, 1965</li> <li>• Ligne spirale logarithmique, 1969</li> <li>• Méthode de Sarma, 1973</li> <li>• Méthode des Perturbations, 1974</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Simulation de MONTE-CARLO</li> <li>• Evaluation du point</li> <li>• Analyse statique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eléments finis, 1967</li> <li>• Différences finies</li> <li>• Eléments distincts</li> <li>• Eléments de frontières</li> </ul>

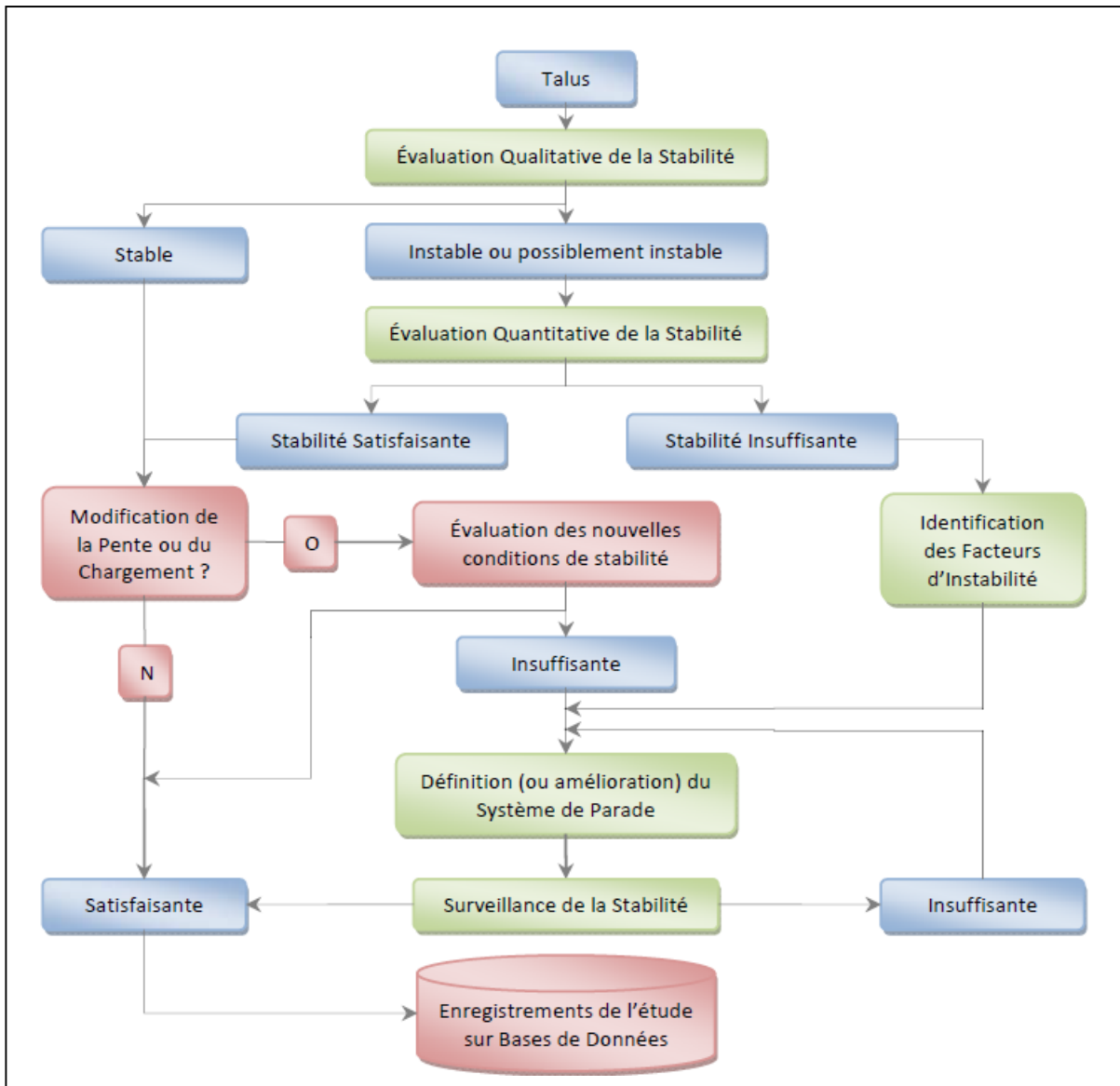


Figure X.5 Procédé général d'étude de la stabilité des talus

### X.2.3 Systèmes de parades

On distingue, comme le montre la figure X.6, deux types :

- **Approche douce** : définie par l'utilisation des méthodes naturelles qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités ;
- **Approche dure** : cette technique ne s'attaque pas à la cause des mouvements, mais vise à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans le cas où l'approche douce ne peut pas être mise en œuvre.

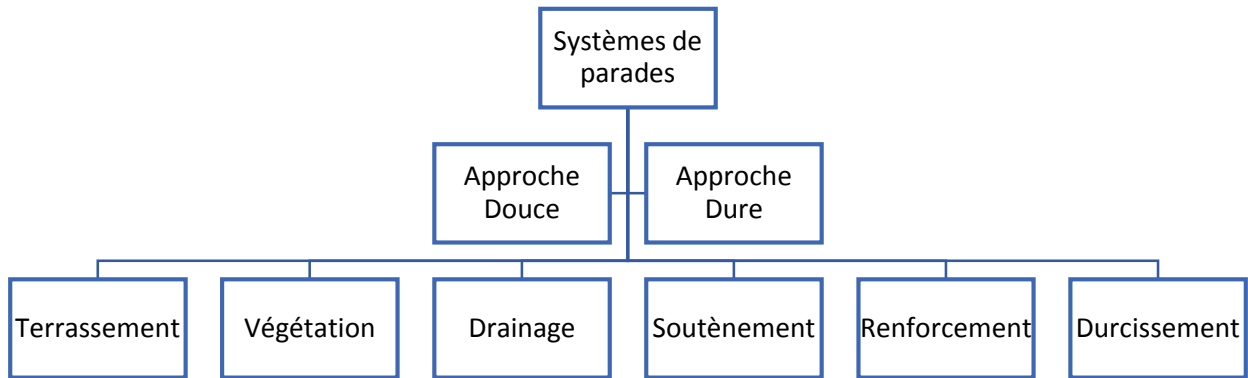


Figure X.6 Systèmes de parades

### X.2.3.1 Approche douce

Une approche douce se définit par l'utilisation de méthodes naturelles, esthétiques, et qui s'attaquent directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés sur la figure X.7

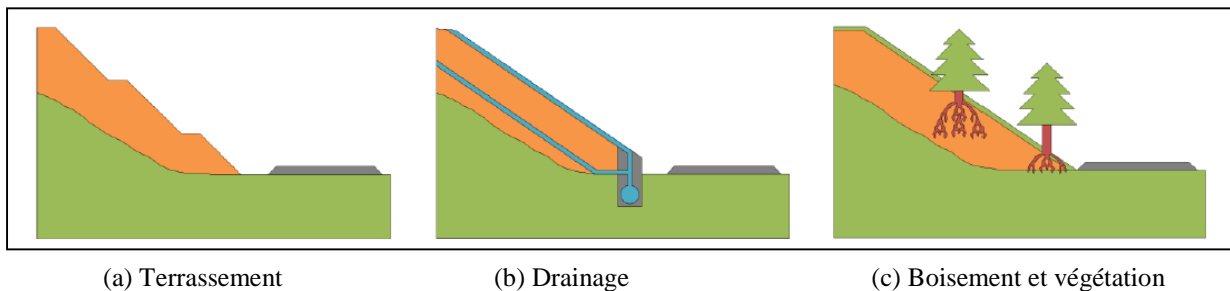


Figure X.7 Systèmes de parades par approche douce

#### A. Terrassement

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

#### B. Drainage

L'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Éviter l'alimentation en eau du site
- Expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques

### C. Végétation

La végétation (gazon, arbustes et arbres) est très efficace et très utile pour la stabilisation des sols, l'enlèvement de terre pour construire des talus supprime inévitablement la couverture végétale et les sols de surface sont laissés exposés et vulnérables aux attaques de ruissellement et le vent. La végétation stabilise la surface du sol par l'enchevêtrement de ses racines, réduit la fuite des eaux de ruissellement dans le sol, et retarde la vitesse de ruissellement.

En outre, la végétation peut avoir une influence indirecte sur la stabilité profonde en appauvrissant l'humidité du sol, en atténuant la profondeur de pénétration du gel, et en fournissant un habitat favorable pour l'établissement de la végétation plus profondes (arbustes et arbres).

### X. 2.3.2 Approche dure

Dans le domaine de la stabilisation des talus, l'utilisation d'une approche dure s'impose régulièrement comme une méthode pertinente, car les délais d'exécution sont réduits au regard des méthodes utilisées selon l'approche douce. Cette approche s'attaque au problème en modifiant, d'une manière directe, les propriétés, mécaniques, physiques ou chimiques du sol. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés par la figure X.8

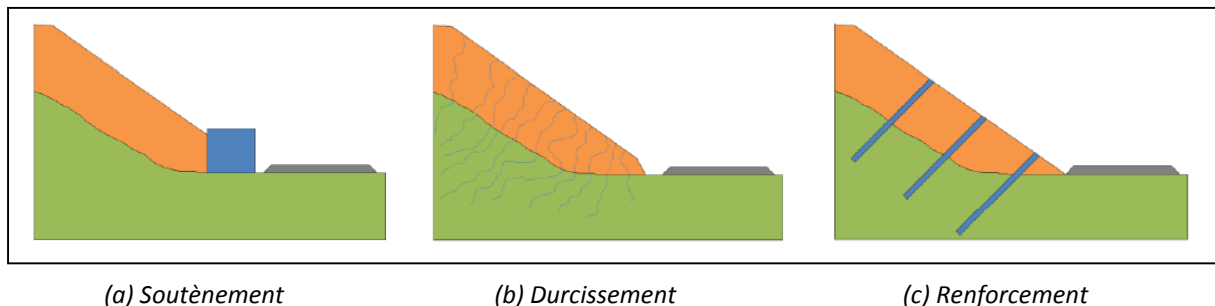


Figure X.8 Systèmes de parade par approche dure

### A. Durcissement

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L'utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de parades. Parmi ces techniques on cite :

- Sol mélangé avec le ciment ;
- L'électro-osmose ;
- Traitement thermique ;
- Injection (chaux,...) ;
- Pré consolidation.

## **B. Soutènement**

Le soutènement consiste à s'opposer au mouvement des talus en y apportant une résistance mécanique, par utilisation d'ouvrages souples ou rigides

- **Les ouvrages souples** : pour lesquels la surface de contact est déformable, sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques ;
- **Les ouvrages rigides** : pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle.

## **C. Renforcement**

### **• Renforcement par géo synthétique**

Les géo synthétiques ont connu un essor considérable dans les domaines de la géotechnique et du génie civil durant ces trente dernières années. De nos jours, ils sont présents dans la plupart des ouvrages géotechniques et leurs domaines d'application ne cessent de s'accroître. Le chapitre qui suivra donne plus de détails sur cette technique.

### **• Technique Pneu sol**

Le Pneu sol est une méthode qui utilise les vieux pneus d'automobiles sous forme d'inclusions dans la masse de sol au lieu de l'armature métallique ou non métallique. Cette technique est maintenant largement utilisée en France. Selon Long (1990), les ingénieurs français ont construit plus de 200 structures avec le renfort de pneumatiques en France et 12 en Algérie. La recherche sur le renforcement sous forme de pneus entiers, les flancs, ou bandes de roulement placé sur le bord ou aplatie a été réalisée par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en France.

### **• Tirants d'ancrages**

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

### **• Le clouage**

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante de sol est ainsi créée, dont la stabilité est assurée.

Deux types de clouage existent :

-Le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts .

-Le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension.

• **Colonnes de pieux**

Les colonnes de pieux peuvent être utilisées pour stabiliser ou prévenir les glissements de terrain (Aboshi et Al, 1979 ; Goughnour et Al, 1990.). Cette technique d'amélioration des sols augmente la résistance moyenne au cisaillement du sol le long d'une surface de glissement potentiel par le remplacement ou le déplacement du sol avec une série très rapprochée des colonnes de grand diamètre compactées. En outre, les colonnes de pieux fonctionnent comme des drains de gravier efficace en fournissant un chemin pour le soulagement des pressions interstitielles, augmentant ainsi la résistance des sols.

**X.3 Partie 2 : Etude des talus du projet**

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

On dit qu'un talus est stable dans le cas où la force motrice due au poids propre est inférieure la force stabilisatrice.

$$F_{stabilisatrice} > F_{motrice}$$

Tel que :

$F_{motrice}$  : Le poids propre ( $\gamma \times h$ ) ;

$F_{stabilisatrice}$  :  $\tau_{max} = C + \sigma \times \text{tg}(\Phi)$

Si :  $F_s = 1$  → Équilibre limite.

$F_s > 1$  → Talus stable.

$F_s < 1$  → Talus instable.

Les talus de la zone d'entrée des tunnels représentent une menace sur l'accessibilité du tunnel ; leur instabilité peut causer des pertes humaines et matérielles graves.

Pour éviter la fermeture du tunnel causée par le glissement de ces talus, une stabilisation de la zone est obligatoire.

L'étude des talus s'est faite à l'entrée du tunnel au PK 37+278 et à la sortie du tunnel au PK 37+883.

Pour cela on a utilisé le logiciel **Géo 5**

Le tableau suivant contient les paramètres géotechniques utilisés dans ce logiciel :

**Tableau X.2 Paramètres géotechniques utilisés pour l'étude des talus portails T9**

Unité	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (KPa)	$\Phi$ °
MHa	21.8	25	21
MHc	23.4	30	27

### X.3.1 Présentation du logiciel Géo 5

Le logiciel Géo 5 est un logiciel de calcul 2D de stabilité de talus et calcul de facteur de sécurité des surfaces planes ou circulaires de glissement en utilisant les méthodes d'équilibre limites (Bishop, Janbu, Spencer, etc.). Géo5 inclut également l'analyse fine d'infiltration d'eaux souterraines.

Géo 5 peut analyser plusieurs surfaces de glissement où des méthodes de recherche sont appliquées pour localiser la surface critique de glissement pour une pente donnée.

#### X.3.1.1 Interface du logiciel Géo 5

Le logiciel Géo 5 comporte trois modules :

- i. **MODEL**
- ii. **CALCUL**
- iii. **INTERPRETATION**

Le module MODEL est utilisé pour entrer la géométrie de talus et éditer les frontières, affecter les charges, les propriétés des matériaux, les conditions hydrauliques ...etc.

Le module CALCUL permet de lancer le calcul et l'analyse.

Et le module INTERPRETATION permet l'interprétation et l'affichage des résultats.

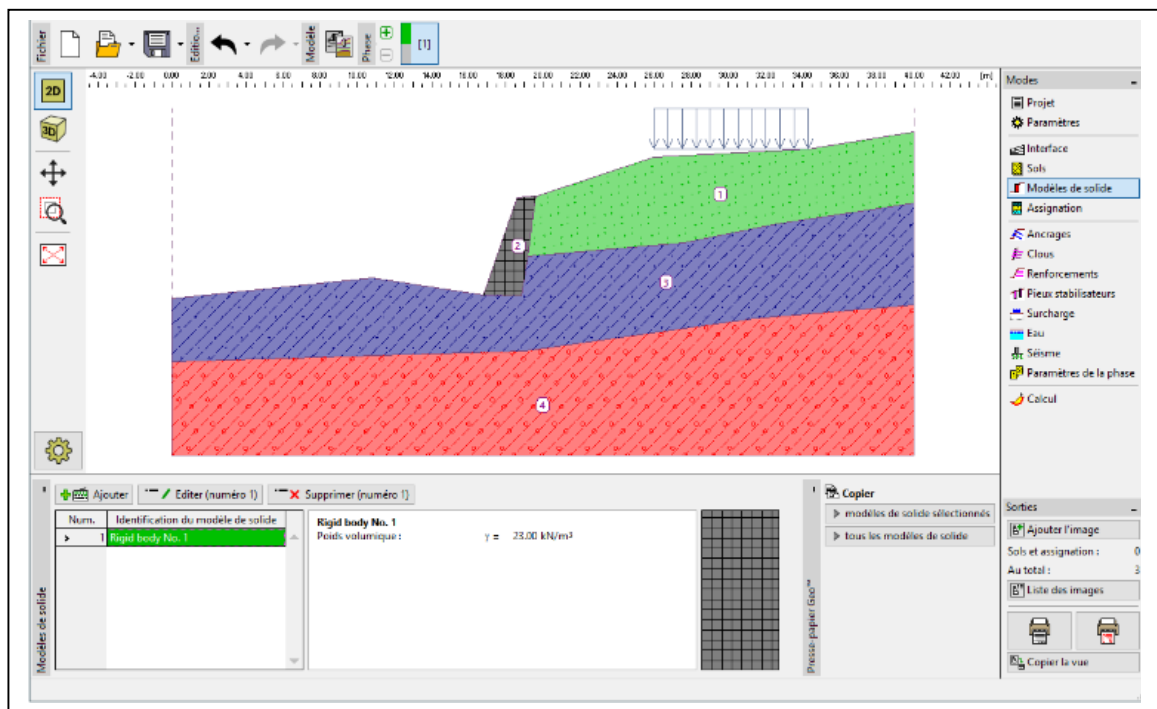


Figure X.9 Interface logiciel Géo 5

### X.3.2 La géométrie des talus

a) Talus droit à l'entrée du tunnel PK 37+278

Le talus d'entrée présente la composition suivante :

- ✓ 12 m au 1 (H) :3(V) dans les marnes altérées.
- ✓ Berme de 10 m de largeur.

b) Talus droit à la sortie du tunnel PK 37+883

Le talus de sortie présente la composition suivante :

- ✓ 12 m au 1 (H) :3(V) dans les marnes altérées.
- ✓ Berme de 5 m de largeur.
- ✓ 6.87 m au 1 (H) :3(V) dans les marnes altérées.
- ✓ Berme de 9.2 m de largeur

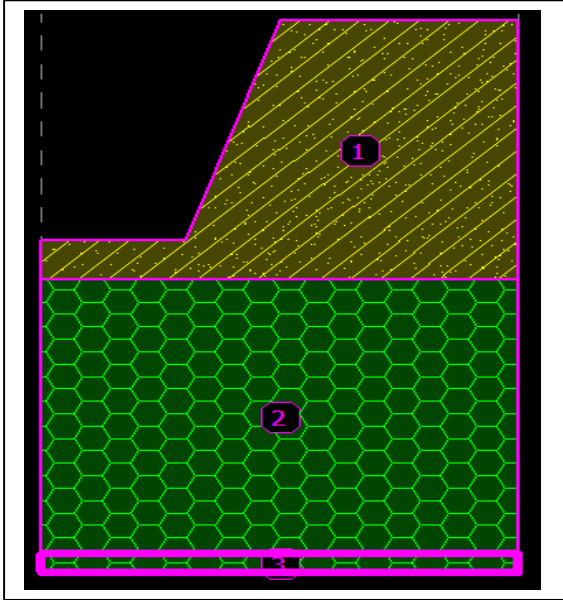


Figure X.10 Talus droit à l'entrée du tunnel

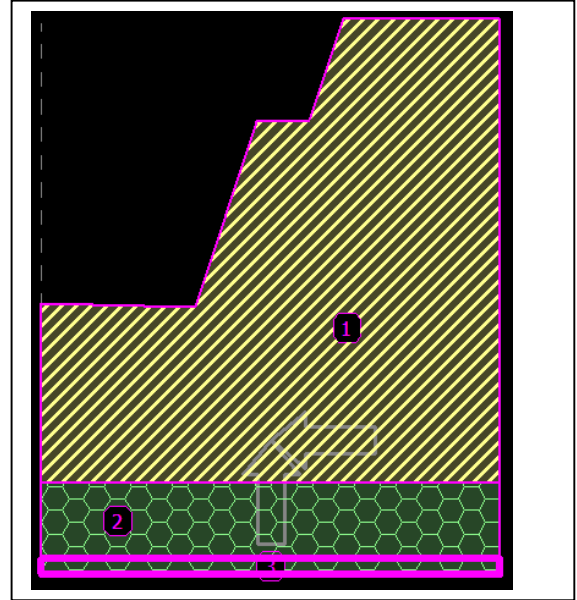


Figure X.11 Talus droit à la sortie du tunnel

**X.3.3 Etude de stabilité des talus sans soutènement**

À l'aide de logiciel de calcul de stabilité des talus Géo 5, on a réalisé le calcul de stabilité pour chacun des talus de l'entrée et sortie du tunnel avec présence et absence de séisme.

Tableau X.3 Résultat de calcul de stabilité des deux portails sans soutènement

		Portail d'entrée	Portail de sortie
F <sub>s</sub>	Sans séisme	0.68	0.61
	Avec séisme	0.62	0.53

**Interprétation des résultats**

D'après les résultats on remarque que les talus sont instables (F<sub>s</sub><1) en présence ou en absence de séisme. Donc on suggère un renforcement (soutènement) pour les talus.

### X.3.4 Etude de stabilité avec soutènement

#### Le soutènement proposé

Le soutènement proposé est appelé « Soil Nailing ». Ce type de soutènement dans des sols est basé, sur des mailles serrées avec des boulons courts sur un parement en béton armé (béton projeté +treillis soudé). La méthode est basée sur la création d'une cuirasse de terrain renforcé qui empêche les cercles de glissement de la traverser.

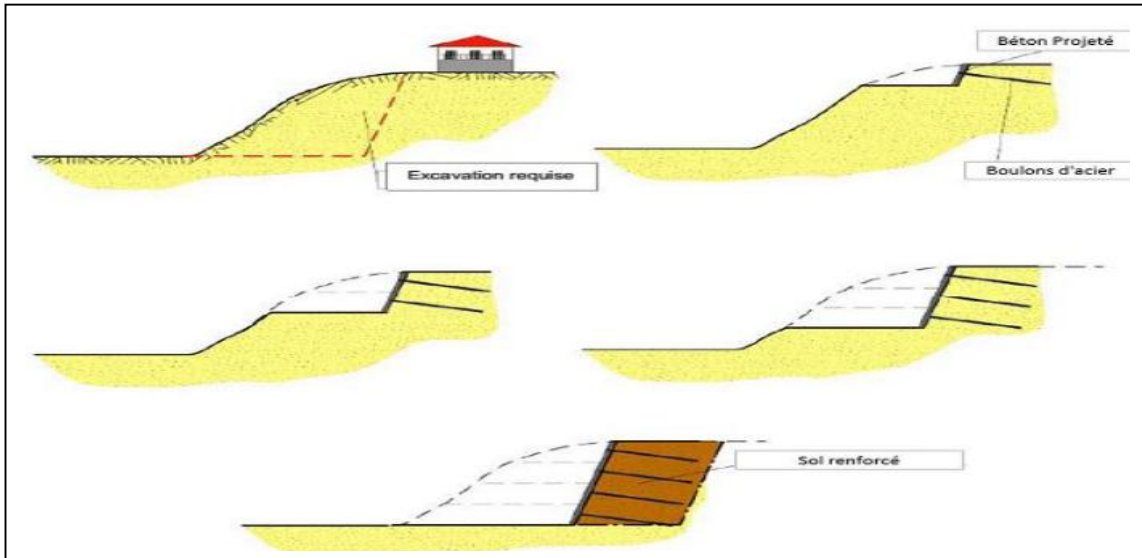


Figure X.12 Schéma d'exécution de soutènement Soil Nailing

Les caractéristiques du soutènement proposé pour chaque talus :

- Boulons d'ancrage SN avec coulis de ciment ;
- Longueur 5m
- $F=250$  N
- Espacement longitudinal : 1 m
- Espacement transversal : 1m

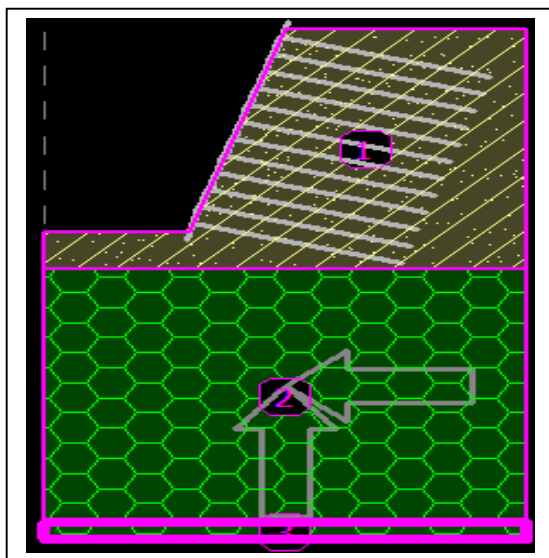


Figure X.13 Talus droit à l'entrée du tunnel avec soutènement

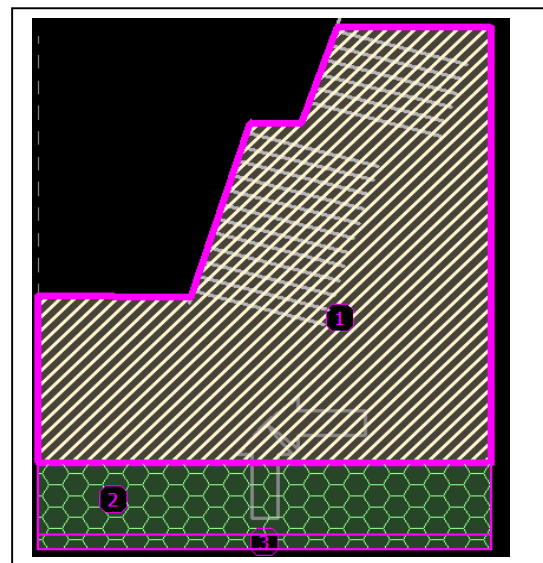


Figure X.14 Talus droit à la sortie du tunnel avec soutènement

### La vérification du soutènement

Tableau X.4 Résultat de calcul de stabilité des deux portails avec soutènement

		Portail d'entrée	Portail de sortie
F <sub>s</sub>	Sans séisme	2.04	1.35
	Avec séisme	1.85	1.2

### Interprétation des résultats

D'après les résultats on remarque que les talus sont instables ( $F_s > 1$ ) en présence ou en absence de séisme. Donc le soutènement est adéquat pour les deux portails d'entrée et sortie.

### X.4 Conclusion

Dans certains cas, le choix du renforcement comme système de parade s'avère indispensable pour remédier l'instabilité des talus. Les techniques de renforcement sont diverses et nécessitent un développement afin de cerner les principales méthodes utilisées, ainsi que leurs limites.

Pour la stabilisation des talus, une première approche se définit par l'utilisation de méthodes naturelles qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Si les délais de stabilisation sont réduits, l'utilisation d'une approche dure s'impose comme une solution pertinente. Celle-ci remédie au problème en modifiant les propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol.

## **CONCLUSION GENERALE**

Notre projet de fin d'études consistait à établir la conception du tunnel ferroviaire d'Aomar au niveau de la wilaya de Bouira, puis vérifier sa stabilité.

Ce modeste travail, a en premier lieu fait l'objet d'une étude bibliographique où nous avons pu mettre en lumière les différentes méthodes de calcul des ouvrages contemporains leurs modes de creusement ainsi que les types de soutènement provisoire et définitif,

En second lieu nous sommes passés au volet conception de notre tunnel, tant sur le plan géométrique que sur le plan équipement, ce qui fut certainement l'une des parties les plus difficiles de ce mémoire au vu de la rareté de réglementation spécifique liée aux tunnels en Algérie.

Ensuite nous avons pris connaissance des méthodes de classification de la roche, et à leurs tête le système Rock Mass Rating (RMR), et ce afin de pré dimensionner le soutènement provisoire, puis nous avons utilisé la méthode convergence-confinement qui nous a donné des résultats de déformations pour confirmer notre choix de soutènement.

En dernier lieu, nous avons appris à maîtriser les logiciels PLAXIS pour l'analyse de la stabilité de notre ouvrage, et ROBOT pour la vérification du revêtement définitif, et Géo 5 pour analyser la stabilité des talus .

Au cours de ce travail, nous avons constaté l'importance des études de reconnaissance du terrain (études géologiques, géotechniques et hydrologiques). Plus qu'importantes, elles sont indispensables et constituent un élément majeur dans l'étude de tout ouvrage souterrain.

Néanmoins, dans la pratique, toutes les données ne sont pas forcément disponibles, donc l'appréciation de l'ingénieur est nécessaire pour la délicate tâche de trouver des solutions et combler les vides qui lient la théorie à la pratique.

## **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 SOUTERRAINS 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.
- Magistère Modélisation interaction renforcement sol pour les talus instable , (S.BEDR)
- 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).
- Site web**
- OROP. (2016). Normes européennes de modélisme ferroviaires. Récupéré sur MOROP: <http://www.morop.org/index.php/fr/>

ANNEXE A  
CONCEPTION

## **Dispositions communes**

### **Cheminement**

- Un cheminement est prévu pour l'évacuation des personnes en tout point du tunnel.
- Différentes solutions peuvent être adoptées, notamment le trottoir et le radier. Si le trottoir est retenu, sa largeur est au moins de 0,70 m libre de tout obstacle sur une hauteur de 2 m.

### **Génie civil**

#### Accès routier et parking en tête de tunnel

- Des pistes autorisant le croisement des véhicules de secours et si nécessaire le franchissement des voies ferrées permettent l'accès des véhicules de secours à chaque tête de tunnel.
- Des parkings de dimensions suffisantes pour permettre le stationnement et le retournement des véhicules de secours sont aménagés à proximité de chaque tête de tunnel.
- Une aire pour poser un hélicoptère est nécessaire pour les tunnels situés en rase campagne, car les zones sont défavorables du point de vue de l'accessibilité.

#### Mise en sécurité des agents de maintenance

- S'il est prévu que certaines opérations de maintenance puissent avoir lieu pendant le passage des trains, les dispositions nécessaires à la mise en sécurité des agents de maintenance (niches de sécurité, main courante...) sont prises.

## **Equipements généraux de sécurité**

#### Eclairage :

- Permet en mode nominal l'évacuation des voyageurs et le cheminement des secours, l'espacement de l'éclairage ne peut excéder 50 m.
- En cas de panne, l'éclairage aura une autonomie minimale d'une heure et ne peut être interrompu sur une longueur supérieure à 100m, même en cas d'incendie.

#### Alimentation en eau d'incendie (répondant aux normes en vigueur)

## **Tunnels en rase campagne**

- Le tunnel doit être équipé d'une installation en charge protégée contre le gel et disposant en permanence d'une réserve d'eau de 120 m<sup>3</sup>.
- Des prises d'incendie de 2 X 40 mm et 1 X 65 mm sont installées tous les 250 m au maximum et aux têtes de tunnel ; leur débit est de 60 m<sup>3</sup>/h sous une pression de 6 bars, deux points d'eau peuvent être utilisés simultanément.

### Communications pour les services de secours

-Les communications entre les services de secours, et entre ces mêmes services et l'exploitant, notamment entre le lieu de l'incident et l'extérieur du tunnel, sont assurées.

-Les services de secours disposent au minimum de deux lignes spécifiques, l'une dédiée au commandement des opérations, l'autre aux opérations d'alimentation en eau d'extinction des incendies.

## **Dispositions particulières**

### **Génie civil**

#### Dispositifs d'accès des secours

-Ces dispositifs sont obligatoires pour les tunnels sur lignes urbaines d'une longueur supérieure à 800 m mais absentes pour les lignes mixtes, en ce qui nous concerne on ne prévoira pas les dispositifs d'accès des secours.

#### Evacuation des voyageurs

-Pour les ouvrages bitubes, des rameaux de communication relieront les deux tubes à intervalle régulier de 800 m au maximum.

-La conception du matériel roulant permet de limiter les arrêts intempestifs. En cas d'incendie, elle permet la sortie du train à l'extérieur du tunnel ou son accès à la prochaine gare ou station.

-Ces rameaux sont destinés à la mise en sécurité des voyageurs et faciliter l'intervention des secours. Ils ont une section minimale de 2,80m (L) x 2,20m (H).

-A chaque extrémité, elles sont équipées d'une porte d'une largeur minimale de deux unités de passage, fermée en temps normal, l'ensemble du dispositif séparant les tubes devant avoir un degré coupe-feu de 2 heures.

#### Dispositif anti-recyclage des fumées aux têtes de tunnel

-Dans les tunnels à deux tubes, si un incendie se déclare dans un tube, la fumée qui s'échappe par une extrémité ne doit pas être recyclée dans l'autre tube. Des dispositions sont prises pour éviter ce phénomène dans toute la mesure du possible (mur de séparation des sens de circulation ou décalage des têtes par exemple).

#### Ventilation, désenfumage :

-tunnels sur lignes urbaines.

-tunnels d'une longueur supérieure à 5km en cas de transit de matières dangereuses ou de matériel standard.

## Niches de sécurité

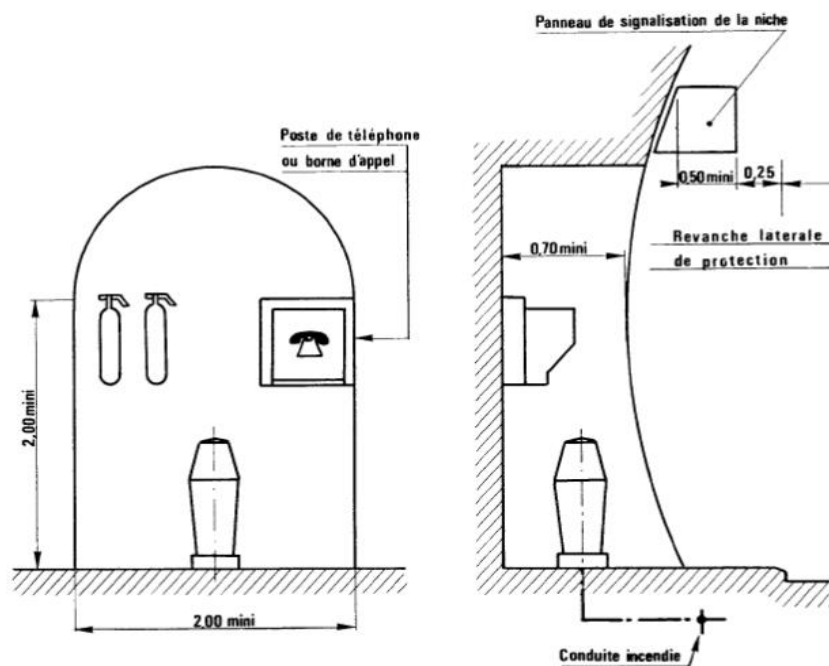
-De nombreux équipements (téléphones, extincteurs, alimentation en énergie...) sont implantés tout au long de l'ouvrage et à des distances constantes.

-Des niches de sécurité doivent être prévues tous les 50 m environ à l'intérieur du tunnel, ainsi qu'à proximité de chaque extrémité. Ces dernières seront de préférence placées à l'extérieur du tunnel.

Elles ont pour dimensions minimales :

- Largeur :2 m.
- Hauteur :2 m sur toute la largeur.
- Profondeur :0.7m.

-Ces dimensions seront éventuellement à adapter en fonction des autres matériels de secours à installer et des circonstances particulières.



## Réseaux divers

-Un certain nombre de réseaux sont directement liés à l'exploitation de l'ouvrage et à la mise à disposition de l'usager d'équipements ou de services. Mais d'autres peuvent être implantés par

les concessionnaires, les services de sécurité, et des réserves pour l'avenir doivent être raisonnablement évaluées.

-La construction d'un tunnel peut générer en effet des demandes visant à utiliser cet espace nouveau, dans un site jusqu'alors inaccessible, pour y implanter différents réseaux.

-En tunnel, l'espace disponible, limité, doit donc être géré avec soin.

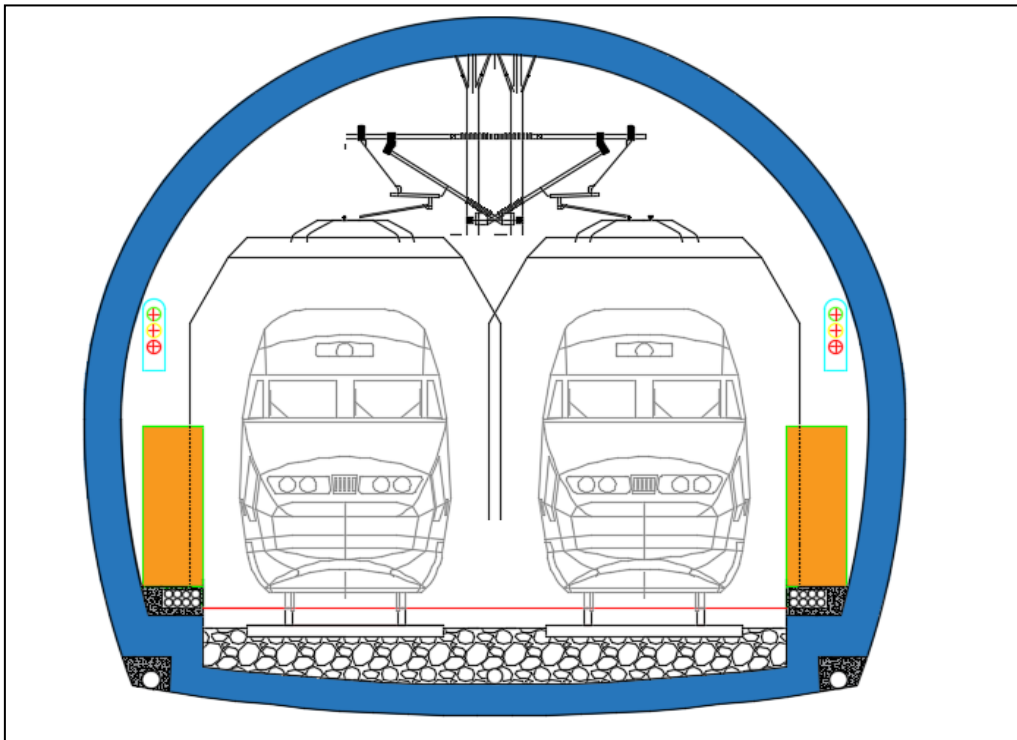
-On comprend d'ailleurs aisément que toute intervention postérieure à la construction pour modifier ou rajouter des réseaux sera d'un coût très élevé, et occasionnera d'importantes gênes à la circulation. Plus qu'à l'air libre, il faut donc ici prévoir.

### Tableau récapitulatif des équipements

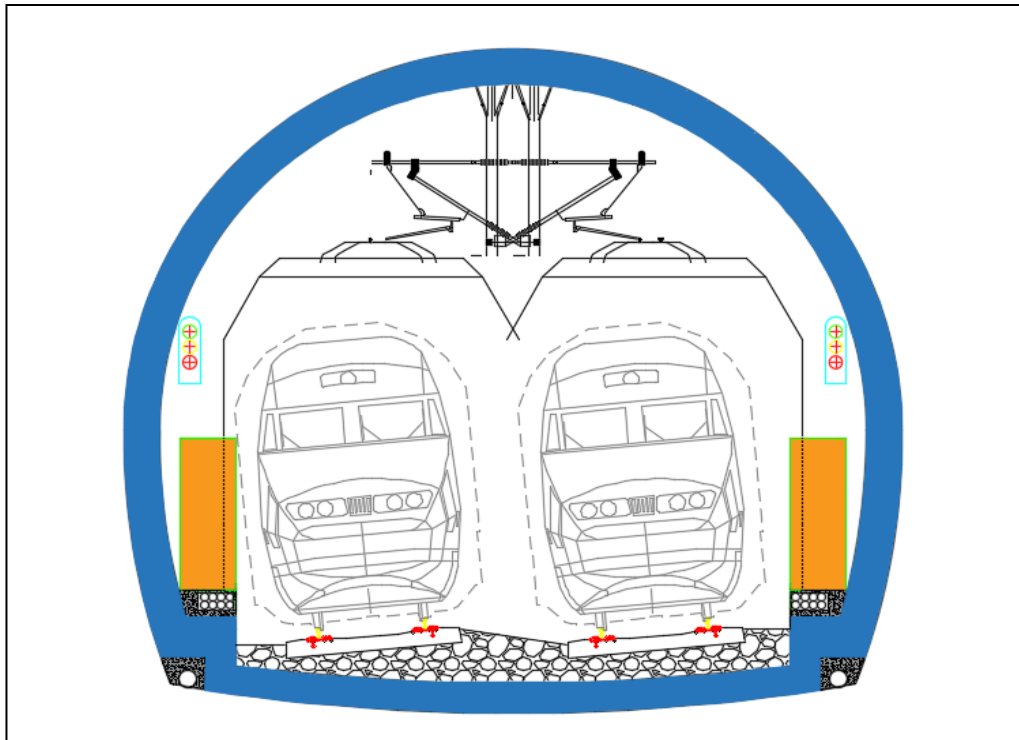
Résistance au feu	La courbe ISO 834 pendant une durée maximale de quatre heures
Accès routier et parking en tête du tunnel	Des parkings de dimensions suffisantes min 500m <sup>2</sup>
Cheminement	La largeur à 0.8 m libre de tout obstacle sur une hauteur de 2.2m
Mise en sécurité des agents de maintenance	Chaque 50m une niche de sécurité (2×2.2 m <sup>2</sup> ) et 1m de profondeur est mis en place, donc 12 niches de chaque côté pour une longueur de 625m
Système d'assainissement	Tunnel < 5km pas d'assainissement
Equipement complémentaires	Tunnel > 28 m de profondeur, un ascenseur permettant le transport du brancard normalisé est prévu dans les dispositifs d'accès des secours. Cet appareil peut être confondu avec celui de la station.
Ventilation, désenfumage	Tunnel d'une longueur < à 5km la ventilation n'est pas nécessaire
Alimentation électrique	6 prises (chaque 100m)
Eclairage	Espacement chaque 50m (12 points d'éclairage)
Repérage des issues et de leur éloignement	Une signalisation éclairée est mise en place à intervalles réguliers de 100 m environ pour indiquer la distance des issues du tunnel.

Alimentation en eau d'incendie	<p><b>Tunnels de rase campagne</b> équiper le tunnel d'une installation en charge protégée contre le gel et disposant en permanence d'une réserve d'eau de 120 m<sup>3</sup>.</p> <p>Les prises d'incendie de 2 X 40 mm et 1 X 65 mm sont installées tous les 250 m au maximum et aux têtes de tunnel, leur débit est de 60 m<sup>3</sup>/h sous une pression de 6 bars, deux points d'eau peuvent être utilisés simultanément.</p>
Communication pour les services de secours	Les services de secours disposent au minimum de deux lignes spécifiques, l'une dédiée au commandement des opérations, l'autre aux opérations d'alimentation en eau d'extinction des incendies.
Relevage	Anneaux fixes en tunnel, tous les 25 m à une hauteur entre 0.50m et 1m du sol. (25anneaux)
Anneaux de rappel	D'un diamètre minimal de 200 mm, ils sont disposés à proximité immédiate des accès au tunnel et des têtes de tunnel à une hauteur comprise entre 1 m et 1,50 m du plan de cheminement.
Liaison sol-train	La continuité des communications phoniques entre le centre de contrôle ferroviaire et le train est assurée.
Système de contrôle de vitesse	Vitesse contrôlée.
Lorrys	Des services de secours sont mis en place à raison de deux par extrémité de tunnel.
Limitation/séparation des activités voyageurs et fret	0.625km <5km : limiter le croisement de trains de voyageurs et de trains entiers de marchandises dangereuses sont appliquées.
Matériel Roulant	Le transit de matériels standard est interdit dans les tunnels non équipés d'un système de ventilation/désenfumage.
Evacuation des voyageurs	Dans le cas d'un incident entraînant l'arrêt d'un train en tunnel, la priorité est donnée à l'évacuation des passagers au moyen d'un autre train si les conditions de sécurité le permettent.
Détecteur de boîtes chaudes	Le tunnel est équipé de lignes en détecteurs de boîtes chaudes qui permettent l'arrêt d'un train affecté avant son entrée dans l'ouvrage.

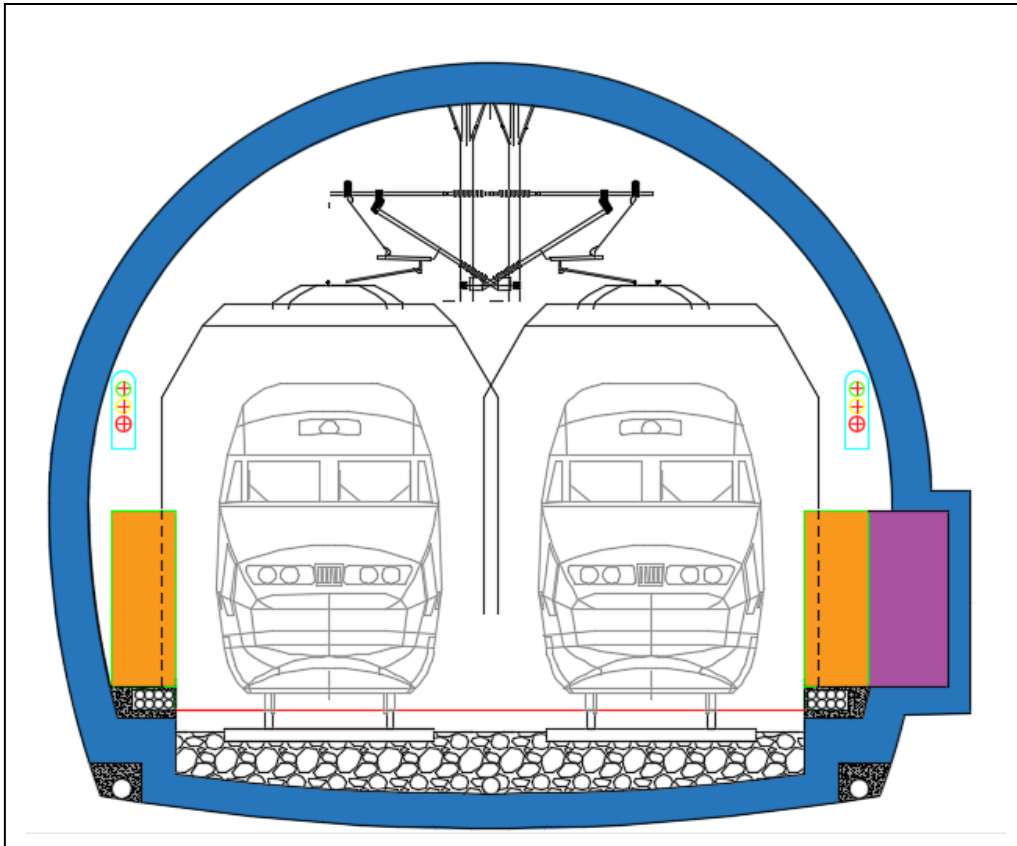
## Les différentes coupes transversales du tunnel



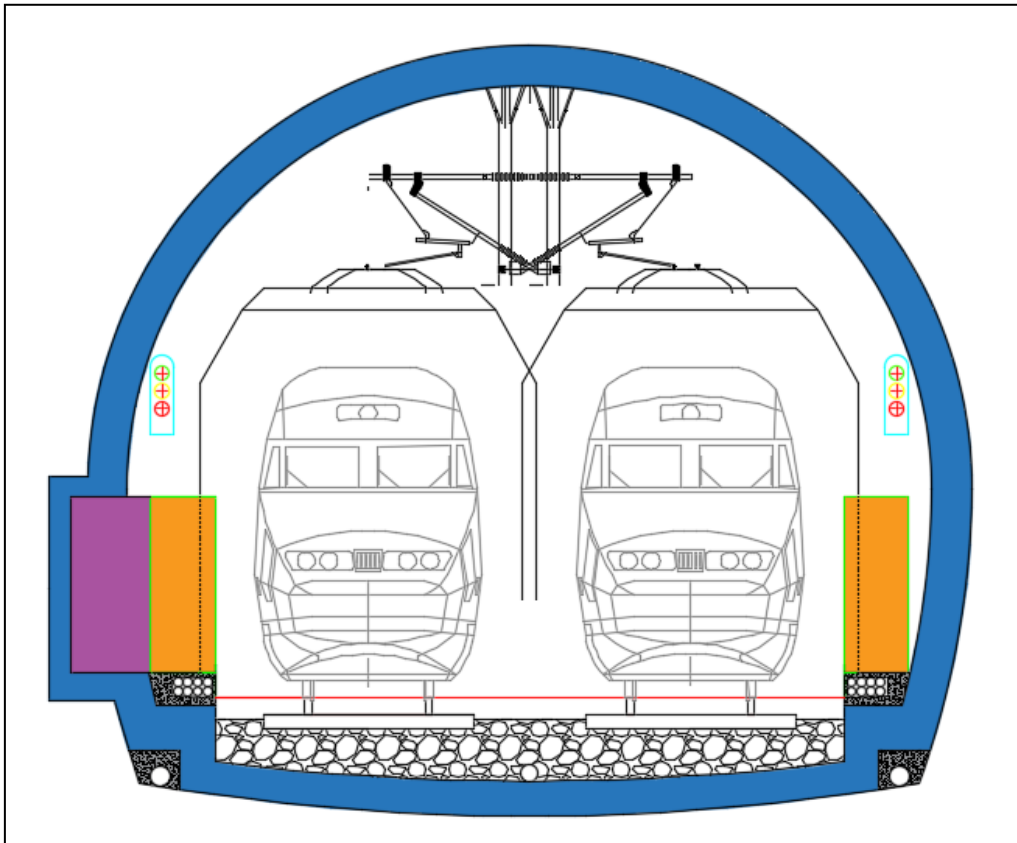
Coupe transversale du tunnel



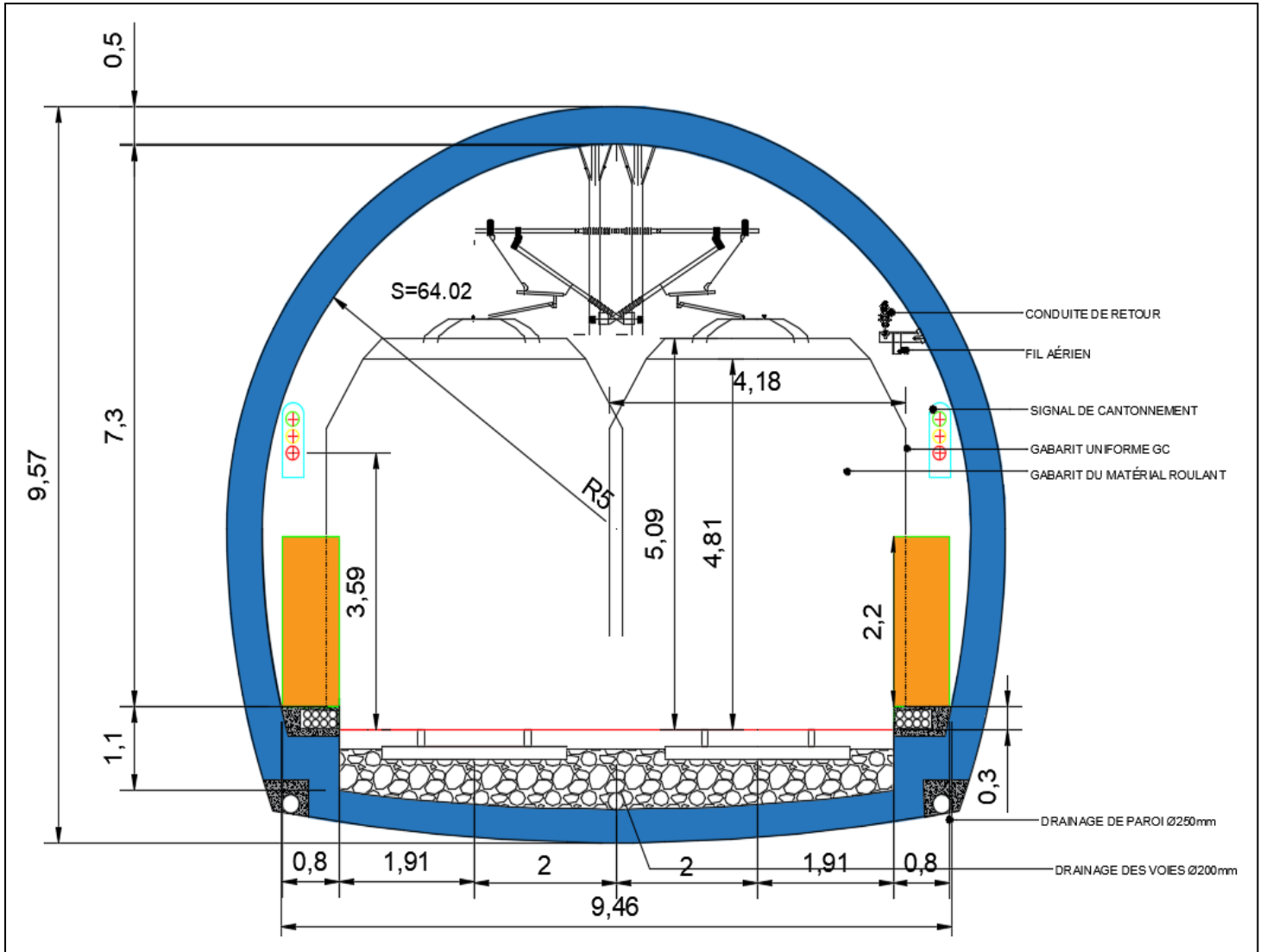
Coupe transversale du tunnel en courbe



Coupe transversale du tunnel avec niche côté droit

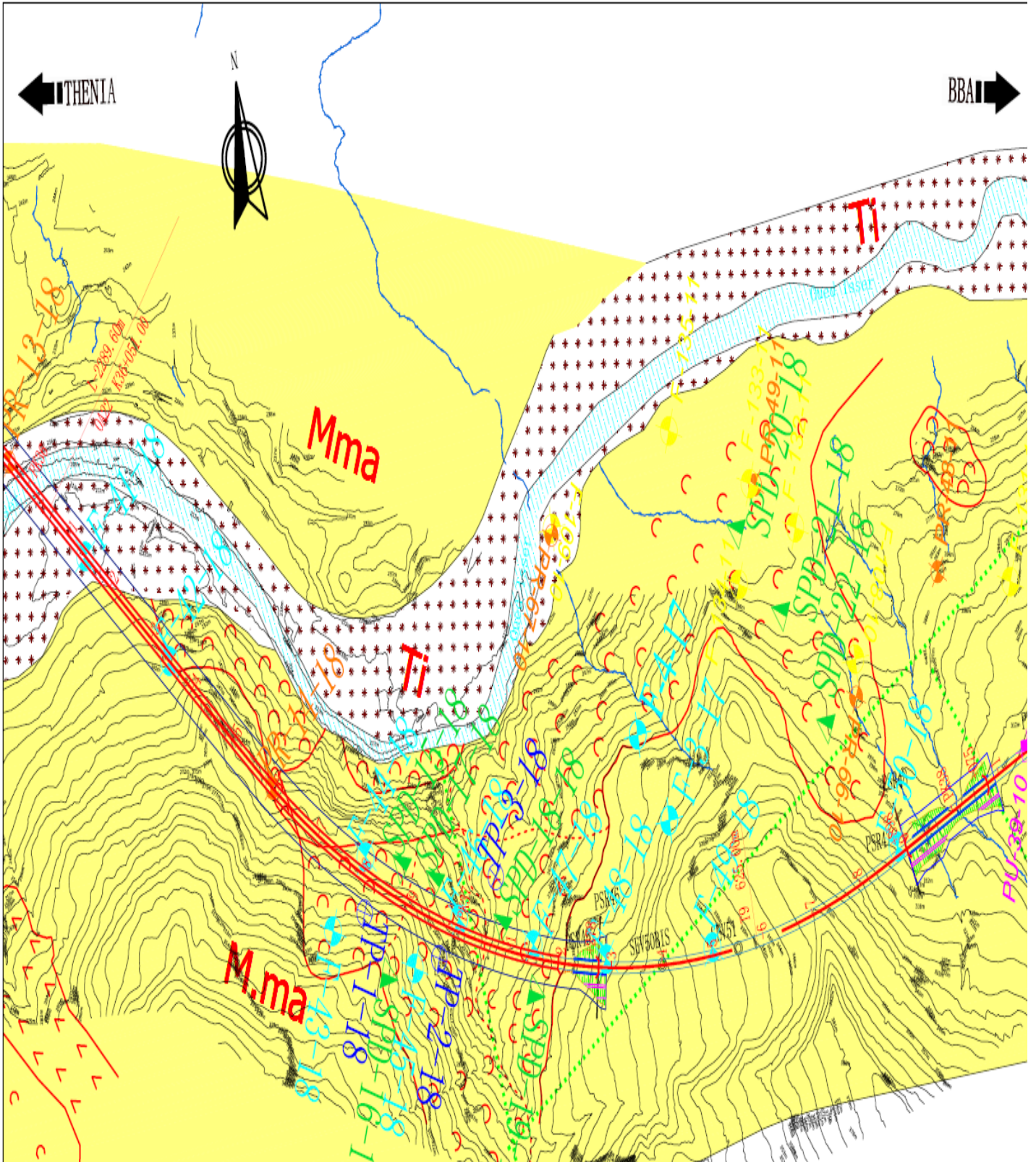


Coupe transversale du tunnel avec niche côté gauche



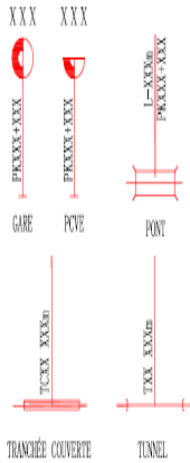
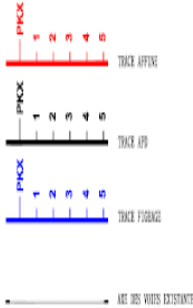
Coupe transversale du tunnel avec cotations

ANNEXE B  
COUPE  
GEOLOGIQUE



Cartographie de la zone d'AOMAR

# LEGENDE



**TOPOGRAPHIE**

Courbe de niveau

x-x-10: Forages et essais in situ phase 2010 APS  
 x-x-11: Forages et essais in situ phase 2011 APD  
 x-x-18: Forages et essais in situ phase 2018 APS ENRICH

- F: Forages
- SPD: Pénétration Dynamique
- PU: Puits D'exploration
- PR: Pressiomètre Ménard
- SEV: Sondage électrique vertical
- PSR: Profil Sismique Réfraction
- ERT: Tomographie de résistivité électrique

**1- Domaine interne**

**a- Socle métamorphique**

- Schistes (Y1)
- Gneiss porphyroïdes (Y2)

**b- Couverture du socle: l'Oligo-Miocène Kabyle**

- OMK à marnes et silénites (Om)
- OMK Conglomératique (Og)

**C- Dorsale kabyle**

- Couverture grésomicaocée (éroligocène de la dorsale) (Cd)
- Lias sup. moyen et Crétacé: marno-calcaire (Lm)
- Lias inférieur: calcaire massif (Lc)
- Permo-Trias (Pe)

**2- Flyschs**

- Flysch maurétanien guerrouch (gréso-péolitique à bancs épais) (Fm)
- Flysch massylien quartito-péolitique à bancs dm et argileux (fm)

**3- Unités telliennes**

- Crétacé supérieur marno-calcaire (Cs)
- Crétacé Moyen: intercalation marno-calcaire (CM)
- Crétacé inférieur (albo-aptien): grès mouchetés et argiles schisteuses (Ci)

**4- Néogène: Mio-Plio-quaternaire**

- Plio-Quaternaire conglomérats blocs roulés et limons de Bouira (Pq)
- Brèches et argiles rouges pliocène de Thénia (Pb1)
- Miocène anté-nappe calcaire-marno-gréseux de BEA

**4- Néogène: Mio-Plio-quaternaire**

- Miocène post nappe gréseux de BEA
- Miocène conglomératique et grès de Thénia (Mg)
- Miocène marneux de Thénia (Mm)
- Miocène conglomératique et grès d'Aomar (Mga)
- Miocène marneux d'Aomar (Mma)

**5- Quaternaire**

- Terrasse supérieure (blocs arrondis et limons) (Ts)
- Terrasse inférieure (limons et cailloutis) (Ti)
- Blocs et limons d'oued actuels
- Colluvions (Col1)
- Puits artésien, résurgence, niveau piézométrique.

Direction et pendage des couches

Zone inondable

Zone humide (ZH)

Zone de Dépôts (ZD)

Ravinement actif

Zone de broyage

Glissement de terrain (ZC)

Zone potentiellement instable (ZPI)

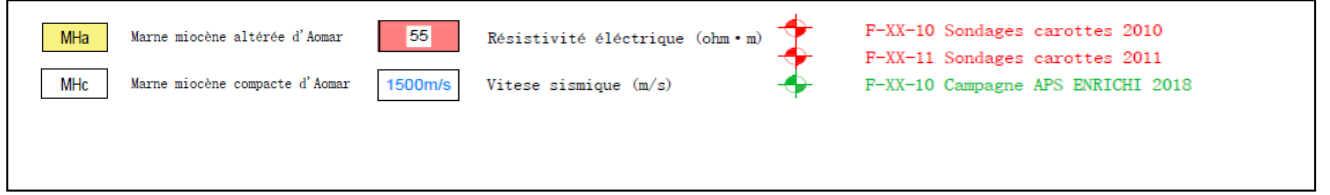
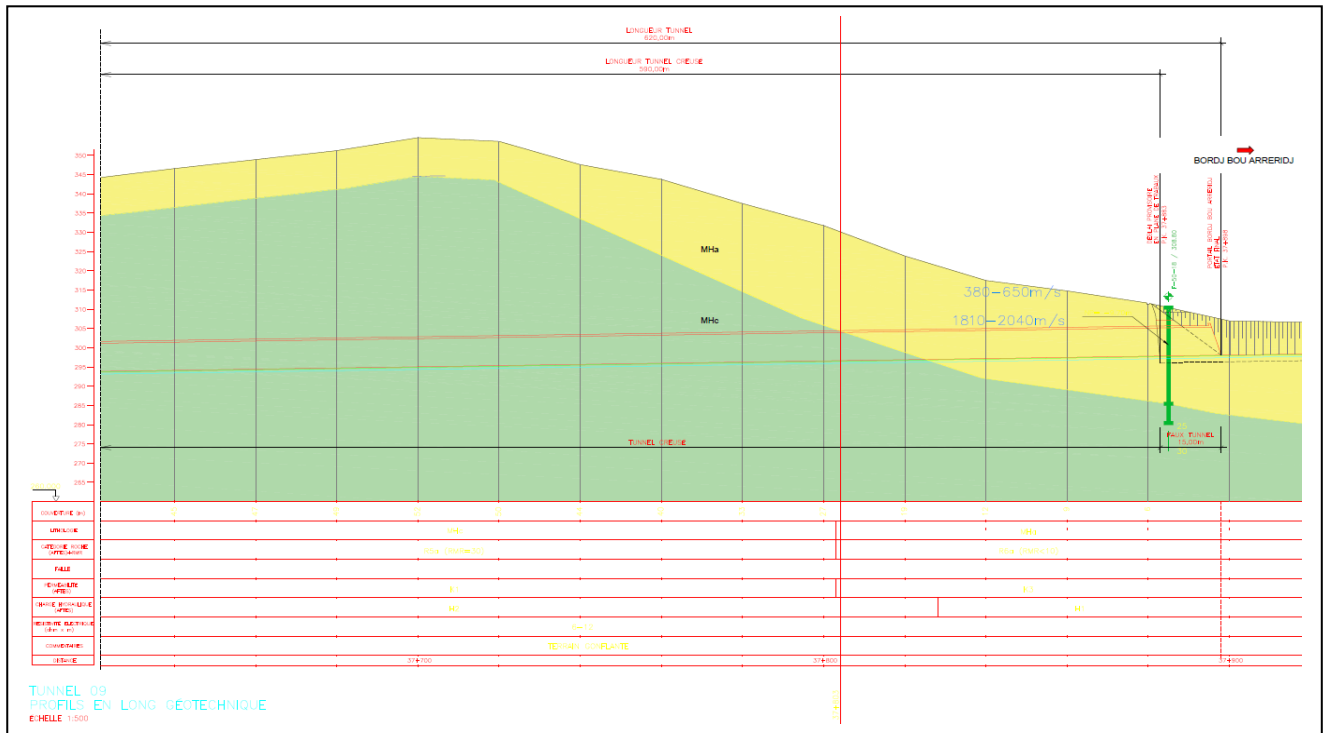
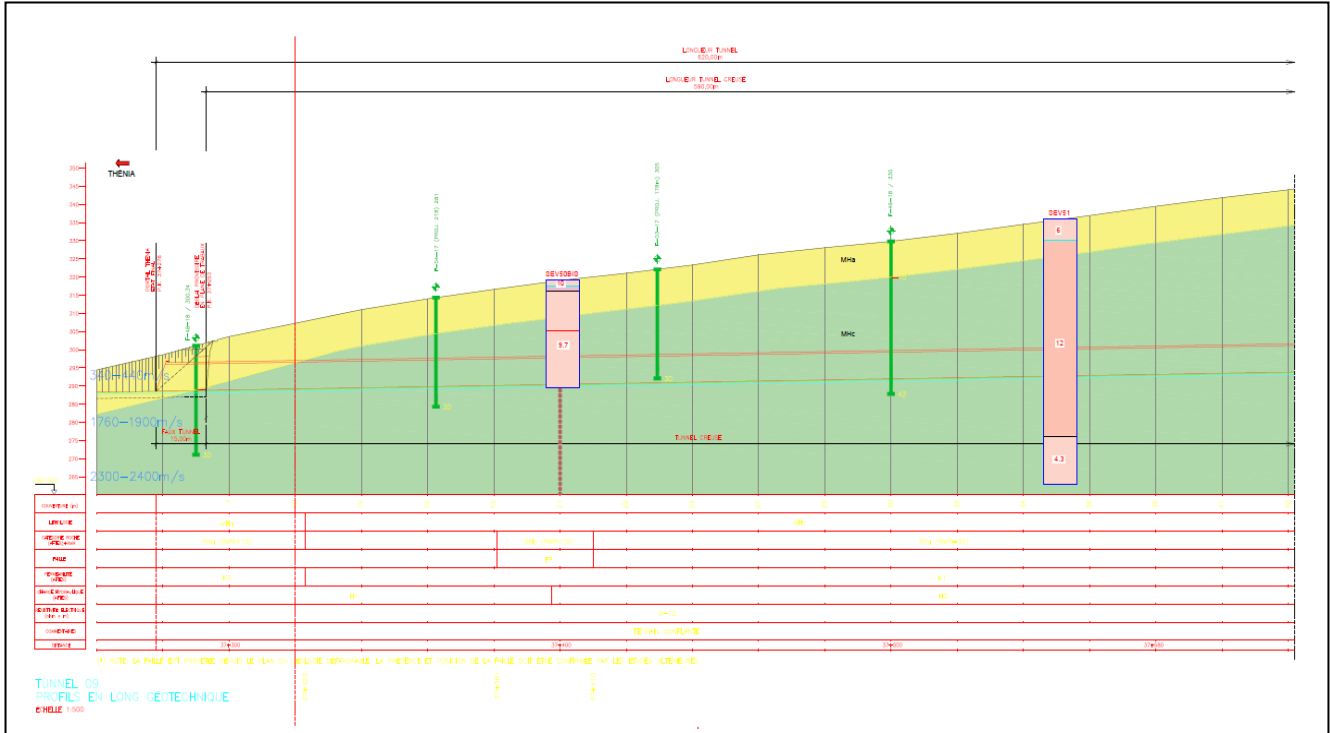
Solifluxion

Gabion (G.B)

Faille (F)

Faille probable (FP)

Limite de chevauchement, contact anormal (Φ)



Coupe géologique et profil en long du tunnel entre les PK 37+275 et 37+900

ANNEXE C  
CLASSIFICATION  
DES MASSIFS  
ROCHEUX

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

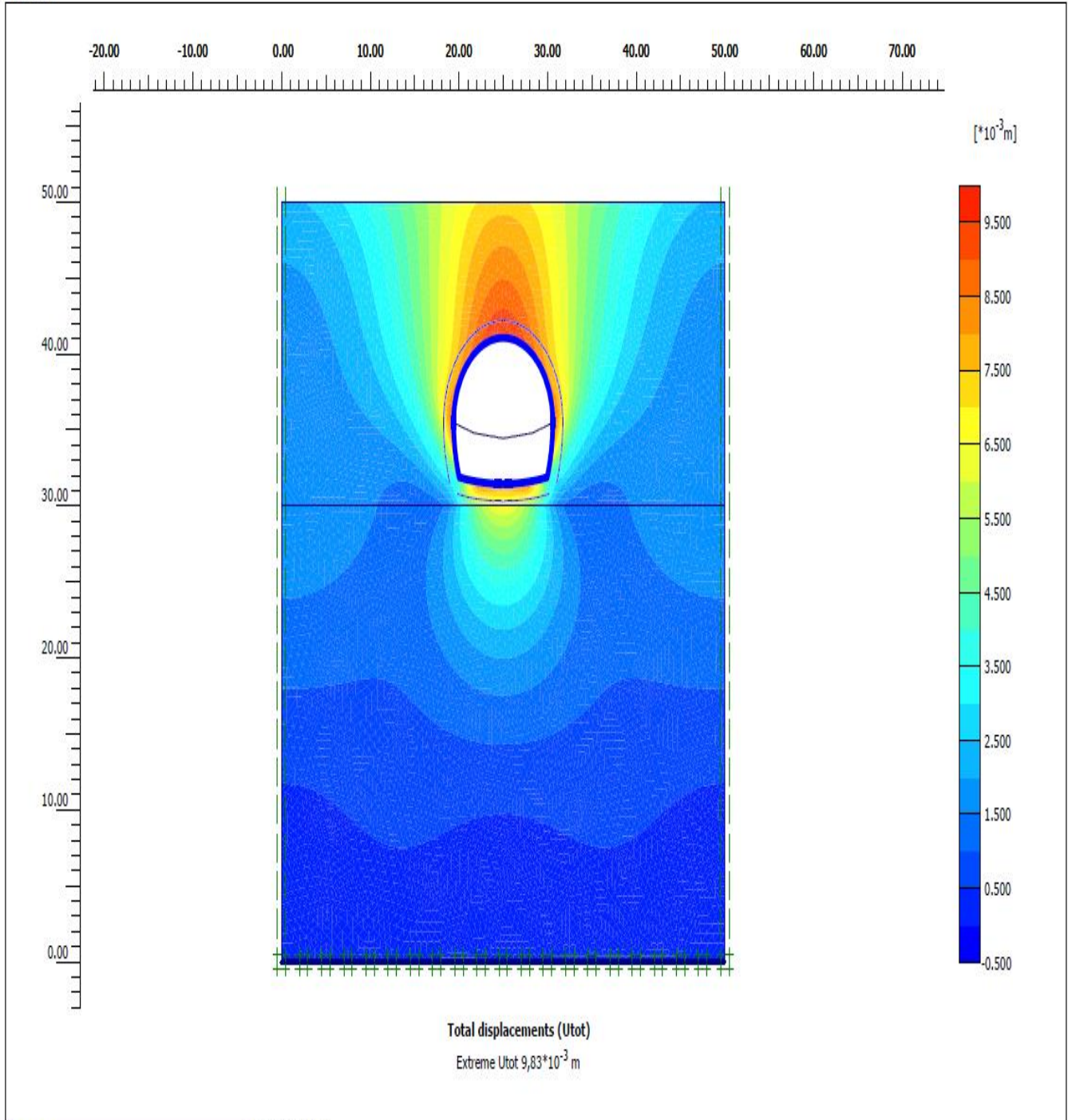
Catégorie	Désignation	Exemples	Rc (Mpa)
<b>R1</b>	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	> 200
<b>R2a</b>	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
<b>R2b</b>		Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats compacts	120 à 60
<b>R3a</b>	Roche de résistance moyenne	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
<b>R3b</b>		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes compactes, conglomérats peu consistants	40 à 20
<b>R4</b>	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendre ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
<b>R5a</b>	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
<b>R5b</b>		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
<b>R6a</b>	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	/
<b>R6b</b>		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	

**Tableau Recommandation d'avant-projet sommaire du creusement et soutènement d'après Z. BIENIAWSKI**

Classe de RMR	Mode d'excavation	Mode de soutènement		
		Boulons d'ancrage	Béton projeté	Cintres métalliques
<b>A</b>	Creusement à pleine section Pas d'avancement : 3m	Généralement pas nécessaire		
<b>B</b>	Creusement à pleine section Pas d'avancement : 1,5-3m Soutènement complet à 20m du front Espacement : 1,5-2,0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm en voûte si nécessaire	Non rentable
<b>C</b>	Creusement en demi-section Pas d'avancement : 1,5-3m en demi-section supérieure Soutènement mis en place à une distance inférieure à 20m du front	Espacement : 1,0-1,5m Treillis soudé+30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100mm en voûte et 50mm sur les piédroits Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers avec un espacement de 1,5-2,0m
<b>D</b>	Creusement en demi-section Pas d'avancement : 1,5-3m en demi-section supérieure Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10m du front	Espacement : 0,5-1,0m Treillis soudé+30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm en voûte et 100mm sur les piédroits Treillis soudé et boulons de 1,5 à 3m d'espacement	Cintres moyens+50mm de béton projeté avec un espacement de 0,7-1,5m
<b>E</b>	Creusement en section divisée Pas d'avancement : 0,5-1,5m pour la galerie de tête Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement Mise en place de béton projeté dès que possible	Non recommandé	200mm en voûte et 150mm sur les piédroits Treillis soudé, boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement avec un espacement de 0,7m

ANNEXE D  
RESULTATS  
PLAXIS

Plaxis 8.6

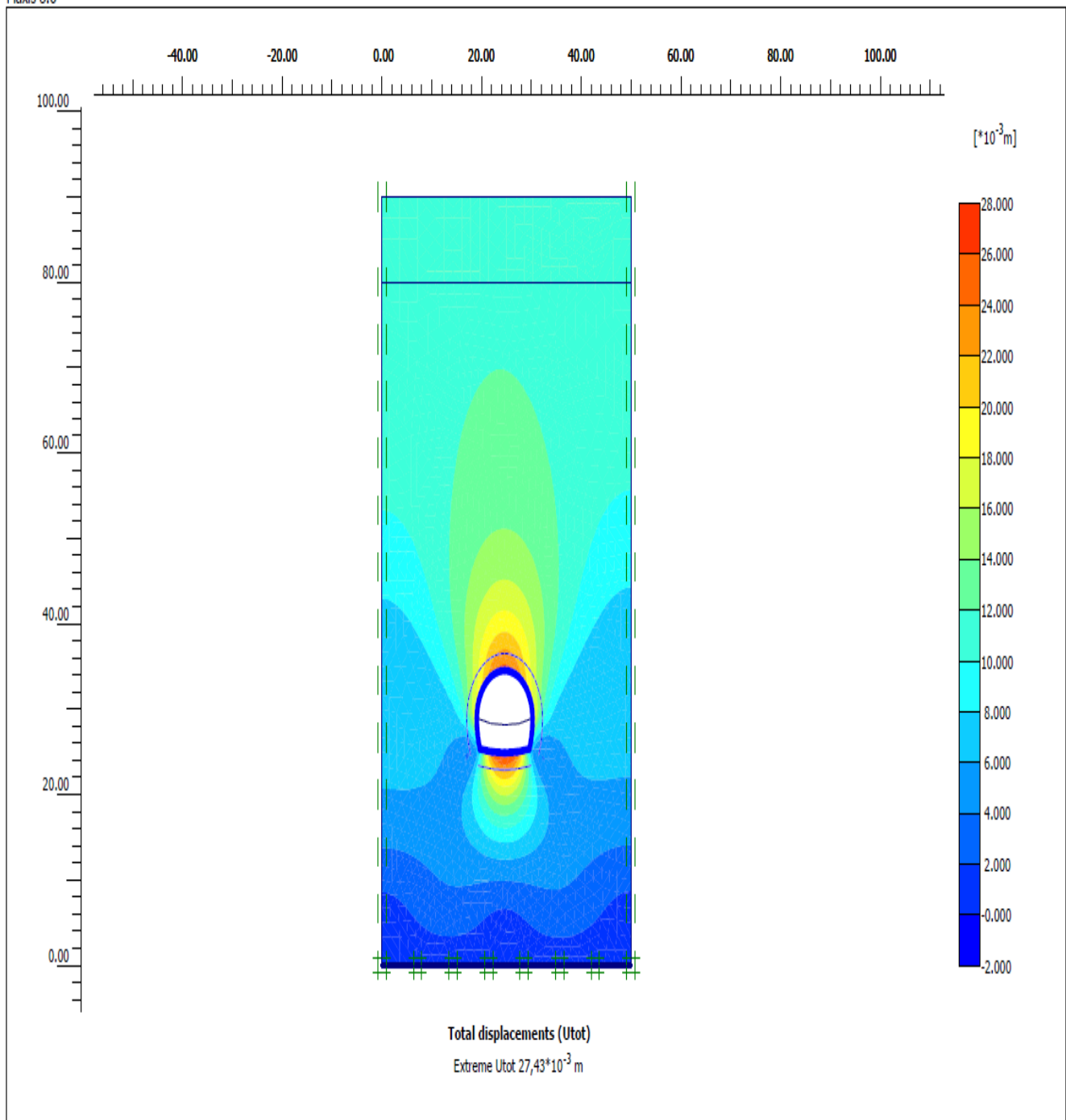


<i>Project description</i>				
zone 1				
<i>Project name</i>	<i>Step</i>	<i>Date</i>	<i>User name</i>	
ZONE 1	6	27/05/19	Koxhiyoki Kabuto, Japan	

Version 8.6.0.1133

**Déformations PLAXIS de la zone 1**

Plaxis 8.6

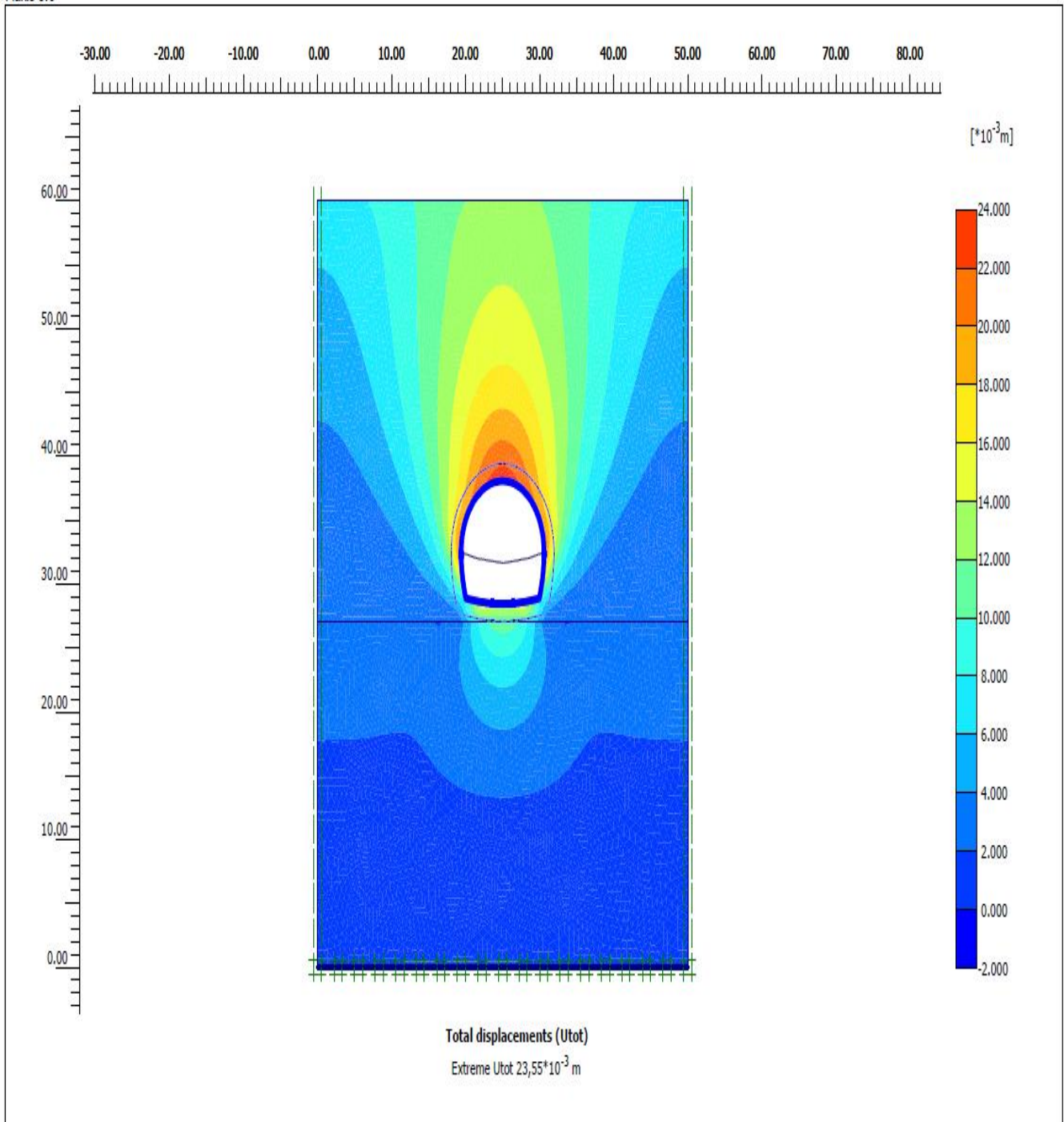


Project description		ZONE 2		
Project name	Step	Date	User name	
ZONE 2	44	27/05/19	Koxhiyoki Kabuto, Japan	

Version 8.6.0.1133

**Déformations PLAXIS de la zone 2**

Plaxis 8.6



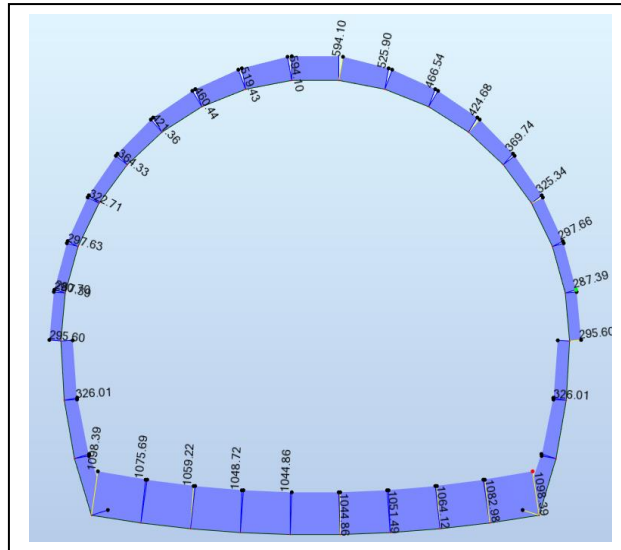
<i>Project description</i>				zone 3	
<i>Project name</i>	<i>Step</i>	<i>Date</i>	<i>User name</i>		
ZONE 3	7	27/05/19	Koxhiyoki Kabuto, Japan		

Version 8.6.0.1133

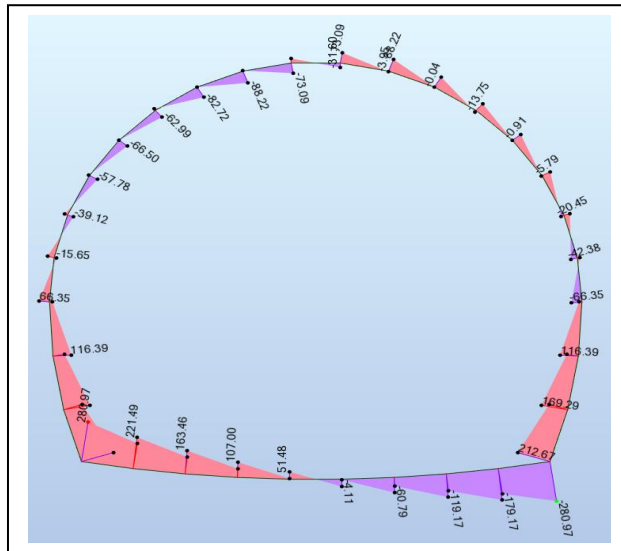
**Déformations PLAXIS de la zone 3**

ANNEXE E  
RESULTATS  
REVETEMENT

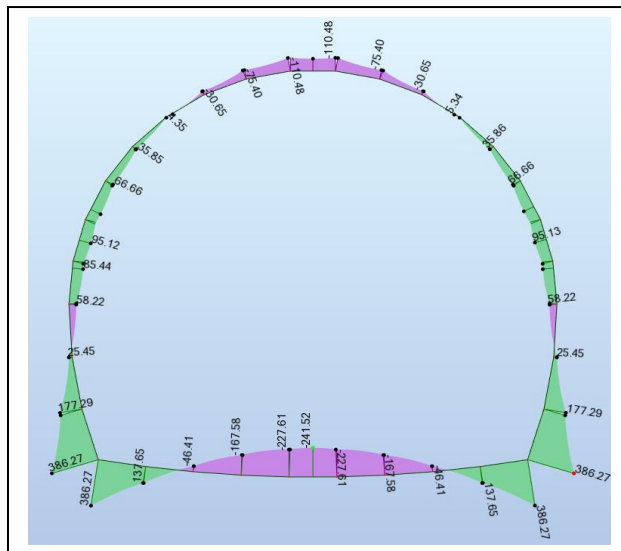
# CALCUL ROBOT



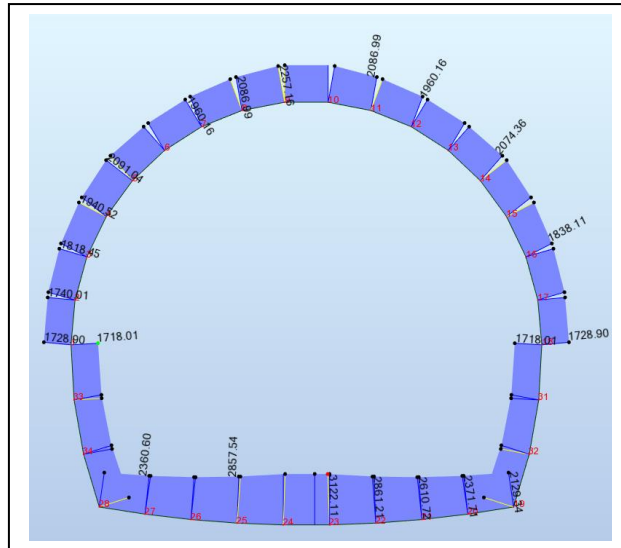
Effort normal de la zone 1



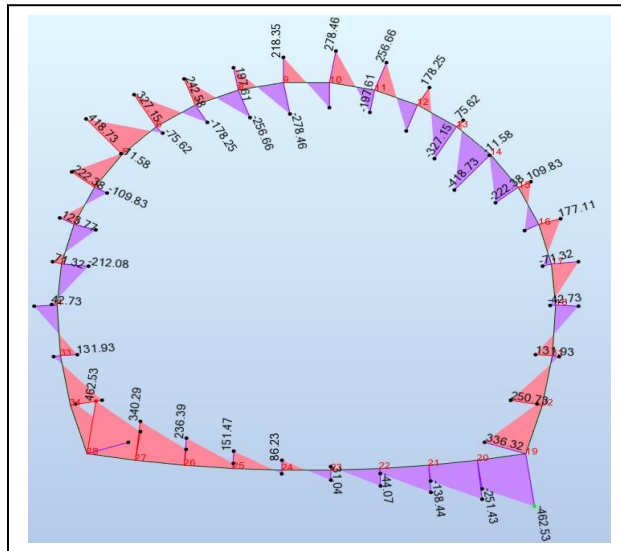
Effort tranchant de la zone 1



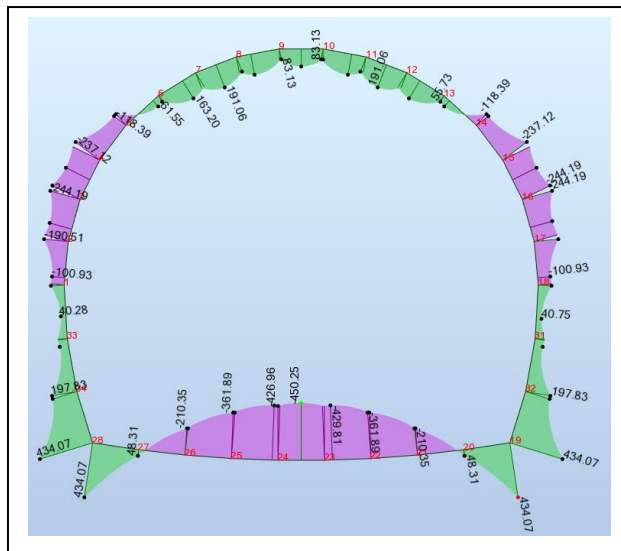
Moment fléchissant de la zone 1



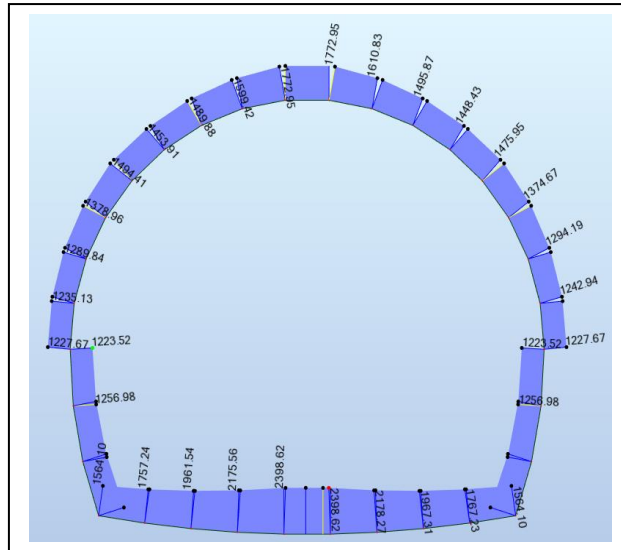
Effort normal de la zone 2



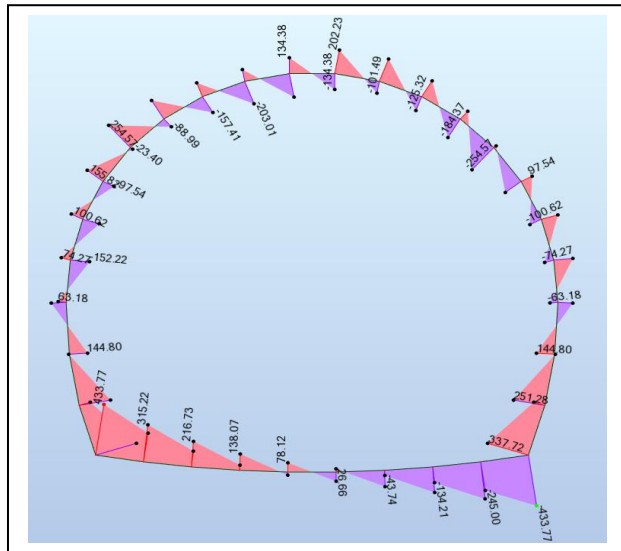
Effort tranchant de la zone 2



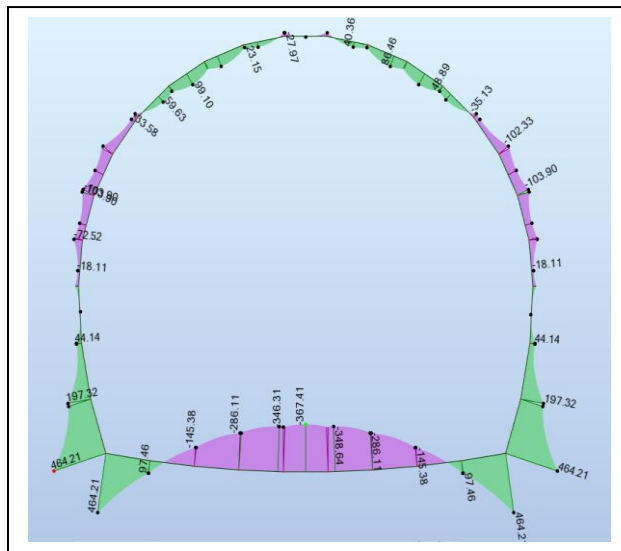
Moment fléchissant de la zone 2



Effort normal de la zone 3



Effort tranchant de la zone 3



# CALCUL ROBOT EXPERT 2010

## Zone 1 Calcul de Section en Flexion Composée

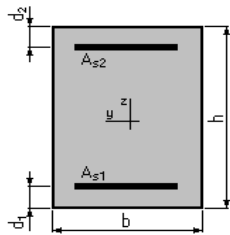
### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 50,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	287,39	95,12

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6,2$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 6,2$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,14$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,14$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELSN = 287,39 (kN) M = 95,12 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1,31  
 Position de l'axe neutre :  $y = 15,0$  (cm)  
 Bras de levier :  $Z = 40,0$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 2,8$  (MPa)  
 Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :  
 Tendue :  $\sigma_s = 17,2$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s\ lim} = 200,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

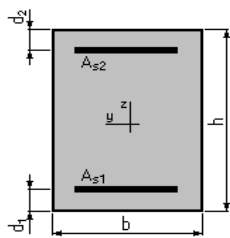
### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^{\circ}$	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1082,39	386,27

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,30$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas  $N^{\circ}$  1: Type ELSN = 1082,39 (kN) M = 386,27 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 25,1$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 46,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 11,2$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 200,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\lim} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

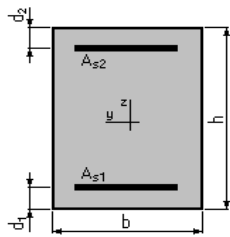
### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	$N$ (kN)	$M$ (kN*m)
1.	ELS	1082,39	386,27

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,30$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas  $N^0$  1: Type ELSN = 1082,39 (kN) M = 386,27 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 25,1$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 46,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 11,2$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 200,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \lim} = 200,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

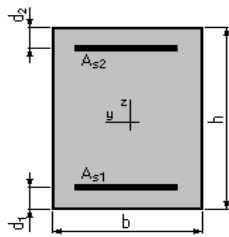
### 1. Hypothèses:

**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 mod. 99

### 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 <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	594,10	-110,48

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,2$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,14$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS    N = 594,10 (kN)    M = -110,48 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,61
Position de l'axe neutre:	$y = 19,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 38,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 3,8$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

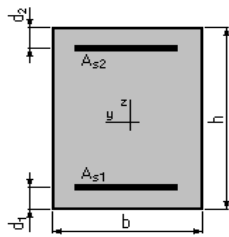
### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	295,60	-58,22

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS      N = 295,60 (kN)      M = -58,22 (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	8,95
Position de l'axe neutre:	$y = 30,9$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 44,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,5$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

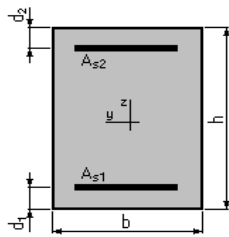
### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1044,86	-241,52

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,13$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas  $N^0$  1: Type ELS    N = 1044,86 (kN)    M = -241,52 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	2,08
Position de l'axe neutre:	$y = 29,7$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 45,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,6$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

#### Contrainte de l'acier:

comprimée:	$\sigma_s' = 74,2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Zone 2

### Calcul de Section en Flexion Composée

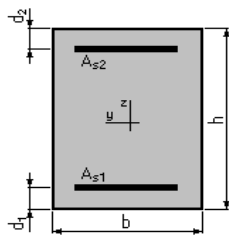
#### 1. Hypothèses:

**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 mod. 99

#### 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°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1960,16	191,06

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,2$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,14$ (%)		

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELS      N = 1960,16 (kN)    M = 191,06 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	2,80
Position de l'axe neutre:	$y = 45,8$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 29,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8,5$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

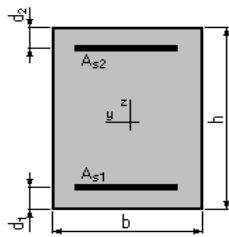
### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	2129,34	434,07

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,13$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS      N = 2129,34 (kN)      M = 434,07 (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,69
Position de l'axe neutre:	$y = 34,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 43,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 13,0$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 118,8$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

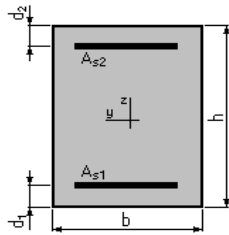
### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	2129,34	434,07

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,13$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

Cas  $N^0$  1: Type ELS    **N = 2129,34 (kN)    M = 434,07 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,69
Position de l'axe neutre:	$y = 34,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 43,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 13,0$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 118,8$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

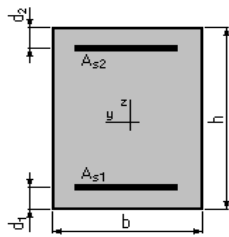
### 1. Hypothèses:

**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 mod. 99

### 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°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1838,11	-24,19

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,2$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,14$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELS    N = 1838,11 (kN)    M = -24,19 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	5,64
Position de l'axe neutre:	$y = 183,4$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 21,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4,3$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

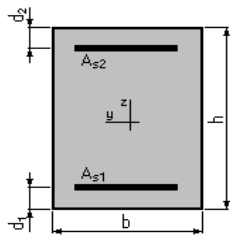
### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1718,01	-110,16

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU    N = 1718,01 (kN)    M = -110,16 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	6,22	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 59,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 31,4$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

## Calcul de Section en Flexion Composée

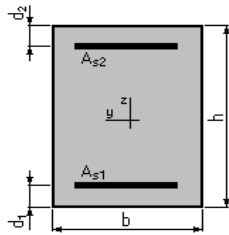
### 1. Hypothèses:

**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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	3112,11	-450,29

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU    N = 3112,11 (kN)    M = -450,29 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	2,26	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 38,8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 39,5$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

## Zone 3

### Calcul de Section en Flexion Composée

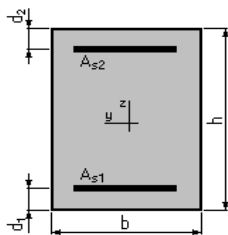
#### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

#### 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°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1453,91	90,35

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 6,2$ (cm <sup>2</sup> )		
minimum	$\rho = 0,00$ (%)		
	$\rho_{\text{min}} = 0,14$ (%)		

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELS    N = 1453,91 (kN)    M = 90,35 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	4,73
Position de l'axe neutre:	$y = 58,5$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 26,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,1$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

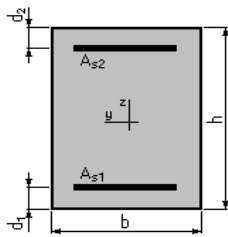
### 1. Hypothèses:

**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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1564,10	464,21

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,2$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS      N = 1564,10 (kN)      M = 464,21 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 27,7$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 45,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 13,5$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

#### Contrainte de l'acier:

tendue:	$\sigma_s = 200,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

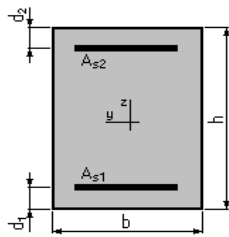
### 1. Hypothèses:

**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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1564,10	464,21

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,2$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELS**     **N = 1564,10 (kN)**     **M = 464,21 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 27,7$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 45,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 13,5$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

#### Contrainte de l'acier:

tendue:	$\sigma_s = 200,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

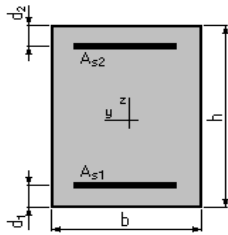
### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

### 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 <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1294,19	-103,90

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )
Section théorique	0,0	0,0
Section minimum	6,2	
théorique	$\rho = 0,00$ (%)	
minimum	$\rho_{\min} = 0,14$ (%)	

#### Analyse par Cas:

Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS    N = 1294,19 (kN)    M = -103,90 (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	4,72
Position de l'axe neutre:	y = 51,0 (cm)
Bras de levier:	Z = 28,0 (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,1$ (MPa)
Contrainte limite:	0,6 $f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

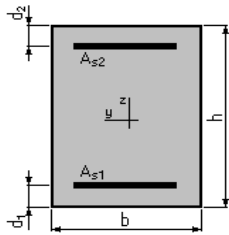
### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1223,52	-17,94

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS    N = 1223,52 (kN)    M = -17,94 (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	10,27
Position de l'axe neutre:	$y = 234,9$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 26,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 2,3$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

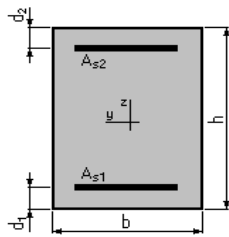
### 1. Hypothèses:

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 mod. 99

### 2. Section:



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

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

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

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

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	2398,62	-367,41

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS    N = 2398,62 (kN)    M = -367,41 (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	2,20
Position de l'axe neutre:	y = 44,0 (cm)
Bras de levier:	Z = 40,3 (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 10,1$ (MPa)
Contrainte limite:	0,6 $f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

ANNEXE F  
Notes du calcul  
BaelC



Logiciel développé par	<b>BaelC - Version 1.02.035</b>	<b>27/05/2019</b>
		<b>Page 1 / 1</b>

### Données saisies :

Diamètre extérieur de la section annulaire : **11 m**  
 Diamètre intérieur de la section annulaire : **10 m**  
 Distance du cdg des armatures au parement : **0,05 m**

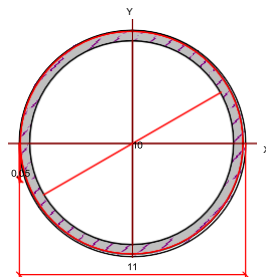
Contrainte du béton :  $f_{cj}$  **40** MPa  
 Limite d'élasticité d'acier :  $f_e$  **500** MPa  
 Coefficient de durée d'application des charges :  $q$  **1**  
 Coefficient de sécurité du béton :  $\gamma_b$  **1,5**  
 Coefficient de sécurité de l'acier :  $\gamma_s$  **1,15**

Effort normal ELU : **64 950** kN  
 Moment fléchissant ELU : **129 300** kN\*m

### Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures : **0** cm<sup>2</sup>

La section est entièrement comprimée.



**Données saisies :**

Diamètre extérieur de la section annulaire : **11 m**  
Diamètre intérieur de la section annulaire : **10 m**  
Distance du cdg des armatures au parement : **0,05 m**

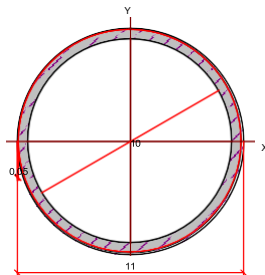
Contrainte du béton :  $f_{cj}$  : **40** MPa  
Limite d'élasticité d'acier :  $f_e$  : **500** MPa  
Coefficient de durée d'application des charges :  $q$  : **1**  
Coefficient de sécurité du béton :  $\gamma_b$  : **1,5**  
Coefficient de sécurité de l'acier :  $\gamma_s$  : **1,15**

Effort normal ELU : **60 440** kN  
Moment fléchissant ELU : **84 400** kN\*m

**Résultats des calculs aux ELU**

Section totale d'armatures : **0** cm<sup>2</sup>

La section est entièrement comprimée.



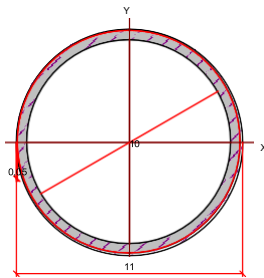
**Données saisies :**

Diamètre extérieur de la section annulaire :	<b>11 m</b>	
Diamètre intérieur de la section annulaire :	<b>10 m</b>	
Distance du cdg des armatures au parement :	<b>0,05 m</b>	
Contrainte du béton : $f_{cj}$	<b>40</b>	MPa
Limite d'élasticité d'acier : $f_e$	<b>500</b>	MPa
Coefficient de durée d'application des charges : $q$	<b>1</b>	
Coefficient de sécurité du béton : $\gamma_b$	<b>1,5</b>	
Coefficient de sécurité de l'acier : $\gamma_s$	<b>1,15</b>	
Effort normal ELU :	<b>64 950</b>	kN
Moment fléchissant ELU :	<b>129 300</b>	kN*m

**Résultats des calculs aux ELU**

Section totale d'armatures : **0** cm<sup>2</sup>

La section est entièrement comprimée.



ANNEXE G  
RESULTATS DE  
CALCUL  
GEO 5

## Slope stability analysis

### Input data

#### Project

Task : PFE2019  
Part : stabilité talus  
Description : talus d'entrée  
Customer : ENSTP  
Date : 26/05/2019

#### Settings

France - EN 1997 (21)

#### Stability analysis

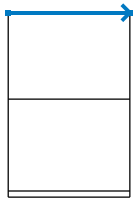
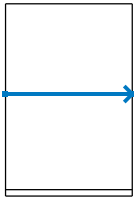
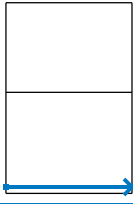
Earthquake analysis : Standard  
Verification methodology: according to EN 1997  
Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)					
Permanent design situation					
		State STR		State GEO	
		Unfavourable	Favourable	Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Water load :	$\gamma_w =$			1,00 [-]	


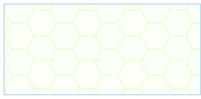
  

Partial factors for soil parameters (M)		
Permanent design situation		
Partial factor on internal friction :	$\gamma_\phi =$	1,25 [-]
Partial factor on effective cohesion :	$\gamma_c =$	1,25 [-]
Partial factor on undrained shear strength :	$\gamma_{cu} =$	1,40 [-]


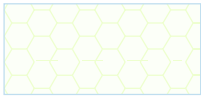
#### Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]			
		x	z	x	z
1		-10,00	12,01	10,00	12,01
2		-10,00	-2,20	10,00	-2,20
3		-10,00	-17,27	10,00	-17,27

### Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	MHA		21,00	25,00	21,80
2	MHC		27,00	30,00	23,40

### Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	n [-]
1	MHA		21,80		
2	MHC		23,40		

### Soil parameters

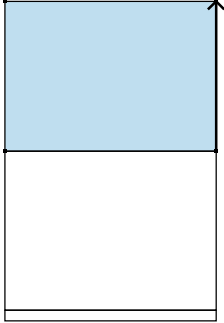

#### MHA

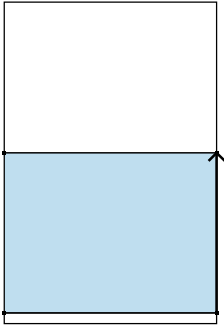
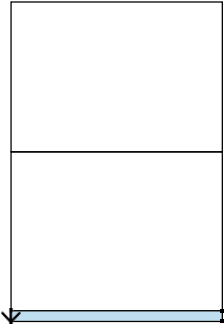
Unit weight :  $\gamma = 21,80 \text{ kN/m}^3$   
 Stress-state : effective  
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 21,00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 25,00 \text{ kPa}$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,80 \text{ kN/m}^3$

#### MHC

Unit weight :  $\gamma = 23,40 \text{ kN/m}^3$   
 Stress-state : effective  
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 23,40 \text{ kN/m}^3$

### Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		10,00	-2,20	10,00	12,01	MHA 
		-10,00	12,01	-10,00	-2,20	

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
2		10,00	-17,27	10,00	-2,20	MHC
		-10,00	-2,20	-10,00	-17,27	
3		-10,00	-17,27	-10,00	-18,27	MHC
		10,00	-18,27	10,00	-17,27	

#### Water

Water type : No water

#### Tensile crack

Tensile crack not inputted.

#### Earthquake

Horizontal seismic coefficient :  $K_h = 0,12$

Vertical seismic coefficient :  $K_v = 0,04$

#### Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

### Results (Stage of construction 1)

#### Analysis 1 (stage 1)

#### Circular slip surface

Slip surface parameters							
Center :	x =	-0,71	[m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-39,94	[°]
	z =	21,01	[m]		$\alpha_2 =$	39,94	[°]
Radius :	R =	11,73	[m]	Analysis of the slip surface without optimization.			

#### Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces :  $F_a = 63,37$  kN/m

Sum of passive forces :  $F_p = 517,15$  kN/m

Sliding moment :  $M_a = 743,61$  kNm/m

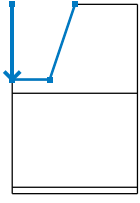
Resisting moment :  $M_p = 6068,52$  kNm/m

Utilization : 12,3 %

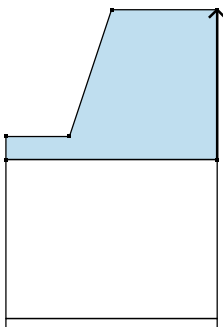

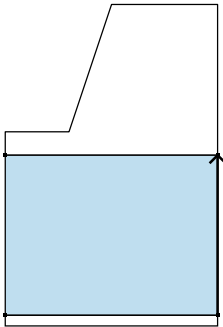

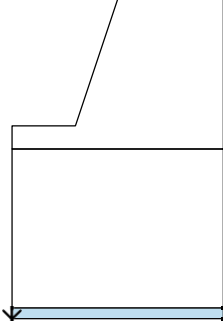

**Slope stability ACCEPTABLE**

## Input data (Stage of construction 2)

### Earth cut

No.	Cut location	Coordinates of cut points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-10,00	12,01	-10,00	0,00	-4,00	0,00
		0,00	12,01				

### Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		10,00	-2,20	10,00	12,01	MHA 
		0,00	12,01	-4,00	0,00	
		-10,00	0,00	-10,00	-2,20	
2		10,00	-17,27	10,00	-2,20	MHC 
		-10,00	-2,20	-10,00	-17,27	
3		-10,00	-17,27	-10,00	-18,27	MHC 
		10,00	-18,27	10,00	-17,27	

### Anchors

No.	Anchor		Origin		Length and slope / coordinates		Anchor spacing b [m]	Diameter / area d [mm] / A [mm²]	Elastic modulus E [MPa]	Tensile strength F <sub>c</sub> [kN]	Active in compress	Force F [kN]
	new	st-stress	x [m]	z [m]	l [m] / x [m]	α [°] / z [m]						
1	Yes		-0,18	11,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00

No.	Anchor		Origin		Length and slope / coordinates		Anchor spacing b [m]	Diameter / area d [mm] / A [mm <sup>2</sup> ]	Elastic modulus E [MPa]	Tensile strength F <sub>c</sub> [kN]	Active in compress	Force F [kN]
	new	st-stress	x [m]	z [m]	l [m] / x [m]	α [°] / z [m]						
2	Yes		-0,51	10,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
3	Yes		-0,85	9,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
4	Yes		-1,18	8,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
5	Yes		-1,51	7,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
6	Yes		-1,85	6,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
7	Yes		-2,18	5,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
8	Yes		-2,51	4,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
9	Yes		-2,84	3,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
10	Yes		-3,18	2,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
11	Yes		-3,51	1,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
12	Yes		-3,84	0,47	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00

### Water

Water type : No water

### Tensile crack

Tensile crack not inputted.

### Earthquake

Horizontal seismic coefficient :  $K_h = 0,12$

Vertical seismic coefficient :  $K_v = 0,04$

### Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

## Results (Stage of construction 2)

### Analysis 1 (stage 2)

#### Circular slip surface

Slip surface parameters							
Center :	x =	-3,69	[m]	Angles :	α <sub>1</sub> =	-27,00	[°]
	z =	12,02	[m]		α <sub>2</sub> =	89,96	[°]
Radius :	R =	13,49	[m]				

The slip surface after optimization.

#### Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces :  $F_a = 1345,87$  kN/m

Sum of passive forces :  $F_p = 2477,88$  kN/m

Sliding moment :  $M_a = 18155,72$  kNm/m

Resisting moment :  $M_p = 33426,57$  kNm/m

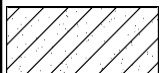
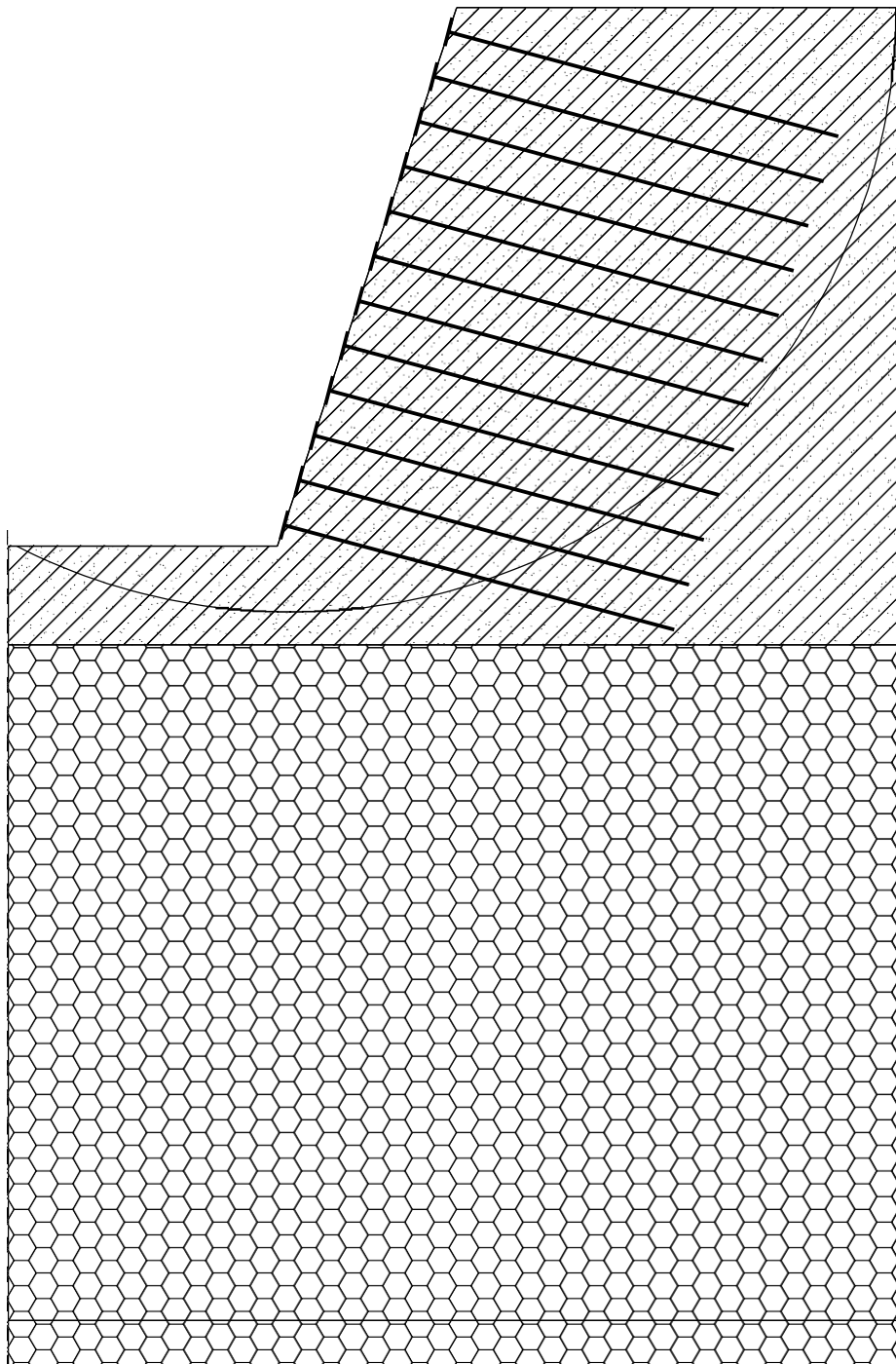
Utilization : 54,3 %

**Slope stability ACCEPTABLE**

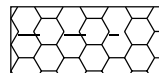
Stabilité talus  
Portail d'entrée avec soutènement sans séisme

Name :

Stage - analysis : 2 - 1



MHA



MHC

The slip surface after optimization.

**Slope stability verification (Bishop)**

Sum of active forces :  $F_a = 1237,04$  kN/m

Sum of passive forces :  $F_p = 2533,54$  kN/m

Sliding moment :  $M_a = 16687,65$  kNm/m

Resisting moment :  $M_p = 34177,43$  kNm/m

Utilization : 48,8 %

**Slope stability ACCEPTABLE**

## Slope stability analysis

### Input data

#### Project

Task : PFE 2019  
 Part : ENSTP  
 Description : STABILITE DE TALUS Talus sortie  
 Customer : ENSTP  
 Author : SLIMANI Ferhat & ALLAOUA Hichem  
 Date : 27/05/2019

#### Settings

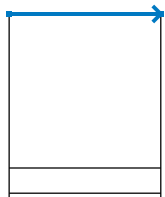
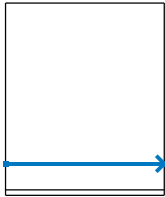
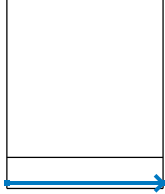
France - EN 1997, gamma water=1.0

#### Stability analysis


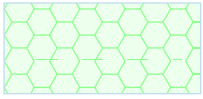
Earthquake analysis : Standard  
 Verification methodology : according to EN 1997  
 Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)					
Permanent design situation					
		State STR		State GEO	
		Unfavourable	Favourable	Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Water load :	$\gamma_w =$			1,00 [-]	
Partial factors for soil parameters (M)					
Permanent design situation					
Partial factor on internal friction :			$\gamma_\phi =$	1,25 [-]	
Partial factor on effective cohesion :			$\gamma_c =$	1,25 [-]	
Partial factor on undrained shear strength :			$\gamma_{cu} =$	1,40 [-]	


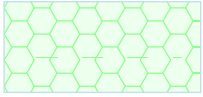
#### Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-10,00	18,87	20,00	18,87		
2		-10,00	-11,53	20,00	-11,53		
3		-10,00	-16,53	20,00	-16,53		

## Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	MHA		25,00	21,00	21,80
2	MHC		30,00	27,00	23,40

## Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	n [-]
1	MHA		21,80		
2	MHC		23,40		

## Soil parameters

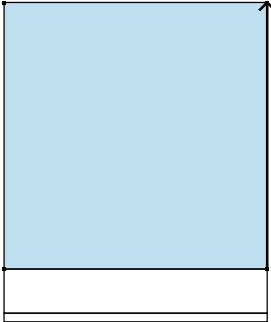
**MHA**

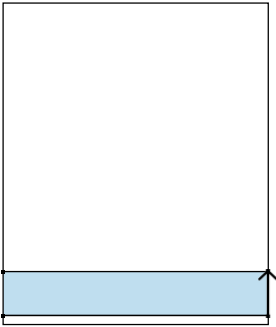
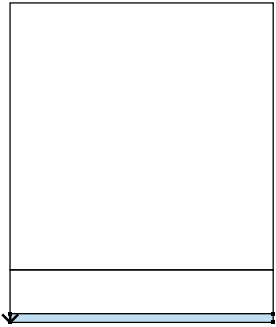
Unit weight :  $\gamma = 21,80 \text{ kN/m}^3$   
 Stress-state : effective  
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 21,00 \text{ kPa}$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,80 \text{ kN/m}^3$

**MHC**

Unit weight :  $\gamma = 23,40 \text{ kN/m}^3$   
 Stress-state : effective  
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 27,00 \text{ kPa}$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 23,40 \text{ kN/m}^3$

## Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		20,00	-11,53	20,00	18,87	MHA
		-10,00	18,87	-10,00	-11,53	

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
2		20,00	-16,53	20,00	-11,53	MHC
		-10,00	-11,53	-10,00	-16,53	
3		-10,00	-16,53	-10,00	-17,53	MHC
		20,00	-17,53	20,00	-16,53	

**Water**

Water type : No water

**Tensile crack**

Tensile crack not inputted.

**Earthquake**

Earthquake not included.

**Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

**Results (Stage of construction 1)**

**Analysis 1 (stage 1)**

**Circular slip surface**

Slip surface is not specified

**Slope stability verification (Bishop)**

**Analysis has not been performed.**

**Analysis 2 (stage 1)**

**Circular slip surface**

Slip surface parameters							
Center :	x =	5,73	[m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-40,63	[°]
	z =	29,22	[m]		$\alpha_2 =$	40,63	[°]
Radius :	R =	13,63	[m]	Analysis of the slip surface without optimization.			

**Slope stability verification (Bishop)**

Sum of active forces :  $F_a = 0,00$  kN/m

Sum of passive forces :  $F_p = 665,43$  kN/m

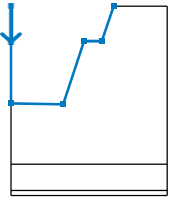
Sliding moment :  $M_a = 0,00$  kNm/m

Resisting moment :  $M_p = 9071,75 \text{ kNm/m}$   
Utilization : 0,0 %

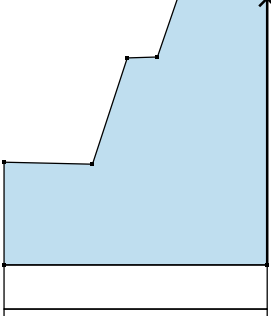

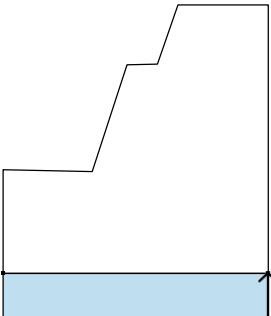
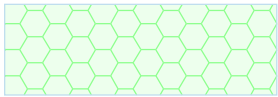
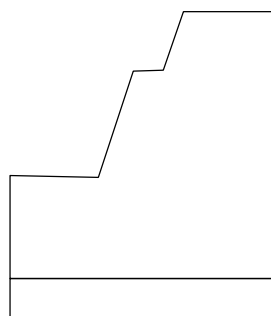

Slope stability **ACCEPTABLE**

### Input data (Stage of construction 2)

#### Earth cut

No.	Cut location	Coordinates of cut points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-10,00	18,87	-10,00	11,97	-10,00	0,19
		0,08	-0,02	4,04	12,08	7,48	12,18
		9,79	18,87				

#### Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		20,00	-11,53	20,00	18,87	MHA 
		9,79	18,87	7,48	12,18	
		4,04	12,08	0,08	-0,02	
		-10,00	0,19	-10,00	-11,53	
2		20,00	-16,53	20,00	-11,53	MHC 
		-10,00	-11,53	-10,00	-16,53	
3		-10,00	-16,53	-10,00	-17,53	MHC 
		20,00	-17,53	20,00	-16,53	

**Anchors**

No.	Anchor		Origin		Length and slope / coordinates		Anchor spacing b [m]	Diameter / area d [mm] / A [mm <sup>2</sup> ]	Elastic modulus E [MPa]	Tensile strength F <sub>c</sub> [kN]	Active in compress	Force F [kN]
	new	st-stress	x [m]	z [m]	l [m] / x [m]	α [°] / z [m]						
1	Yes		9,69	18,58	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
2	Yes		9,34	17,58	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
3	Yes		9,00	16,58	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
4	Yes		8,65	15,58	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
5	Yes		8,31	14,58	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
6	Yes		7,96	13,58	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
7	Yes		3,85	11,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
8	Yes		3,52	10,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
9	Yes		3,20	9,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
10	Yes		2,87	8,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
11	Yes		2,54	7,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
12	Yes		2,21	6,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
13	Yes		1,89	5,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
14	Yes		1,56	4,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
15	Yes		1,23	3,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
16	Yes		0,90	2,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
17	Yes		0,58	1,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00
18	Yes		0,25	0,50	l = 9,00	α = 15,00	1,00	d =			No	250,00

**Water**

Water type : No water

**Tensile crack**

Tensile crack not inputted.

**Earthquake**Horizontal seismic coefficient :  $K_h = 0,12$ Vertical seismic coefficient :  $K_v = 0,04$ **Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

**Results (Stage of construction 2)****Analysis 1 (stage 2)****Circular slip surface**

Slip surface is not specified

**Slope stability verification (Bishop)****Analysis has not been performed.****Analysis 2 (stage 2)****Circular slip surface**

Slip surface parameters							
Center :	x =	-1,54	[m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-22,18	[°]
	z =	19,97	[m]		$\alpha_2 =$	87,05	[°]
Radius :	R =	21,37	[m]				
The slip surface after optimization.							

**Slope stability verification (Bishop)**Sum of active forces :  $F_a = 2765,83$  kN/mSum of passive forces :  $F_p = 3319,18$  kN/mSliding moment :  $M_a = 59105,87$  kNm/mResisting moment :  $M_p = 70930,97$  kNm/m

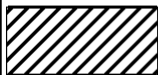
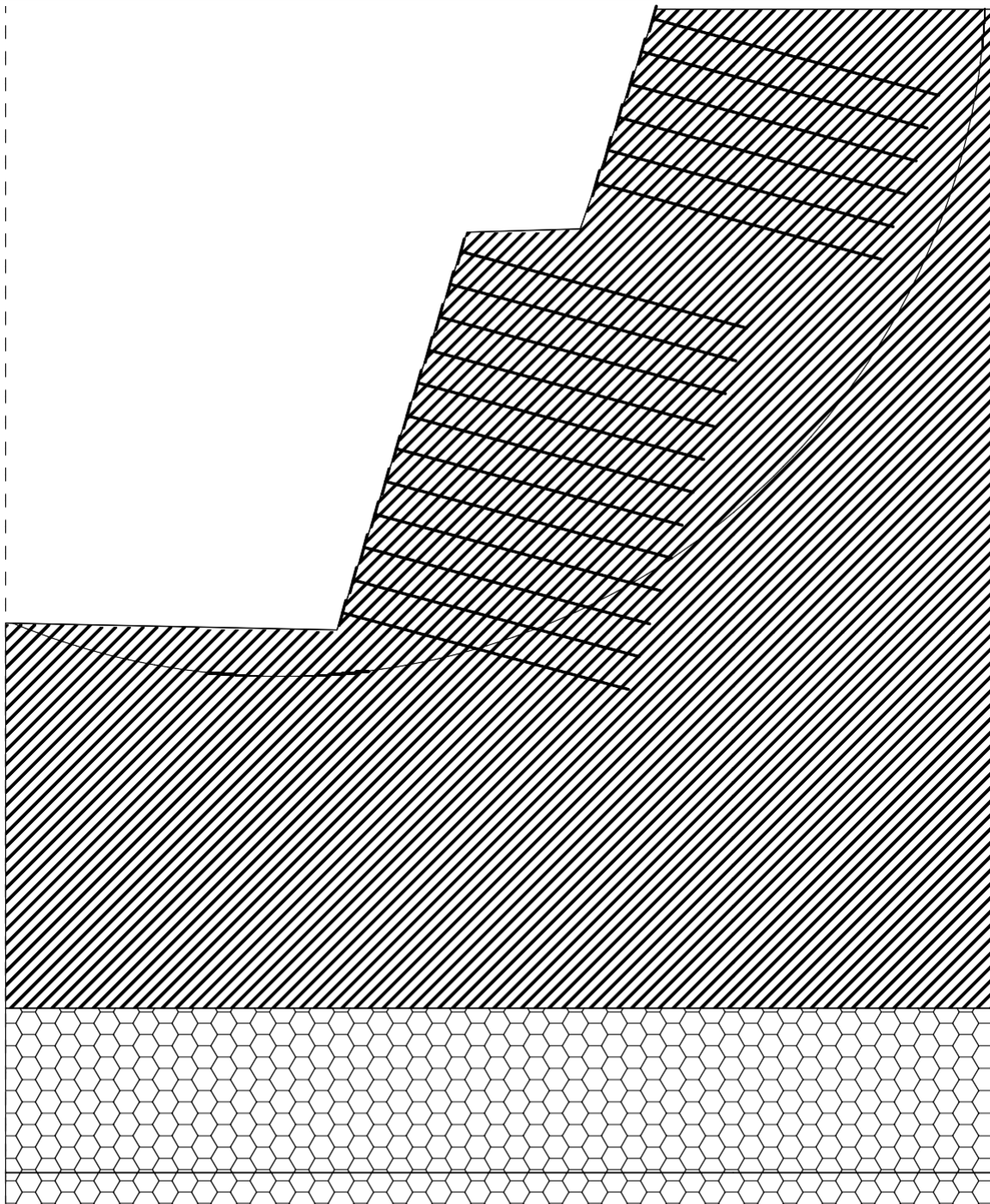
Utilization : 83,3 %

**Slope stability ACCEPTABLE**

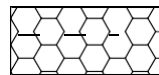
Stabilité talus  
Portail d'entrée avec soutènement sans séisme

Name :

Stage - analysis : 2 - 2



MHA



MHC

The slip surface after optimization.

**Slope stability verification (Bishop)**

Sum of active forces :  $F_a = 2562,62$  kN/m

Sum of passive forces :  $F_p = 3455,76$  kN/m

Sliding moment :  $M_a = 54942,62$  kNm/m

Resisting moment :  $M_p = 74091,59$  kNm/m

Utilization : 74,2 %

**Slope stability ACCEPTABLE**