

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

## Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Projet de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

# *Etude et Conception d'un Tunnel Ferroviaire sous Habitation R+3*

Réalisé par :

Mr. SALAH Mohamed El-Mostapha  
Mr. ZEBIRECHE Mourad

Encadré par :

Mr. M.DEMIDEM (E.N.P)  
Mr. F.GHANI (E.M.A)

Proposé par :

Entreprise Métro  
d'Alger



Soutenu le 15 juin 2014, devant le jury

Mr. A.BALI

Président

(E.N.P)

Mr. R. BOUTMEUR

Examineur (E.N.P)

Mr. A.CHIKH

Examinatrice (E.N.P)

***Promotion juin 2014***

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassan Badi BP 182

El-Harrach 16200 Alger (Algérie)

## REMERCIEMENTS

*Toute notre gratitude et remerciements vont à ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné force, patience, courage et volonté pour bien mener et achever ce modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à Mr. M.DEMIDEM pour son suivi durant l'évolution de ce travail, ainsi que ses précieux conseils avisés, et ses remarques pertinentes et qui a mis à notre disposition ses compétences afin de bien mener ce projet.*

*Nos remerciements s'adressent également à Mr. F.GANI d'avoir proposé ce passionnant sujet.*

*Nous remercions également le président et les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de l'ENP qui ont contribué de près ou de loin à nos cinq années de formation.*

*Un spécial merci à ami SALAH pour ses précieux conseils et encouragements.*

*Sans oublier SBAIA Amine qui nous a aidés pour avancer dans ce travail.*

*Nous adressons nos plus sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail, sans oublier nos camarades de génie civil.*

*Enfin, nous ne saurions terminer nos remerciements sans les adresser à nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

الموضوع : دراسة وتصميم نفق سكة حديدية تحت منشأة عمرانية ذات ثلاثة طوابق

ملخص : يتمثل عملنا في دراسة الامتداد C لمترو الجزائر (حي البدر، عين النعجة). على ضوء ذلك، قمنا بتقييم القوى المطبقة على النفق وكذلك القوى الزلزالية لتتمكن فيما بعد من تصميم الدعم المؤقت والتلبيس النهائي باستخدام برنامج ساب 2000.

الكلمات المفتاح : نفق، حفر، الدعم المؤقت، التلبيس النهائي.

---

**Sujet :** Etude et conception d'un tunnel ferroviaire sous habitation R+3

**Résumé :** Notre travail consiste en l'étude du tunnel de l'extension C HAI-EL-BADR – AIN NAADJA du métro d'Alger. En vue de cela, nous avons évalué les efforts appliqués sur notre section ainsi que les sollicitations sismiques afin de concevoir, par la suite, le soutènement provisoire et le revêtement définitif à l'aide du logiciel SAP 2000.

**Mots clés :** Tunnel, excavation, voûte, soutènement, revêtement.

---

**Subject:** Study and design of a rail tunnel under Residency (R +3)

**Abstract:** Our work is the study of the tunnel of the extension C (HAI-EL-BADR - AIN Naâdja) of Metro Algiers. In view of this, we evaluated the forces applied on our section, as well as, the seismic forces for designing the provisional support and the final floor covering by using SAP 2000 software.

**Keywords:** Tunnel, excavation, vault, support, covering.

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
<b>I. PRESENTATION DU PROJET METRO D'ALGER</b>	<b>3</b>
I.1 PRESENTATION DE L'ENTREPRISE METRO D'ALGER	3
I.2 HISTORIQUE DU PROJET METRO D'ALGER	4
I.3 PRESENTATION DU PROJET METRO D'ALGER	4
I.3.1 Projets en exploitation	4
I.3.2 Projets en réalisation	5
I.3.3 Projets en étude	6
I.4 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	7
I.5 PRESENTATION TECHNIQUE DE L'OUVRAGE	8
I.5.1 Choix du tracé en plan	8
I.5.2 Etude du profil en long	9
I.5.3 Choix de la section	10
I.5.4 Etude géologique	12
I.5.5 Etude géotechnique	12
I.6 CONCLUSION	13
<b>II. MOYENS DE RECONNAISSANCE DU SITE</b>	<b>14</b>
II.1 INTRODUCTION	14
II.2 RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES	14
II.2.1 Objectifs	14
II.2.2 Moyens de reconnaissances géologiques	14
II.3 RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES	16
II.3.1 Objectifs	16
II.3.2 Moyen de reconnaissances hydrogéologiques	16
II.4 RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	16
II.4.1 Objectifs	16
II.4.2 Moyens de reconnaissances géotechniques	17
II.4.3 Galerie de reconnaissances	18
II.5 APERÇUS GEOLOGIQUE ET TECTONIQUE SUR LA REGION DU SITE	18
II.5.1 Géologie générale de la région d'Alger	18
II.5.2 Hydrogéologie régionale	20
II.5.3 Caractéristiques tectoniques d'Alger	20
II.6 DONNEE GEOLOGIQUE, HYDROGEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE AU DROIT DE L'OUVRAGE	21
II.6.1 Géologie du site	22
II.6.2 Données géotechniques	22
II.6.3 Conditions Hydrogéologiques	22
II.7 CONCLUSION	22
<b>III. METHODES DE CREUSEMENT</b>	<b>23</b>
III.1 INTRODUCTION	23
III.2 CRITERE DE CHOIX DE LA METHODE DE CREUSEMENT	23
III.3 METHODES DE CREUSEMENT	24
III.3.1 Méthode à pleine section	24
III.3.2 Méthode à demi-section	25
III.3.3 Méthode à sections divisées	26
III.4 TECHNIQUES DE CREUSEMENT	27
III.4.1 Creusement mécanisé en terrains meubles	27
III.4.2 Creusement en terrains rocheux	28
III.5 CONCLUSION	33
<b>IV. METHODES DE SOUTÈNEMENT</b>	<b>34</b>
IV.1 INTRODUCTION	34

IV.2	TYPES DE SOUTÈNEMENT	34
IV.2.1	<i>Soutènement par boulons</i>	34
IV.2.2	<i>Béton projeté</i>	38
IV.2.3	<i>Soutènement par anneaux intérieurs</i>	40
IV.2.4	<i>Soutènement avec voûtes parapluie</i>	43
IV.3	MODE D'ACTION DE SOUTÈNEMENT	44
IV.3.1	<i>Soutènement agissant comme support</i>	44
IV.3.2	<i>Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant</i>	45
IV.3.3	<i>Soutènement agissant par renforcement du terrain encaissant</i>	45
IV.4	CRITERES DE CHOIX DE SOUTÈNEMENT	47
IV.5	LA NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE « <i>NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD</i> »	47
IV.5.1	<i>Principe de la méthode</i>	48
IV.5.2	<i>Caractéristiques de la méthode</i>	48
IV.6	SOUTÈNEMENT DU FRONT DE TAILLE	49
IV.7	CONCLUSION	49
<b>V.</b>	<b>EVALUATION DES CHARGES</b>	<b>50</b>
V.1	INTRODUCTION	50
V.2	ORIGINES ET TYPES DE POUSSÉES SOUTERRAINES	50
V.2.1	<i>Poussée de détente</i>	50
V.2.2	<i>Poussée géologique</i>	51
V.2.3	<i>Poussée de gonflement</i>	52
V.3	DETERMINATION DES CHARGES AGISSANTES SUR UN TUNNEL	52
V.3.1	<i>EVALUATION DES CHARGES VERTICALES</i>	52
V.3.2	<i>EVALUATION DES CHARGES HORIZONTALES</i>	57
V.4	EVALUATION DES PRESSIONS AGISSANTES AU NIVEAU DU RADIER	60
V.4.1	<i>Théorie de TERZAGHI</i>	60
V.4.2	<i>Méthode de TSIMBARIÉVITCH</i>	61
V.5	EVALUATION DES PRESSIONS HYDROSTATIQUES	63
V.6	CHARGES UTILES	63
V.6.1	<i>Charges intérieures</i>	63
V.6.2	<i>Charges provenant de la surface du terrain</i>	64
V.7	APPLICATION POUR LA SECTION D8.1	64
V.7.1	<i>Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieur du tunnel <math>\sigma_v</math></i>	64
V.7.2	<i>Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel</i>	66
V.7.3	<i>Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement de la structure globale <math>\sigma_v</math></i>	68
V.7.4	<i>Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale <math>\sigma_h</math></i>	68
V.7.5	<i>Charges appliquées sur le Radier</i>	71
V.8	CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	74
V.8.1	<i>Pour la charge verticale</i>	74
V.8.2	<i>Pour la charge horizontale</i>	74
V.9	CONCLUSION	74
<b>VI.</b>	<b>TASSEMENT ET STABILITE DU FRONT DE TAILLE</b>	<b>75</b>
VI.1	CALCUL DU TASSEMENT	75
VI.1.1	<i>Introduction</i>	75
VI.1.2	<i>Tassement de surface</i>	75
VI.1.3	<i>Critère d'estimation du tassement</i>	76
VI.1.4	<i>Méthodes empiriques ou semi-empiriques</i>	78
VI.2	STABILITE DU FRONT DE TAILLE	82
VI.2.1	<i>Stabilisation du front de taille</i>	82
VI.2.2	<i>Calcul du nombre de tube pour les voûtes parapluie</i>	88

VI.3	METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT	90
VI.3.1	<i>Introduction</i>	90
VI.3.2	<i>Principes généraux</i>	91
VI.3.3	<i>Domaine d'application</i>	93
VI.3.4	<i>Procédure de calcul</i>	93
VI.3.5	<i>Application de la méthode sur notre section</i>	95
VI.4	CONCLUSION	102
<b>VII.</b>	<b>SOUTÈNEMENT PROVISOIRE</b>	<b>104</b>
VII.1	INTRODUCTION	104
VII.2	REALISATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE	104
VII.2.1	<i>Phase 1</i>	104
VII.2.2	<i>Phase 2</i>	104
VII.2.3	<i>Phase 3</i>	104
VII.3	HYPOTHESES DE CALCUL	104
VII.3.1	<i>Hypothèse N°1</i>	104
VII.3.2	<i>Hypothèse N°2</i>	104
VII.3.3	<i>Hypothèse N°3</i>	105
VII.4	DETERMINATION DES EFFORTS	105
VII.5	REACTIONS D'APPUI	106
VII.5.1	<i>Charge verticale</i>	107
VII.5.2	<i>Charge horizontale</i>	107
VII.5.3	<i>Sollicitations cumulées</i>	107
VII.6	REPARTITION DES EFFORTS INTERNES ENTRE LES CINTRES METALLIQUES ET LA VOUTE EN BETON PROJETE	107
VII.6.1	<i>Rigidités des cintres métalliques</i>	107
VII.6.2	<i>Rigidités de la voûte en béton projeté</i>	108
VII.6.3	<i>Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement</i>	108
VII.7	VERIFICATION DU CINTRE	108
VII.8	APPLICATION	109
VII.8.1	<i>Détermination des efforts</i>	109
VII.8.2	<i>Détermination des réactions d'appuis</i>	113
VII.8.3	<i>Vérification des contraintes</i>	114
VII.8.4	<i>Portance maximale du soutènement</i>	116
VII.9	MODELISATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE	116
VII.9.1	<i>Modélisation de la première section divisée</i>	116
VII.9.2	<i>Modélisation de la deuxième section divisée</i>	120
VII.9.3	<i>Modélisation de la section complète</i>	122
VII.10	REPARTITION DES EFFORTS INTERNES ENTRE LES CINTRES METALLIQUES ET LA VOUTE EN BETON PROJETE :	125
VII.10.1	<i>Rigidité du cintre métallique</i>	125
VII.10.2	<i>Rigidité de la voûte en béton projeté</i>	126
VII.10.3	<i>Rigidité du soutènement provisoire</i>	126
VII.11	DISTRIBUTION DES EFFORTS INTERNES SUR LE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE	127
VII.12	LES EFFORTS AGISSANT SUR CHAQUE ELEMENT DE SOUTÈNEMENT	127
VII.13	VERIFICATION DES CONTRAINTES	128
VII.13.1	<i>Vérification du béton projeté</i>	128
VII.13.2	<i>Vérification du cintre</i>	129
VII.14	VERIFICATION DU CISAILLEMENT	130
VII.14.1	<i>Béton projeté</i>	130
VII.14.2	<i>Cintre métallique</i>	130
VII.15	CONCLUSION	131
<b>VIII.</b>	<b>REVETEMENT DEFINITIF</b>	<b>132</b>
VIII.1	INTRODUCTION	132
VIII.2	FONCTIONS D'UN REVETEMENT	132

VIII.3	DIFFERENTS TYPES DE REVETEMENT _____	132
VIII.3.1	<i>Revêtement en béton non armé</i> _____	132
VIII.3.2	<i>Revêtement localement armés</i> _____	133
VIII.3.3	<i>Revêtement totalement armés</i> _____	133
VIII.4	REALISATION DU REVETEMENT PAR PLOTS _____	133
VIII.5	COFFRAGE _____	133
VIII.6	BETONNAGE _____	134
VIII.7	ÉTANCHEITE DES REVETEMENTS _____	134
VIII.8	REGLES DE CONCEPTION DU REVETEMENT _____	134
VIII.9	CARACTERISTIQUE DU REVETEMENT DE NOTRE TUNNEL _____	135
VIII.10	MODELISATION DE LA STRUCTURE _____	135
VIII.10.1	<i>Description du modèle</i> _____	135
VIII.10.2	<i>Modélisation des réactions du terrain</i> _____	137
VIII.11	DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES _____	139
VIII.12	FERRAILLAGE DU REVETEMENT DEFINITIF _____	141
VIII.12.1	<i>Ferrailage longitudinal</i> _____	141
VIII.12.2	<i>Ferrailage transversal</i> _____	141
VIII.13	CONCLUSION _____	144
<b>IX.</b>	<b>ETUDE SISMIQUE _____</b>	<b>145</b>
IX.1	INTRODUCTION _____	145
IX.2	REPOSE D'UN OUVRAGE ENTERRE A L'ACTION SISMIQUE _____	145
IX.2.1	<i>Nature des actions sismiques à considérer</i> _____	145
IX.2.2	<i>Déterminations des déformations et déplacements imposés à l'ouvrage</i> _____	145
IX.3	ACTION SISMIQUE LE LONG DE L'AXE DU TUNNEL _____	145
IX.3.1	<i>Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel</i> _____	145
IX.3.2	<i>Sollicitations induites sur le tunnel</i> _____	148
IX.4	APPLICATION DE L'ACTION DUR NOTRE TUNNEL _____	150
IX.4.1	<i>Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel</i> _____	151
IX.4.2	<i>Sollicitations induites sur le tunnel</i> _____	153
IX.5	CONCLUSION _____	156
	<b>CONCLUSION GENERALE _____</b>	<b>157</b>
	<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES _____</b>	<b>158</b>
	<b>ANNEXES _____</b>	<b>160</b>

## Liste des figures

FIGURE I.1 : ORGANIGRAMME DE L'ENTREPRISE METRO D'ALGER	3
FIGURE I.2 : EXTENSIONS EN COURS D'EXECUTION DE LA LIGNE 1 DU METRO D'ALGER	5
FIGURE I.3 : EXTENSIONS FUTURES DE LA LIGNE 1 DU METRO D'ALGER	6
FIGURE I.4 : LIGNE 1 –LOT 1 : EXTENSION C : HAI EL-BADR – AIN NAADJA	7
FIGURE I.5 : TRACES EN PLAN DE LA SECTION D8 ET D7	7
FIGURE I.6 : VUE EN PLAN AU POINT KILOMETRIQUE 3+560.00	8
FIGURE I.7 : COUPE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE LA SECTION D8.1	9
FIGURE I.8 : COUPE LONGITUDINALE DE LA SECTION D8.1	10
FIGURE I.9 : COUPES TRANSVERSALES DE LA SECTION D8.1	11
FIGURE I.10 : COUCHE DE SOLS SURMONTANT LE TUNNEL SOUS LE BATIMENT	13
FIGURE II.1 : GEOLOGIE SIMPLIFIEE DU NORD ALGERIEN	19
FIGURE II.2 : PLAQUES TECTONIQUES ET FAILLES AFRO-EUROPEENNE	21
FIGURE III.1 : CREUSEMENT A PLEINE SECTION	24
FIGURE III.2 : CREUSEMENT EN DEMI-SECTION	25
FIGURE III.3 : CREUSEMENT D'UNE SECTION DIVISEE	26
FIGURE III.4 : CREUSEMENT EN SECTIONS DEVISEES	27
FIGURE III.5 : SCHEMA GENERAL CONSTITUTIF D'UNE MACHINE PLEINE SECTION	28
FIGURE III.6 : MACHINE A ATTAQUE GLOBALE (CREUSEMENT MECANIQUE EN TERRAINS ROCHEUX) [S3]	29
FIGURE III.7 : TUNNELIER BOUCLIER POUR LES ROCHES TENDRES	30
FIGURE III.8 : MACHINE A ATTAQUE PONCTUELLE (CREUSEMENT MECANIQUE EN TERRAINS ROCHEUX) [S5]	31
FIGURE III.9 : PHASES SUCCESSIVES DU TIR D'UNE VOLEE EN GALERIE (CONCEPTION DES PLANS DE TIR) [A1]	33
FIGURE IV.1 : BOULON A ANCRAGE PONCTUEL	35
FIGURE IV.2 : BOULON A ANCRAGE PONCTUEL ENFONCE DANS LES PAROIS D'UN TUNNEL	35
FIGURE IV.3 : BOULON A ANCRAGE REPARTI ENFONCE DANS LES PAROIS D'UN TUNNEL	36
FIGURE IV.4 : BOULONNAGE A ANCRAGE REPARTI A LA RESINE	36
FIGURE IV.5 : TIRANTS D'ANCRAGE MONO-BARRE	37
FIGURE IV.6 : TECHNIQUE DE PROJECTION DE BETON PAR VOIE SECHE	38
FIGURE IV.7 : EXEMPLE DE PROCEDE DE PROJECTION PAR VOIE MOUILLEE (A FLUX DILUE)	39
FIGURE IV.8 : DISPOSITION DES CINTRES EN LONGUEUR	41
FIGURE IV.9 : EXEMPLE DE CINTRES COULISSANTS	41
FIGURE IV.10 : EXEMPLE DE CINTRES METALLIQUES LOURD (CINTRES EN PROFILES SIMPLES)	42
FIGURE IV.11 : VOUSOIRS PREFABRIQUES EN BETON ARME	43
FIGURE IV.12 : PROFIL TYPE DE SOUTENEMENT AVEC VOUTE PARAPLUIE CONSTITUEE DE TUBES METALLIQUES	44
FIGURE IV.13 : PROFIL TYPE DE SOUTENEMENT AVEC JET-GROUTING	44



FIGURE IV.14 : CONSOLIDATION PAR JET-GROUTING _____	47
FIGURE V.1 : PROCESSUS DE L’AFFAISSEMENT DU COIN DE VOUTE _____	51
FIGURE V.2 : HYPOTHESE DE BASE DE LA THEORIE DE TERZAGHI _____	53
FIGURE V.3 : PRESSION S’EXERÇANT SUR DES SOUTERRAINS A GRANDE PROFONDEUR D’APRES TERZAGHI _____	54
FIGURE V.4 : REPARTITION DE LA POUSSEE DU SOUTERRAIN SELON BIERBAUMER _____	54
FIGURE V.5 : THEORIE DES POIDS DES TERRES _____	55
FIGURE V.6 : REPARTITION DE LA CHARGE VERTICALE D’APRES PROTODIAKONOV _____	56
FIGURE V.7 : REPARTITION DE LA POUSSEE SELON L’EXPERIENCE SOVIETIQUE _____	58
FIGURE V.8 : REPARTITION DES CONTRAINTES SUIVANT LA THEORIE DE RANKINE _____	60
FIGURE V.9 : REPARTITION DES PUSSEES AU NIVEAU DU RADIER SELON TERZAGHI _____	60
FIGURE V.10 : CALCUL DE LA POUSSEE AU RADIER D’APRES TSIMBARIEVITCH _____	62
FIGURE VI.1 : DEPLACEMENT DU COMPTEUR DE L’EXCAVATION _____	75
FIGURE VI.2 : DEFORMATIONS DES SOLS ET TASSEMENTS DE SURFACE PENDANT LE CREUSEMENT D’UN TUNNEL PEU PROFOND _____	76
FIGURE VI.3 : CUVETTE TRANSVERSALE DE TASSEMENT IDEALISEE _____	77
FIGURE VI.4 : CUVETTE DE TASSEMENT TRIDIMENSIONNELLE _____	77
FIGURE VI.5 : SHEMA REPRESENTATIF DU TASSEMENT _____	78
FIGURE VI.6 : EVALUATION DU TASSEMENT PENDANT LE CREUSEMENT _____	82
FIGURE VI.7 : RECTANGLE COEXTENSIF _____	84
FIGURE VI.8 : COINS DE GLISSEMENT _____	84
FIGURE VI.9 : COINS DU GLISSEMENT DU FRONT DE TAILLE _____	86
FIGURE VI.10 : CARACTERISTIQUE DES BOULONS EN FIBRES DE VERRE _____	88
FIGURE VI.11 : ZONE D’INFLIENCE DU TUNNEL _____	90
FIGURE VI.12 : GALERIE CIRCULAIRE REVETUE SOUS CONTRAINTE ISOTROPE _____	91
FIGURE VI.13 : COURBE DE CONVERGENCE (POINT DE VUE TERRAIN : DECHARGEMENT) _____	92
FIGURE VI.14 : COURBE DE CONFINEMENT (POINT DE VUE SOUTENEMENT : CHARGEMENT) _____	92
FIGURE VI.15 : COURBE CONVERGENCE-CONFINEMENT (ASSEMBLAGES DES COURBES) _____	93
FIGURE VI.16 : COURBE DE CONVERGENCE DE NOTRE TERRAIN _____	98
FIGURE VI.17 COURBE DE CONFINEMENT POUR NOTRE SOUTENEMENT _____	101
FIGURE VI.18 COURBES CONVERGENCE-CONFINEMENT _____	102
FIGURE VII.1 : REPRESENTATION DES SYMBOLES UTILISEES DANS LE SOUTENEMENT PROVISoire _____	106
FIGURE VII.2 : MODELISATION DE LA PREMIERE SECTION DIVISEE _____	117
FIGURE VII.3 : DEPLACEMENT DE LA PREMIERE SECTION DIVISEE _____	117
FIGURE VII.4 : DIAGRAMME DES MOMENTS POUR LA PREMIERE SECTION DIVISEE _____	118
FIGURE VII.5 : CREUSEMENT DE LA PREMIERE PARTIE DEVISEE 3D _____	119
FIGURE VII.6 : CREUSEMENT REEL DE LA PREMIERE SECTION DIVISEE _____	120
FIGURE VII.7 : MODELISATION DE LA DEUXIEME SECTION DIVISEE _____	120

FIGURE VII.8 : EFFORT NORMAL DE LA DEUXIEME SECTION DIVISEE _____	120
FIGURE VII.9 : MODELISATION EN 3D DE LA DEUXIEME SECTION DIVISEE _____	122
FIGURE VII.10 : REALISATION DE LA DEUXIEME SECTION DIVISEE _____	122
FIGURE VII.11 : MODELISATION DE LA SECTION COMPLETE _____	122
FIGURE VII.12 : DEPLACEMENT DE LA SECTION GLOBALE _____	123
FIGURE VII.13 : EFFORT NORMAL POUR CHAQUE BARRE _____	123
FIGURE VII.14 : EFFORT TRANCHANT POUR CHAQUE BARRE _____	124
FIGURE VII.15 : MOMENT FLECHISSANT POUR CHAQUE BARRE _____	124
FIGURE VII.16 : MODELISATION EN 3D DE LA SECTION GLOBALE _____	125
FIGURE VIII.1 : GEOMETRIE DU REVETEMENT DEFINITIF _____	136
FIGURE VIII.2 : MODELISATION DU REVETEMENT DU TUNNEL _____	136
FIGURE VIII.3 : MODELISATION EN 3D DU TUNNEL _____	137
FIGURE VIII.4 : DISPOSITION DES RESSORTS AUTOURS DU TUNNEL _____	138
FIGURE VIII.5 : DEFORMATION DU REVETEMENT DEFINITIF _____	139
FIGURE VIII.6 : DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT _____	139
FIGURE VIII.7 : DIAGRAMME DE L'EFFORT NORMAL _____	140
FIGURE VIII.8 : DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT _____	140
FIGURE VIII.9 : SCHEMA GLOBAL DU FERRAILLAGE DU REVETEMENT DEFINITIF _____	143
FIGURE VIII.10 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA STATION 1 _____	144
FIGURE VIII.11 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA STATION 2 _____	144
FIGURE VIII.12 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA STATION 3 _____	144
FIGURE IX.1 : CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE _____	146
FIGURE IX.2 : DEPLACEMENT DU TERRAIN EN CHAMP LIBRE _____	148
FIGURE IX.3 : INTERACTION TERRAIN-STRUCTURE _____	149
FIGURE IX.4 : L'ALLURE DE LA COURBURE DE LA LIGNE MATERIALISANT LE TUNNEL _____	153

## Liste des tableaux

<b>TABLEAU I.1 : DIFFERENTES COUCHES DE SOLS CONSTITUANT LE TRACE</b>	<b>12</b>
<b>TABLEAU I.2 : RECAPITULATIF DES PROPRIETES GEOTECHNIQUES DES COUCHES DE SOLS</b>	<b>12</b>
<b>TABLEAU V.1 : COEFFICIENT DE RESISTANCE DES ROCHES « F » SELON PROTODIAKONOV</b>	<b>57</b>
<b>TABLEAU IV.2. COEFFICIENT D'INFLUENCE EN FONCTION DE LA NATURE DU TERRAIN</b>	<b>59</b>
<b>TABLEAU IV.3. COEFFICIENT DE RESISTANCE <math>N_0</math> EN FONCTION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE</b>	<b>61</b>
<b>TABLEAU V.4 : RECAPITULATIF DES CHARGES APPLIQUEES SUR LE TUNNEL</b>	<b>73</b>
<b>TABLEAU VI.1 : APERÇU DES FORMULES D'ESTIMATION DU DEPLACEMENT</b>	<b>79</b>
<b>TABLEAU VI.2 : VALEURS DES COEFFICIENTS DE LA FORMULE DE POUPELLOZ</b>	<b>80</b>
<b>TABLEAU VI.3 : RELATIONS EMPIRIQUES DU RAPPORT <math>\Delta CLEAV</math></b>	<b>80</b>
<b>TABLEAU VI.5 : COURBE CARACTERISTIQUE DE NOTRE TERRAIN</b>	<b>98</b>
<b>TABLEAU VI.6 : CARACTERISTIQUE DU CINTRE</b>	<b>99</b>
<b>TABLEAU VI.7 : CARACTERISTIQUE DU BETON PROJETE</b>	<b>100</b>
<b>TABLEAU VII.1 : COEFFICIENTS DES REACTIONS D'APPUI</b>	<b>106</b>
<b>TABLEAU VII.2 : EFFORTS INTERNES DE LA PREMIERE SECTION DIVISEE</b>	<b>118</b>
<b>TABLEAU VII.3 : LES EFFORTS INTERNE DE LA DEUXIEME SECTION DIVISEE</b>	<b>120</b>
<b>TABLEAU VII.4 : RECAPITULATIF DES EFFORTS INTERNES DE LA SECTION GLOBALE</b>	<b>125</b>
<b>TABLEAU VII.4 : RECAPITULATIF DES EFFORTS INTERNES DE LA SECTION GLOBALE</b>	<b>127</b>
<b>TABLEAU VII.5 : DISTRIBUTION DES EFFORTS INTERNES DANS LES CINTRES</b>	<b>127</b>
<b>TABLEAU VII.6 : DISTRIBUTION DES EFFORTS INTERNES DANS LE BETON PROJETE</b>	<b>127</b>
<b>TABLEAU VIII.1 : CARACTERISTIQUE DU BETON ARME</b>	<b>135</b>
<b>TABLEAU VIII.2 : CARACTERISTIQUE DES ACIERS</b>	<b>135</b>
<b>TABLEAU VIII.3 : RECAPITULATIF DES RAIDEURS DES DIFFERENTS RESSORTS</b>	<b>138</b>
<b>TABLEAU VIII.4 : RECAPITULATIF DES EFFORTS INTERNES DANS LES DIFFERENTES PARTIES DE LA STRUCTURE</b>	<b>141</b>
<b>TABLEAU VIII.5 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL STATIQUE SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE</b>	<b>141</b>
<b>TABLEAU VIII.6 : FERRAILLAGE DES DIFFERENTES PARTIES DU TUNNEL</b>	<b>141</b>
<b>TABLEAU VIII.7 : VERIFICATION DES CISAILLEMENTS</b>	<b>142</b>
<b>TABLEAU VIII.8 : RECAPITULATIF DU POURCENTAGE D'ARMATURES</b>	<b>142</b>
<b>TABLEAU IX.1 : VALEURS DU COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE « A »</b>	<b>146</b>
<b>TABLEAU IX.2 : VALEURS DE LA VITESSE ET DU DEPLACEMENT, POUR <math>A = 100 \text{ CM/S}^2</math>, EN FONCTION DU TYPE DE SITE</b>	<b>146</b>
<b>TABLEAU IX.3 : RECAPITULATIF DES EFFORTS EN CAS DE NON PRISE EN COMPTE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE</b>	<b>154</b>
<b>TABLEAU IX.4 : RECAPITULATIF DES EFFORTS EN CAS DE PRISE EN COMPTE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE</b>	<b>155</b>

## Liste des Notations

Angle de frottement interne	$\phi$ [°]
Poids volumique de la ième couche	$\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Hauteur	$h$ [m]
Surcharge	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Profondeur sous le radier	$z$ [m]
Cohésion	$C$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Diamètre extérieur du tube	$D_e$ [mm]
Diamètre intérieur du tube	$D_i$ [mm]
Epaisseur	$e_p$ [mm]
Corrosions sur les deux faces	$W_c$ [mm]
Module de résistance	$W_r$ [mm <sup>3</sup> ]
Limite d'élasticité	$\sigma_e$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficient de sécurité partiel	$\gamma$ [Adimensionnel]
Limite de rupture des boulons (R25N)	$F_{rg}$ [kN]
Largeur fictive	$b$ [m]
Effort appliqué par l'ensemble des boulons	$F(\text{boulons})$ [kN]
Nombre de boulons nécessaire	$N$ [Boulon]
Cohésion en zone de glissement	$R_c$ [kN/m]
Angle de surface de glissement par rapport à la Verticale	$\theta$ [°]
Angle de surface de glissement par rapport à l'Horizontale	$\beta$ [°]
Cohésion en zone de glissement	$G_c$ [kN/m]
Force résultante	$R$ [kN/m]
Force résultante d'équilibre	$F(\text{front})$ [kN/m]
Longueur de la surface de glissement	$l_c$ [m]
Largeur de la surface de glissement	$b_1$ [m]
Hauteur de la surface de glissement	$h_1$ [m]

Surface du corps de glissement	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]
Hauteur du front de taille	$h$ [m]
Largeur du tunnel	$D$ [m]
Inclinaison frontale	$\alpha$ [°]
Surface frontale	$A$ [m <sup>2</sup> ]
Largeur fictive	$b$ [m]
Poids du corpus en haut	$G_0$ [kN]
Coésion dans la zone avant et arrière	$C(\text{STF})$ [kN]
Coésion dans la zone latérale	$C(\text{SLF})$ [kN]
Friction	$Tr$ [kN]
Poids du corpus en bas admissible	$G_0 \text{ adm}$ [kN]
Poids du corpus en bas	$G_u$ [kN]
Coésion dans la zone de glissement	$C(\text{GF})$ [kN]
Coésion dans la zone latérale	$C(\text{SF})$ [kN]
Poids du corpus en bas admissible	$G_u \text{ adm}$ [kN]
Coefficient d'accélération de zone	$a$ [Adimensionnel]
accélération de la pesanteur	$g$ [m/s <sup>2</sup> ]
Déplacement asymptotique à basse fréquence	$D$ [m]
vitesse de propagation des ondes de cisaillement	$V_s$ [m/s]
Vitesse apparente de propagation d'onde	$C$ [m/s]
fréquence fondamentale du mouvement	$f$ [Hz]
L'accélération particulière au niveau de l'axe du tunnel	$A_0$ [m/s <sup>2</sup> ]
vitesse particulière au niveau de l'axe du tunnel	$V_0$ [m/s]
Déplacement axial	$U_x$ [m]
Déplacement transversal	$U_y$ [m]
Longueuer d'onde	$L$ [m]
Module de rigidité du sol	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]

Module de Young de l'acier	$E$ [Mpa]
Déplacement élastique de la paroi	$U_e$ [m]
Déplacement initial du soutènement	$U_{s0}$ [m]
Raideur du cintre	$K_c$ [MPa]
Epaisseur	$e$ [m]
Espacement entre les cintres	$a$ [m]
Coefficient de Poisson	$\nu$ [Adimensionnel]
Coefficient de butée	$K_p$ [Adimensionnel]
Angle de frottement interne	$\phi$ [°]
Poids volumique	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Hauteur	$h$ [m]
Surcharge	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Profondeur sous le radier	$z$ [m]
Cohésion	$C$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Diamètre extérieur du tube	$D_e$ [mm]
Diamètre intérieur du tube	$D_i$ [mm]
Epaisseur	$e_p$ [mm]
Corrosions sur les deux faces	$W_c$ [mm]
Module de résistance	$W_r$ [mm <sup>3</sup> ]
Limite d'élasticité	$\sigma_e$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficient de sécurité partiel	$\gamma$ [Adim]
Limite de rupture des boulons (R25N)	$F_{rg}$ [kN]
Largeur fictive	$b$ [m]
Effort appliqué par l'ensemble des boulons	$F(\text{boulons})$ [kN]
Nombre de boulons nécessaire	$N$ [Boulon]
Cohésion en zone de glissement	$R_c$ [kN/m]
Angle de surface de glissement par rapport à la Verticale	$\theta$ [°]
Angle de surface de glissement par rapport à l'Horizontale	$\beta$ [°]
Cohésion en zone de glissement	$G_c$ [kN/m]
Force résultante	$R$ [kN/m]
Force résultante d'équilibre	$F(\text{front})$ [kN/m]
Longueur de la surface de glissement	$l_c$ [m]

Largeur de la surface de glissement	$b_1$ [m]
Hauteur de la surface de glissement	$h_1$ [m]
Surface du corps de glissement	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]
Hauteur du front de taille	$h$ [m]
Largeur du tunnel	$D$ [m]
Inclinaison frontale	$\alpha$ [°]
Surface frontale	$A$ [m <sup>2</sup> ]
Largeur fictive	$b$ [m]
Poids du corpus en haut	$G_0$ [kN]
Coésion dans la zone avant et arrière	$C(\text{STF})$ [kN]
Coésion dans la zone latérale	$C(\text{SLF})$ [kN]
Friction	$Tr$ [kN]
Poids du corpus en bas admissible	$G_0 \text{ adm}$ [kN]
Poids du corpus en bas	$G_u$ [kN]
Coésion dans la zone de glissement	$C(\text{GF})$ [kN]
Coésion dans la zone latérale	$C(\text{SF})$ [kN]
Poids du corpus en bas admissible	$G_u \text{ adm}$ [kN]

# Introduction générale



## INTRODUCTION

Depuis la nuit des temps, l'homme a toujours eu besoin de se déplacer, que ce soit sur de longues ou courtes distances. Parallèlement à ce besoin, est apparu le phénomène de concentration de convergence des populations, c'est ce qui a donné la naissance aux villes.

Les villes ont connues un important accroissement démographique, en outre et pour diverses raisons, un phénomène de concentration des habitants dans les grandes villes est né, ce qui a engendré une importante saturation dans les réseaux de transports, en particulier dans les centres villes. Les déplacements congestionnent les villes (dans les grandes villes, le temps perdu dans les embouteillages est multiplié par deux tous les six ans). Il a donc fallu augmenter significativement la capacité des différents réseaux de transports : d'où la nécessité de penser à aménager les villes autrement. En conséquence, c'est de là qu'est née l'idée d'exploiter le sous-sol pour offrir de l'espace et contribuer à la croissance urbaine.

Les tunnels sont devenus des ouvrages essentiels dans diverses constructions souterraines réalisées dans notre moderne époque à des fins d'échanges et de communications les plus variés, puisqu'on a continué à construire des tunnels de plus en plus spectaculaires dans les conditions les plus extrêmes (tunnel sous la manche).

Ainsi, de nombreuses raisons ont poussé l'homme à l'exploitation du souterrain, parmi lesquelles on peut citer :

- Le manque d'espace à la surface et l'impossibilité de développer les réseaux de transport en surface.
- Les ouvrages souterrains sont naturellement protégés contre les orages, les tempêtes et les tornades.
- Les ouvrages souterrains permettent de protéger la végétation naturellement, les dommages sont moins importants sur le cycle écologique.

En Algérie, on a opté pour la construction des lignes de métro, qui répondent aux critères établis par les spécialistes du domaine, on citera :

- La demande doit s'élever au moins à 15 000 voyageurs par heure/sens pendant les heures de pointe, et ce le long d'un important corridor.
- La ville doit compter au moins 5 millions d'habitants.
- La ville doit abriter des citoyens jouissant de revenus assez élevés pour attirer un nombre suffisant de voyageurs.
- Les lignes de métro doivent relier la périphérie au centre-ville, passant par les quartiers les plus peuplés pour attirer les voyageurs.

Le présent projet intitulé « étude et conception d'un tunnel ferroviaire sous habitation R+3 » a pour objet d'étudier le tunnel en mine D8.1, faisant partie de l'extension C de la Ligne 1 Lot 1 reliant Hai-El-Badr et Ain Naâdja, du point Kilométrique 3+303.00 au PK3+593.00 (290m de longueur).

Dans les premiers chapitres, on commencera par une présentation bibliographique qui servira comme support théorique à l'étude d'un ouvrage d'importance tel que les tunnels.

On enchainera, dans le premier chapitre, par une présentation de l'ouvrage puis au deuxième chapitre, on citera les moyens de reconnaissance employés pour déterminer les caractéristiques géologique, hydrogéologique et géotechnique du site de l'ouvrage.

Dans le troisième chapitre, on présentera les différentes méthodes de creusement et les modes d'excavation des tunnels, suivi du quatrième chapitre qui sera consacré aux techniques de soutènement possibles. Ce qui nous mènera à faire un choix judicieux par rapport au mode de creusement et de soutènement pour le calcul de notre tunnel.

Dans le cinquième chapitre, on citera les différentes pressions dues au terrain encaissant qui peuvent survenir ainsi que les différentes méthodes et théories de détermination des charges agissantes sur le tunnel avec leurs applications.

Dans le sixième chapitre, on va calculer le tassement du tunnel, on vérifie la stabilité du front de taille ainsi que le calcul des voûtes parapluie pour notre tunnel. On terminera ce chapitre par la présentation de la méthode de convergence-confinement qui sert de prédimensionnement.

On abordera au septième chapitre, les calculs et la modélisation du soutènement provisoire à l'aide du logiciel SAP 2000 version 14.0 ainsi que toutes les vérifications nécessaires.

Cet outil informatique SAP 2000 version 14.0, nous permettra de réaliser toutes les modélisations nécessaires aux différents calculs (soutènement et revêtement). Le ferrailage se fera au huitième chapitre à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Dans le neuvième chapitre, on va faire une étude dynamique de notre tunnel, et on la compare avec l'étude statique.

Enfin, On terminera ce travail par une conclusion générale.

# Présentation du projet Métro d'Alger

## I. PRESENTATION DU PROJET METRO D'ALGER

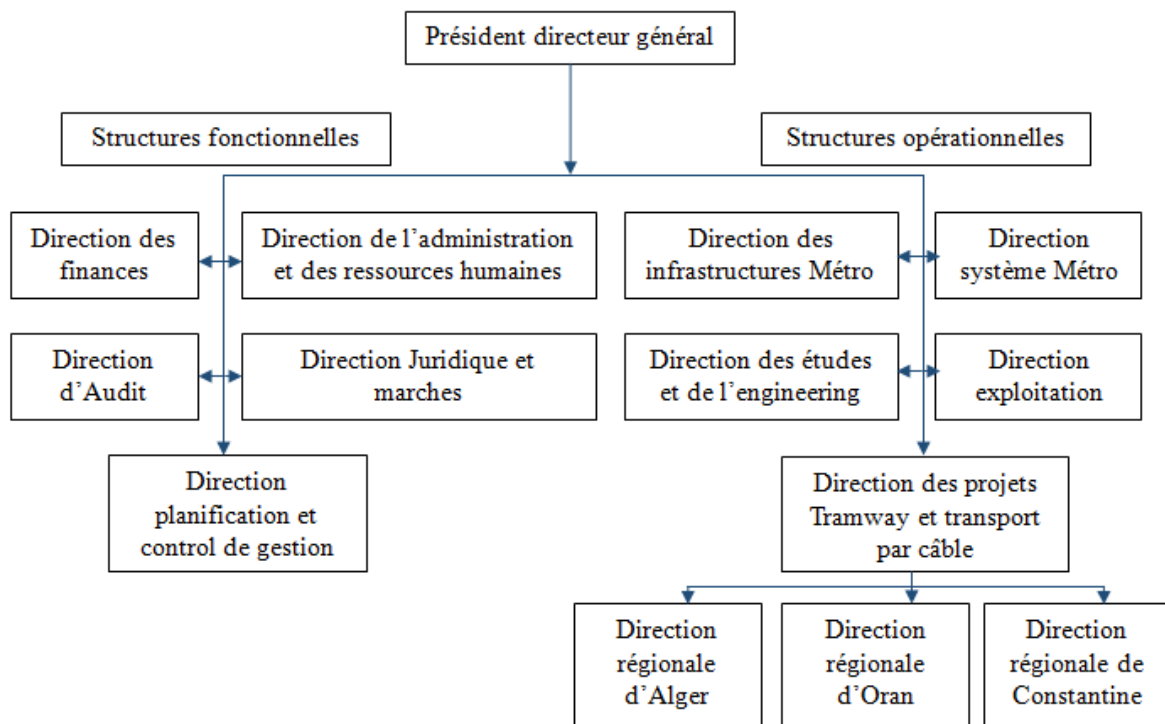
### I.1 Présentation de l'entreprise Métro d'Alger [S0]

L'Entreprise Métro d'Alger (par abréviation EMA) fut créée en 1984, en qualité de maître d'ouvrage délégué du Ministère des Transports, pour assurer les études, la réalisation et l'exploitation d'un réseau de chemin de fer urbain souterrain et en surface de transports de voyageurs, dit Métro d'Alger.

Depuis sa transformation en 1989, en Entreprise Publique Economique, société par action dotée d'un capital social de 380 000 000 DA, l'EMA s'est lancée aussi, dans le développement des capacités d'études et d'ingénierie en matière de transports et la réalisation de plan de circulation par la création d'un Bureau d'Etude des Transports Urbains « BETUR » devenu filiale à 100% de l'EMA en 2011.

Le « BETUR » a pour objet de réaliser dans le domaine des transports, des prestations de service en matière d'étude et d'ingénierie dont celles se rapportant à la planification, l'organisation et l'exploitation des systèmes de transports et de circulation des biens et des personnes.

Dans le cadre du plan de développement des transports urbains, de nouveaux projets ont été confiés à l'EMA depuis 2005, notamment, les études, la réalisation et l'exploitation des Tramways sur le territoire national ainsi que la réalisation, la rénovation et la mise à niveau technologique des téléphériques et télécabines dans les différentes villes du pays.



**Figure I.1 :** Organigramme de l'Entreprise Métro d'Alger [S0]

## I.2 Historique du Projet Métro d'Alger [S0]

Le métro d'Alger est un projet de transport datant des années 1970 qui a été conçu pour répondre au besoin de transport de masse provoquée par l'importante croissance démographique de la ville. Le projet fût officiellement lancé dans les années 1980, le projet a ralenti en raison de difficultés financières et problèmes de sécurité dans les années 1990.

Durant les années 1970, les promoteurs du projet du Métro d'Alger envisageaient un réseau de 64 km. Le projet a été officiellement inauguré en 1982, avec des études techniques achevées en 1985. Les autorités de l'époque choisirent une entreprise Allemande et un spécialiste Japonais de la construction du réseau.

L'effondrement des prix de pétrole dans les années 1980 a considérablement réduit la capacité de l'Etat Algérienne à poursuivre le financement du projet.

En 1988, l'Algérie accorda des contrats de construction à deux entreprises nationales COSIDER et SIDER. Par ailleurs, un autre problème de taille fait surface, la topographie irrégulière du sol d'Alger retarde l'avancée des travaux.

En 1994, une première section de 450m de long, appelé Emir Abdelkader, a été achevée. Une autre section de 650m, reliant la Poste Centrale à Khelifa Boukhalfa a été achevée peu après.

En 1999, la société du métro d'Alger lança un avis d'appel d'offres international, deux groupements sont choisis et ajouté au projet : le Français Systra-SGTE pour la maîtrise d'œuvre, et l'Algéro-Allemand pour la réalisation et l'achèvement, dans les 38 mois, des tâches de génie civil et de terrassement.

En Janvier 2006, d'autres changements ont été apportés au projet, avec le développement du système intégré remis à *Siemens Transportation Systems*. Cela comprenait l'installation de matériels fixes, la signalisation et l'électrification.

VINCI (Construction) a été responsable de l'ingénierie civile, et la compagnie Espagnole *Construcciones y Auxiliar de Ferrocarriles (CAF)* livra un nouvel ensemble de matériel roulant, dont 14 trains de voitures chacun. Le réseau utilisera la technologie Trainguard MT CBTC, déjà mis en œuvre sur la ligne 1 et 14 du métro de Paris et sur à New York (ligne 14).

## I.3 Présentation du Projet Métro d'Alger [S0]

### I.3.1 *Projets en exploitation*

A l'instar des grandes capitales du monde, Alger se dote d'un Métro, inauguré par le Président de la République, Monsieur Abdelaziz BOUTEFLIKA le 31 Octobre 2011. La mise en service de la 1<sup>ère</sup> ligne, Etape 1, contribue qualitativement et quantitativement à l'amélioration des transports urbains dans l'agglomération d'Alger.

Ce tronçon s'étend de la Grande poste à Hai El-Badr comprend :

- 9.5 km de linéaire ;
- Dix (10) stations (Grande Poste ; Khelifa Boukhalfa ; 1<sup>er</sup> Mai ; Aisset Idir ; Hamma ; Jardin d'Essais ; Les Fusillés ; Amirouche ; Mer et Soleil ; Hai El-Badr) ;
- Un complexe de maintenance ; Un complexe technico-administratif ;

- Un Pôle d'échange situé aux fusillés (métro – Tramway – Téléphérique – Bus) ;
- 14 Rames climatisées d'une capacité de 1 200 personnes chacune.
- La fréquence est de Quatre (4) minutes.
- La capacité de transport est de 21 000 voyageurs par heurs et par sens.

### 1.3.2 Projets en réalisation

Dans le but de faciliter les déplacements du citoyen via un transport sécurisé et confortable, L'EMA a entamé les travaux pour la réalisation des extensions de la Ligne 1 du Métro vers d'autres communes tel que : El-Harrach, Place des Martyrs et Ain Naâdja.



**Figure 1.2 :** Extensions en cours d'exécution de la Ligne 1 du Métro d'Alger [S0]

Le tronçon Hai El-Badr – Ain Naâdja d'un linéaire de 3.5km comprend :

- Ouvrage en plate-forme ;
- Viaduc de 132.5 mètre linéaire ;
- La Halte des ateliers sur 11ml ;
- Tunnel cadre de 241.5ml ;
- Trois (03) stations (Ain Naâdja 1 ; Ain Naâdja 2 ; la Halte des ateliers)
- Un tunnel en souterrain voûté de 1 840.88 ml ;
- Trois (03) ouvrages d'extraction d'air.

### 1.3.3 Projets en étude

Les études lancées par l'EMA pour la réalisation de nouvelles extensions de la première ligne du métro d'Alger, permettront à la capitale de disposer d'un réseau de transport urbain offrant une amélioration substantielle de la circulation.

Dans le cadre du plan d'investissement pour le développement des transports en commun, les extensions prévues sont :

- El-Harrach – Bâb Ezzouar – Aéroport d'Alger ;
- Ain Naâdja – Baraki ;
- Place des martyrs – Bâb El-Oued – Chevally ;
- Chevally – Delly Brahim – Cheraga – Ouled Fayet – El-Achour – Draria.

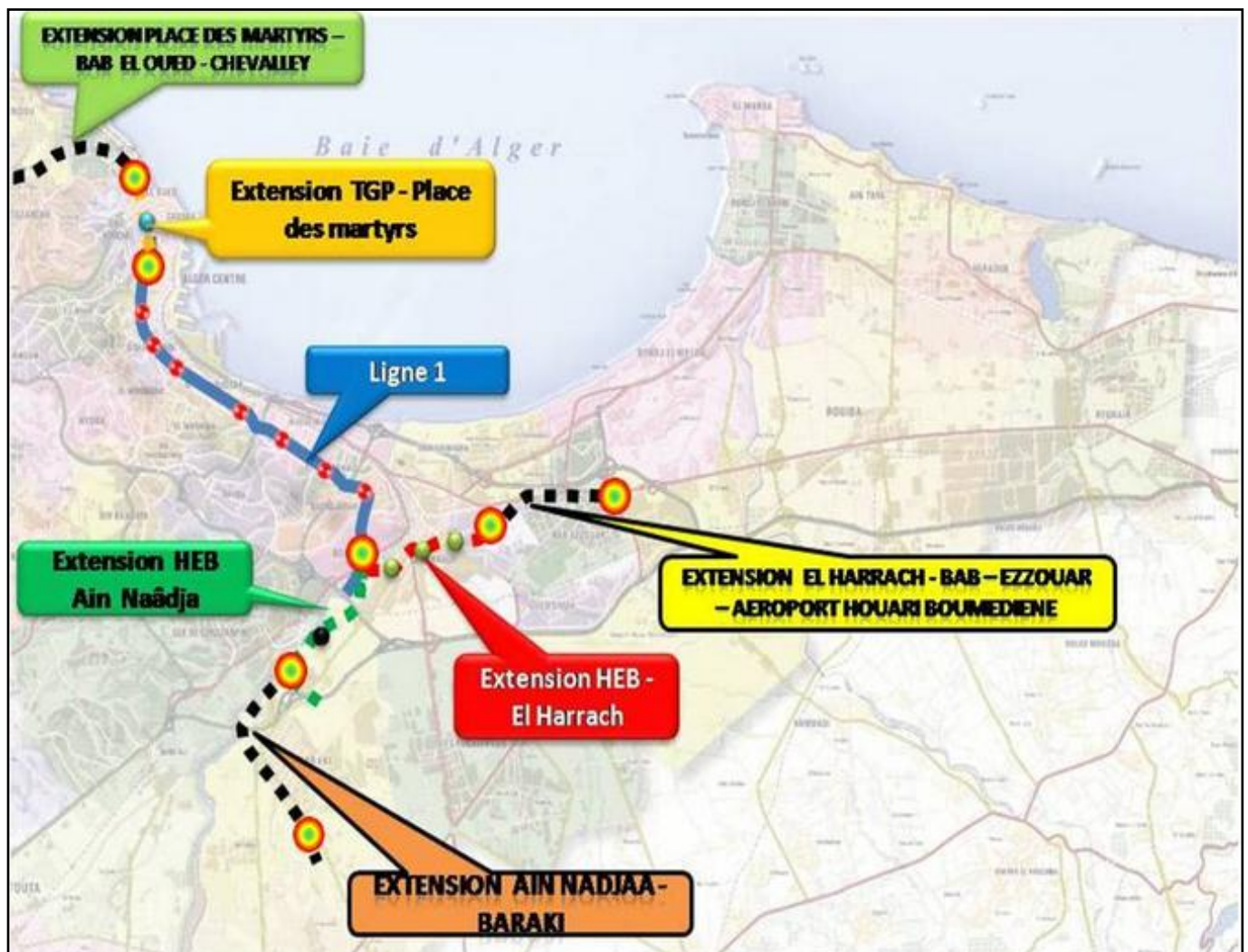


Figure I.3 : Extensions futures de la Ligne 1 du Métro d'Alger [S0]

### I.4 Présentation de l'ouvrage [S0]

Le tunnel qu'on va étudier se situe sur la LIGNE 1 – LOT 1 : Extension C : HAI EL-BADR – AIN NAADJA.

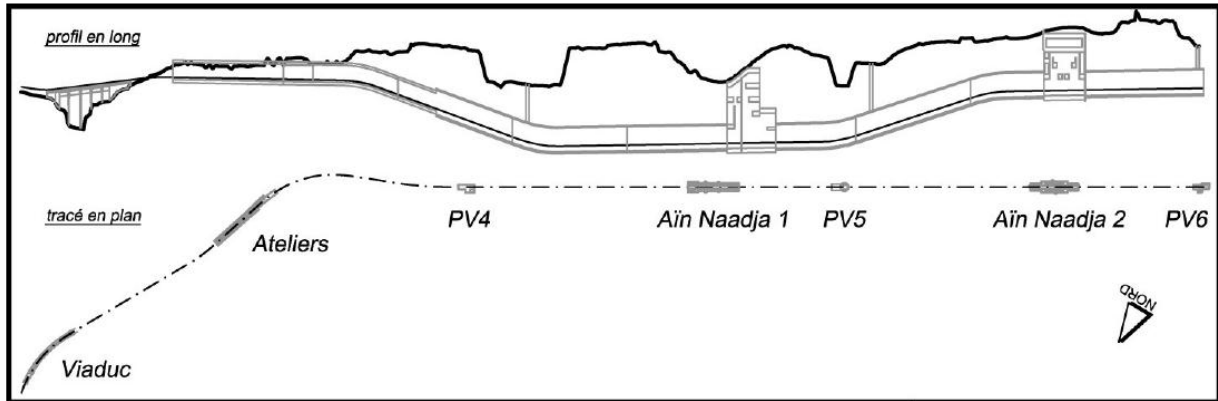


Figure I.4 : Ligne 1 –Lot 1 : Extension C : Hai El-Badr – Ain Naâdja [S0]

Notre tunnel en mine sous bâtiment correspond à la partie D8.1 :

Point Kilométrique 3+303.00 au PK 3+593.00 (290.00 m).

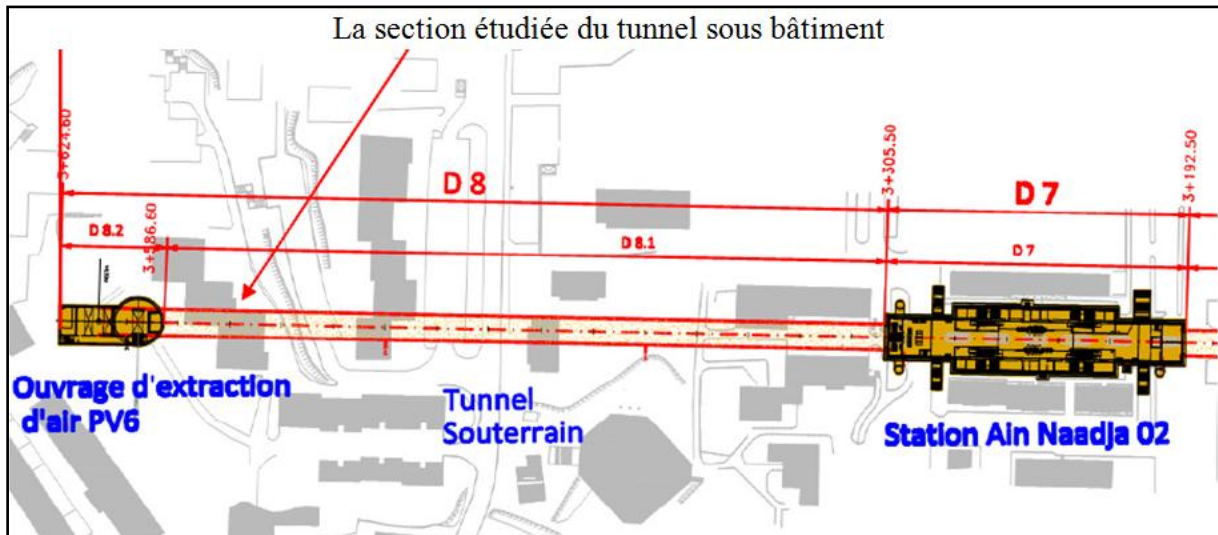
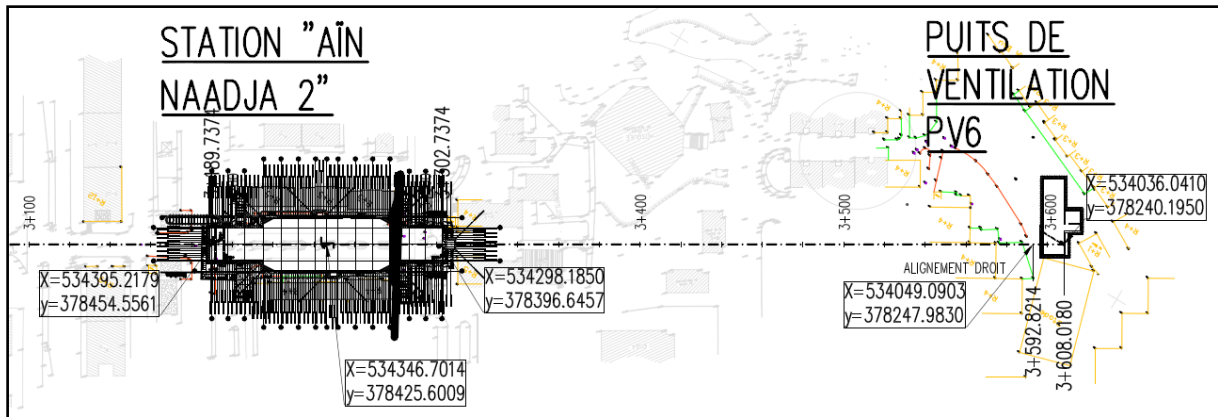


Figure I.5 : Tracés en plan de la section D8 et D7 [S0]

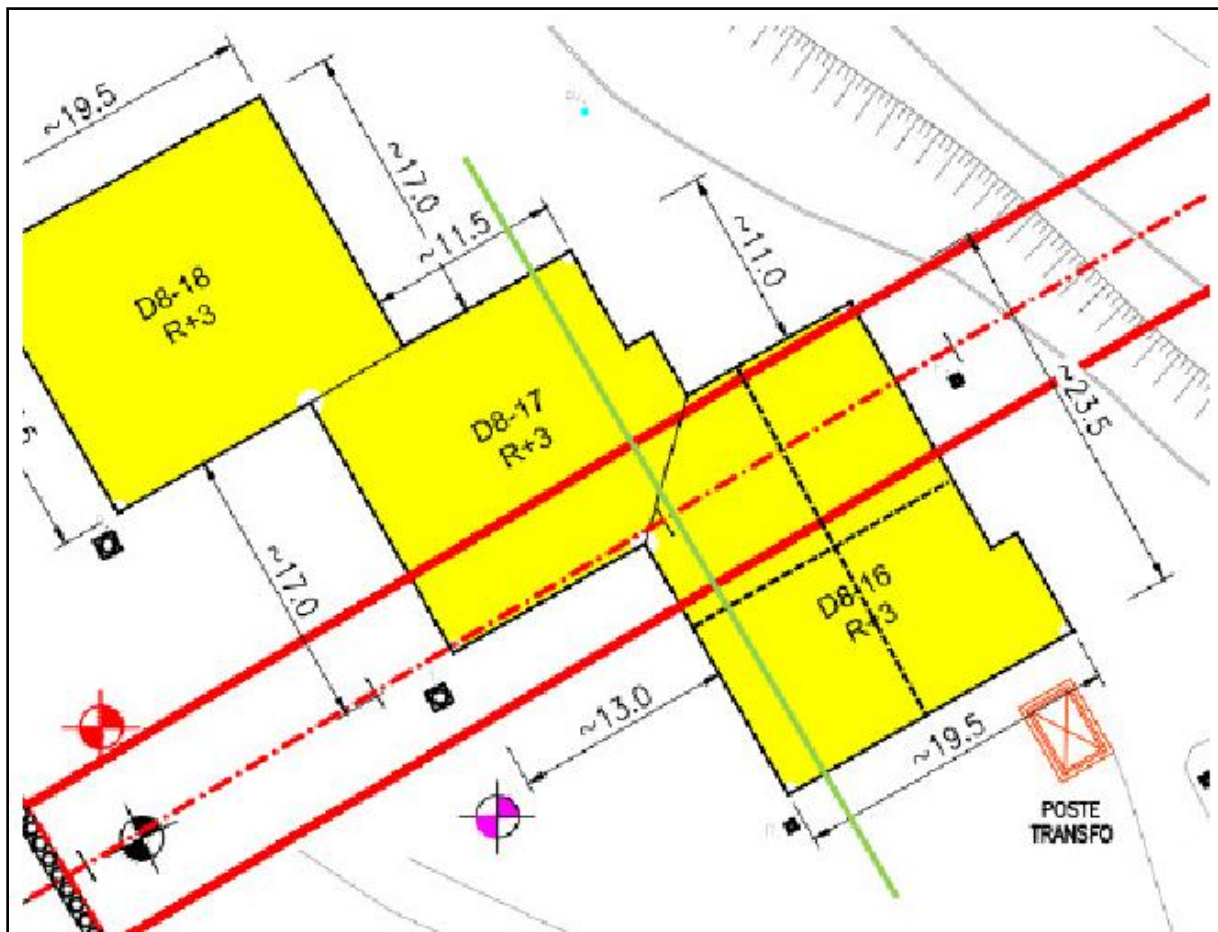


## I.5 Présentation technique de l'ouvrage [S0]

Lors de l'implantation d'un tunnel, en vue de réduire au minimum son coût, plusieurs facteurs sont à considérer, ceci étant en relation directe avec le tracé en plan, le profil en long, ainsi que le gabarit du tunnel. Ces choix doivent être faits de façon judicieuse, faisant appel à l'expérience et la rationalité de l'ingénieur projeteur, car toute erreur peut engendrer un surcoût fatal à l'adoption du projet.

### I.5.1 Choix du tracé en plan

Une bonne reconnaissance de l'environnement permet un choix judicieux du tracé du tunnel. Ce choix va tenir compte des intérêts de la circulation et des transports de la région en question. Son implantation exacte va dépendre ensuite des conditions géographiques et hydrogéologiques. Le choix du tracé est aussi influencé par l'implantation correcte des points d'attaque, d'entrée et de sortie du tunnel.

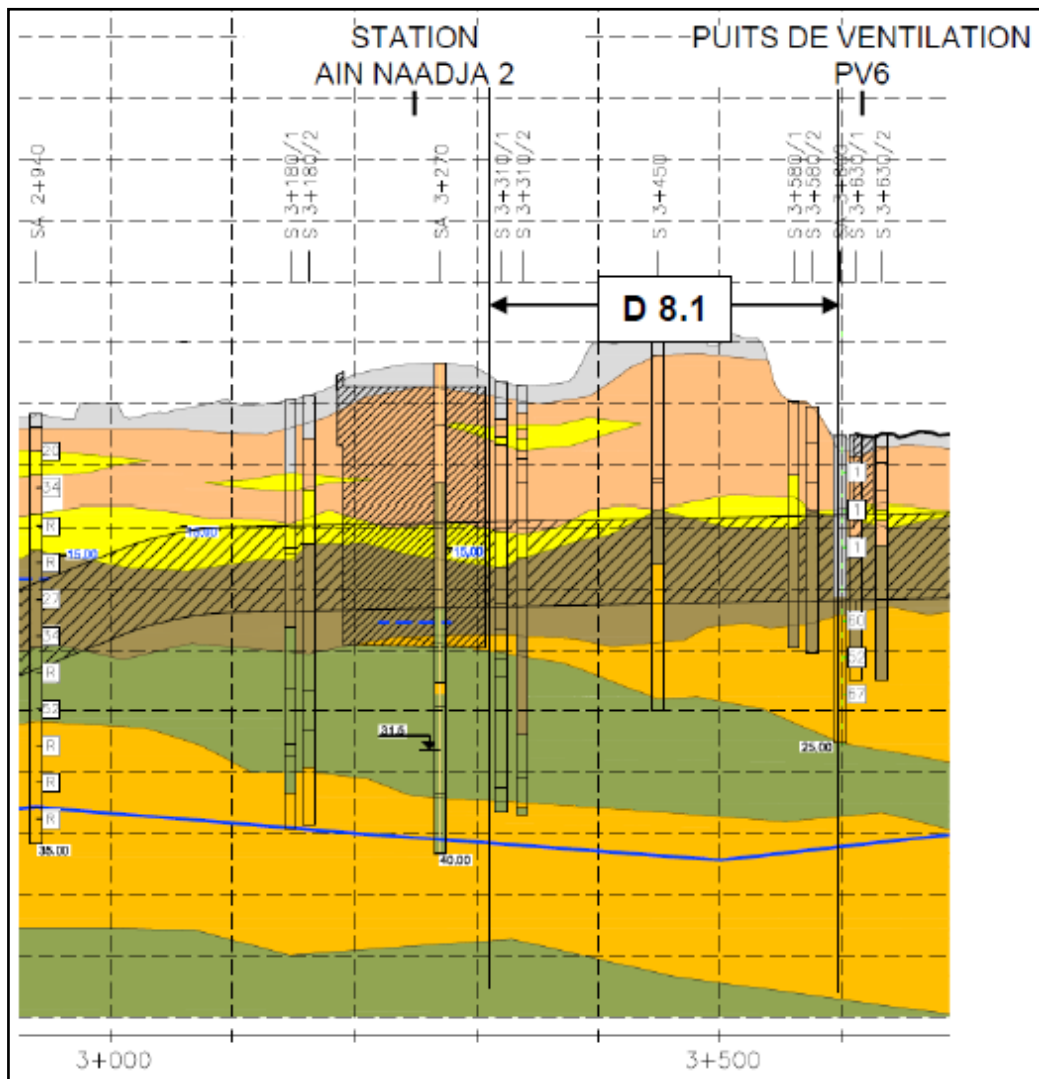


*Figure I.6 : Vue en plan au Point Kilométrique 3+560.00 [S0]*

Donc l'implantation des tunnels des services publics, comme pour le cas du Métro d'Alger, doit se conformer aux exigences des réseaux de distribution et surtout au réseau des rues.

### 1.5.2 Etude du profil en long

Le choix de la situation en élévation et du profil en long des tunnels, dépend du déroulement de la circulation et des conditions d'exploitation



**Figure 1.7 :** Coupe géologique et géotechnique de la section D8.1 [S0]

Le profile en long d'un tunnel est conditionné par :

- La nature des terrains à traverser ;
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités ;
- La présence d'accidents géologiques (zone faillée avec venues d'eaux en charge, nécessitant un traitement à l'avance par injection) ;
- La nature et l'épaisseur des terrains de couverture ;
- L'orientation de la valeur des contraintes principales ;
- La présence d'eau et débits d'eau prévisible ;
- La méthode d'excavation adoptée ;
- L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instable et les zones humides ;
- Une limite supérieure de la pente de 2%.

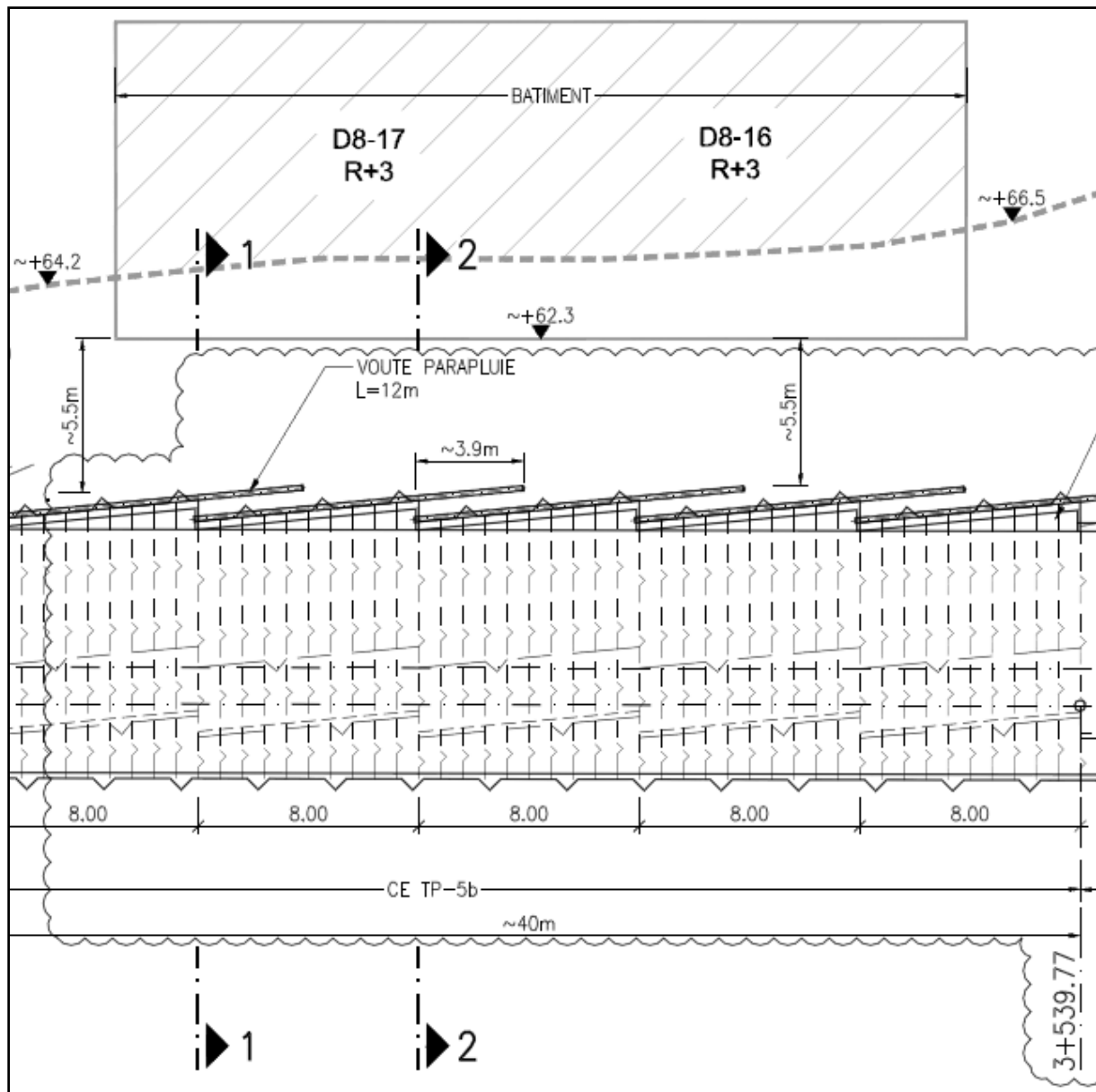


Figure I.8 : Coupe longitudinale de la section D8.1 [S0]

### 1.5.3 Choix de la section

La section du tunnel doit être déterminée sur la base des facteurs suivants :

- Les gabarits des véhicules qui seront appelés à emprunter le tunnel et de ceux des matériaux qui y seront transportés.
- La nature du terrain, sa résistance, sa teneur en eau et les poussées géologiques du souterrain.
- Le matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter.
- Le nombre de voies de circulation.

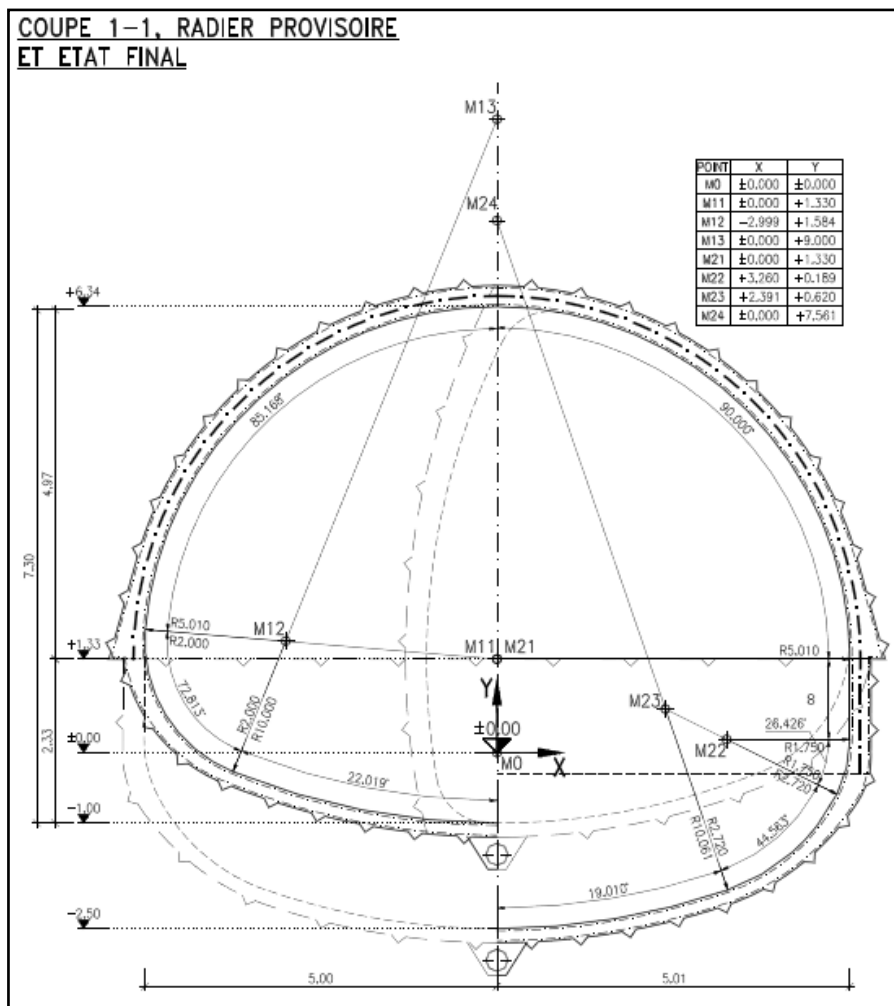
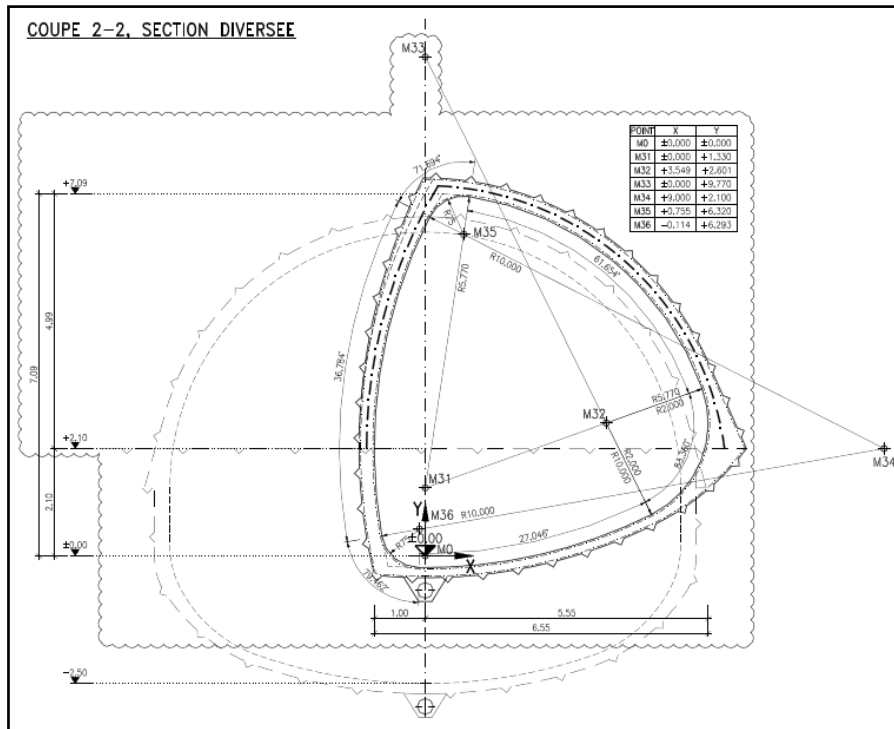


Figure I.9 : Coupes transversales de la section D8.1 [S0]

### 1.5.4 Etude géologique

L'étude géologique se base sur le recueil des informations antérieures sur la géologie de l'Algérie, notamment la géologie régionale relative à l'extension vers la commune d'Ain-Naâja et sur les résultats d'essais sur des carottes prélevées par sondages le long du tracé.

**Tableau I.1 : Différentes couches de sols constituant le tracé [S0]**

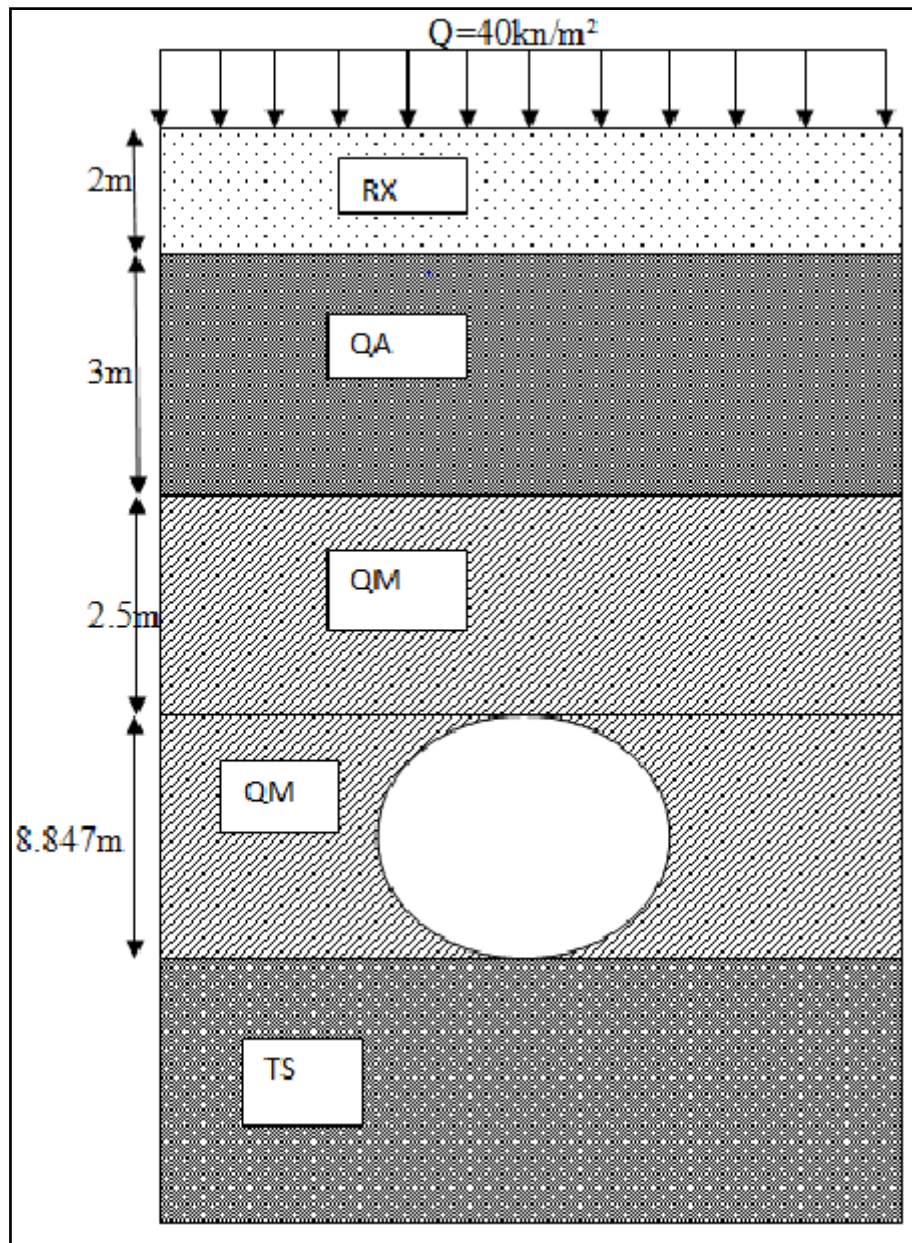
Couche de sol	Indice de la couche de sol	Famille
Remblais	$R_x$	Holocène
Faciès d'étriques (Quaternaire)	$Q_S - Q_A$	Villafranchien
Marne jaunâtre	$Q_M$	Calabrien
Argiles sableuses	$T_A$	Astien
Sables-Conglomérats	$T_S$	

### 1.5.5 Etude géotechnique

D'après l'étude des sondages et les essais faits in situ et au laboratoire, les propriétés géotechniques caractérisant chaque couche ont été définis comme suit :

**Tableau I.2 : Récapitulatif des propriétés géotechniques des couches de sols [S0]**

Indice de la couche de sol	Caractéristiques géotechniques de la couche de sol			
	$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	$C$ [ $kN/m^3$ ]	$\varphi$ [°]	$E$ [ $kN/m^2$ ]
$R_x$	19.0	5	30.0	15 000
$Q_A$	20.5	40	25.0	30 000
$Q_M$	20.5	50	27.5	45 000
$T_A$	21.0	60	27.5	60 000
$T_S$	21.0	15	32.5	100 000



*Figure I.10 : Couche de sols surmontant le tunnel sous le bâtiment [S0]*

## I.6 Conclusion

Notre étude consiste à trouver un compromis entre le coût de réalisation et la sécurité des individus habitant le bâtiment qui surmonte ce tunnel. Afin d'entamer une telle étude, une reconnaissance du site est toujours indispensable.

# Moyens de reconnaissance du site

## MOYENS DE RECONNAISSANCE DU SITE

### **I.7 Introduction**

Le creusement d'un tunnel entraîne une modification de l'état de contraintes dans le sol, ce qui peut remettre en cause la stabilité de l'excavation et provoquer des désordres inadmissibles dans l'environnement du tunnel.

La réponse du terrain au creusement dépend, d'abord de la nature géologique et des caractéristiques géotechniques du matériau encaissant, des conditions hydrogéologiques, ainsi que la profondeur de l'ouvrage. Ce sont des facteurs importants qui déterminent le degré de difficulté et le coût de réalisation d'un ouvrage souterrain.

Non seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, de soutènement et de revêtement, mais de plus leur connaissance permet de faire face à des problèmes imprévus, par exemple la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression, c'est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un ouvrage.

Ces imprévus peuvent retarder les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier, voir même compromettre la faisabilité de l'ouvrage.

Pour cela une bonne reconnaissance du sol le long du tracé est nécessaire.

### **I.8 Reconnaissances géologiques [L1]**

#### ***1.8.1 Objectifs***

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

- Géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif ;
- Structure du massif ;
- Inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, ...etc.) ;
- Description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leurs qualités, selon leurs discontinuités ;
- Les formations aquifères et les terrains imperméables ;
- Le régime hydraulique (circulation souterrains, ...etc.).

#### ***1.8.2 Moyens de reconnaissances géologiques***

Ces moyens sont nombreux. Ils ne sont pas exclusifs aux reconnaissances géologiques pour l'étude d'un ouvrage souterrain.

##### ***1.8.2.1 Inventaire des données géologiques existantes***

Il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données et documents existants sur le massif étudié et la géologie, morphologie et tectonique régionales. Il comprend :

- Cartes géologiques et photographie aériennes,
- Documents et études géologiques,
- Documents climatiques et météorologiques,



- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans les conditions analogues ou situés à proximité, et éventuellement des constructions de surfaces,
- Relevé de carrières souterraines,
- Inventaire des éléments concernant la tectonique,
- Inventaire de circulations souterraines.

### ***1.8.2.2 Levé géologique de surface***

Le géologue doit l'effectuer avec le plus grand soin. Ceci permet souvent d'éviter des travaux d'investigations coûteux et permet une interprétation optimum des résultats de ces investigations.

L'étendue de la zone à lever dépend de la complexité de l'environnement géologique de l'ouvrage.

Le levé géologique doit comporter :

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

### ***1.8.2.3 Géophysique***

Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique. Leur résultat ne peut être qu'une image globale sur la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité du rocher en profondeur, la détermination et la géométrie d'un accident

### ***1.8.2.4 Télédétection***

Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations de caractère structural telles que failles anciennes ou actives, anomalies mécaniques, cavités souterraines naturelles, ...etc.

### ***1.8.2.5 Sondage***

Les renseignements tirés des sondages (en particulier des sondages carottés) sont des plus précieux car ils permettent de voir la roche et de prélever des échantillons. Mais ils ne fournissent que des informations qui sont en général insuffisantes. En effet le nombre des sondages doit être envisagé en liaison étroite avec le levé géologique et les prospections géophysiques. Ils restent utilisés seuls quand on ne peut effectuer ni levé de surface ni géophysique.

Les sondages permettent de prélever des échantillons aux fins d'essais de laboratoire et d'effectuer un certain nombre d'essais in situ (mesure des modules et des contraintes, mesure de la perméabilité in situ,...etc.).

Géo-physiquement parlant les sondages sont directement utilisés pour déterminer la nature du sol ou de la roche et le degré de fissuration des roches : relevé détaillé des carottes,

détermination du RQD (*Rock Quality Designation*), photographies couleurs des caisses de carottes, interprétation de l'enregistrement des paramètres de forage,...etc.

## **I.9 Reconnaissances hydrogéologiques [L1]**

### **I.9.1 Objectifs**

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

- Les formations aquifères et les terrains imperméables ;
- Le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines,...etc.) ;
- La perméabilité des terrains ;
- Les réseaux karstiques éventuels.

Ces renseignements permettent de définir :

- La nature des venues d'eau possibles le long du tracé ;
- Leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux (choix des ciments,...etc.) ;
- Les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement,...etc.).

### **I.9.2 Moyen de reconnaissances hydrogéologiques**

- Inventaire des données existantes ;
- Levé hydrogéologique de surface ;
- Géophysiques ;
- Sondages ;
- Mesures de perméabilité en place dans les sondages.

## **I.10 Reconnaissances Géotechniques [L1]**

### **I.10.1 Objectifs**

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

Elles doivent permettre de :

- Préciser la description des terrains traversés ;
- Déterminer l'état de contrainte in-situ ;
- Prévoir le comportement du sol pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage ;
- Définir les méthodes d'exécution et de dimensionner les ouvrages ;
- Envisager des précautions particulières et/ou des traitements spéciaux pendant la construction.

### ***1.10.2 Moyens de reconnaissances géotechniques***

#### ***1.10.2.1 Inventaire des données existantes***

- Documents et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols et des roches dans des conditions analogues ;
- Archives de construction d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs similaires.

#### ***1.10.2.2 Géophysique***

Les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Ils peuvent être déterminés par des essais sismiques simples à l'échelle de la dizaine de mètres, entre deux forages, par les méthodes :

- *Cross-hole* ;
- *Down-hole* ;
- *Up-hole*.

#### ***1.10.2.3 Sondages***

Ils vont permettre d'effectuer des mesures in-situ et des prélèvements d'échantillons pour des essais de laboratoire. Parmi les essais et mesures in-situ, on cite les principaux :

- **Les diagraphies en forage** : elles donnent des informations sur les paramètres physiques des terrains. L'intérêt principal des diagraphies est d'effectuer de nombreuses corrélations, par exemple pour localiser des accidents particuliers ou préciser le détail de structures ;
- **L'essai de pénétration statique** : il peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel foré dans un sol ou une roche meuble et sous faible couverture et pour le dimensionnement des ouvrages de tête situés dans des sols ;
- **L'essai pressiométrique** : il permet de, dans les sols et les roches tendres, définir trois (3) caractéristiques fondamentales, à savoir le module de déformation, la pression de fluage et la pression limite ;
- **L'essai de déformabilité au dilatomètre** : il mesure (dans les roches) la variation du diamètre d'un forage sous l'effet d'une pression radiale.

#### ***1.10.2.4 Essais de laboratoire***

Il faut préciser que la validité des résultats de tous les essais, cités ci-après, est liée à la qualité des échantillons prélevés et à leur représentativité. Les spécifications techniques concernant ces prélèvements doivent donc être clairement définies dès le début des reconnaissances.

Dans le cadre de ces dernières, les essais les plus utilisés (pour les ouvrages souterrains) peuvent être limités aux essais suivants :

- **Sols**
  - **Essais d'identification** : masse volumique, teneur en eau, indice des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie ;
  - **Caractéristiques mécaniques du sol et déformation de surface** : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œdométriques, essais de gonflement, essais de compression simple,...etc.
- **Roche**

- Densité sèche, porosité, teneur en eau, vitesse du son, essais de compression simple, mesure du module d'Young et du coefficient de Poisson, essais Franklin et brésilien pour la détermination des caractéristiques mécaniques ;
- Essais de cisaillement à la boîte pour la détermination des caractéristiques de joint ;
- Essais triaxiaux, essais œdométriques, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyse minéralogique pour les roches tendres et susceptibles d'évoluer rapidement (marnes, ...etc.) ;
- Essais particuliers (abrasivité, ...etc.) nécessaire à l'étude d'emploi de machines à forer.

### **I.10.3 Galerie de reconnaissances**

Une galerie de reconnaissances permet de :

- Evaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté ;
- Effectuer une observation visuelle du terrain et établir un relevé géologique détaillé ;
- Observer les conditions hydrogéologiques, et mesurer les débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, l'influence de l'eau sur la tenue des terrains, ...etc. ;
- Exécuter des forages depuis la galerie qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité, de pression et de débit ;
- Réaliser les essais et mesures géotechniques in situ et mesures de déformations ;
- Les prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire.

La galerie de reconnaissance permet ainsi d'obtenir toutes les données géologiques, hydrogéologiques, et géotechniques nécessaire à l'établissement d'un projet d'exécution détaillé.

Une galerie de reconnaissance n'est généralement utilisée que dans le cadre de certains tunnels :

- Les grandes cavités souterraines dans les terrains de qualité moyenne à mauvaise ;
- Les tunnels autoroutiers ou galerie hydrauliques de grande section dans des terrains de qualité médiocre à mauvaise ;
- Les tunnels de plus petite section dans des terrains de mauvaise qualité.

## **I.11 Aperçus géologique et tectonique sur la région du site [S9]**

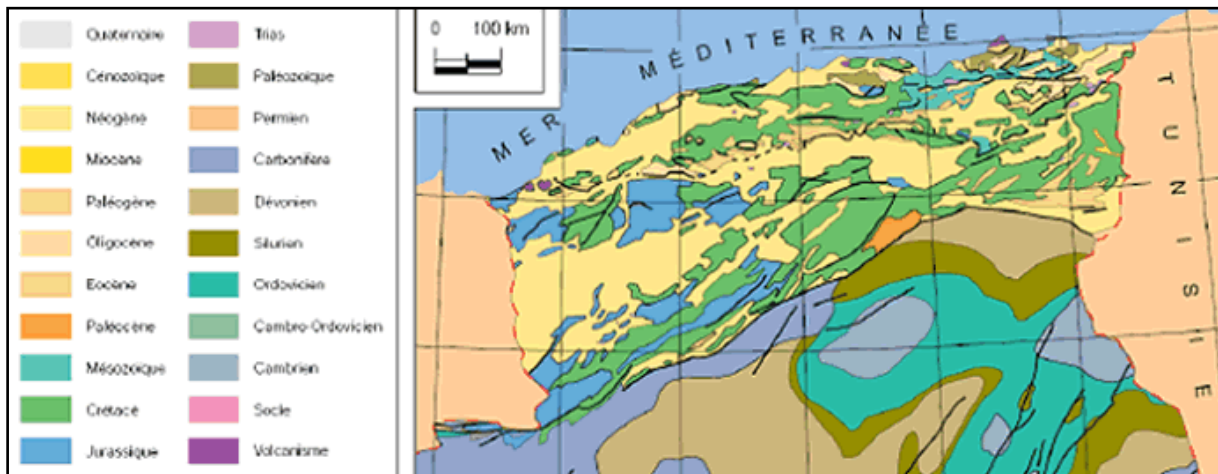
### **I.11.1 Géologie générale de la région d'Alger**

L'étude des cartes géologiques et des résultats des sondages carottés ont permis de définir le sous-sol de la ville d'Alger, comme étant constituée de deux unités géologiques de nature et d'âge très différentes.

- **Au Nord** : Le massif cristallophyllien d'âge primaire allongé d'Est en Ouest sur 20km, dont la largeur est d'environ 6km.

- **Au Sud** : Un anticlinal orienté Nord-Est – Sud-Ouest, formé de séries sédimentaires d'âge tertiaire. Il est oblique au massif cristallophyllien et se prolonge dans le bassin de la Mitidja.

Localement ces deux grands ensembles sont recouverts par les formations les plus récentes de quaternaire.



**Figure II.1** : Géologie simplifiée du Nord algérien [S9]

#### ***1.11.1.1 Le primaire (massif cristallophyllien)***

Les principaux faciès pétrographiques reconnus dans le primaire sont :

- Les schistes ainsi que les micaschistes ;
- Les schistes ardoisés fortement injectés de quartzite ;
- Les calcaires lenticulaires métamorphiques ;
- Les gneiss, souvent œilletés de quartz et injectés de roches granitiques (granito-gneiss, migmatite).

De plus, ces terrains sont fortement altérés, et la décomposition des minéraux gneissiques peut conduire à la formation de matériaux argileux qui remplissent les fissures.

#### ***1.11.1.2 Le secondaire***

La littérature ne mentionne pas de représentant de cette ère dans la région d'Alger.

#### ***1.11.1.3 Le tertiaire (terrains sédimentaires)***

On rencontre, du bas vers le haut, les formations suivantes :

- **Le miocène inférieur** : il est formé de grès et de poudings ;
- **Le miocène supérieur** : formation de grès, conglomérats et poudings. Ces divers faciès constituent la majorité des affleurements au contact du socle primaire ;
- **Le pliocène inférieur** : il représente une formation marneuse de plus en plus gréseuse en nous dirigeant vers l'Est, souvent avec d'importants passages de calcaire gréseux. L'épaisseur varie de 50 à 100 mètres au niveau de la Mitidja ;

- **Le pliocène supérieur** : c'est la formation géologique la plus importante, de teinte jaunâtre et constitués des grès-calcaires, sables, calcaires et de marnes sableuse.

#### **I.11.1.4 Le quaternaire**

Les différentes assises géologiques du primaire et du tertiaire décrites ci-dessus sont généralement recouvertes indifféremment par les couches quaternaires suivantes :

- **Les alluvions et colluvions** : ils regroupent les formations d'âge Calabrien à quaternaire récent, qui comprennent des argiles ou limons argileux rougeâtres, sableux ou graveleux ainsi que les sables et graviers ;
- **Les éboulis** : on les rencontre seulement sous forme de marne argileuse ;
- **Les remblais** : ils sont généralement des éléments sablo-graveleux et limoneux avec des débris, ils forment une couche continue, mais la limite avec les formations sous-jacentes est souvent difficile à déterminer.

#### **I.11.2 Hydrogéologie régionale**

Il existe dans le socle métamorphique d'Alger (massif cristallophyllien), un réseau hydrique localisé dans les fissures, les fractures et les diaclases.

A des profondeurs très variées, les niveaux d'eau mis en évidence par les levés piézométriques, montrent l'absence d'une nappe continue, mais cela traduit aussi l'existence des circulations locales, comme en témoignent les puits domestiques que l'on rencontre à la Casbah.

La molasse astienne (tertiaire) présente l'aquifère le plus important de la région Algéroise. Ce dernier est mis en évidence par l'existence de puits dans cette formation, et par les résurgences au niveau des marnes qui constituent le mur de la nappe astienne.

#### **I.11.3 Caractéristiques tectoniques d'Alger**

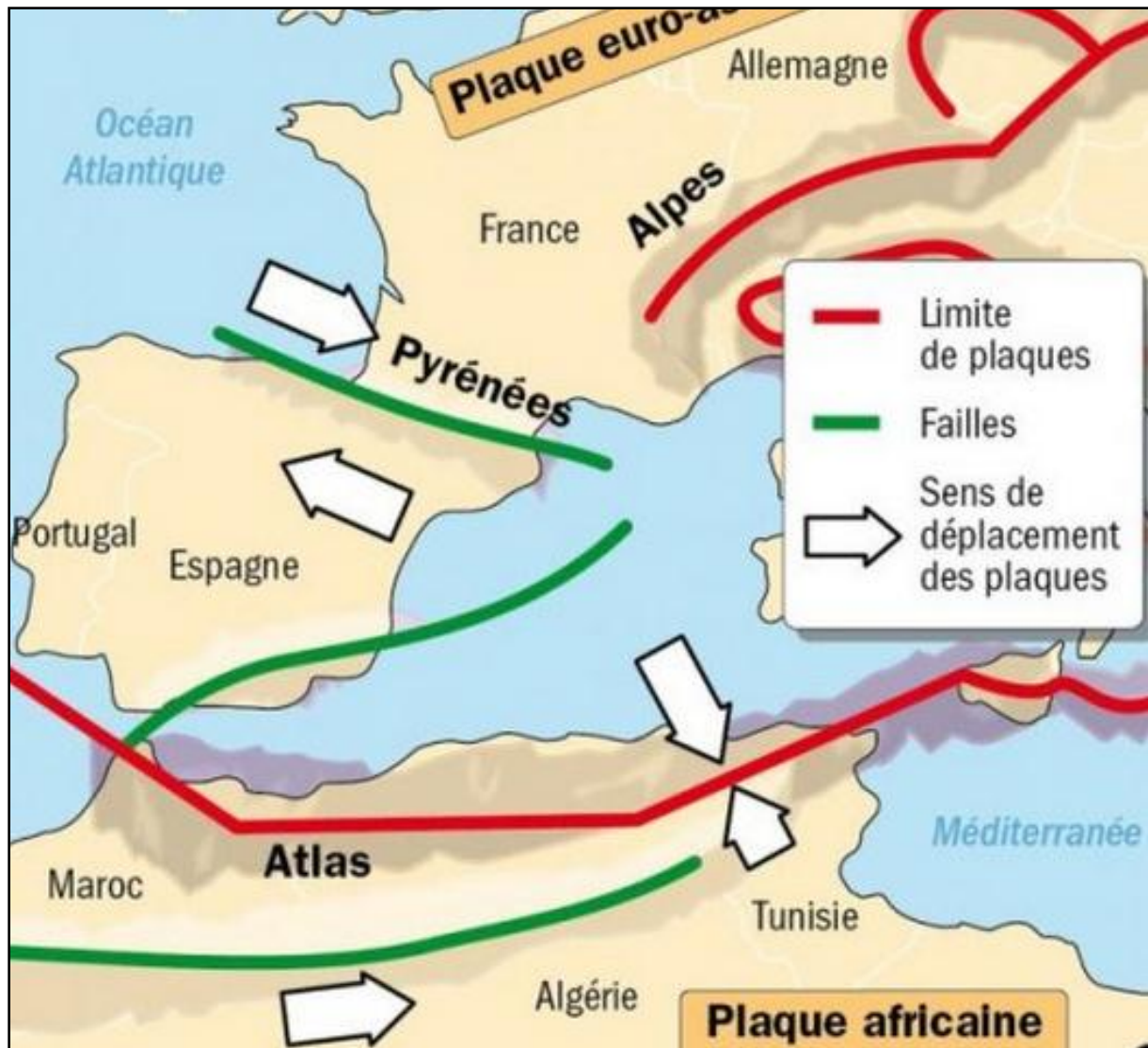
Les ouvrages souterrains se comportent mieux, généralement, que les ouvrages en surface face aux sollicitations sismiques, même si cette constatation peut être confirmée en terrain homogène elle ne saurait l'être par contre, en terrain présentant certains particularités, telles que :

- Le franchissement de faille.
- Les parties profondes affectées par les glissements superficiels du terrain.

On notera que, pour la région d'Alger, le repère de positionnement de l'aléa sismique autorise une probabilité d'occurrence d'oscillations caractérisées par une accélération d'amplitude bornée supérieurement à 0.3 g (g : pesanteur) et d'une intensité de séisme ne dépassant pas 8EMI sur l'échelle de MERCALI (qui en compte 12) provoquant généralement des désordres mineurs telle des fissurations du revêtement.

A titre préventif, il est souhaitable de :

- Mettre en place des dispositifs constructifs appropriés en fractionnant longitudinalement l'ouvrage en plots indépendant munis de joints parasismiques judicieusement répartis.
- Assurer l'étanchéité à ce niveau, en plaçant des joints « Water-Stop ».



**Figure II.2 : Plaques tectoniques et failles Afro-européenne [S10]**

Le massif d'Alger prolonge l'anticlinal du Sahel, d'axe Nord – Est. Il est constitué de même terrain néogène que le synclinal Nord – Est de la Mitidja.

Ce plissement des terrains néogènes se trouve dans d'autres bassins post-nappes de même signification structurale que celui de la Mitidja.

Un tel plissement postérieur au quaternaire, est l'une des conséquences de la compression Nord-Sud, laquelle se manifeste aussi par l'activité sismique du Tell, dont le séisme d'El-Asnam. Les traces de cette compression, se trouvent au sein du massif d'Alger.

### **I.12 Donnée géologique, hydrogéologique et géotechnique au droit de l'ouvrage [S0]**

On présente dans cette partie une synthèse des conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques issues des reconnaissances sur la Ligne 1 – Lot 1 : Extension C : Hai El-Bar – Ain Naâdja pour la section D8.1 du tunnel en mine sous bâtiment.

***1.12.1 Géologie du site***

Des sondages ont été effectués le long du tracé ; ce qui a permis de préciser que les quatre familles de sols figurent : Holocène, Villafranchien, Calabrien, Astien (Tableau I.1). Le quaternaire marneux est le terrain encaissant de notre tunnel (Figure I.10).

***1.12.2 Données géotechniques***

L'étude des sondages et les essais faits in situ et au laboratoire ont permis de déterminer les caractéristiques géotechniques des couche de sols constituant le tracé (Tableau I.2).

***1.12.3 Conditions Hydrogéologiques***

La situation hydrogéologique sur le long du tracé est caractérisée dans une vue globale par la morphologie du terrain même, et par la répartition vertical des couches perméables et imperméables.

Les piézomètres installés indiquent au niveau d'eau plus ou moins continu dans des sédiments sableux du tertiaire à une profondeur comprise entre 25 et 30 m. Ce niveau d'eau doit être classé comme une nappe phréatique continue.

Entre les stations Hai El-Badr et Ain Naâdja 2, la nappe phréatique continue se trouve au-dessous du niveau des ouvrages du tunnel. La situation hydrologique dans cette part du tracé est caractérisée par des petites nappes locales, isolées et non conjuguées (nappes perchées).

**I.13 Conclusion**

La collecte des données géologique, hydrogéologique, et géotechniques est primordiale pour la réalisation d'un ouvrage souterrain, le but recherché par ces moyens de reconnaissances est la détermination de la structure géologique du site et de cours d'eau pour une meilleure implantation de l'ouvrage et un choix adéquat pour les méthodes d'exécution et de dimensionnement.

L'ensemble des résultats a permis d'identifier les terrains encaissants du tunnel et d'avoir les paramètres nécessaires pour un bon choix de la méthode de creusement et celle de soutènement.



# Méthodes de creusement

## METODES DE CREUSEMENT

### **I.14 Introduction**

Dans le domaine du génie civil, il n'est plus question de chercher le bon sol pour construire, mais plutôt de relever le défi de s'adapter aux conditions in-situ.

Pour les tunnels, il faut prendre en compte diverses données. La bonne connaissance des différentes méthodes et techniques de creusement constitue une base importante pour pouvoir comprendre la réponse du terrain lors de son creusement.

L'amélioration en qualité et en quantité des études de reconnaissances géologiques, hydrogéologiques, et des conditions géotechniques, ainsi que la mécanisation des travaux d'abattage et de soutènement ont permis de développer les techniques utilisées pour le choix de la méthode de creusement des tunnels.

Dans ce chapitre, on présentera les différentes méthodes de creusement des tunnels, ainsi que les modes d'excavations possibles. Le choix de la technique et la méthode de creusement adaptée à notre tunnel dépendra des différentes données in-situ.

### **I.15 Critère de choix de la méthode de creusement [L3]**

En premier, il y a lieu de faire un choix en tenant compte des exigences suivantes :

- Terrain encaissant ;
- Site et de l'environnement ;
- La géométrie ;
- Procédé de construction lui-même.

En deuxième phase, on aboutit à quelques variantes techniques possibles détaillées selon la complexité du projet étudié. Parmi ces procédés de construction on citera :

- La sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction ;
- Une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux) ;
- La souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles) ;
- La limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet tels que :

- Conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés, niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expériences acquises,...) ;
- Insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution ;
- Coût de la solution et aléas correspondants.

## I.16 Méthodes de creusement [L1]

Le choix de la méthode de creusement d'une section de front est généralement déterminé par les dimensions de la section du tunnel ainsi que la qualité du terrain.

On distingue trois méthodes de creusement :

### ***I.16.1 Méthode à pleine section***

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois.

Elle est couramment utilisée pour la plus part des tunnels creusés dans des roches de bonne et d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle.

Cette méthode facilite l'organisation du chantier et elle est plus rapide.

Dans les tunnels de plus de 40 ou 50 m<sup>2</sup> de section, elle nécessite de gros engins dont l'amortissement suppose en général des chantiers d'une certaine longueur (plusieurs kilomètres).

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

A la limite, dans les tunnels de très faible section (10 à 15m<sup>2</sup> de section), elle constitue, quel que soit le terrain, le procédé habituelle de construction.



***Figure III.1 : Creusement à pleine section [L3]***

### ***1.16.2 Méthode à 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.

Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi-section inférieure appelée stross.

La mise en place du soutènement s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase de l'excavation.

L'excavation du stross est effectuée suivant une méthode semblable à celle des terrassements à ciel ouvert. Elle peut être réalisée une fois le creusement du tunnel en demi-section supérieure terminé, ou avec un certain décalage (20 m à plusieurs centaines de mètres).

Pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50 m) un avantage notable de cette solution comparée au creusement en pleine section et sa souplesse d'exécution. Elle s'adapte bien aux procédés modernes avec soutènement immédiat. Vu la dimension réduite du front d'attaque en demi-section supérieure, elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité de l'excavation en terrain médiocre et de placer des cintres métalliques lorsqu'ils s'avèrent nécessaires, dans des conditions plus favorables.



***Figure III.2 : Creusement en demi-section [C1]***

### ***1.16.3 Méthode à sections divisées***

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

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser d'autre méthode.

Avec un creusement en sections divisées, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par la même, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la décompression des terrains sus-jacents est plus limitée.

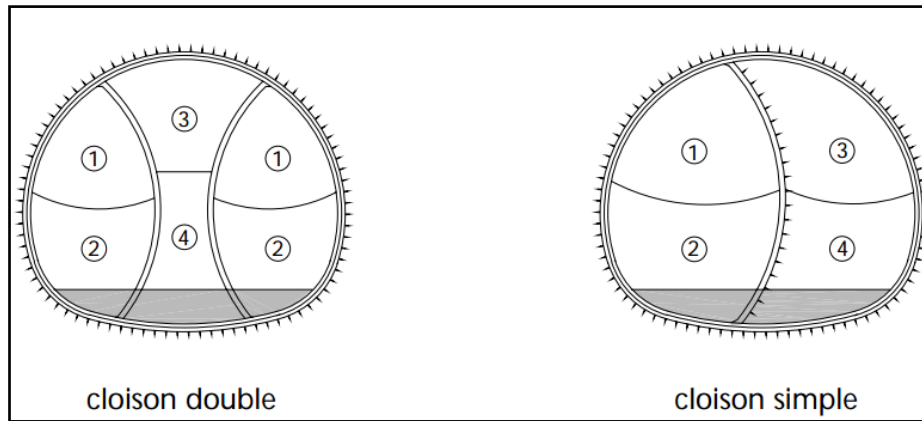
Le creusement en section divisées s'applique ainsi :

- Soit aux grandes excavations souterraines dont la section est trop importante.
- Soit aux tunnels dans des mauvais terrains lorsque les autres méthodes de construction présentent des risques d'exécution.

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.



***Figure III.3 : Creusement d'une section divisée [C1]***



**Figure III.4 : Creusement en sections devisées [L3]**

### **I.17 Techniques de creusement [L1]**

Une technique de creusement doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité. Plusieurs techniques existent et leur emploi varie selon le type de projet (profondeur et géométrie de l'ouvrage).

Le choix de la technique et des machines est déterminé selon la nature du terrain, on distingue deux types :

- Creusement dans les terrains meubles.
- Creusement dans les terrains durs.

#### **I.17.1 Creusement mécanisé en terrains meubles [L1]**

Cette technique est exécutée à l'aide de différentes machines.

Les boucliers sont généralement les plus utilisés, ils sont conçus pour forer les tunnels dans les sols et les terrains meubles et aquifères.

Les boucliers comportent un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement qui doit être mis en place immédiatement derrière. Ce revêtement est le plus souvent constitué de voussoirs préfabriqués.

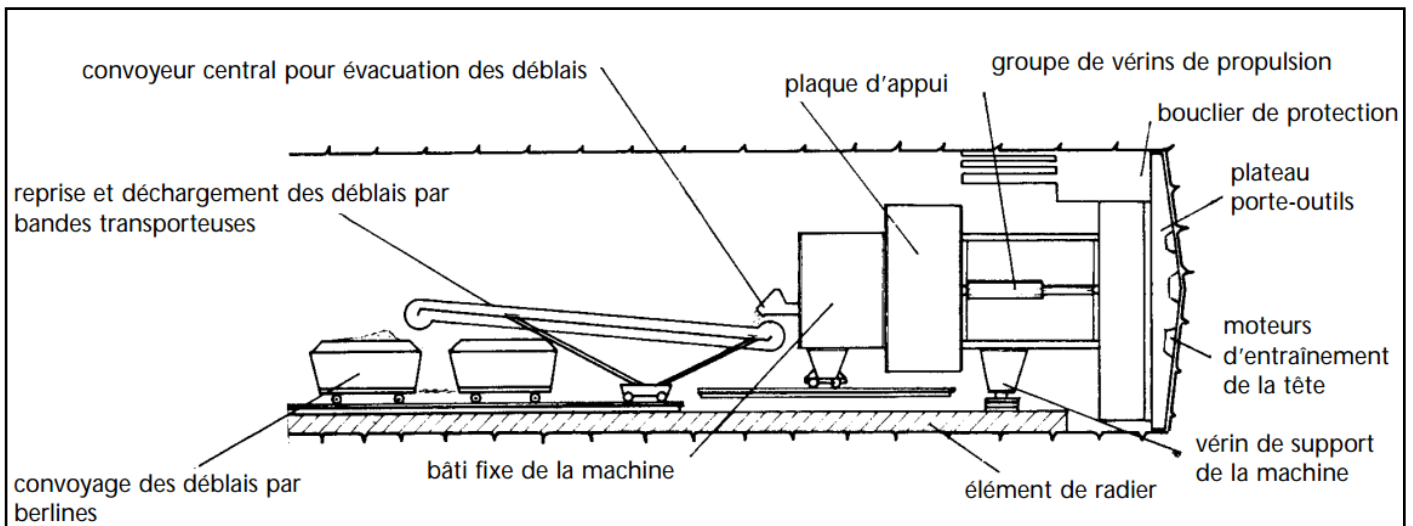
##### **I.17.1.1 Différents types de boucliers [L1]**

La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière. Pour les autres boucliers, appelés boucliers doubles, la prise d'appui s'effectue sur un bouclier auxiliaire expansif, dont la grande surface dimensionnée en fonction des caractéristiques du terrain, permet de réduire la pression de contact.

La partie avant du bouclier est munie d'une trousse coupante destinée à pénétrer dans le terrain au pourtour de l'excavation.

On peut distinguer, du point de vue des opérations de terrassement effectuées à l'intérieur et à l'abri du bouclier, les différents types de boucliers suivants :

- Les boucliers ouverts ;
- Les boucliers rotatifs ;
- Les boucliers à air comprimé ;
- Les boucliers à bentonite.



**Figure III.5 : Schéma général constitutif d'une machine pleine section [L3]**

### **I.17.1.2 Domaine d'utilisation [L1]**

D'une manière générale, il convient de souligner que malgré leur grande diversité, tous les boucliers voient leur vitesse de progression fortement influencée par les caractéristiques du sol à excavé. Les boucliers sont le plus souvent utilisés pour les tunnels de petit diamètre en site urbain (galeries de services,...).

Ils sont jusqu'à présent incapable de progresser en terrains durs. D'où la nécessité de faire appel à d'autres techniques de creusement.

### **I.17.2 Creusement en terrains rocheux [L1]**

Il existe deux types de creusement pour les terrains durs ou rocheux :

- Creusement mécanique ;
- Creusement à l'explosif.

#### **I.17.2.1 Creusement mécanique [L1]**

Depuis 1950, le creusement mécanique des tunnels au rocher (sans utilisation d'explosifs) s'est nettement développé. Les machines correspondantes, appelées machines à forer, sont devenues capables d'excaver les roches les plus dures.

Les machines à forer existantes ont des caractéristiques très variées. La plupart d'entre elles ont un domaine d'emploi physiquement limité par la nature de leurs outils et la puissance disponible, et même à l'intérieur de ce domaine, elles peuvent rencontrer des limitations économiques si leur rendement est trop faible ou si l'usure des outils est trop forte.

L'usage a consacré la classification des machines à forer aux rochers en deux grandes familles, à savoir :

- Les machines à attaque globale (machine pleine section, tunnelier ou *Tunnel Boring machine*-TBM) ;
- Les machines à attaque partielle ou ponctuelle (*Boom Type Machine*-BTM).

➤ **Machines à attaque globale [L1]**

Les machines à attaque globale attaquent en une seule passe la totalité de la section. Elles possèdent le plus souvent à l'avant un plateau circulaire, d'un diamètre sensiblement égal à celui de la galerie, tournant tout d'une pièce autour d'un axe confondu avec celui de la galerie. Le plateau appelé tête de forassions porte les outils de creusement du terrain (mollettes, pics).

Ces machines sont conçues pour excaver des galeries circulaires avec un diamètre déterminé.

Lorsque le plateau est fermé, ce qui est généralement le cas pour les roches dures, l'accès au front de taille est difficile (elle se fait généralement par un trou d'homme) et son observation est impossible pendant le fonctionnement de la machine.

Lorsqu'il s'agit de roche dure et lorsque le revêtement n'est pas mis en place à l'avancement, l'appui est généralement constitué par des patins appuyés directement contre la paroi du tunnel creusé.

S'il s'agit de terrain peu résistant (roches de type marneux ou crayeux), il est nécessaire d'utiliser un anneau de réaction qui est bloqué au terrain sur toute sa périphérie et sur lequel s'appuient les vérins longitudinaux. Cet anneau est généralement constitué par le revêtement préfabriqué (voussoirs) mis en place à l'avancement.

Etant donné le domaine d'utilisation des machines à attaque globale (galeries relativement longues), l'évacuation des déblais s'effectue le plus souvent par rails. Les fragments de roche produits par le travail des outils sont généralement collectés au front de taille par un système à cuillères et convoyeur à courroie ou à chaîne chargeant les trains de berlines.



**Figure III.6 :** Machine à attaque globale (Creusement mécanique en terrains rocheux) [S3]

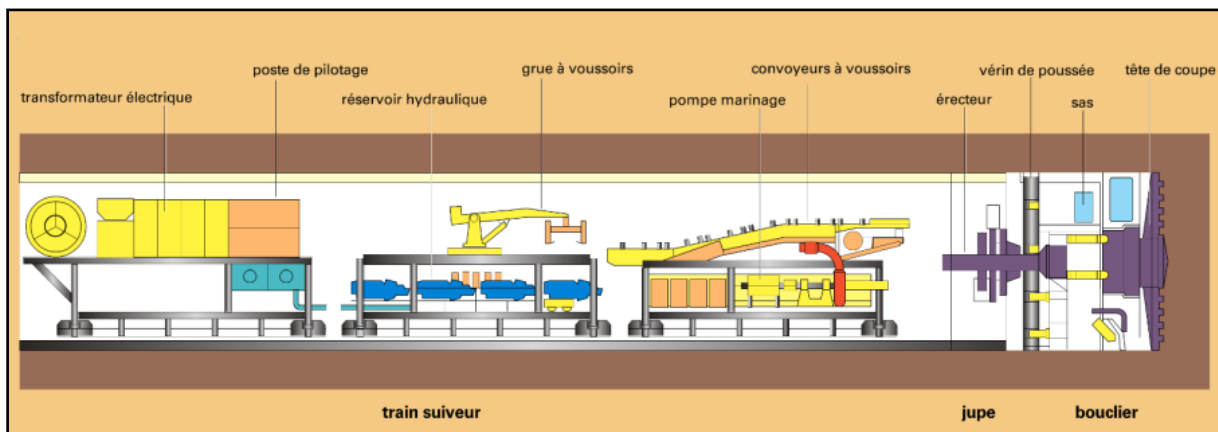


- **Avantages**

- ✓ La rapidité d'exécution est une caractéristique importante des machines à attaque globale. On peut dire qu'en bon terrain, l'avancement moyen est deux à trois fois plus élevé que celui obtenu avec une méthode d'abattage traditionnelle ;
- ✓ Les hors-profils sont très réduits, voire pratiquement éliminés dans les bons terrains. Il s'ensuit une réduction notable du volume de déblai et des bétons en hors-profils, ce qui est source d'économie.

- **Inconvénients**

- × Une machine à attaque globale représente un investissement très important ;
- × Une erreur dans le choix du type de machine retenue peut avoir des conséquences très lourdes sur le délai d'exécution globale du tunnel et les prix de revient ;
- × Le rendement peut chuter considérablement dès que les caractéristiques du massif rocheux varient par rapport à celle pour lesquelles la machine a été conçue ;
- × L'avancement maximum d'une machine à attaque globale est limité par la cadence d'évacuation des déblais ;
- × Il n'est pas possible de modifier le diamètre d'excavation suivant la qualité du terrain ;
- × Son utilisation est limitée aux excavations de forme circulaire, Tout de même, on ne peut pas l'utiliser pour les tunnels de très grand diamètre.



*Figure III.7 : Tunnelier bouclier pour les roches tendres [S4]*

➤ **Machine à attaque partielle [L1]**

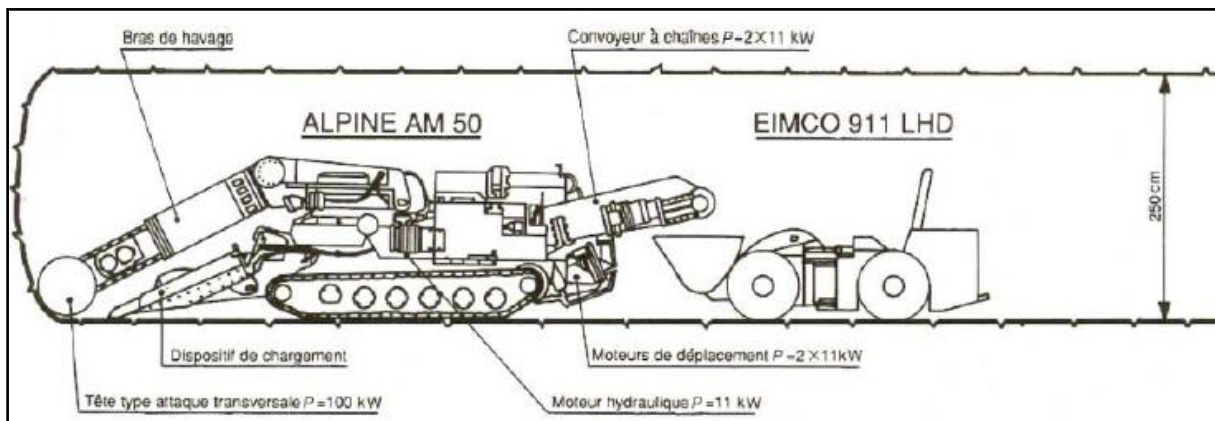
Les machines à forer qui n'abattent qu'une partie de la section à la fois sont dites « machines à attaque partielle » ou « machines à attaque ponctuelle ». Elles s'inspirent directement du mode de travail du mineur : la tête, de faible dimension par rapport à la section à excaver est munie des pics d'abattage. La tête est située à l'extrémité d'un bras mobile qui permet d'excaver progressivement toute la section.

Les bras et les organes de foration sont portés par un châssis automoteur le plus souvent mus par des chenilles.

Les machines à attaque partielle doivent le plus souvent se déplacer pour balayer tout le front de taille. Par contre, elles bénéficient d'une sélectivité qui leur permet d'attaquer le front à l'endroit choisi.

De plus, elles peuvent terrasser une section de forme quelconque visible en permanence et laissent libre l'accès au front.

L'expérience montre que l'emploi des machines à attaque ponctuelle qui sont généralement équipées de pics doit se limiter à l'excavation des roches de duretés moyenne.



**Figure III.8 :** Machine à attaque ponctuelle (Creusement mécanique en terrains rocheux) [S5]

- **Avantages**
  - ✓ Une machine à attaque ponctuelle représente un investissement moins important ;
  - ✓ Ses conditions de mise en service sont plus simples ;
  - ✓ Elle peut être utilisée en combinaison avec l'explosif sur un même tunnel ;
  - ✓ Des excavations des formes et de dimensions variées peuvent être réalisées ;
  - ✓ Son réemploi sur un autre chantier est plus facile et plus fréquent.
- **Inconvénients**
  - × Une machine à attaque partielle est moins puissante ;

### **I.17.2.2 Creusement à l'explosif [L1, L2]**

#### **➤ Principe d'action**

L'excavation à l'explosif est une technique très ancienne et souvent la plus économique. La poudre noire, composé de salpêtre, charbon, et soufre, fut longtemps utilisée, avant l'apparition des dynamites ou les émulsions, qui sont des produits plus performants, mais plus dangereux. En souterrain, on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation supérieure à 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain ;
- L'énergie de gaz engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le surplus de cette énergie expulse les blocs disloqués.

Les modèles à retard contiennent une poudre intermédiaire de longueur variable, dite retardatrice. Ceci permet à plusieurs détonateurs mis à feu simultanément de faire détonner les charges auxquelles ils sont reliés avec un décalage dans le temps.

En général, on réalise au maximum deux sections dites demi-supérieur et demi-inférieur avec un décalage suffisant pour attendre la stabilisation des convergences.

#### ➤ **Plan de tir [L1]**

C'est le plan d'implantation des forages où sont introduits les explosifs, et des différents retards des détonateurs. Lors de la réalisation d'un tunnel, le choix d'un plan de tir est d'une grande importance, tant par ses aspects économique que techniques.

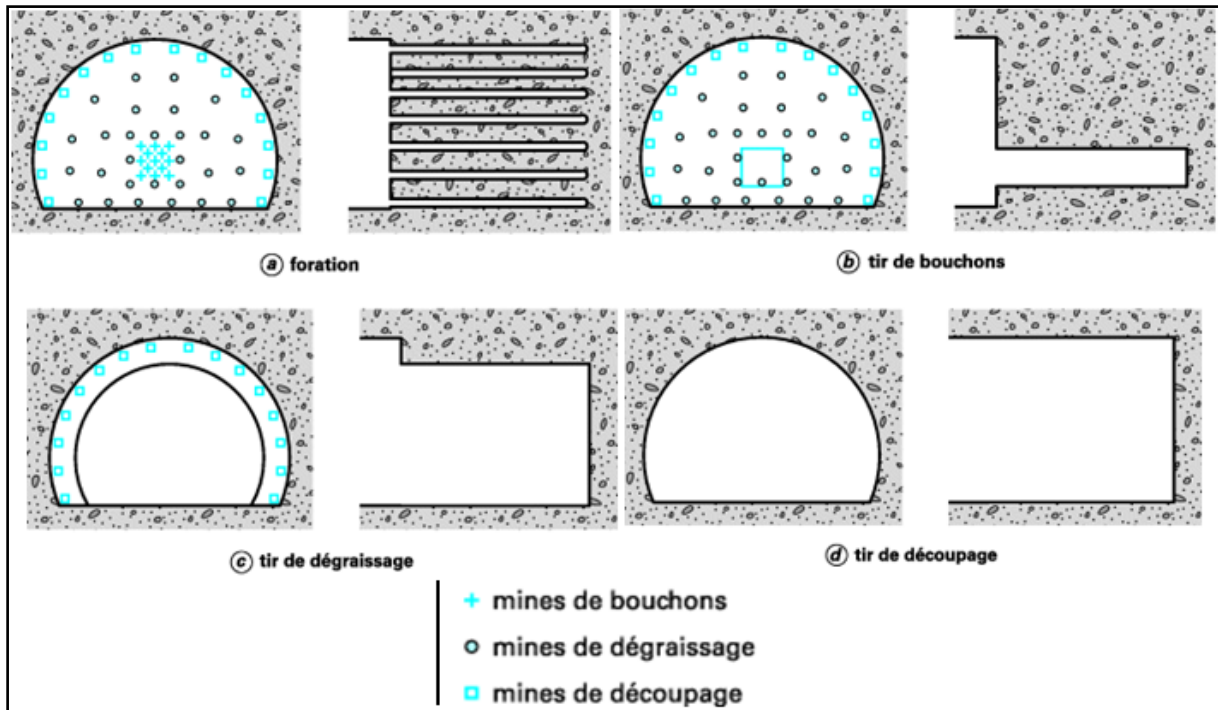
D'une manière générale, l'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une bombe, ce qui n'est pas toujours respecté. Par conséquent, le creusement à l'explosif ébranle trop violemment le rocher, d'où une fissuration très importante induite par le tir avec pour conséquence un soutènement très lourd pour stabiliser les parois de l'excavation.

Un plan de tir satisfaisant en tunnel doit avoir pour résultat une fissuration minimale du rocher en parements, un découpage du rocher proche du profil théorique et une fragmentation suffisante des produits de minage.

La première étape d'un plan de tir consiste à créer une cavité initiale en direction de laquelle on pourra abattre la roche (c'est le rôle du tir de bouchon). De nombreux modèles de bouchons ont été utilisés. Les bouchons à trous parallèles tendent à se généraliser en raison de la simplification du travail de foration dû au parallélisme de tous les trous d'une volée, et parce que les machines actuelles de foration (les jumbos) qui équipent la plupart des chantiers de tunnels l'imposent pratiquement.

La section est ensuite élargie par étapes successives avec les forages de dégraissage.

Enfin on procède au découpage du parement en voûte, piédroits et radier avec les forages de réglage et de relevage.



**Figure III.9 :** Phases successives du tir d'une volée en galerie (Conception des plans de tir) [A1]

### I.18 Conclusion

Les différents paramètres cités au paravent dans le processus du choix de la méthode de creusement, tel que le terrain encaissant, les dimensions du tunnel, et surtout la sécurité de l'ouvrage lors de sa réalisation influencent sur la solution retenue pour le creusement du tunnel. La mise en place d'un soutènement convenable assure la stabilité du sol. Ce qui va être expliqué dans le chapitre suivant.

# Méthodes de Soutènement

## METHODES DE SOUTÈNEMENT

### **I.19 Introduction**

Le relâchement et la relaxation des terrains sont les principaux dangers qu'entraîne le creusement d'un tunnel. Ces phénomènes peuvent s'avérer dangereux pour le tunnel lui-même ainsi que pour le personnel qui y travaille.

Pour éviter les problèmes causés par la décompression du terrain et assurer la stabilité des parois d'excavation lors du creusement du tunnel, on utilise le soutènement provisoire qui reprend les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol à court terme.

Le choix d'un type de soutènement doit donc toujours être à la charge d'un ingénieur expérimenté, que ce soit pendant les études ou pendant les travaux. Plusieurs types de soutènement peuvent être envisagés pour des tunnels présentant des conditions similaires.

### **I.20 Types de soutènement**

On peut distinguer quatre catégories principales de soutènement :

- Les boulons, qui arment le terrain et apportent aux parois de l'excavation une pression radiale rendant, en quelque sorte, le terrain apte à se soutenir ;
- Le soutènement par anneaux qui sont placés à l'intérieur de l'excavation pour constituer le soutien des parois tel que les cintres et les voussoirs ;
- Le béton projeté est souvent associé à d'autres éléments de soutènement ;
- Les voûtes-parapluie qui peuvent être considérées comme une technique de pré-soutènement.

#### ***I.20.1 Soutènement par boulons***

Le boulonnage est une technique de soutènement qui s'est développée d'abord dans le secteur minier avant de se propager dans le domaine de construction. On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques de longueur comprise entre 1,50 et 6,00 mètres. Elles sont placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre. [A2]

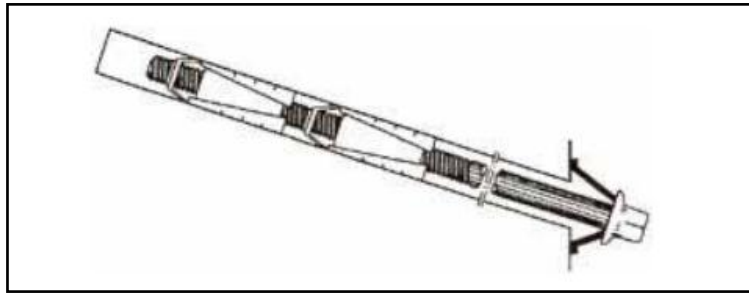
Il existe deux types principaux de boulons utilisés en travaux souterrain, les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage réparti.

##### ***I.20.1.1 Les boulons à ancrage ponctuel [L1]***

Comporte une tige qui est tendue entre l'ancrage en fond de trou et la tête bloquée en parement. L'ancrage est couramment un ancrage à expansion situé de deux demi-coquilles qui se bloquent au terrain en s'écartant. La mise en tension du boulon est obtenue par serrage de l'écrou de tête. L'emploi d'une clé dynamométrique est très souhaitable pour procéder à une bonne mise en tension.

Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venue d'eau dans le forage, ainsi que son mode de dimensionnement est très aisé. Par contre il n'est pas utilisable dans les roches de faible résistance ou de façon permanente, et son efficacité ne se maintient dans le temps que si l'ancrage ne glisse pas dans le trou.

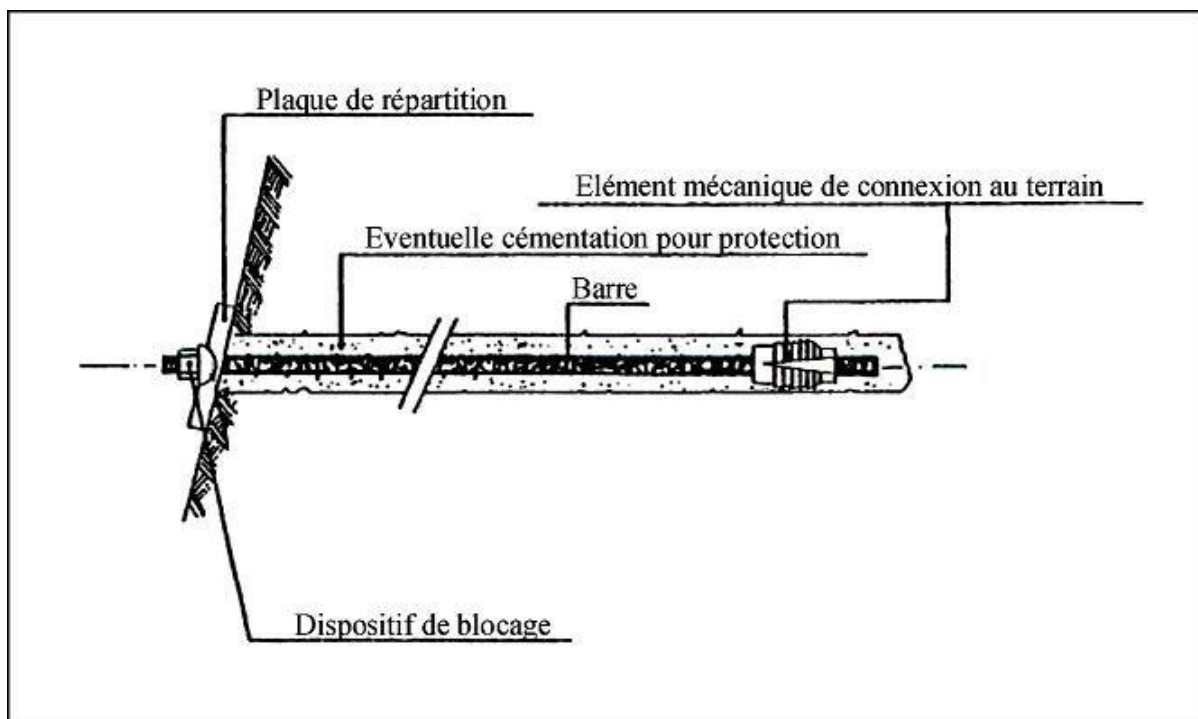
Pour enrober la tige et réduire ses risques de corrosion, certains utilisateurs prévoient une injection ultérieure de trou. Elle limite aussi les risques de glissement de l'ancrage.



**Figure IV.1 : Boulon à ancrage ponctuel [A2]**

Les domaines d'emploi privilégiés des boulons à ancrage ponctuel sont :

- Appliquer une pression de confinement de valeur déterminée en parement des tunnels sous forte couverture pour éviter ou limiter l'écaillage ;
- Assurer la stabilité des parements dans les massifs rocheux avec une direction de discontinuité privilégiés ;
- Assurer la sécurité du personnel contre les chutes de pierres ou de petits blocs rocheux.



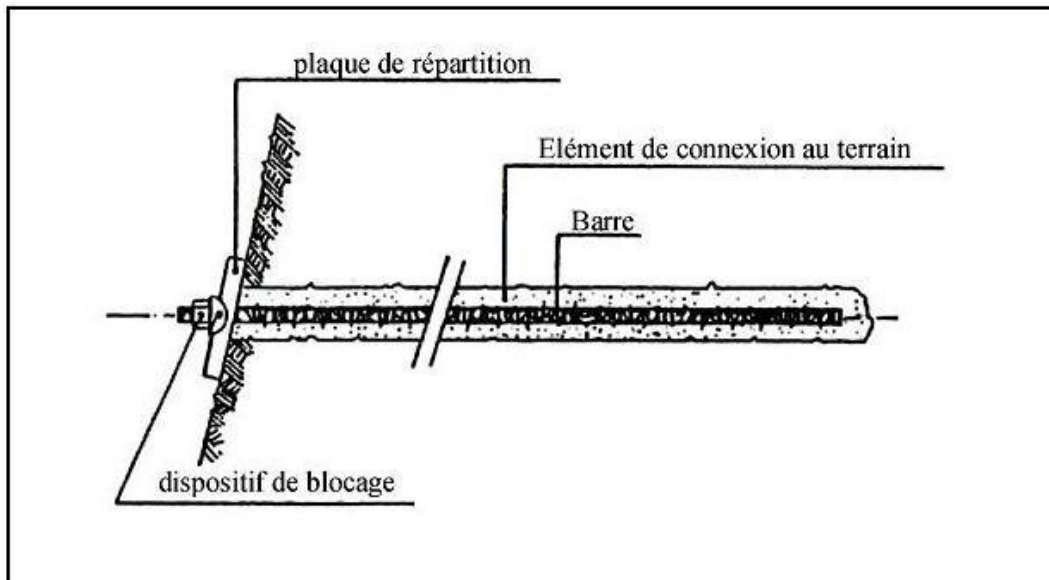
**Figure IV.2 : Boulon à ancrage ponctuel enfoncé dans les parois d'un tunnel [S6]**

### **1.20.1.2 Les boulons à ancrage réparti [L1, L3, A2]**

La transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur à l'aide d'un produit de scellement.

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans les roches bien plus tendres que celles des boulons à ancrage ponctuel.

Ils comportent une barre nervurée scellée en toute sa longueur dans le forage. Leur emploi est déconseillé et parfois impossible si les venues d'eaux sont abondantes.



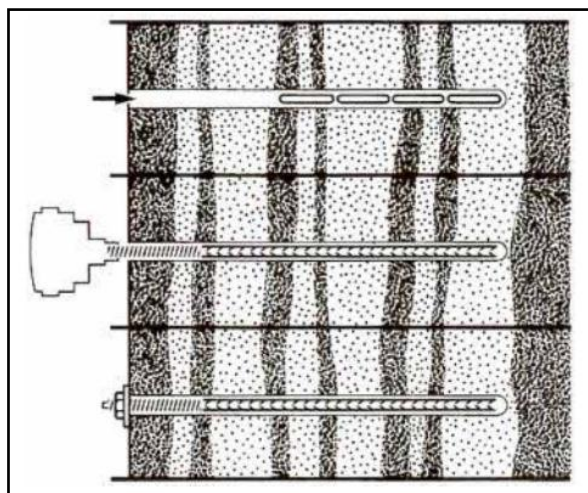
*Figure IV.3 : Boulon à ancrage réparti enfoncé dans les parois d'un tunnel [S6]*

Suivant la nature et le mode de mise en œuvre du produit de scellement, on distingue plusieurs types de boulons :

➤ **Les boulons avec scellement à la résine**

Des cartouches de résine contenant dans des compartiments séparés la résine et le catalyseur sont introduites dans le trou. Elles sont perforées et mélangées lors de l'introduction et de la rotation de la barre à l'aide d'une perforatrice. Pour assurer une bonne adhérence entre la tige et le massif, le trou d'ancrage doit être parfaitement calibré et le jeu entre le boulon et le terrain doit correspondre aux prescriptions du fabricant des cartouches de résine

Les boulons à la résine ne sont pas recommandés en présence d'eau en raison des aléas de polymérisation de la résine.



*Figure IV.4 : Boulonnage à ancrage réparti à la résine [A2]*



➤ **Les boulons avec remplissage préalable au mortier**

Avant la mise en place de la barre, le trou est injecté avec un mortier de ciment introduit depuis le fond par un tube. Le mortier injecté par une pompe repousse le tube vers l'extérieur du trou.

Cette méthode est recommandée dans les terrains fissurés ou hétérogènes où les trous de foration sont mal calibrés.

La mise en œuvre satisfaisante des ancrages au mortier nécessite un personnel qualifié. Le mortier doit être à prise rapide et à haute résistance d'une part, et suffisamment plastique pour rester injectable et suffisamment consistant pour ne pas ressortir du trou d'autre part.

La barre est enfoncée à l'aide d'un marteau vibreur. La poussée du boulon contribue à accroître le remplissage des vides et du terrain.

➤ **Les boulons au mortier suivant la technique « Perfo »**

Consiste à introduire dans le forage de diamètre approprié un tube cylindrique constitué de deux demi-coquilles perforées, préalablement remplies de mortier. Le boulon est ensuite enfoncé dans le tube « Perfo ». La tige fait piston et chasse le mortier par les trous des demi-coquilles, ce qui assure le remplissage de l'espace annulaire entre les demi-coquilles et les parois du forage.

L'avantage de ce type de boulon est sa facilité de mise en œuvre. Par contre, pour assurer une bonne adhérence entre la barre et le terrain, le forage doit être parfaitement calibré et son diamètre approprié à celui du boulon et des coquilles.

### 1.20.1.3 Les tirants d'ancrage [L1]

Pour des longueurs plus importantes (plus de 16 à 25 mm de diamètre et 1.5 à 6 m de longueur), dont l'emploi peut être nécessaire dans les cavités souterraines de grande dimension, on utilise de préférence des barres à plus haute résistance (des câbles tendus par exemple). Leur mise en œuvre doit être conforme aux règlements relatifs aux tirants d'ancrage au rocher.

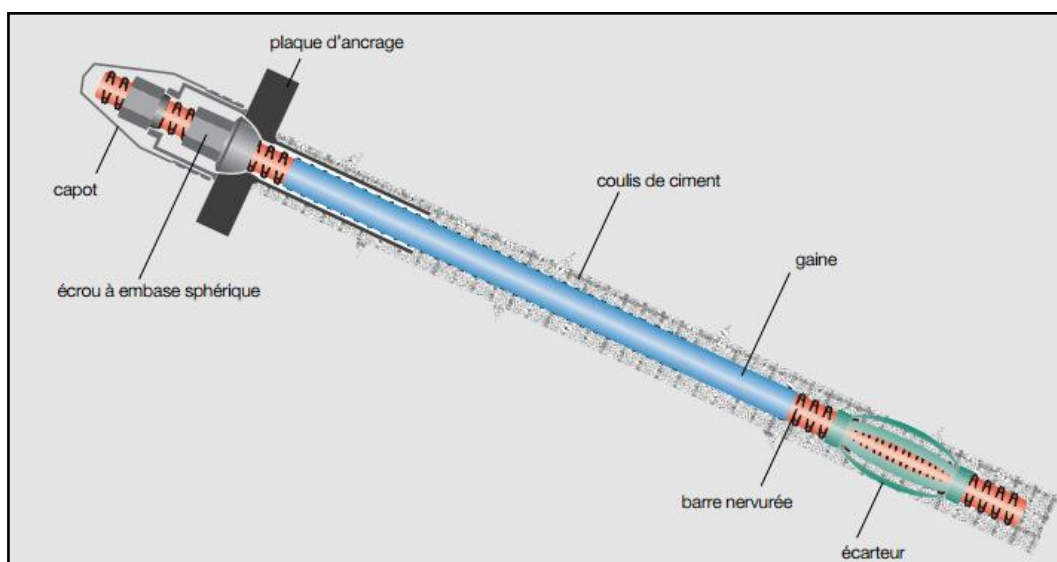


Figure IV.5 : Tirants d'ancrage mono-barre [S7]

### **I.20.2 Béton projeté [L1, A2]**

Le terme béton projeté s'applique à un béton mis en œuvre par refoulement. Il est très souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés, ...) ou en remplacement du blindage métallique. Il présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui ferme les interstices.

Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important.

Sa mise en place ne peut s'appliquer sur une certaine épaisseur que si sa prise est accélérée. Cela nécessite presque toujours l'emploi d'un adjuvant accélérateur de prise et de durcissement.

#### **I.20.2.1 Domaines d'application**

- Le découpage du rocher doit être assez précis que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- Le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locale incompatibles avec la résistance de la coque en béton ;
- Le terrain doit présenter un terme de cohésion telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton.

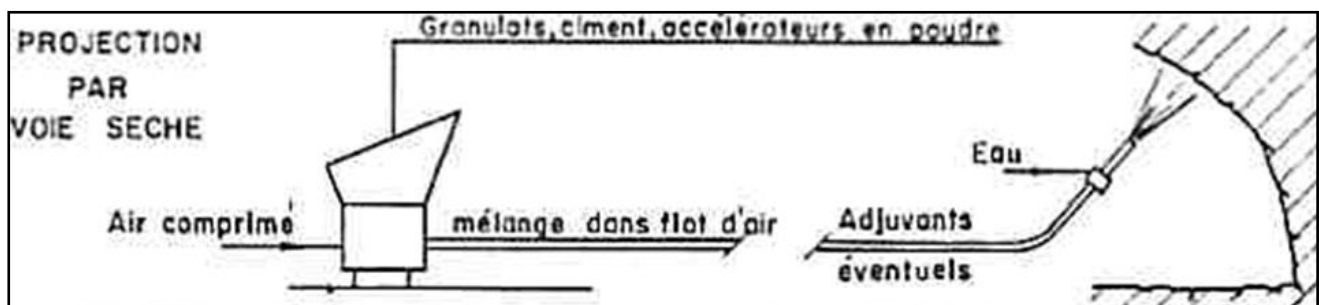
#### **I.20.2.2 Mise en œuvre**

Il existe deux grandes techniques de projection :

- Par voie sèche ;
- Par voie mouillée.

##### ➤ **Projection par voie sèche**

Le mélange constitué de ciment, d'agrégats et d'adjuvant en poudre est homogénéisé dans un malaxeur, puis transporté très rapidement dans un courant d'air comprimé. En passant dans la buse de sortie (la lance), l'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application. L'introduction des adjuvants au niveau de la buse de sortie est faite grâce à des aménagements particuliers.



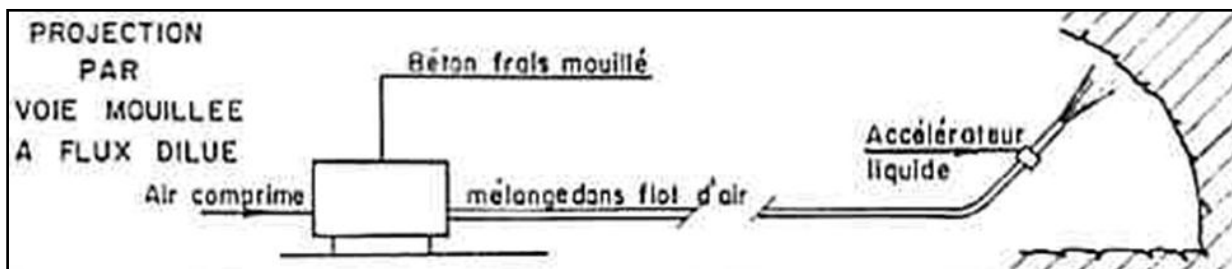
**Figure IV.6 : Technique de projection de béton par voie sèche [S8]**

- **Avantage**
    - ✓ Une bonne adhérence du béton sur le support, grâce à la vitesse élevée de projection du mélange sur la surface d'application ;
    - ✓ Le rapport E/C est faible, car seule la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la buse, ce qui limite le retrait du béton.
  - **Inconvénient**
    - × Les pertes sont très importantes (25 à 40% du mélange), à cause des rebondissements ;
    - × La production de poussière à la projection.
- **Projection par voie mouillée**

Le mélange eau, agrégats, ciment est gâché suivant les procédés traditionnels, puis transporté dans la conduite. La propulsion du mélange mouillé est assurée par air comprimé (le flux est dilué) soit par action d'une pompe à béton (le flux est dense).

Les principaux **avantages** de ce procédé proviennent de la vitesse de projection relativement faible ce qui conduit à :

- Une faible pollution (production de peu de poussière) ;
- Une réduction des rebondissements, donc des pertes ;
- Le dosage en eau est plus précis ;
- La facilité d'automatiser le mode de projection, ce qui permet des rendements plus élevés qu'avec la méthode par voie sèche.



*Figure IV.7 : Exemple de procédé de projection par voie mouillée (A flux dilué) [S8]*

N'empêche que cette méthode a certain **inconvénients**, dont on cite :

- La compacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaite qu'avec la voie sèche ;
- Une diminution des caractéristiques du béton qui ne peut être compensée que par un dosage plus important en ciment à cause du Silice de soude, qui est utilisé généralement comme accélérateur.

### **I.20.2.3 Armatures**

La résistance à la traction du béton projeté est un des paramètres essentiels qui détermine les performances de ce type de soutènement.

L'amélioration du comportement à la traction est couramment obtenue par une armature en treillis soudés. Mais la présence de l'armature pose des problèmes à la mise en œuvre du béton. Le béton projeté a tendance à s'accrocher sur tous les objets rencontrés.

Il en résulte que le treillis soudé tient lieu d'écran gênant la pénétration du béton, ce qui peut avoir pour conséquence de créer des défauts de remplissage.

Les treillis soudés présentent d'autres inconvénients sur le chantier :

- Il est relativement long à mettre en place et à fixer à la paroi, ce qui diminue sensiblement la vitesse de creusement d'un tunnel où le béton est placé à l'avancement ;
- Sa rigidité l'empêche de coller parfaitement à la paroi.

### ***1.20.3 Soutènement par anneaux intérieurs [L1]***

Parmi les différents soutènements entrant dans cette catégorie, on utilise le plus souvent :

- Les Cintres métalliques ;
- Les voussoirs.

#### ***1.20.3.1 Cintres métalliques***

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc ou de portique disposée selon la section transversale du tunnel.

Pour que les cintres soient en mesure de jouer leur rôle de soutènement, il est indispensable de veiller à la qualité du blocage du cintre avec le terrain. Selon la tenue du terrain, on distingue plusieurs méthodes :

- Pour les terrains nécessitant un blindage entre cintres, des plaques de blindage sont placées longitudinalement entre les cintres ; un béton de bourrage comble le vide entre le blindage et le terrain ;
- Dans les terrains de meilleure tenue, des cales disjointes en bois ou en métal assurent directement le contact entre le terrain et les cintres.

Une autre méthode est adoptée, actuellement, où le blindage est réalisé avec un béton projeté armé d'un treillis soudé. Cette dernière méthode limite la décompression du terrain après excavation et augmente l'efficacité du soutènement.

L'espacement entre les cintres est fonction de la capacité de résistance du cintre comparé à la valeur des poussées des terres. Dans les terrains de très mauvaise tenue où la stabilité de la voûte avant mise en place d'un cintre n'est pas garantie, même en réduisant la longueur de la passe d'excavation, on prévoit un enfilage sur cintre. L'enfilage peut être constitué de plaques métalliques, de rails, de tubes perforés ou voûte parapluie.

Parmi les cintres métalliques, on distingue généralement :

- Les cintres légers ;
- Les cintres lourds.

#### **➤ Les cintres métalliques légers**

Depuis le développement du boulonnage et du béton projeté, ils ne sont plus employés que pour des applications spécifiques :

- Dans les tunnels de petit diamètre (5 à 10 m excavé) où le chantier est peu mécanisé et dans les galeries de reconnaissances où l'on veut pouvoir observer les parements ;
- En association avec les ancrages et le béton projeté ; le cintre est alors suspendu aux ancrages et son rôle consiste à répartir les efforts entre les têtes de boulons.
- **Avantages**
  - ✓ Leur faible poids rend leur maniement et leur mise en place plus aisés,
  - ✓ Utilisés au titre de protection provisoire du personnel.
- **Inconvénients**
  - × Présentent une capacité de portance relativement limitée,
  - × Leur inertie est insuffisante pour jouer un rôle majeur dans le soutènement.

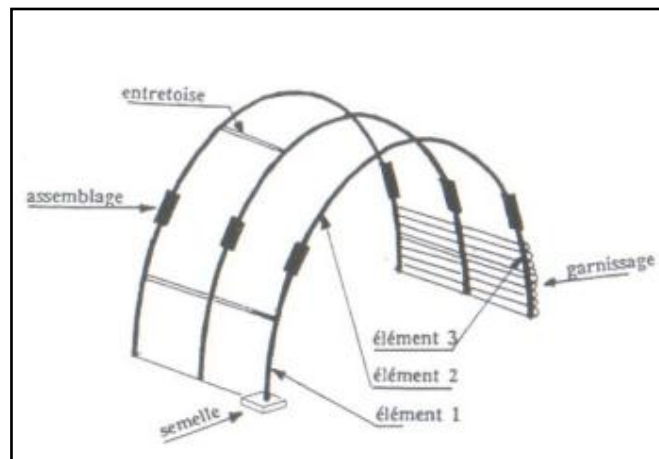


Figure IV.8 : Disposition des cintres en longueur [S11]

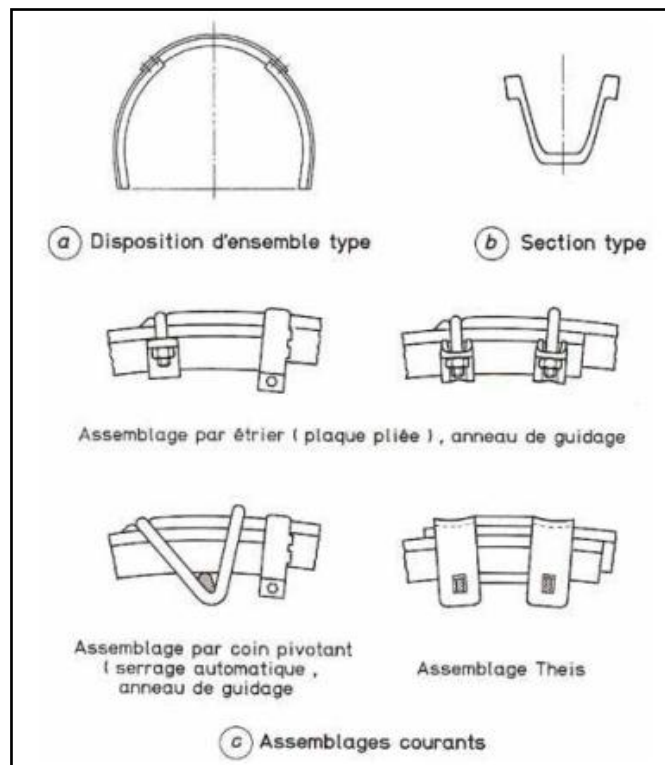


Figure IV.9 : Exemple de cintres coulissants [A2]

### ➤ Les cintres métalliques lourds

Leurs caractéristiques peuvent se calculer suivant le même principe qu'un revêtement de tunnel, tout en prenant compte de l'influence du front d'attaque et du temps sur le comportement du terrain.

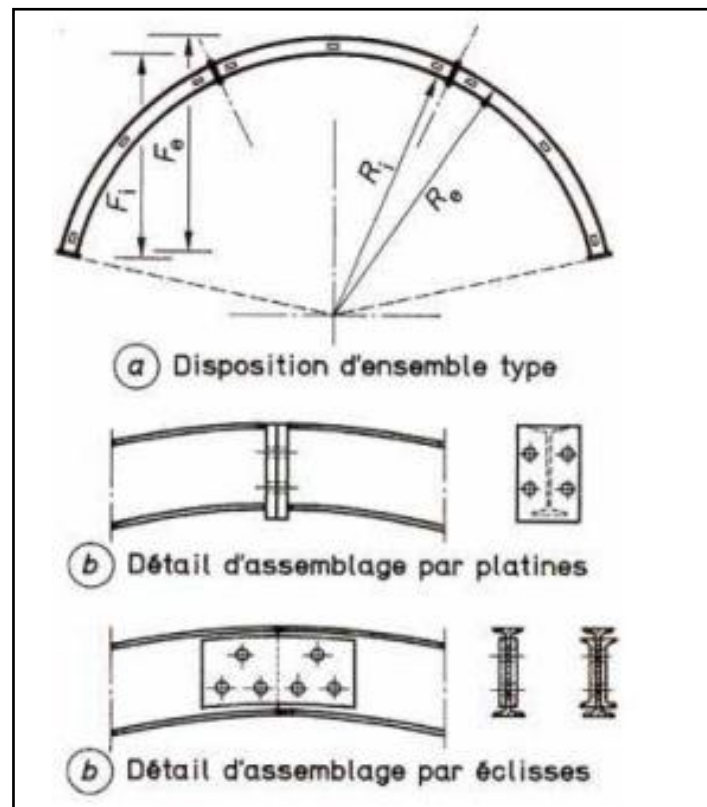
Les dimensions des éléments de cintres sont définies en fonction des encombrements maximum admissibles pour le transport et la mise en place et en fonction du mode de réalisation de l'ouvrage.

- **Avantages**

- ✓ Si le cintre est en contact de façon continue avec le terrain (en association avec du béton projeté), il peut travailler jusqu'à une valeur maximum voisine de sa résistance admissible en compression simple.

- **Inconvénients**

- × S'il n'a que des contacts locaux et espacés (blocage par cales), le cintre est très vulnérable et susceptible de flamber, ce qui limite sa résistance.



**Figure IV.10** : Exemple de cintres métalliques lourds (Cintres en profilés simples) [A2]

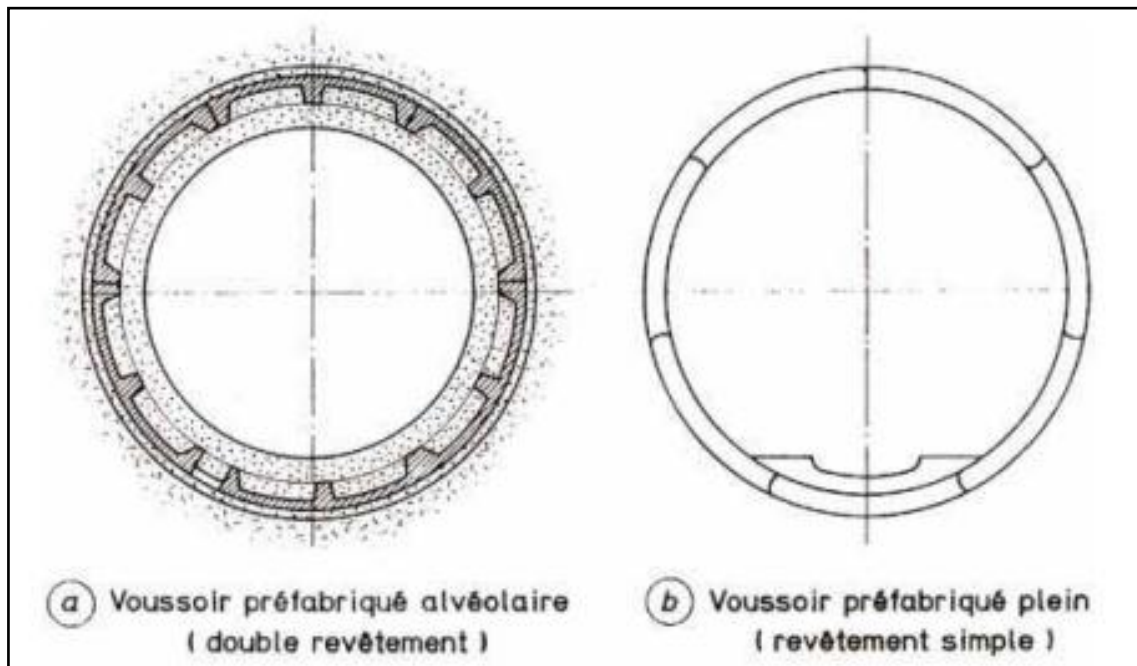
#### **1.20.3.2 Voussoirs préfabriqués**

Les voussoirs préfabriqués sont assemblés pour constituer des anneaux circulaires faisant fonction de soutènement et/ou de revêtement définitif.

Un anneau de voussoirs comporte le plus souvent six (6) à dix (10) voussoirs, dont un voussoir de clé est conçu pour constituer le clavage de chaque anneau. Les voussoirs adjacents de part et d'autre sont appelés « voussoirs de contre-clés ».

Les voussoirs existants diffèrent par le matériau dont ils sont constitués, par leur forme et le dispositif d'assemblage et par le type de traitement de l'étanchéité des joints entre voussoirs.

Leur domaine d'emploi privilégié correspond aux tunnels creusés avec une machine à attaque globale dans les roches meubles et les sols.



*Figure IV.11 : Voussoirs préfabriqués en béton armé [A2]*

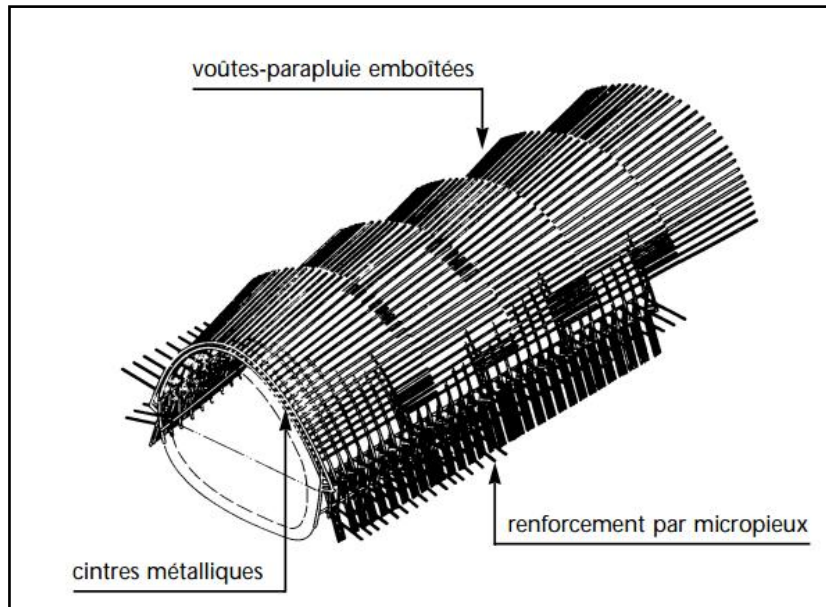
#### **I.20.4 Soutènement avec voûtes parapluie [S1]**

Le procédé consiste en la mise en place, préalablement au creusement de l'ouvrage, d'une pré-voûte située immédiatement au contact de son extrados futur. Cette dernière, constituée de tubes métalliques de forte tenue, a pour objectifs essentiels :

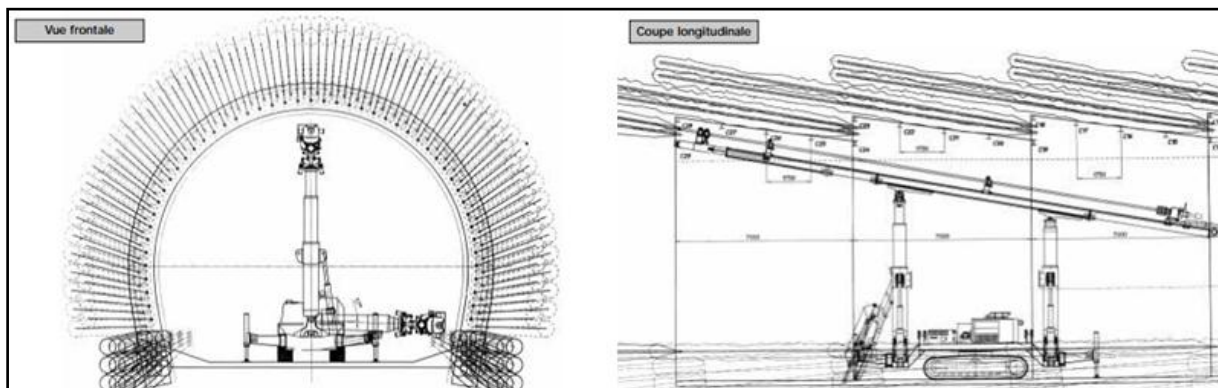
- Assurer la stabilité de la travée en cours d'excavation ;
- Améliorer la stabilité du front de taille par réduction de contraintes agissant en avant de celui-ci ;
- Limiter les tassements.

Les critères qui conduisent à l'utilisation de ce pré-soutènement découlent des caractéristiques des ouvrages à construire :

- De grandes ouvertures (jusqu'à 16,50 m) ;
- Partiellement situés sous immeubles, avec faible couverture, en site urbain dense ;
- Ancrés dans les alluvions anciennes constituées de sables et gravier et baignées par la nappe phréatique.



**Figure IV.12 :** Profil type de soutènement avec voûte parapluie constituée de tubes métalliques [L3]



**Figure IV.13 :** Profil type de soutènement avec jet-grouting [L3]

## I.21 Mode d'action de soutènement

La stabilité de parois d'une cavité souterraine est assurée par le soutènement provisoire. Le temps entre le creusement et la mise en place du revêtement définitif.

On distingue trois classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain :

### I.21.1 Soutènement agissant comme support [L5]

Dans ce mode de soutènement, la capacité de résistance propre du sol joue un rôle moins important par rapport aux éléments de soutènements. Nous citerons à titre d'exemples :

- Les cintres métalliques lourds ;
- Les cintres métalliques légers ;
- Les voussoirs en béton ;
- Les voûtes parapluie



### **I.21.2 Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant [L5]**

Ce mode de soutènement permet au terrain de participer à sa propre stabilité, en développant sur la paroi de l'excavation des contraintes radiales de confinement. Les techniques les plus utilisées sont :

- Le béton projeté ;
- Les boulons d'ancrages.

### **I.21.3 Soutènement agissant par renforcement du terrain encaissant**

Lorsqu'un tunnel rencontre des terrains difficiles, généralement meubles dépourvus de cohésion ou en présence d'une importante charge hydrostatique associée à une grande perméabilité du sol, provoquant des venues d'eau importantes, nous faisons appel généralement aux méthodes d'amélioration des caractéristiques du sol en place. Cela consiste à modifier les caractéristiques géotechniques propres du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même.

Parmi ses techniques on citera :

#### **I.21.3.1 Injection [L6]**

Ce système, employé depuis des décennies pour le traitement des terrains rocheux, est appliqué depuis peu aux terrains meubles.

Le procédé consiste à injecter, par des forages, des coulis appropriés qui après durcissement et polymérisation, consolidation et étanchent le terrain.

Il y a trois types de coulis utilisable suivant la perméabilité du terrain :

- Les coulis à base de ciment, sable et argiles pour les terrains très perméables, tels que les roches fissurées, les graviers et les gros sables ;
- Les coulis à base de silicate de soude et réactif, appelé gel de silice, pour des terrains de perméabilité moyenne ;
- Les coulis à base de résine qui ont une viscosité initiale très faible et permettent d'injecter des sables et argiles des sables très fins et compacts.

La nature du coulis et la disposition des forages dépendent de la répartition granulométrique, de la perméabilité horizontale et verticale, de l'importance de la nappe aquifère, etc....

#### **I.21.3.2 Congélation du terrain [L3]**

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, dans les terrains aquifères, difficilement injectables et non drainables, il est possible d'utiliser la technique de congélation qui consiste à solidifier l'eau incluse par un refroidissement à basse température, employé pour le creusement de fouilles, de puits ou de galerie, qui permet également le sauvetage d'ouvrages à la suite d'incidents (déboufrage). Elle rend le sol étanche et résistant.

Les schémas de principe du procédé est le suivant :

- Exécution de sondages encaissant l'ouvrage à construire, sur la hauteur des couches aquifères, espacement des forages voisin de 1 mètre ;
- Mise en place de tubes réfrigérants (sondes) : fermés à leur base, ils contiennent des tubes plus petits ouverts à leur partie inférieure ;

- Mise en circulation d'un liquide à basse température arrivant par le tube intérieur et le remontant dans l'espace annulaire en empruntant la chaleur au terrain encaissant ;
- Congélation progressive des couches autour des sondes, obtention d'une paroi de terrain gelé dur et imperméable ;
- Maintien de cette paroi durant les travaux de génie civil.

#### ***1.21.3.3 Drainage [L6]***

Le drainage se fait à l'aide de systèmes de drainage ou avec des pompes pour empêcher une venue d'eau dans le tunnel. Parmi les techniques de drainage :

- Rabattement de la nappe qui varie avec le coefficient de perméabilité du terrain ;
- Murs drainants pouvant être provisoires ou définitifs.

#### ***1.21.3.4 Jet-grouting [L6, L3]***

Le *Jet-grouting* est un procédé de traitement des terrains meubles qui agit en étapes séparées ou combinées par :

- Déstructuration du sol par un jet à très grande vitesse ;
- Extraction partielle du terrain par la circulation des fluides du jet ;
- Adjonction d'un liant apporté par le coulis (à base de ciment).

Le traitement nécessite la mise en œuvre de la procédure suivante :

- Forage de petit diamètre (100 à 200 mm) sur la profondeur ou la longueur du traitement ;
- Mise en vitesse du fluide envoyé sous haute pression (plusieurs dizaines de MPa) au travers de buses de petits diamètres (1 à 10 mm) ;
- Remonté lente des tiges avec rotation pour former une colonne de terrain traité avec le coulis.

Le diamètre des colonnes et leur résistance dépendent des paramètres de forage et d'injection :

- Vitesse de translation et rotation des tiges ;
- Pression et débit du fluide ;
- Dosage du coulis ;
- Nature et compacité du terrain en place ;
- Méthode de jet utilisée (simple, double ou triple).

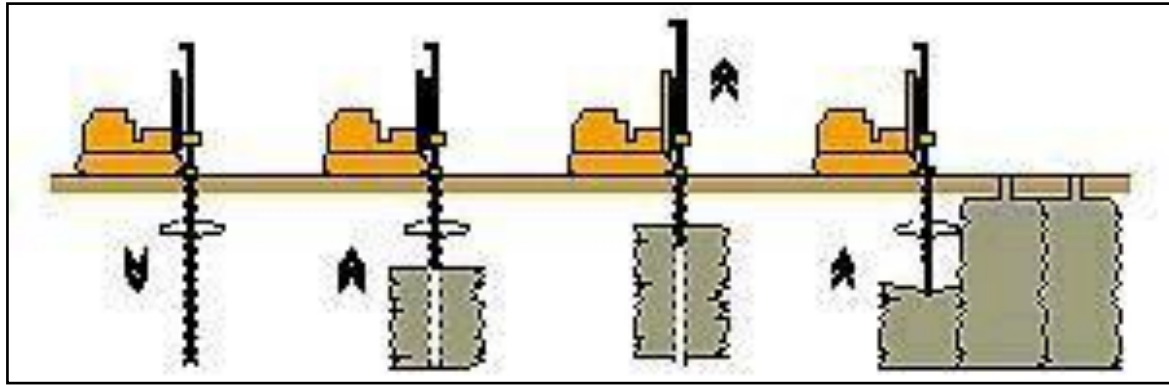


Figure IV.14 : Consolidation par Jet-grouting [L6]

Le Jet-grouting est principalement employé dans :

- Les sols fins difficilement injectable (limons, argiles peu consistantes) ;
- Les sols granulaires à consolider fortement.

Il est recommandé pour :

- Réaliser des voutes parapluies à l'avancement des tunnels (pré-soutènement) ;
- Constituer (depuis la surface) des massifs étanches et solides au démarrage ou à l'arrivée des tunneliers ;
- Traiter linéairement des appuis de cintres ou de radiers de tunnels creusés par section devisée.

## I.22 Critères de choix de soutènement [A2]

Le choix d'un mode de soutènement passe par deux phases :

- Une première phase d'analyse technique du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de type de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être :
  - Liés au terrain encaissant (conditions géologiques, hydrogéologiques, géotechniques),
  - Liés à l'ouvrage à réaliser (géométrie, environnement, méthodes d'exécutions adoptées).
- Une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir : d'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût. D'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :
  - L'importance de la mécanisation,
  - La longueur du tunnel à réaliser,
  - Les délais à respecter.

## I.23 La Nouvelle Méthode Autrichienne « *New Austrian Tunneling Method* » [L3]

Cette méthode de soutènement, appelé aussi soutènement immédiat, est apparu dans les années 60. La technique combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande.

Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation non pas en bloquant tout mouvement mais en créant un anneau porteur de terrain armé.

### **I.23.1 Principe de la méthode**

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants.

Au lieu de supporter simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même. En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement.

En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-béton projeté crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable.

### **I.23.2 Caractéristiques de la méthode**

Elle peut être caractérisée par plusieurs éléments :

- Une excavation qui se fait en pleine ou demi-section, et parfois en section devisées dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible ;
- Des ancrages scellés contribuant à créer dans le terrain une voûte armée ;
- Une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm) qui, généralement armée de treillis soudés, solidaire au terrain ;
- Des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté.

L'ensemble, ainsi constitué, permet au terrain de participer au soutènement en raison de la formation d'une voûte monolithique. De cette façon, le terrain devient autoporteur.

- **Avantages**

Elle présente plusieurs avantages dont on cite :

- ✓ Applicabilité à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées et aux sols très consolidés) ;
- ✓ Fluidité du passage d'une catégorie à une autre sans faire appel à d'autres moyens (adapter la densité du soutènement rapidement, ainsi que le pas d'avancement ou modifier les phases d'excavation) ;
- ✓ Souplesse et continuité du revêtement ;
- ✓ Contrôle du comportement du terrain au cours de l'exécution ;
- ✓ Coût des moyens matériels nécessaires relativement faible et disponibilité de ces derniers ;
- ✓ Gain sur les quantités de soutènement à mettre en œuvre (vue que le terrain est appelé à se soutenir partiellement lui-même), ce qui permet d'économiser par rapport aux anciennes méthodes.

- **Inconvénients**

Cette méthode ne sera pas adoptée dans les cas suivants :

- × Un terrain hétérogène et fracturé, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations ;
- × Un terrain inapte au boulonnage ;
- × Présence d'importants venus d'eau et/ou charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté ;

- × Un temps de décohé sion des terrains élevé (les boulons ne peuvent être mis en place avant que les dimensions de la section auto-stable soient suffisantes).

### **I.24 Soutènement du front de taille [L2]**

La maîtrise des convergences en parements par les différents soutènements présentés peut suffire à assurer la stabilité du front de taille et la sécurité des ouvriers mineurs y travaillant.

Une simple couche de béton projeté suffit habituellement à maintenir les blocs qui pourraient se décrocher accidentellement du front.

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé ou, plus grave, un fontis. Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain :

- Un soutènement du front de taille, le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal. Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible) ;
- Un pré-soutènement consistant à limiter le déconfinement en avant du front de taille. La voûte parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée de série de tubes métalliques (diamètre 30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de taille et reposants sur les derniers cintres. On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage).

Le soutènement du front est à la base de la théorie de « *Lunardi* », un ingénieur Italien qui a développé une méthode de creusement et de soutènement autour de la stabilisation des extrusions.

### **I.25 Conclusion**

La détermination du soutènement constitue l'un des éléments essentiels du projet et de l'exécution des tunnels. Il s'agit là d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres.

Le choix de la méthode convenable pour chaque cas, permet d'obtenir des résultats satisfaisants en ce qui concerne les coûts et les délais d'exécution.

# Evaluation des charges

## EVALUATION DES CHARGES

### **I.26 INTRODUCTION**

Les principales charges agissantes sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est-à-dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique.

La détermination de la poussée du souterrain est un des problèmes les plus difficiles que l'on rencontre dans le domaine des sciences de l'ingénieur. Sa complexité ne réside pas seulement dans les difficultés que représente la définition de l'état de contrainte du milieu hétérogène, mais aussi par l'influence déterminante qu'exercent sur les poussées rencontrées, la forme et les dimensions du soutènement ainsi le temps s'écoulant entre les travaux de décrochement et la pose de l'étagage.

Ainsi pour faciliter la détermination des actions agissantes sur l'ouvrage, on va avoir recours aux hypothèses simplificatrices suivantes :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope ;
- La déformation est bidirectionnelle ;
- Les actions extérieures considérées sont dues aux poids des terres au-dessus de l'ouvrage.

Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes il existe de nombreuses méthodes et de formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées.

Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons dans ce chapitre les différentes poussées qui se définissent en contraintes verticales agissantes sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les francs du tunnel ainsi que quelques méthodes pour la détermination de ces contraintes.

### **I.27 ORIGINES ET TYPES DE PUSSEES SOUTERRAINES [L4]**

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

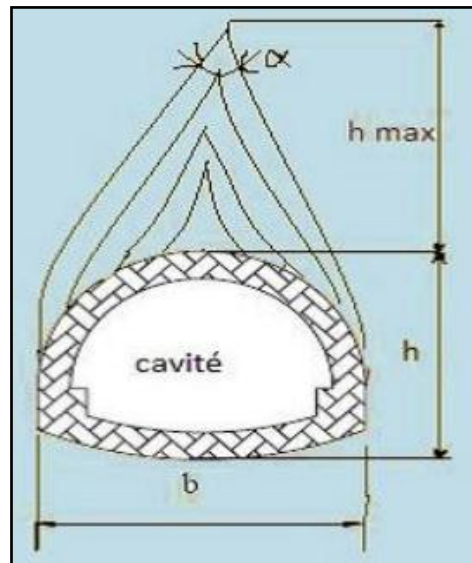
- **Poussée de détente** : due au détachement de la masse rocheuse de la calotte engendré par la décompression du massif rocheux ;
- **Poussé géologique** : due au poids des couches situées au-dessus de l'excavation ;
- **Poussée de gonflement** : due à une augmentation du volume des roches.

#### ***I.27.1 Poussée de détente***

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression du sol. On peut considérer comme poussée de détente toutes pressions dues au poids de la masse de rocher située à l'intérieur de la voûte de pression.

Dans les constructions des tunnels, les causes du développement de la poussée de détente sont à rechercher avant tout dans les imperfections de l'excavation, et en deuxième lieu, dans celle de l'étagage. Plus on retarde la pose du soutènement, plus on laisse la chance à l'extension de la poussée de détente, dont le développement ne se fait qu'après un certain temps.

Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des piédroits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle  $\alpha$ .



**Figure V.1** : Processus de l'affaissement du coin de voûte [L4]

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

$$h_{max} = \frac{h}{2 \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)} = \frac{b}{2 \sin(\varphi)} \dots (V. 1)$$

D'où :

**h** : hauteur de couverture ;

**b** : la largeur de l'excavation ;

**$\alpha$**  : angle au sommet de profil d'équilibre ;

**$\varphi$**  : angle de frottement interne.

### ***1.27.2 Poussée géologique***

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques et qui est en relation directe avec la composition géologique. Elle apparaît suite aux travaux d'excavation dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les piédroits.

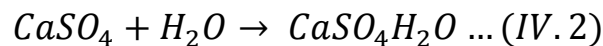
Dans le cas de la poussée géologique on a donc affaire, non pas à des efforts, mais à des mouvements suscités par les travaux d'excavation, et qui s'étendent à une zone d'une étendue déterminée. Ce processus de mouvement débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des piédroits, la pression croissante atteint le double de sa valeur initiale. Si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche.



### **I.27.3 Poussée de gonflement**

Dans quelques roches argileuses ou altérées, nous retrouverons sous certaines conditions, cette forme de poussée souterraine qui est la poussée de gonflement. Cette poussée peut être :

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau. Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifestent sur les parois de la cavité.
- Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates. Parmi les plus connus des causes chimiques provoquant le gonflement est la transformation de l'anhydrite  $CaSO_4$  en gypse au contact de l'eau :



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

## **I.28 DETERMINATION DES CHARGES AGISSANTES SUR UN TUNNEL**

**[L4]**

### **I.28.1 EVALUATION DES CHARGES VERTICALES**

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel, dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur, par contre dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de l'ouvrage, dans ce cas on utilise des méthodes ne tenant pas compte de celle-ci.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes :

#### **I.28.1.1 Théorie de TERZAGHI**

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

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

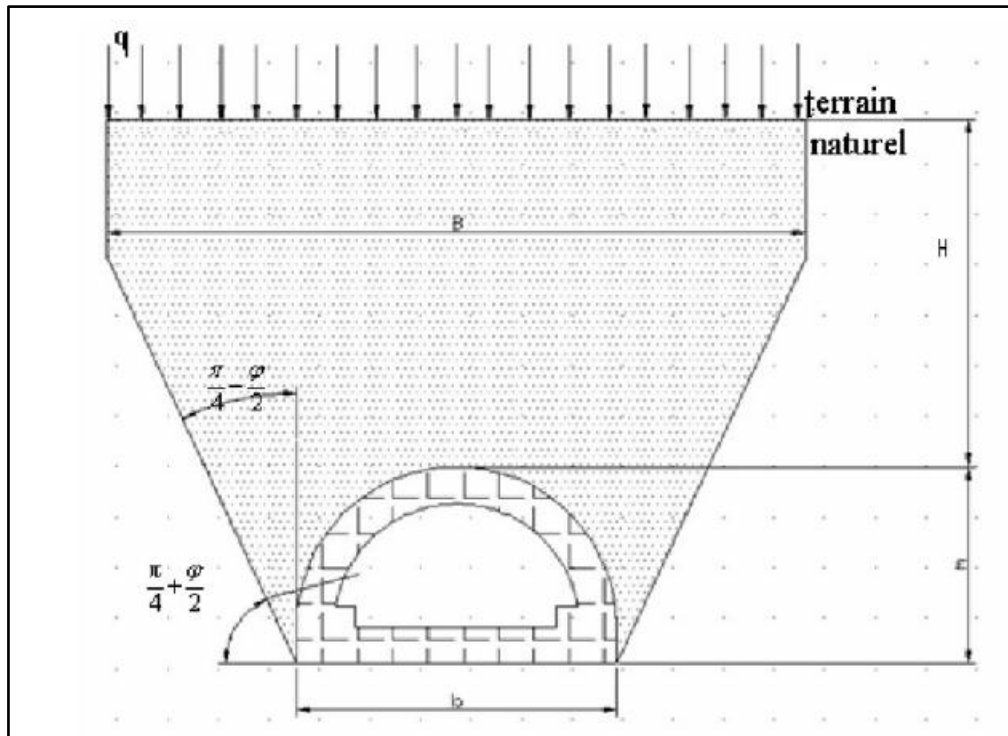


Figure V.2 : Hypothèse de base de la théorie de TERZAGHI [L4]

$$B = b + 2y \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots (V.3)$$

$q$  : La surcharge en surface ;

$H$  : La couverture de terre ;

$y$  : Hauteur de l'excavation ;

$b$  : Largeur de l'excavation.

Ainsi la contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{B \gamma - 2c}{2K \tan(\varphi)} \left[ 1 - e^{-\frac{2KH \tan(\varphi)}{B}} \right] + q e^{-\frac{2KH \tan(\varphi)}{B}} \dots (V.4)$$

$K$  : Coefficient de poussée active généralement égale à 1 ;

$C$  : Cohésion du terrain ;

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

Pour de plus grandes profondeurs, l'effet de voûte ne se fait plus sentir jusqu'à la surface. A partir d'une certaine hauteur ( $H_2 \geq 2.5 B$ ), le tassement des couches inférieures n'influence plus l'état de contrainte des couches supérieures.

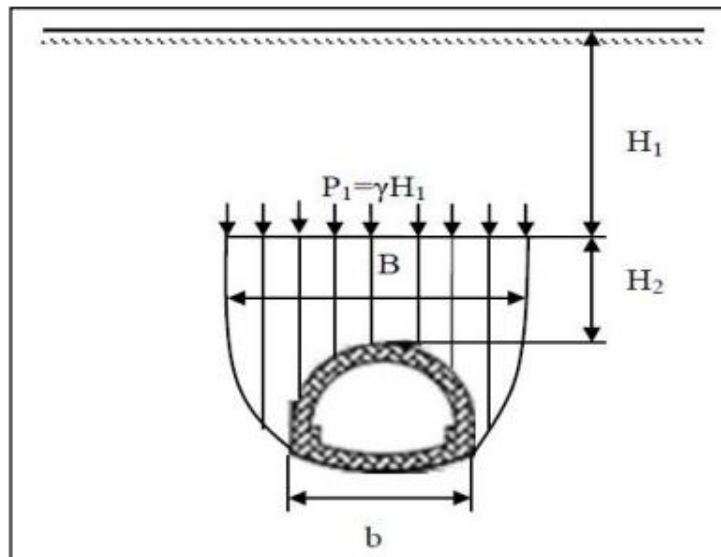


Figure V.3 : Pression s'exerçant sur des souterrains à grande profondeur d'après TERZAGHI [L4]

L'expression de la contrainte verticale devient donc :

$$\sigma_v = \frac{B \gamma - 2 c}{2 K \tan(\varphi)} \left[ 1 - e^{-\frac{(2 K H_2 \tan(\varphi))}{B}} \right] + p_1 e^{-\frac{(2 K H_2 \tan(\varphi))}{B}} \dots (IV.5)$$

**I.28.1.2 Théorie de BIERBAUMER**

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

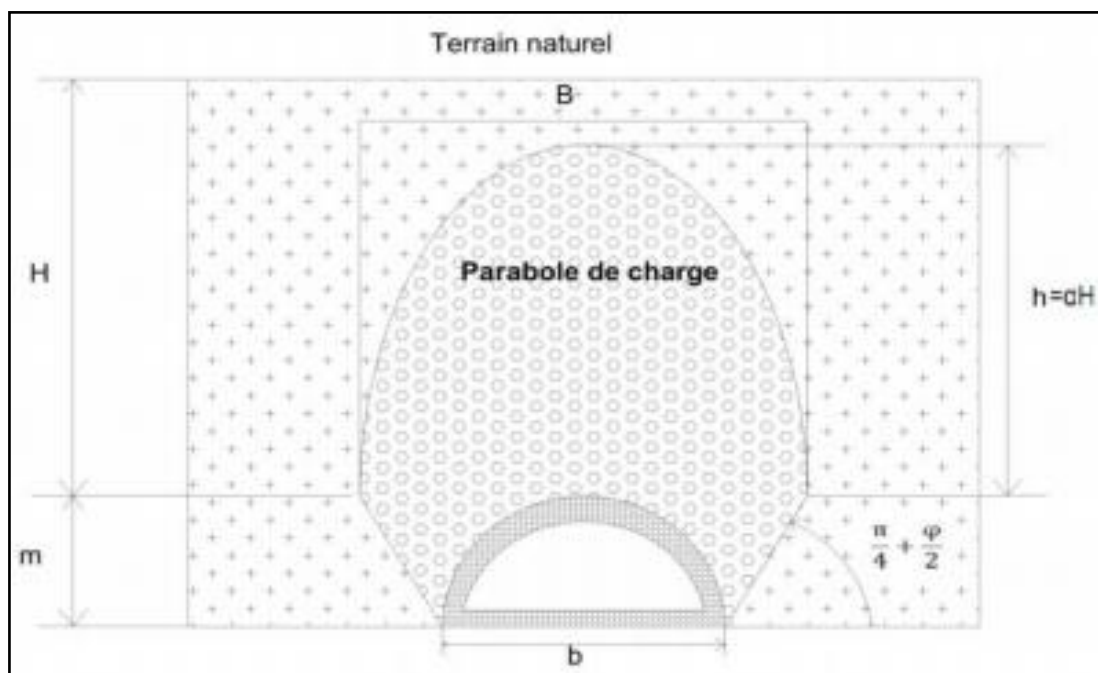


Figure V.4 : Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER [L4]

La contrainte verticale est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_v = \gamma H = \gamma \alpha H \dots (V.6)$$

Avec :

$h$  : Hauteur de la parabole de charge ;

$\alpha$  : Coefficient de réduction ;

$H$  : Couverture du terrain.

Le coefficient de réduction  $\alpha$  est déterminé par la relation suivante :

$$\alpha = 1 - \frac{H \tan(\varphi) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} \dots (V.7)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } H \text{ est faible} \rightarrow \alpha = 1. \\ \text{Si } H \text{ est très grand } (H > 5B) \rightarrow \alpha = \tan^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right). \end{array} \right. \dots (V.8)$$

Avec :

$$B = b + 2 m \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots (V.9)$$

### 1.28.1.3 Théorie des poids des terres

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. Cette méthode est valable pour les ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prenne pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage.

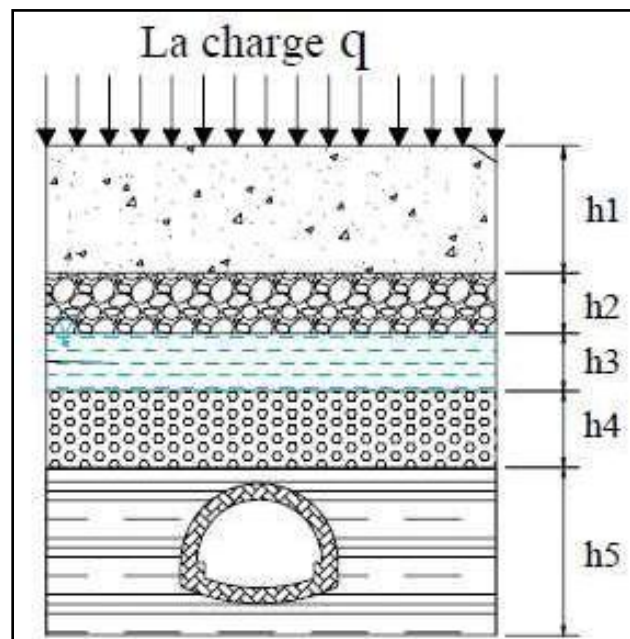


Figure V.5 : Théorie des poids des terres [L4]

L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q \dots (V. 10)$$

Avec :

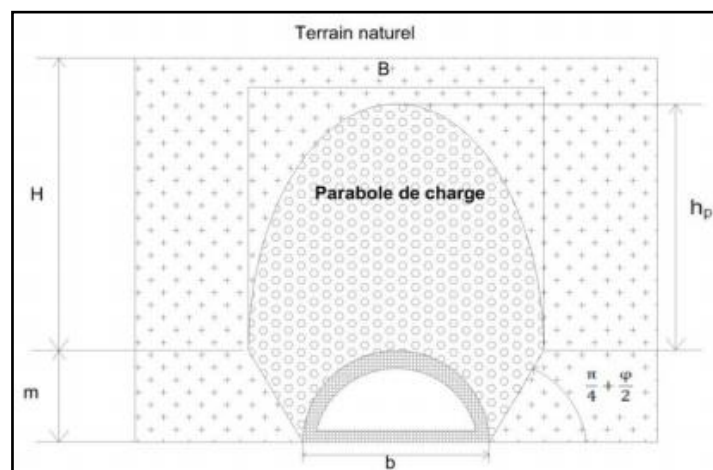
$\gamma_i$  : Poids de la couche  $i$  ;

$h_i$  : Hauteur de la couche  $i$  ;

$q$  : Surcharge.

#### 1.28.1.4 Théorie de PROTODIAKONOV

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



**Figure V.6 :** Répartition de la charge verticale d'après PROTODIAKONOV [L4]

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma h_p \dots (V. 11)$$

Telle que :  $h_p = \frac{B}{2f}$  Avec :  $B = b + 2 m \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ .

$f$  : Coefficient de résistance calculé pour différents terrains

$$f = \begin{cases} \tan(\varphi) & \text{pour les sols granuleux.} \\ \tan(\varphi) + \frac{c}{\sigma_c} & \text{pour les sols cohérents.} \\ \frac{\sigma_k}{100} & \text{pour les sols rocheux.} \end{cases} \dots (V. 12)$$

Avec :

$\sigma_c$  : Résistance à la compression ;

$\sigma_k$  : Résistance de la dureté de la roche.

**Tableau V.1 : Coefficient de résistance des roches « f » selon PROTODIAKONOV [L1]**

Catégorie	Degrés de résistance	Résistance à la rupture $\sigma_k$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Coefficient de résistance « f »	Angle de frottement interne
I	Résistance supérieure	2000	20	87
II	<b>Roches très résistantes</b>	<b>1500</b>	<b>15</b>	<b>85.5</b>
III	Roches de bonne tenue	900	8	82
IV	<b>Roches assez résistantes</b>	<b>550</b>	<b>6</b>	<b>75</b>
V	Roches de résistance moyenne	350	3	70
VI	<b>Roches assez inconsistantes</b>	<b>200</b>	<b>1.5</b>	<b>65</b>
VII	Roches inconsistantes	200 à 150	1	50
VIII	<b>Terrains meubles</b>	<b>200 à 150</b>	<b>0.6</b>	<b>30</b>

**NB :** Par expérience, on a montré que les résultats de cette théorie sont surtout satisfaisants pour les profondeurs telle que :

$$\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f} \dots (V.13)$$

### **I.28.2 EVALUATION DES CHARGES HORIZONTALES [L4]**

Le plus important dans un tunnel c'est la détermination des charges agissant sur le souterrain, soit la détermination de la pression à la calotte, c'est-à-dire la charge verticale. Mais n'empêche qu'il est important de connaître la grandeur des poussées latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil car l'influence de la poussée latérale peut dépasser, dans certain cas, celle de la pression verticale

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

Nous citerons dans ce qui suit quelques méthodes d'évaluations de ces pressions.

**I.28.2.1 Théorie de TERZAGHI**

Selon TERZAGHI la poussée latérale peut être calculée approximativement par la formule suivante :

$$\sigma_v = \begin{cases} 0.3 \gamma (0.5 m + h_p) & \text{pour le cas général.} \\ \gamma H \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{pour les terrains granuleux ou éboullis. ... (V. 14)} \\ \frac{\sigma_v \nu}{1 - \nu} & \text{pour les roches de bonne tennue.} \end{cases}$$

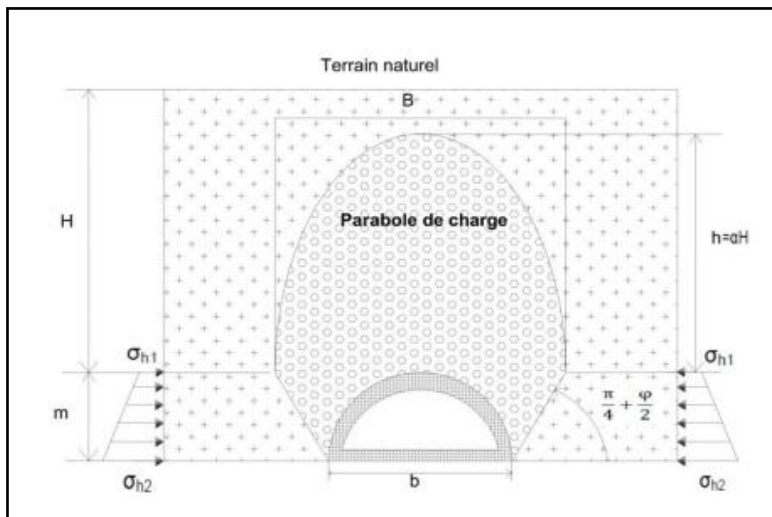
Avec :

$h_p$  : Hauteur du noyau de détente ;

$\nu$  : Coefficient de poisson.

**L'expérience soviétique :**

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



**Figure V.7 : Répartition de la poussée selon l'expérience soviétique [L4]**

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots (V. 15)$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma (h_2 + m) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots (V. 16)$$

Avec  $h_2 = \frac{b}{\sin(2 \varphi)}$

**1.28.2.2 Méthode de COULOMB-RANKINE**

On peut calculer la pression horizontale qui est de répartition trapézoïdale en fonction de la pression verticale d'après COULOMB et RANKINE par les formules suivantes :

- Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \begin{cases} K_a \sigma_v \text{ à court terme (Soutènement provisoire)} \\ K_0 \sigma_v \text{ à long terme (Revêtement définitif)}. \end{cases} \dots (V.17)$$

Avec :

$\sigma_v$  : La contrainte verticale.

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

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3 : \text{Coefficient des terres au repos.}$$

Où :

$X_1$  : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain ;

$X_2$  : Coefficient d'influence de la genèse du terrain ;

$X_3$  : Coefficient rhéologique.

**Tableau IV.2.** Coefficient d'influence en fonction de la nature du terrain [L4]

Nature du terrain	$X_1$	$X_2$	$X_3$
<b>Remblais</b>	1.00	1.00	1.00
<b>Argile</b>	0.70	1.00	0.5
<b>Sable</b>	1.00	1.00	1.00
<b>Marne</b>	0.70	1.00	0.70

- Au niveau du radier :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \dots (V.18)$$

Telle que :

$$\sigma_{h2} = m \gamma \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C * \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots (V.19)$$



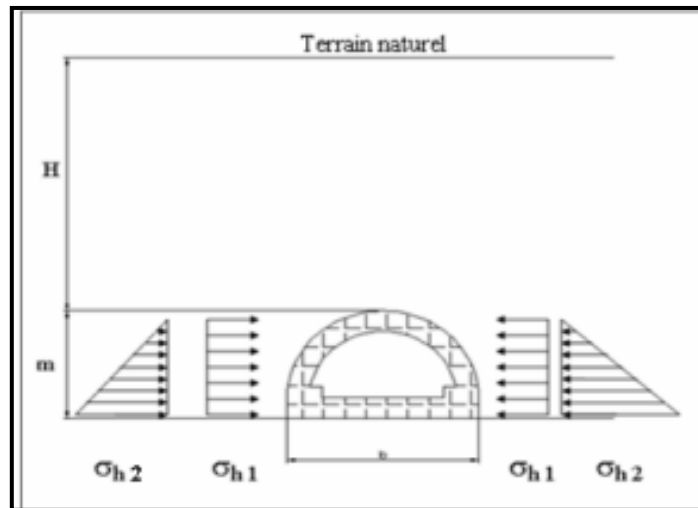


Figure V.8 : Répartition des contraintes suivant la théorie de RANKINE [L4]

**I.28.2.3 Théorie de PROTODIAKONOV**

La pression latérale agissant sur une paroi de hauteur y et de largeur b est :

$$\sigma_h = \gamma y \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[ \frac{2}{3 \tan(\varphi)} b + y \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{y}{2} \right] \dots (V. 20)$$

**I.29 EVALUATION DES PRESSIONS AGISSANTES AU NIVEAU DU RADIER [L4]**

**I.29.1 Théorie de TERZAGHI**

TERZAGHI a démontré que l'ordre de grandeur de la pression au niveau du radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte, la poussée latérale à peu près au niveau de cette valeur.

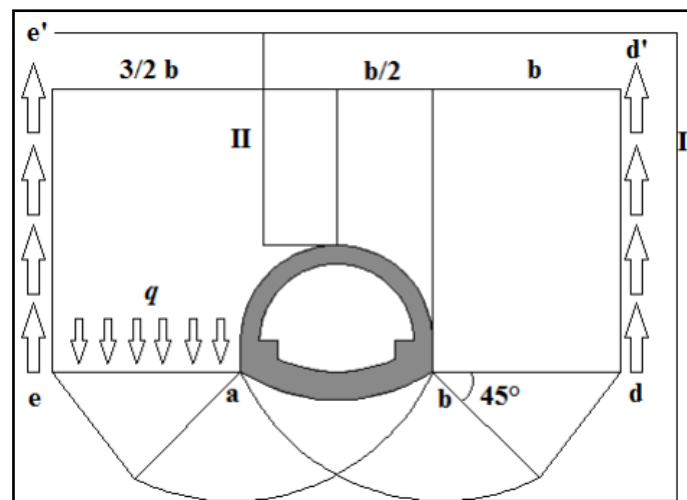


Figure V.9 : Répartition des poussées au niveau du radier selon TERZAGHI [L4]

Pout un terrain à cohésion parfaite où  $C \neq 0$  et  $\varphi = 0$ , l'effort agissant sur le plan est :

$$Q_0 = \left( \frac{b \gamma}{2} \right) \left( 3 H_1 - y - \frac{2 f}{3} \right) - C H_1 \dots (V. 21)$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur  $a * e = b$  est :

$$Q = P_{max} b = (2 + \pi) C b \dots (V. 22)$$

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2 C (2 + \pi)}{\gamma \left[ H_1 \left( 3 - \frac{2 C}{b \gamma} \right) - \frac{2 f}{3} - y \right]} \geq 1.5 \dots (V. 23)$$

Pour un terrain granuleux sans cohésion ou  $C = 0$  et  $\varphi \neq 0$ , la résistance au cisaillement agissant le long des plans de glissement verticaux sera égale à :

$$Q_0 = \left( A + \frac{b}{2} \right) H_1 \gamma - \frac{b y \gamma}{2} - \frac{b f \gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} \left[ H_1 \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]^2 \tan(\varphi) \dots (V. 24)$$

Avec :

$A$  : Largeur de la zone ( $ae$ ).

$$A = \left[ H_1 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \tan(\varphi) - \frac{b}{H_1} \left( H_1 - y - \frac{2 f}{3} \right) > 0 \dots (V. 25)$$

La charge de rupture exprimant la résistance de terrain pour le cas  $C = 0$  s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = A^2 \gamma * n_0 \dots (V. 26)$$

Avec  $n_0$  le coefficient de la résistance empêchant le glissement du terrain qui est en fonction de  $\varphi$ , pouvant être tiré du tableau suivant :

**Tableau IV.3.** Coefficient de résistance  $n_0$  en fonction de l'angle de frottement interne [L4]

$\varphi$	0	10	20	25	30	35	40	44	48
$n_0$	0	1	5	10	20	40	140	260	780

Notons que si  $n_0 \neq 0$ , la sécurité vis-à-vis du glissement du radier est inexistante, il faudra donc prendre le soin de mettre en place un étayage.

### **1.29.2 Méthode de TSIMBAREVITCH**

TSIMBAREVITCH s'est consacré l'étude théorique de la pression du rocher au radier en se basant sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée, il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses du 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.

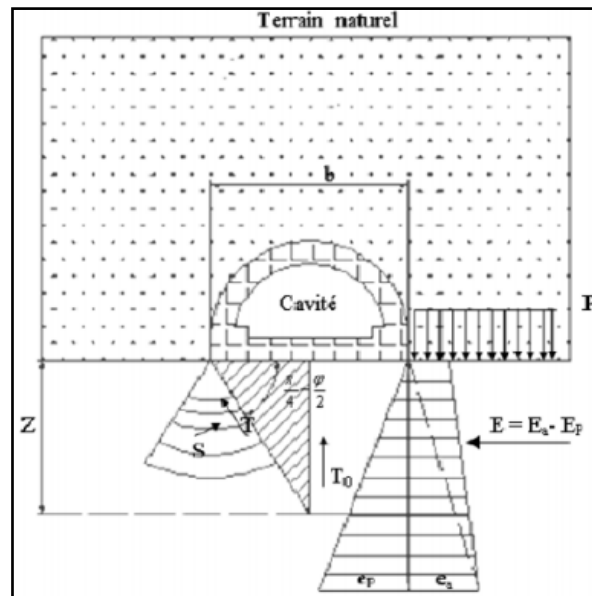


Figure V.10 : Calcul de la poussée au radier d'après TSIMBAREVITCH [L4]

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

$$E_a = (p + z \gamma) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots (V.27)$$

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

$$E_p = z \gamma \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 C \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \dots (V.28)$$

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

$$z = \frac{p \lambda_a - 2 C (\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})}{\gamma (\lambda_a - \lambda_p)} \dots (V.29)$$

Telle que :

$$\lambda_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

$$\lambda_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right).$$

$$p = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q.$$

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

$$E = \frac{\gamma z}{2} (z + 2 H) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma z^2 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \dots (V.30)$$

Cette résultante peut être décomposée en deux composantes  $T$ , parallèle, et  $S$ , perpendiculaire à la série des plans de glissement :

$$T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots (V.31)$$

$$S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots (V.32)$$

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  $T_0$  :

$$T_0 = \frac{2 E}{\cos(\varphi)} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots (V.33)$$

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

$$Y = \frac{z}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \dots (V.34)$$

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

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \dots (V.35)$$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma \leq \frac{4 C}{1 - \sin(\varphi)} (2 + \sin(\varphi)) \cos(\varphi) \dots (V.36)$$

### I.30 EVALUATION DES PRESSIONS HYDROSTATIQUES [L4]

Lorsque le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée en général le long de la ligne moyenne du revêtement. Il est souvent commode de décomposer ces poussées en deux termes :

- Une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voûte et n'engendre qu'un effort normal de compression.
- Une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur du point considéré par rapport à la voûte qui engendre des efforts normaux ainsi que des efforts de flexion.

### I.31 CHARGES UTILES [L4]

#### I.31.1 Charges intérieures

Les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur d'un tunnel sont en général négligeables par rapport aux poussées des terrains. Ces charges travaillent dans le sens contraire à celui des charges extérieures. De point de vue de la sécurité de dimensionnement c'est donc le tunnel vide qui présente un danger.

**I.31.2 Charges provenant de la surface du terrain [L4]**

Les charges provenant du poids de bâtiments, des véhicules circulant à la surface ou des ouvrages de services publics qui se trouvent au-dessus d'un tunnel à faible couverture peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement de ce dernier.

**I.32 Application pour la section D8.1**

- **Calcul de la hauteur de détente** : d'après l'équation (V.1)

$$h_{max} = \frac{b}{2 \sin(\varphi)} = \frac{10.02}{2 * \sin(27.5)} = 10.85m$$

La hauteur de détente (10.85m) est supérieure à la hauteur de couverture (7.5m), d'où la nécessité de l'utilisation des voûtes parapluie, et le creusement par la méthode des sections divisées.

**I.32.1 Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieur du tunnel  $\sigma_v$** **I.32.1.1 Méthode de TERZAGHI**

La largeur de la voûte de décharge est donnée par l'équation (V.3)

On a :

$$B = b + 2 * m * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10.02 + 2 * 6.64 * \tan\left(45 - \frac{27.5}{2}\right)$$

Donc :  **$B = 18.08m$**

Le calcul de la contrainte vertical active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel  $\sigma_v$  est donné par l'équation (V.4)

$$\sigma_v = \frac{B \gamma - 2 C}{2 K \tan(\varphi)} \left[ 1 - e^{-\frac{2 K H \tan(\varphi)}{B}} \right] + q e^{-\frac{2 K H \tan(\varphi)}{B}}$$

- **Couche 1 ( $R_x$ )** :  $C = 5kN/m^2$  ;  $\varphi = 30^\circ$  ;  $\gamma = 19kN/m^3$  ;  $k = 1$  ;  $h = 2m$  ;

$$\sigma_{v1} = \frac{18.08 * 19 - 2 * 5}{2 * 1 * \tan(30)} \left[ 1 - e^{-\frac{2*1*2*\tan(30)}{18.08}} \right] + 40 * e^{-\frac{2*1*2*\tan(30)}{18.08}}$$

$$\sigma_{v1} = 69.84kN/m^2$$

- **Couche 2 ( $Q_A$ )** :  $C = 40kN/m^2$  ;  $\varphi = 25^\circ$  ;  $\gamma = 20.5kN/m^3$  ;  $k = 1$  ;  $h = 3m$  ;

$$\sigma_{v2} = \frac{18.08 * 20.5 - 2 * 40}{2 * 1 * \tan(25)} \left[ 1 - e^{-\frac{2*1*3*\tan(25)}{18.08}} \right] + 69.84 e^{-\frac{2*1*3*\tan(25)}{18.08}}$$

$$\sigma_{v2} = 104.50kN/m^2$$

- **Couche 3 ( $Q_M$ )** :  $C = 50kN/m^2$  ;  $\varphi = 27.5^\circ$  ;  $\gamma = 20.5kN/m^3$  ;  $k = 1$  ;  $h = 2.5m$

$$\sigma_{v3} = \frac{18.08 * 20.5 - 2 * 50}{2 * 1 * \tan(27.5)} \left[ 1 - e^{-\frac{2*1*2.5*\tan(27.5)}{18.08}} \right] + 104.5 * e^{-\frac{2*1*2.5*\tan(27.5)}{18.08}}$$

$$\sigma_{v3} = 125.345kN/m^2$$

### **I.32.1.2 Théorie des poids des terres**

L'équation suivante (V. 10) nous permet de trouver la contrainte verticale suivant la méthode des poids des terres :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \rightarrow \sigma_v = (2 * 19 + 3 * 20.5 + 2.5 * 20.5) + 40$$

$$\sigma_v = 190.75kN/m^2$$

### **I.32.1.3 Théorie de BIERBAUMER**

La contrainte verticale selon BIERBAUMER est donnée par l'équation (V. 6):

$$\sigma_v = \gamma * H = \gamma * \alpha * H'$$

Tel que :

$H$  : Hauteur du terrain ;

$H'$  : Hauteur de la parabole de charge ;

$\alpha$  : Coefficient de réduction ou de répartition.

$\alpha$  Est pris égal à 1 car  $H < 15m$

$$\sigma_v = 20.5 * 1 * 7.5$$

$$\sigma_v = 153.75kN/m^2$$

Dans notre cas cette théorie n'est pas applicable car la profondeur de notre tunnel est inférieure à 15 m.

### **I.32.1.4 Théorie de PROTODIAKONOV**

D'après l'équation (V. 11), on a :

$$\sigma_v = \gamma h_p$$

Tel que :  $h_p = \frac{B}{2f}$  ;  $f = 1$  du tableau IV.1      Donc :  $h_p = \frac{18.08}{2*1} = 9.04m$

Et  $\sigma_v = 20.5 * 9.04$

$$\sigma_v = 185.32kN/m^2$$

### **I.32.2 Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel**

#### **I.32.2.1 Théorie de TERZAGHI**

L'équation (V. 14) nous donne la pression horizontale active selon TERZAGHI :

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

$h_p$  : La hauteur du noyau de détente.

$$h_p = \frac{b}{2 \sin(\varphi)} = \frac{10.02}{2 * \sin(27.5)}$$

$$\rightarrow h_p = 10.85m$$

$$\sigma_h = 0.3 * 20.5 * (0.5 * 6.64 + 10.85)$$

$$\sigma_h = \mathbf{87.146kN/m^2}$$

#### **I.32.2.2 Théorie de PROTODIAKONOV**

D'après l'équation (V. 20), on a :

$$\sigma_h = \gamma * y * \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[ \frac{2}{3 \tan(\varphi)} b + y \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{y}{2} \right]$$

$$\sigma_h = 20.5 \times 6.64 * \tan^2 \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right) \left[ \frac{2}{3 \tan(27.5)} 10.02 + 6.64 \tan \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right) + \frac{6.64}{2} \right]$$

$$\sigma_h = \mathbf{1011.53kN/m^2}$$

#### **I.32.2.3 Théorie de COULOMB-RANKINE**

La pression horizontale active au niveau de la calotte selon COULOMB-RANKINE se calcule par l'approche suivante :

$$\sigma_{h1} = K_a * \sigma_v \dots (V. 17)$$

$\sigma_v$  : La contrainte verticale de THERZAGHI ;

$K_a$  : Coefficient de poussé de détente.

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

$$K_a = \mathbf{0.368}$$

$$\sigma_{h1} = 0.368 * 125.345$$

$$\sigma_{h1} = \mathbf{46.127kN/m^2}$$

Tandis que celle au niveau du radier est donnée par la relation suivante (IV. 18) :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

D'après l'équation (V. 19) :  $\sigma_{h2} = m \gamma \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C * \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Pour plus de sécurité on néglige la cohésion  $C = 0$

$$\sigma_{h2} = m * 20.5 * \tan^2 \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 50.09 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h = 46.127 + 50.09$$

$$\sigma_h = 96.217 \text{ kN/m}^2$$

#### **I.32.2.4 L'expérience Soviétique**

On calcule la pression horizontale active selon la théorie soviétique par l'équation (IV. 15) :

$$h_2 = \frac{b}{\sin(2\varphi)} = \frac{10.02}{\sin(55)} = 12.23 \text{ m}$$

- **Au niveau de la calotte :**

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

On néglige la cohésion  $c$  pour plus de sécurité

$$\sigma_{h1} = 20.5 * 12.23 * \tan^2 \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 92.26 \text{ kN/m}^2$$

- **Au niveau du Radier :**

D'après l'équation (V. 16) :

$$\sigma_{h2} = \gamma (h_2 + m) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 142.35 \text{ kN/m}^2$$

#### **I.32.2.5 Théorie des poids des terres**

La pression horizontale active d'après la méthode des poussées des terres est donnée par :

$$\sigma_h = K_a * \sigma_v = 0.368 * 190.75$$

$$\sigma_h = 70.196 \text{ kN/m}^2$$



### 1.32.3 Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement de la structure globale $\sigma_v$

$$B = 10.02 ; y = 8.847 ; \varphi = 27.5^\circ$$

$$B = b + 2 * y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10.02 + 2 * 8.847 * \tan\left(45 - \frac{27.5}{2}\right)$$

$$B = 20.757 \text{ m}$$

#### 1.32.3.1 Théorie de TERZAGHI

- Couche 1 ( $R_x$ ) :  $C = 5\text{kN/m}^2$  ;  $\varphi = 30^\circ$  ;  $\gamma = 19\text{kN/m}^3$  ;  $k = 1$  ;  $h = 2\text{m}$

$$\sigma_{v1} = \frac{B \gamma - 2 C}{2 K \tan(\varphi)} \left[ 1 - e^{-\frac{2 K H \tan(\varphi)}{B}} \right] * 1.35 + q e^{-\frac{2 K H \tan(\varphi)}{B}} * 1.5$$

$$\sigma_{v1} = \frac{20.757 * 19 - 2 * 5}{2 * 1 * \tan(30)} \left[ 1 - e^{-\frac{2 * 1 * 2 * \tan(30)}{20.757}} \right] * 1.35 + 40 e^{-\frac{2 * 1 * 2 * \tan(30)}{20.757}} * 1.5$$

$$\sigma_{v1} = 99.578\text{kN/m}^2$$

- Couche 2 ( $Q_A$ ) :  $C = 40\text{kN/m}^2$  ;  $\varphi = 25^\circ$  ;  $\gamma = 20.5\text{kN/m}^3$  ;  $k = 1$  ;  $h = 3\text{m}$

$$\sigma_{v2} = \frac{20.757 * 20.5 - 2 * 40}{2 * 1 * \tan(25)} \left[ 1 - e^{-\frac{2 * 1 * 3 * \tan(25)}{20.757}} \right] + 99.578 * e^{-\frac{2 * 1 * 3 * \tan(25)}{20.757}}$$

$$\sigma_{v2} = 133.739\text{kN/m}^2$$

- Couche 3 ( $Q_M$ ) :  $C = 50\text{kN/m}^2$  ;  $\varphi = 27.5^\circ$  ;  $\gamma = 20.5\text{kN/m}^3$  ;  $k = 1$  ;  $h = 2.5\text{m}$

$$\sigma_{v3} = \frac{20.757 * 20.5 - 2 * 50}{2 * 1 * \tan(27.5)} \left[ 1 - e^{-\frac{2 * 1 * 2.5 * \tan(27.5)}{20.757}} \right] + 133.739 * e^{-\frac{2 * 1 * 2.5 * \tan(27.5)}{20.757}}$$

$$\sigma_{v3} = 154.825\text{kN/m}^2$$

### 1.32.4 Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale $\sigma_h$

#### 1.32.4.1 Théorie de TERZAGHI

$$b = 10.02\text{m} ; y = 8.847\text{m} ; B = 20.757\text{m}$$

L'équation (V. 14) nous donne la pression horizontale active selon TERZAGHI :

$$\sigma_h = 0.3 \gamma (0.5 * y + h_p)$$

$h_p$  : La hauteur du noyau de détente.

$$h_p = \frac{b}{2 \sin(\varphi)} = \frac{10.02}{2 * \sin(27.5)}$$

$$h_p = 10.85m$$

$$\sigma_h = 0.3 * 20.5 * (0.5 * 8.847 + 10.85)$$

$$\sigma_h = 93.93kN/m^2$$

#### **I.32.4.2 Théorie de PROTODIAKONOV**

$$\sigma_h = \gamma * y * \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[ \frac{2}{3 \tan(\varphi)} b + y \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{y}{2} \right]$$

$$\sigma_h = 20.5 * 8.847 \tan^2 \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right) \left[ \frac{2}{3 \tan(27.5)} 10.02 + 8.847 \tan \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right) + \frac{8.847}{2} \right]$$

$$\sigma_h = 1510.664kN/m^2$$

#### **I.32.4.3 Théorie de COULOMB-RANKINE**

On peut calculer la pression horizontale qui est de répartition trapézoïdale en fonction de la pression verticale d'après COULOMB et RANKINE par les formules suivantes :

- **sur la calotte :**

$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$  : Pour le revêtement définitif.

$$K_0 = (1 - \sin(\varphi)) X_1 X_2 X_3$$

D'Où :

$X_1$  : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain ;

$X_2$  : Coefficient d'influence de la genèse du terrain ;

$X_3$  : Coefficient rhéologique.

D'après le tableau (V.2) on trouve :

$$X_1 = 0.70 ; X_2 = 1.00 ; X_3 = 0.70$$

Donc :

$$K_0 = (1 - \sin(27.5)) * 0.7 * 1.00 * 0.7$$

$$K_0 = 0.264$$

$$\sigma_{h1} = 0.264 * 285.242$$

$$\sigma_{h1} = 75.231kN/m^2$$

- sur le radier :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

Tel que :

$$\sigma_{h2} = y \gamma \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C * \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 8.847 * 20.5 * \tan^2 \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 60.68 \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_h = 135.91 \text{kN/m}^2$$

#### 1.32.4.4 L'expérience Soviétique

On calcule la pression horizontale active selon la théorie soviétique par les équations :

$$h_2 = \frac{b}{\sin(2\varphi)}$$

$$h_2 = \frac{10.02}{\sin(55)}$$

$$h_2 = 12.23 \text{m}$$

- Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

On néglige la cohésion c pour plus de sécurité.

$$\sigma_{h1} = 20.5 * 12.23 * \tan^2 \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 92.26 \text{kN/m}^2$$

- Au niveau du radier :

$$\sigma_{h2} = \gamma (h_2 + m) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 159.102 \text{kN/m}^2$$

#### 1.32.4.5 Théorie des poids des terres

La pression horizontale active d'après la méthode des poussées des terres est donnée par :

$$\sigma_h = K_a * \sigma_v = 0.368 * 190.75$$

$$\sigma_h = 70.196 \text{kN/m}^2$$

***1.32.5 Charges appliquées sur le Radier******1.32.5.1 Selon la théorie de TSIMBARIÉVITCH***

Pour  $E_a = E_p$  : la profondeur  $z$  d'après l'équation (V. 29) vaut :

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

Avec :

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

$$\lambda_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right)$$

$$\lambda_a = 0.368$$

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

$$\lambda_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{27.5}{2} \right)$$

$$\lambda_p = 2.716$$

$$p = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q = (2 * 19 + 3 * 20.5 + 2.5 * 20.5 + 6.64 * 20.5) + 40$$

$$p = 326.87 \text{ kN/m}^2$$

$$z = \frac{326.87 * 0.368 - 2 * 50 (\sqrt{2.716} + \sqrt{0.368})}{20.5 * (2.716 - 0.368)}$$

$$z = 2.18 \text{ m}$$

La résultante des efforts  $E$  d'après l'équation (V. 30) est :

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

$$E = \frac{20.5 * 2.18}{2} (2.18 + 2 * 7.5) \tan^2 \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right) - \frac{1}{2} * 20.5 * 2.18^2 \tan^2 \left( 45 + \frac{27.5}{2} \right)$$

$$E = 262.37445 \text{ kN/m}$$

La résultante  $T_0$  est donnée par l'équation (V. 33) :

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

$$T_0 = \frac{2 - 432.994}{\cos(27.5)} \sin^2 \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right)$$

$$\mathbf{T_0 = 159.215kN/m^2}$$

La résultante  $T_0$  exerce son action suivant l'axe central verticalement, elle est répartie sur la longueur  $Y$  calculée par la formule (V. 34) suivante :

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

$$Y = \frac{2.18}{\tan \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right)}$$

$$\mathbf{Y = 3.59m}$$

La contrainte sous le radier est calculée par la formule (V. 35) :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

$$\sigma = \frac{262.747}{5.32}$$

$$\mathbf{\sigma = 44.32kN/m^2}$$

- Vérification du non soulèvement : (V. 36)

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

$$\sigma \leq \frac{4 * 50}{1 - \sin(27.5)} (2 + \sin(27.5)) \cos(27.5)$$

$$\mathbf{\sigma \leq 811.367kN/m^2 \quad \text{vérifié}}$$

**Tableau V.4 : Récapitulatif des charges appliquées sur le tunnel**

Type de charge		Section	Demi-section supérieure	Section globale
Charges verticales [kN/m <sup>2</sup> ]	TERZAGHI		125.345	154.825
	BIERBAUMER		153.750	153.750
	POIDS DES TERRES		190.750	190.750
	PROTODIAKONOV		185.320	185.320
Charges horizontales [kN/m <sup>2</sup> ]	TERZAGHI		87.146	93.930
	EXPERIENCE SOVIETIQUE	Au niveau de la calotte	92.260	92.260
		Au niveau du radier	142.350	159.102
	COULOMB-RANKINE	Au niveau de la calotte	46.127	75.231
		Au niveau du radier	96.219	135.910
	PROTODIAKONOV		1 011.530	1 510.664
	POIDS DES TERRES		70.196	70.196
Charges appliquées sur le radier [kN/m <sup>2</sup> ]	TSIMBARIEVITCH		--	44.320

### **I.33 Choix de la méthode de calcul :**

#### **I.33.1 Pour la charge verticale :**

Les charges calculées par la méthode de TERZAGHI seront prise en compte pour le reste des calculs, vu sa prise en compte de plusieurs paramètre géotechniques et géologiques notamment le terme de cohésion, l'effet de voûte et la profondeur de l'ouvrage.

#### **I.33.2 Pour la charge horizontale :**

On utilise la méthode de COULOMB-RANKINE qui prend en compte la pression verticale de TERZAGHI, pour le revêtement définitif, la méthode de TEZRAGHI horizontale ne prend pas en compte le terme de cohésion, donc on aura un sur dimensionnement de la structure, ce qui permet un gain important dans la sécurité, par contre plus de coût.

### **I.34 Conclusion**

Dans ce chapitre, on a calculé les différentes charges qui peuvent être appliquées sur notre tunnel, ce qui nous permet de mettre en place un dispositif qui pourra reprendre ces dernières à court terme en ce qui concerne le soutènement provisoire, et à long terme pour le revêtement définitif.

Ces dispositifs seront calculés dans les chapitres qui vont suivre.

# Tassement et stabilité du front de taille



## I.35 Calcul du Tassement

### I.35.1 Introduction

Le creusement des tunnels peu profonds provoque des déformations en surface du massif de sols ou de roches qui les accueille. Ces déformations sont surtout représentées par des tassements, qui ne sont pas uniformes mais se concentrent à l'aplomb du souterrain sous la forme d'une cuvette. Le problème est particulièrement sensible dans les villes, où ces tassements affectent toutes les composantes du tissu urbain, qu'il s'agisse des bâtiments, des ouvrages d'art, des voiries ou des réseaux. En profondeur, d'autres ouvrages peuvent se trouver dans la zone d'influence du tunnel en construction : des tunnels, notamment quand on construit des tunnels jumeaux, où le second interagit avec le premier, mais plus généralement des ouvrages souterrains (galeries, collecteurs, etc.) et enfin des fondations profondes, qui n'ont pas forcément été prévues pour résister au creusement d'un tunnel dans leur voisinage.

Quelle que soit la technique de creusement utilisée, il se produit des déplacements autour de l'excavation qui se propagent dans le massif et peuvent atteindre la surface. Ces déplacements selon leur amplitude, leur extension, leur direction et leur vitesse de propagation peuvent causer des désordres dans le bâti situé dans l'environnement du tunnel.

On peut considérer trois grandes classes de dommages : architecturaux, esthétique ; fonctionnels qui affectent l'usage ; structuraux qui affectent la stabilité.

Il faut avoir une attention particulière à ce qui est tolérable en fonction du caractère de la zone et la sensibilité des habitations ou d'ouvrages particuliers. Les réseaux enterrés sont aussi à surveiller et doivent rester opérationnels. Les grands ouvrages auront des valeurs de mouvements admissibles déterminées avant le creusement.

### I.35.2 Tassement de surface [C5]

Dans le cas des sols fins, la modification du champ des pressions interstitielles peut induire des déplacements différés car des phénomènes de consolidation peuvent être engendrés par le creusement de l'ouvrage.

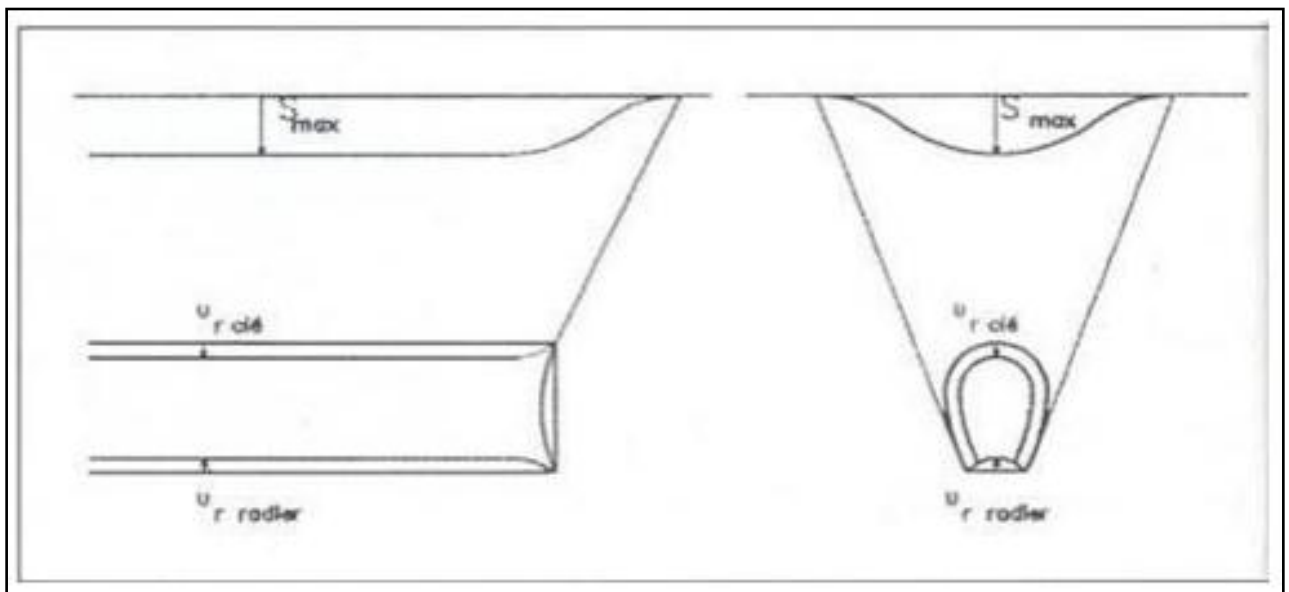
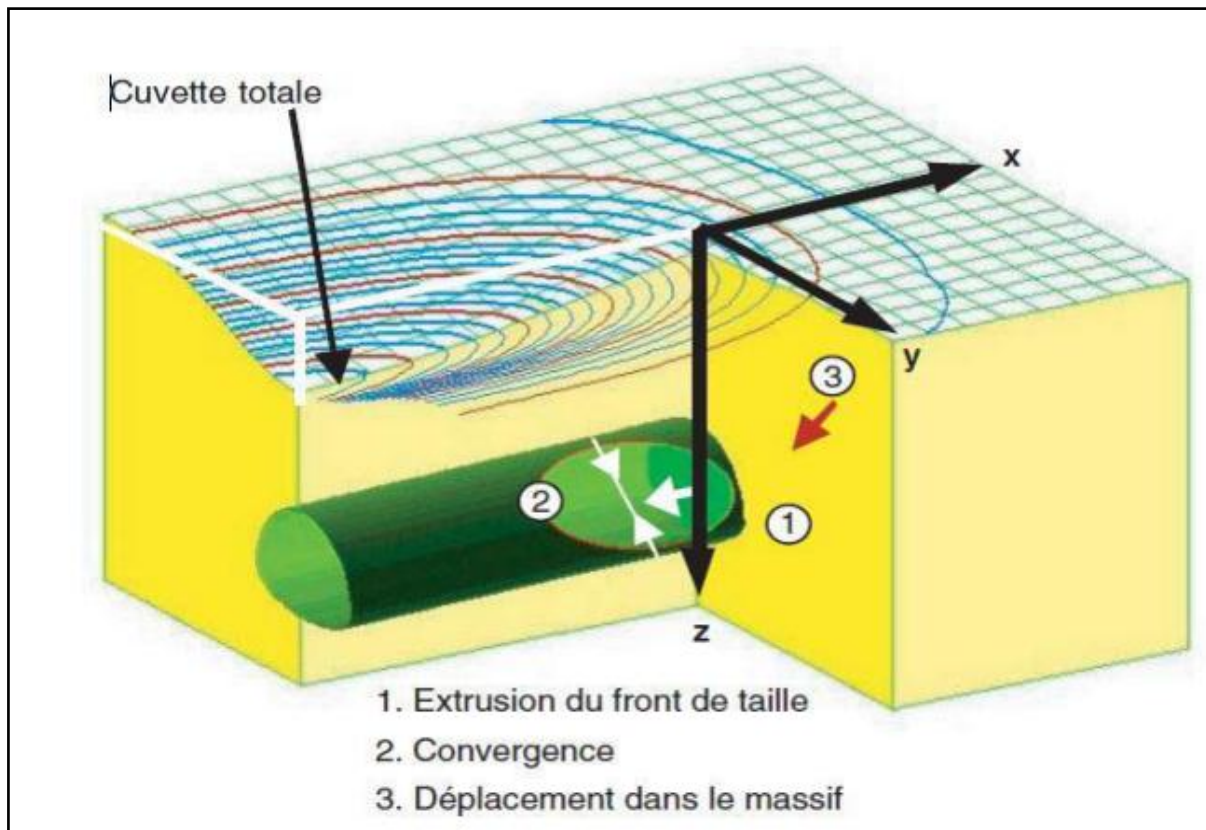


Figure VI.1 : Déplacement du compteur de l'excavation [C5]



**Figure VI.2 :** Déformations des sols et tassements de surface pendant le creusement d'un tunnel peu profond [C5]

### **I.35.3 Critère d'estimation du tassement [C5]**

Il existe un certain nombre de méthodes permettant d'estimer de manière simple les tassements à la surface du sol engendrés par le creusement d'un tunnel. Ces méthodes reposent souvent sur une démarche comportant les étapes suivantes :

- évaluation des pertes de volume générées par le creusement du tunnel (pertes dues à l'extrusion du front de taille, à la convergence des parois, à un mauvais remplissage du vide annulaire derrière la jupe d'un tunnelier) ;
- évaluation de la part de ces pertes se répercutant en surface, (en cas de tunnel à faible profondeur, on fait généralement l'hypothèse d'une transmission intégrale du volume perdu en surface en considérant le terrain incompressible) ;
- choix de la forme de la cuvette de tassement, détermination de sa largeur à partir des caractéristiques géométriques du tunnel (dimension et profondeur) et de la nature du terrain ;
- calcul de la profondeur de cette cuvette pour retrouver en surface un volume égal à celui des pertes prises en compte.

Il peut être intéressant de partir de ce qui est admissible en surface pour remonter à la perte de volume que l'on peut accepter au droit de l'excavation.

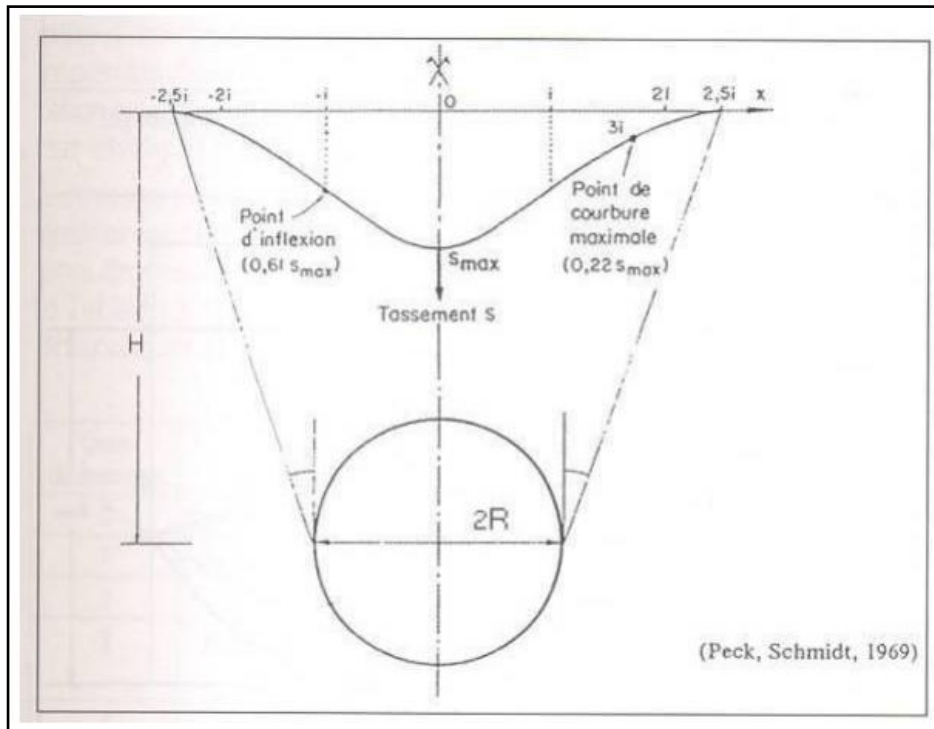


Figure VI.3 : Cuvette transversale de tassement idéalisée [C5]

Pour les travaux réalisés en creusement séquentiel, il y'a quatre sources majeures de tassements : liés à la tenue du front de taille, liés à la nature du soutènement et aux conditions de sa mise en œuvre, ceux liés au phasage de réalisation de la section du tunnel et ceux liés au revêtement définitif.

Pour les travaux réalisés au tunnelier, les sources de tassement sont : tassements en avant et au droit du front, tassement le long du bouclier, tassement à l'échappé de la queue du bouclier et tassement dus à l'ovalisation du revêtement de l'ouvrage.

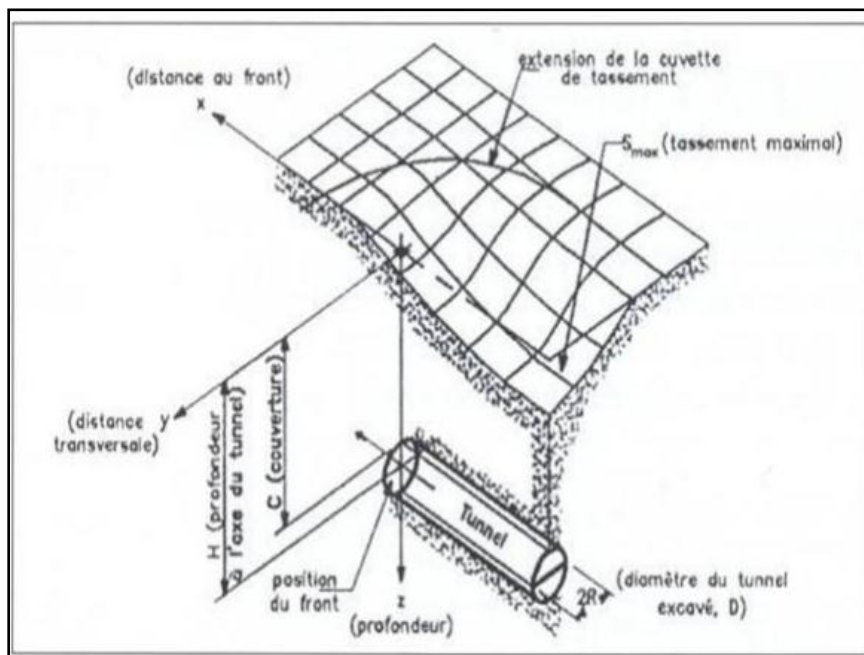


Figure VI.4 : Cuvette de tassement tridimensionnelle [C5]

***1.35.4 Méthodes empiriques ou semi-empiriques [C5]***

Ces méthodes, en général, visent à estimer principalement les tassements en surface à partir d'un faible nombre de paramètres, tel que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte de volume ou la convergence engendrée par l'excavation.

***1.35.4.1 Calcul tassement du tunnel***

Le calcul du tassement est donné par la formule suivante :

$$\delta = \frac{3\pi}{4} (p_0 + \gamma H) \frac{D^2}{B E_s}$$

Avec :

$$B = \frac{D}{\cos(\theta)} + 2H \tan(\theta)$$

$$\theta = \frac{\pi}{2} - \varphi$$

Tel que

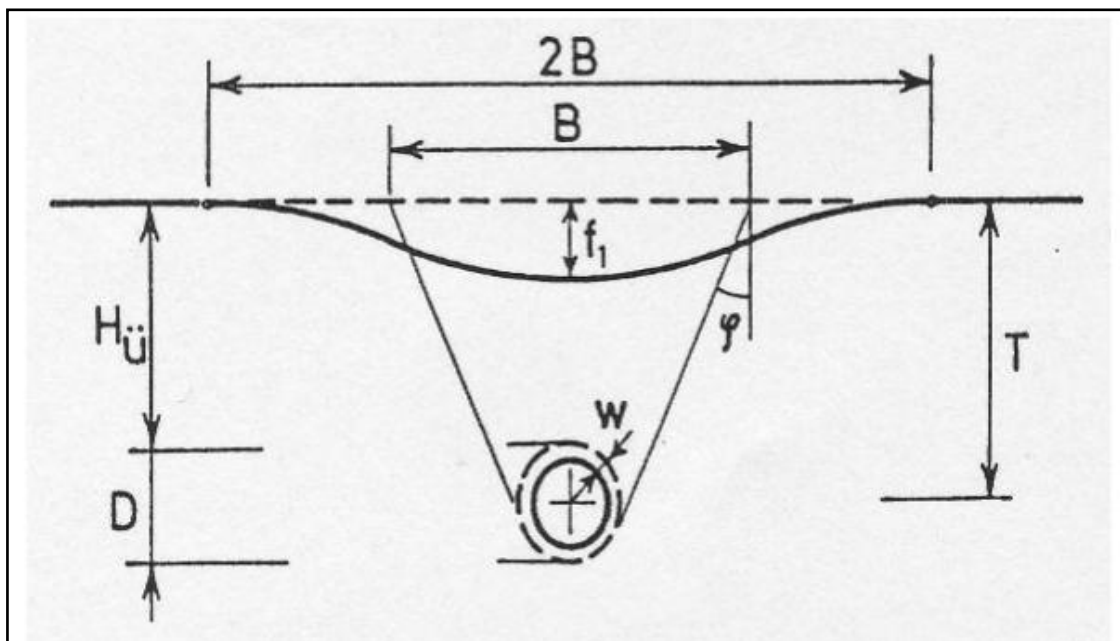
$p_0$  : surcharge de surface ;  $H$  : Distance d'axe du tunnel à la surface ;

$\gamma$  : poids spécifique ;  $\varphi$  : angle de frottement interne du sol ;

$E_s$  : module de déformation du sol ;  $D$  : diamètre du tunnel ;

$B$  : largeur de tassement ;

$\delta_l$  (ou  $f_l$ ) : hauteur du tassement.



**Figure VI.5 : Schéma représentatif du tassement [C5]**

On a :

$$\varphi = 27.5^\circ ; \gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3 ; D = 8.847 \text{ m} ; H = 11.92 \text{ m} ;$$

$$P_0 = 40 \text{ kN/m}^2 ; E_s = 60000 \text{ kN/m}^2$$

Donc

$$\theta = \frac{\pi}{2} - \varphi = 90 - 27.5 = 62.5^\circ$$

$$B = \frac{8.847}{\cos(62.5)} + 2 * 11.92 * \tan(62.5) = 64.96 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{3 \pi}{4} (40 + 20.5 * 11.92) \frac{8.847^2}{64.96 * 60000}$$

$$\delta = 1.34 \text{ cm}$$

#### 1.35.4.2 Estimation du déplacement max à la surface

Tableau VI.1 : Aperçu des formules d'estimation du déplacement [C5]

Auteurs		Expression proposée
Sagaseta [1980]		$\delta_{v \max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0.85 - \nu)$
Framer [1970]		$\delta_{v \max} = \frac{D}{100} \left( \frac{KD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$ avec $K \approx 10$ et $n \approx \frac{2}{3}$
Poupelloz [1984]		$\delta_{v \max} = \frac{R}{1000} \left( \frac{AD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$
Descocoeudres [1983]	Sables	$\delta_{v \max} = 6.208 * 10^{-3} * D * \left( \frac{H}{D} - 0.5 \right)^{-0.575}$
	Argiles	$\delta_{v \max} = 9.900 * 10^{-3} * D * \left( \frac{H}{D} - 0.5 \right)^{-0.974}$

Tableau VI.2 : Valeurs des coefficients de la formule de **POUPELLOZ** [C5]

		<b>A</b>	<b>N</b>
<b>Nature du sol</b>	Argile raide plastique	9,35	0,41
	Argile plastique saturée	3,22	0,0779
	sols granuleux	2,325	0,0574

Le tassement en clé de voûte du tunnel  $\delta_{clé}$  est en général inférieur au tassement en surface  $\delta_v$  en raison de l'amortissement des déplacements dans le massif entre la surface et la clé de voûte du tunnel.

Tableau VI.3 : Relations empiriques du rapport  $\frac{\delta_{clé}}{\delta_v}$ . [C5]

<b>Auteurs</b>	<b>Expression proposée</b>	<b>Domaine d'application</b>	<b>Paramètres</b>
<b>OSEO et SAGASETA [1982]</b>	$\frac{\delta_v max}{\delta_{clé}} = \frac{1}{1 + \frac{a C}{D}}$	---	---
<b>CAPEAU [1993] (CETU)</b>	$\frac{\delta_v max}{\delta_{clé}} = \frac{1}{1 + \frac{a C}{D}}$	Terrains argileux peu flottants	$a = 0.25$ à $0.50$
		Terrains maintenus sans rupture apparente	$a = 0.70$ à $0.80$
		Terrains granulaires flottants	$a = 1.00$ à $2.00$
<b>CETU [1993]</b>	$\frac{\delta_v max}{\delta_{clé}} = A * \frac{R}{H}$	$0.10 < \frac{R}{H} < 0.25$	$A = 3$
		$0.33 < \frac{R}{H} < 0.50$	$A = 2$
<b>ATKINSON [1977]</b>	$\frac{\delta_v max}{\delta_{clé}} = 1 - a \frac{C}{D}$	Sables denses (faibles niveaux de contraintes)	$a = 0.57$
		Sables de forts niveaux de contraintes	$a = 0.40$
		Argiles sur consolidées	$a = 0.13$
<b>CLOUGH et SMITH [1977]</b>	$\frac{\delta_v max}{\delta_{clé}} = \left(\frac{D}{H}\right)^{0.8}$	---	---

**I.35.4.3 Calcul du tassement maximal du terrain**

➤ selon sagaseta (1980)

$$\delta_{max} = \frac{\gamma * D^2}{E_s} (0.85 - \nu)$$

$\nu$  : coefficient de poisson qui est égale a 0.3

$$\delta_{max} = \frac{20.5 * 8.847^2}{60000} (0.85 - 0.3)$$

$$\delta_{max} = 1.47 \text{ cm}$$

➤ selon la formule de FRAMER

$$\delta_{max} = \frac{D}{1000} * \left( \frac{K * D}{H} \right)^{\frac{1}{n}} = \frac{8.847}{1000} * \left( \frac{1 * 8.847}{11.92} \right)^{\frac{3}{2}}$$

$$\delta_{max} = 1.79 \text{ cm}$$

**I.35.4.4 Déplacement clé de voûte**

$$\delta_{clé} = \frac{\delta * H}{A * R}$$

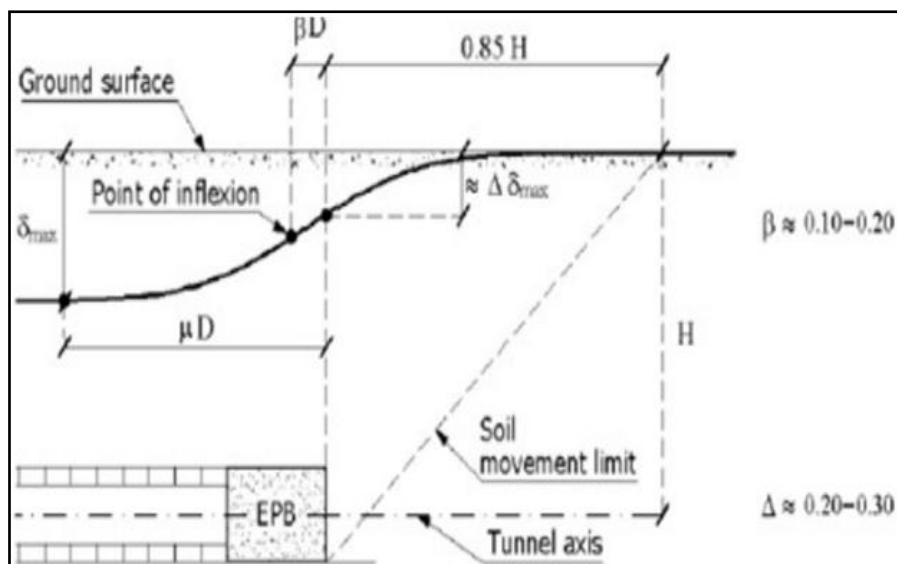
Le rapport  $\frac{R}{H}$  est égal a 0.37 donc  $A = 2$

$$\delta_{clé} = \frac{1.34 * 11.92}{2 * 4.42}$$

$$\delta_{clé} = 1.81 \text{ cm}$$

**I.35.4.5 Calcul du déplacement longitudinal**

Le phénomène du tassement longitudinal se résume dans la figure ci-dessous :



**Figure VI.6 : Evaluation du tassement pendant le creusement [C5]**

La zone d'influence longitudinale pendant le creusement sera :

$$\text{Zone d'influence} = \mu D + 0.85H$$

Avec

$$\mu = \begin{cases} 2.25 & \text{Si } \frac{H}{D} = 2.0 \\ 1.50 & \text{Si } \frac{H}{D} = 1.5 \\ 1.10 & \text{Si } \frac{H}{D} = 1.0 \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\frac{H}{D} = \frac{11.92}{8.847} = 1.35$$

On prendra :

$$\mu = 1.5$$

Donc :

$$\text{Zone d'influence} = 1.5 * 8.847 + 0.85 * 11.92$$

$$\text{Zone d'influence} = 23.40 \text{ m}$$

### **I.36 Stabilité du front de taille [C4]**

#### **I.36.1 Stabilisation du front de taille**

Lors du creusement d'un tunnel, la stabilité du front de taille est un élément clé en termes de sécurité, une rupture pouvant mettre simultanément en danger le personnel travaillant dans le tunnel ainsi que les personnes et les biens situés en surface. Il est donc primordial d'assurer un état du front temporairement stable, tout en conservant des conditions et un coût d'exécution acceptables.

Il faut noter également que le sol à proximité du front, soumis à de très fortes réductions de contrainte moyenne, est également le siège de déformations importantes. Celles-ci, même en absence de rupture, peuvent engendrer des niveaux de tassement élevés.

Les observations, comme les calculs ont montrés, que le facteur de sécurité vis-à-vis du risque de rupture est un indicateur pertinent vis-à-vis de l'amplitude des tassements engendrés.

A ce titre, nous présentons ici les diverses approches analytiques, numériques et expérimentales de la stabilité du front, en considérant le cas des sols cohérents puis celui, plus complexe, des sols frottant.



### ***1.36.1.1 Problème de stabilité***

La stabilité devient le critère essentiel lorsque les mouvements des terrains n'ont pas de conséquences inacceptables. Dans ce cas, on est amené à considérer la possibilité de creusement avec ou sans renforcement du massif suivant le front est stable ou non.

La quantification de la stabilité est assez simple lorsque le milieu à excaver est purement cohérent, et devient relativement difficile à exprimer si le terrain a des propriétés de cohésion et de frottement. Ceci nous amène à dégager deux situations distinctes :

- Les terrains argileux définis par une cohésion non drainée à court terme  $C_u$  ;
- Les terrains granulaires caractérisés par une cohésion  $C$  et un angle de frottement  $\varphi$ .

De nombreux chercheurs se sont penchés sur l'étude de la stabilité du front de taille dans un terrain du point de vue expérimentale, analytique, et numérique. Dans la plupart des cas, les études ont été réalisées en considérant un tunnel circulaire de rayon  $R$  soutenu jusqu'au front de taille.

Le chargement de la structure peut être défini par trois paramètres :  $\gamma$  (poids volumique du terrain),  $\sigma_s$  (surcharge),  $\sigma_t$  (pression appliquée au front de taille).

### ***1.36.1.2 Etude de la stabilité du front de taille :***

L'étude de la stabilité du front de taille fournit des indications sur les mécanismes de rupture les plus probables ; deux types de mécanisme existent en fonction de la nature du terrain.

- Pour les terrains argileux, les déplacements affectent une part importante du massif situé devant le front de taille, la rupture se traduit en surface par la formation d'un cratère de dimensions supérieures à celles de l'ouverture du tunnel. Les ruptures au front de taille dans ce cas mettent en jeu des volumes de sol considérables ;
- Dans le cas d'un milieu pulvérulent, la rupture du front de taille s'accompagne de la formation d'une cheminée de largeur réduite au-dessus de l'ouvrage.

Les mécanisme correspondent à un état de rupture du terrain et illustrent plus la tendance générale de la déformation du massif que les déplacements à attendre lors du creusement d'un tunnel.

A partir de la périphérie de l'excavation, les déplacements se transmettent vers la surface, avec une amplitude et un décalage dans le temps dépendant des conditions géotechniques, géométriques et technologiques du projet.

On note cependant deux mécanismes : primaire et secondaire.

- Le mécanisme primaire se déclenche avec le déconfinement du front. Si le tunnel est assez profond, la transmission des effets du creusement est en général assez réduite ;
- Le mécanisme secondaire se produira si le tunnel est proche de la surface et que le confinement n'est pas suffisant. Il en résulte la formation d'un bloc de terrain rigide. On trouve alors en surface, au droit de la galerie des déplacements du même ordre qu'en clé de voûte.

Il en résulte l'apparition d'une cuvette de tassements.

### 1.36.1.3 Vérification du front de taille [C4]

#### ➤ Calcul de la stabilité du front de taille au cours du creusement

Le calcul est fait par une considération tridimensionnelle des coins de glissement possible avec des valeurs de cohésion et friction. La zone est modélisée par un rectangle coextensif avec la superficie de la calotte et le stross et la hauteur maximale.

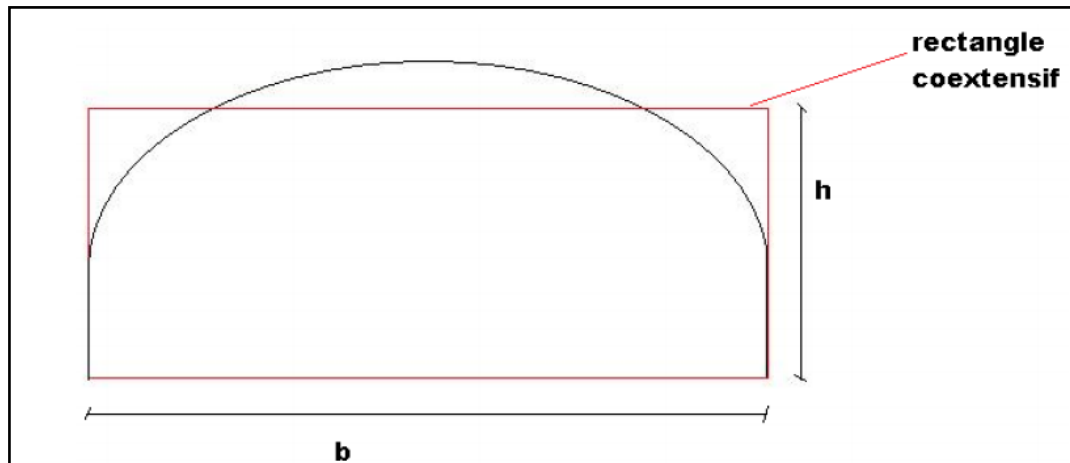


Figure VI.7 : Rectangle coextensif [C4]

$$S = b * h = 10.02 * 5.57$$

$$S = 55.81m^2$$

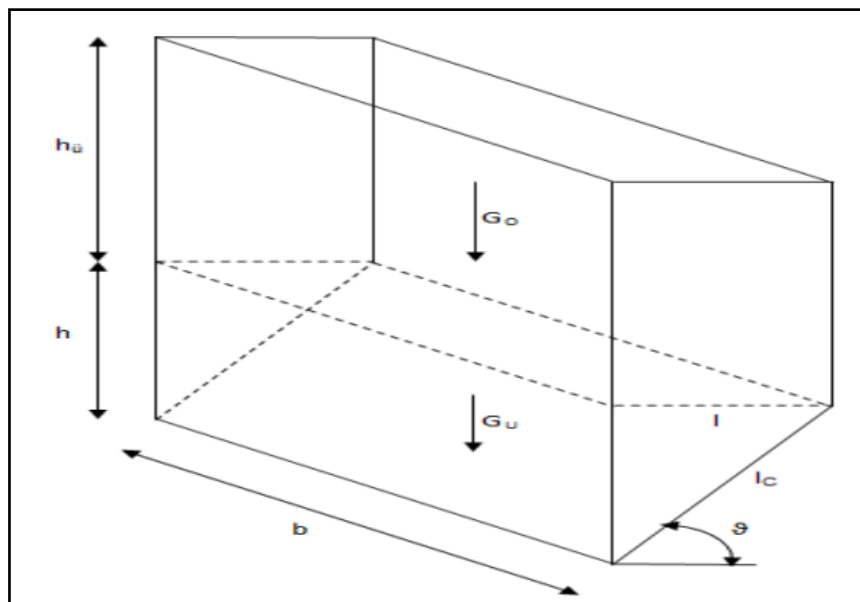


Figure VI.8 : Coins de glissement [C4]

- **Corpus dessous**

$$l = \frac{h}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{5.57}{1.648} = 3.38m$$

$$l_c = h^2 + l^2 = (5.57^2 + 3.38^2)^{1/2} = 6.52m$$

- Poids du corpus dessous :

$$G_u = 0.5 * h * l * b * \gamma = 0.5 * 5.57 * 3.38 * 10.02 * 20.5 = 1933.59kN$$

- Cohésion dans la zone de glissement :

$$C_{GF} = C * l_c * b = 50 * 6.52 * 10.02 = 3266.52kN$$

- Cohésion dans la zone latérale :

$$C_{SF} = 0.5 * 2 * l * c * h = 0.5 * 2 * 5.57 * 50 * 3.38 = 941.33kN$$

- Equilibre du corpus bas :

$$G_u < C_{GF} + C_{SF}$$

$$1933.59 < 3266.52 + 941.33 \quad \text{vérifié}$$

Alors le corpus bas ne glisse pas au cours du creusement.

- **Corpus en haut**

$$G_0 = h_u * l * b * \gamma = 6.67 * 3.38 * 10.02 * 20.5 = 4561.4kN$$

- Cohésion dans la zone avant et arrière :

$$C_{STF} = h_u * 2 * b * c = 6.67 * 2 * 10.02 * 50 = 6583.14kN$$

- Cohésion dans la zone latérale

$$C_{SLF} = 2 * l * C * h_u = 2 * 3.38 * 50 * 6.67 = 2220.6kN$$

- La friction

$$T_r = 2 * (l + b) * 0.5 * h_u^2 * \gamma * (1 - \sin(\varphi)) * \tan(\varphi)$$

$$T_r = 2 * (3.38 + 10.02) * 0.5 * 6.67^2 * 20.5 * (1 - \sin(27.5)) \tan(27.5)$$

$$T_r = 3322.3kN$$

- Equilibre du corpus haut

$$G_0 < C_{STF} + C_{SLF} + T_r$$

$$4561.4 < 6583.14 + 2220.6 + 3322.3 \quad \text{vérifié}$$

Le corpus en haut ne glisse pas alors la stabilité du front de taille est assurée.

➤ **Calcul du nombre de boulons**

○ **Données géologiques**

- Poids spécifique :  $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 27.5^\circ$
- Cohésion :  $C = 50 \text{ kN/m}^2$

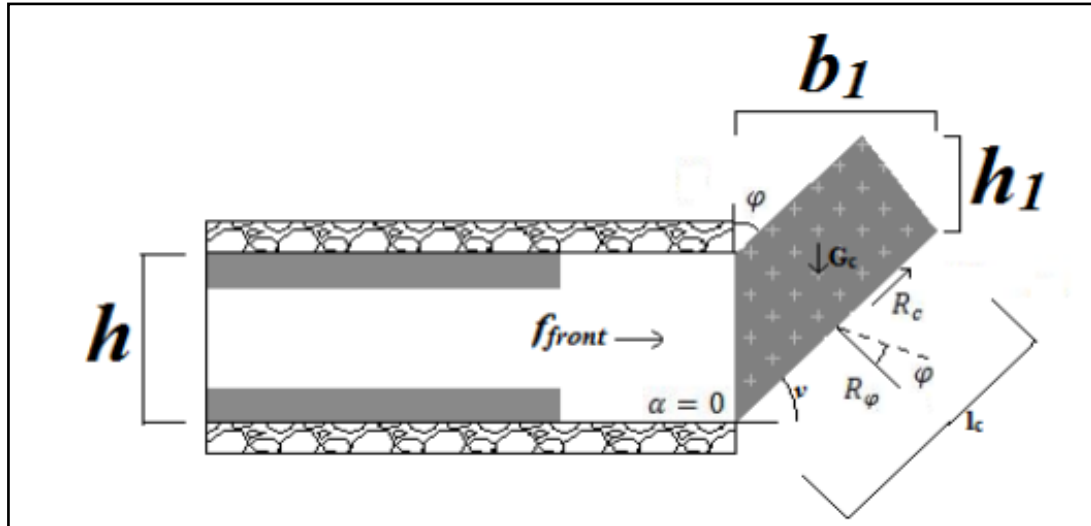


Figure VI.9 : Coins du glissement du front de taille [C4]

○ **Données Géométriques**

Le calcul d'un coin de glissement possible se fera en tridimensionnelle. La zone est modélisée par un rectangle coextensive avec la superficie de la calotte et stross d'environ  $57 \text{ m}^2$  ainsi la hauteur maximale est d'environ  $5.7 \text{ m}$ , c.à.d. un rectangle de  $b * h = 10 * 5.7$ .

Notons que l'inclinaison du front de taille est nulle, le calcul du nombre de boulons s'obtient par :

- Hauteur du front de taille  $h = 5.57 \text{ m}$
- Largeur du tunnel  $D = 10.02 \text{ m}$
- Inclinaison frontale  $\alpha = 0^\circ$
- Surface frontale  $A = h * D = 55.811 \text{ m}^2$
- Largeur fictive  $b = \frac{A}{h} = 10.02 \text{ m}$

• **Charges**

- Angle de surface de glissement

$$\nu = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} = 58.75^\circ$$

- Longueur de la surface de glissement

$$l_c = \frac{h}{\sin(\nu)} = \frac{5.57}{\sin(58.75)} = 6.51 \text{ m}$$

- Largeur de la surface de glissement

$$b_1 = h * \left( \frac{1}{\tan(\nu) - \tan(\alpha)} \right) = 3.38 \text{ m}$$

- Hauteur

$$h_1 = \frac{b_1}{2 \tan(\varphi)} = 3.25 \text{ m}$$

- Surface du corps de glissement

$$A_c = \frac{b_1}{2} * (5.57 + 3.25) = 14.90 \text{ m}$$

- Effort à l'équilibre

- Poids du corps de glissement :  $G_c = A_c * \gamma = 305.45 \text{ kN/m}^2$

- Cohésion en zone de glissement

$$R_c = c * l_c = 50 * 5.57 = 325.75 \text{ kN/m}^2$$

- L'angle  $\nu$

$$\nu = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} = 58.75^\circ$$

- L'angle  $\beta$

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \nu = 31.25^\circ$$

- Force résultante

$$R = \sqrt{(G_c^2 + R_c^2 - 2G_cR_c * \cos(\frac{\pi}{2} - \nu))} = 171.15 \text{ kN/m}^2$$

- Force résultante d'équilibre

$$F_{front} = \frac{R \sin \beta}{\sin \nu} = 103.85 \text{ kN/m}^2$$

- Mesure pour le soutènement du front

Le nombre de boulons dépend des caractéristiques de ces derniers, dans notre cas le choix est porté sur les boulons de types (R25N) en fibres de verre.

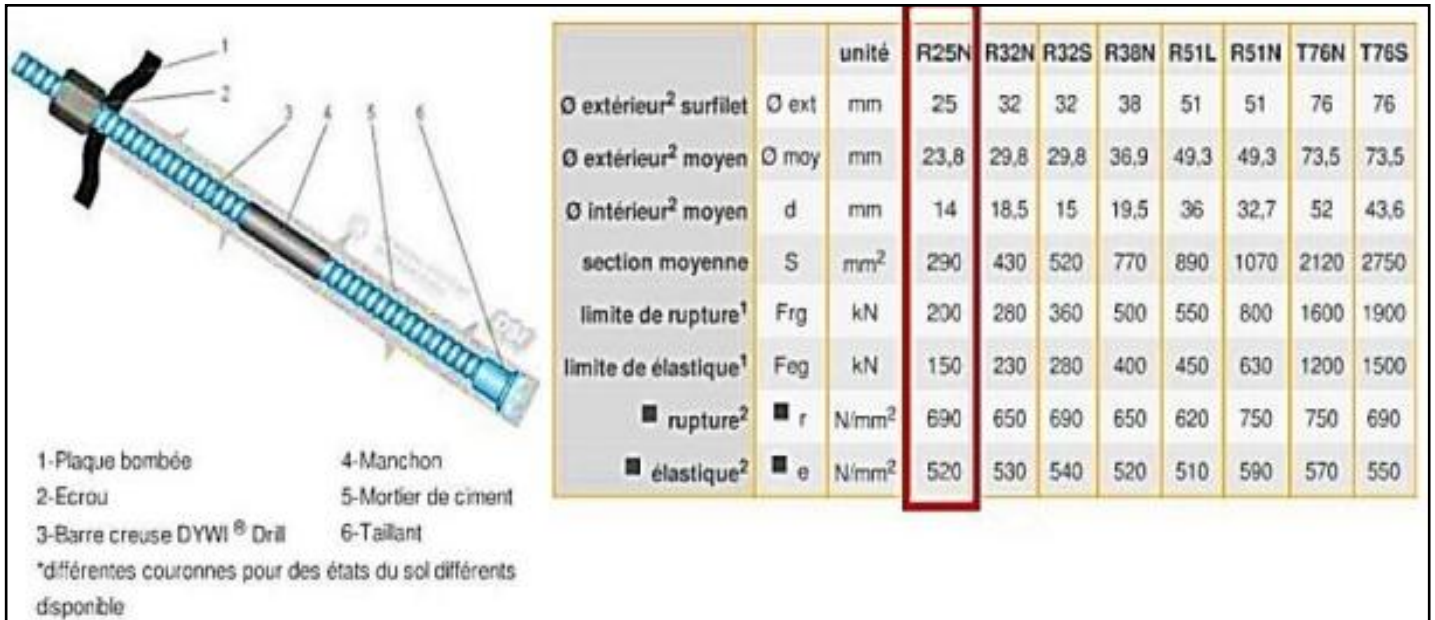


Figure VI.10 : Caractéristique des boulons en fibres de verre [C4]

- Limite de rupture des boulons (R25N)

$$F_{rg} = 200kN$$

- Effort appliqué par l'ensemble des boulons

$$F_{boulons} = F_{front} * b = 103.85 * 10.02$$

$$F_{boulons} = 1040.62kN$$

- Nombre de boulons nécessaire

$$N \geq F_{boulons}/F_{rg}$$

$$N = 6 \text{ boulons}$$

### 1.36.2 Calcul du nombre de tube pour les voûtes parapluie [C4]

On va opter pour les tubes AT-168 dont les caractéristiques sont :

- ✓ Diamètre : 168mm ;
- ✓ Diamètre intérieur : 143mm ;
- ✓ Epaisseur : 12.5mm ;
- ✓ Corrosions sur les deux faces :  $W' = 2.2 * 10^{-4}cm$  ;
- ✓ Module de résistance :  $W = 259.808mm^3$  ;
- ✓ Limite d'élasticité  $\sigma_e = 360N/mm^2$  ;
- ✓ Coefficient de sécurité partiel  $\gamma = 1.1$

Le nombre de tube est donnée par la formule suivante :

$$N_t = N * L$$

Avec

$N$  : nombre de tubes nécessaire ;

$L$  : largeur de la zone d'influence.

Tel que

$$N = M_2/M_1$$

$M_1$  : Moment fléchissant existant.

$M_2$  : Moment max pour ce type de tube.

$$M_1 = (\sigma_e * W')/\beta_1$$

$$M_2 = \frac{\sigma_t * d_2}{8}$$

$$d_2 = 2 * d_1$$

- ✓  $\sigma_e$  : Limite d'élasticité qui est égale à  $360MPa$ ;
- ✓  $\beta_1$  : coefficient de sécurité égale à  $1.1$  ;
- ✓  $\sigma_t$  : contrainte totale déjà calculé qui est égale à  $132.668 kN/m^2$ ;
- ✓  $d_2$  : Les tubes sont comme une poutre à une seule travée avec portée maximale de deux travées d'avancement ;
- ✓  $d_1$  : distance entre deux cintres successifs qui est de  $0.8 m$  sous bâtiment.

• **Application numérique**

$$d_2 = 2 * 0.8 = 1.6m$$

$$M_1 = \frac{360 * 10^3 * 2.2 * 10^{-4}}{1.1} = 72kN/m^2$$

$$M_2 = \frac{132.668 * 1.6}{8} = \frac{26.5336kN}{m^2}$$

Donc

$$N = \frac{26.5336}{72} = 0.36 tube/ml$$

$$N = 0.4 tube/ml$$

$$L = D * H * 2.5 * 0.35 = 10.02 * 5.57 * 2.5 * 0.35 = 48.83m^2$$

$$N_t = 0.4 * 48.83 = 19.53 tubes$$

$$N_t = 20 tubes$$

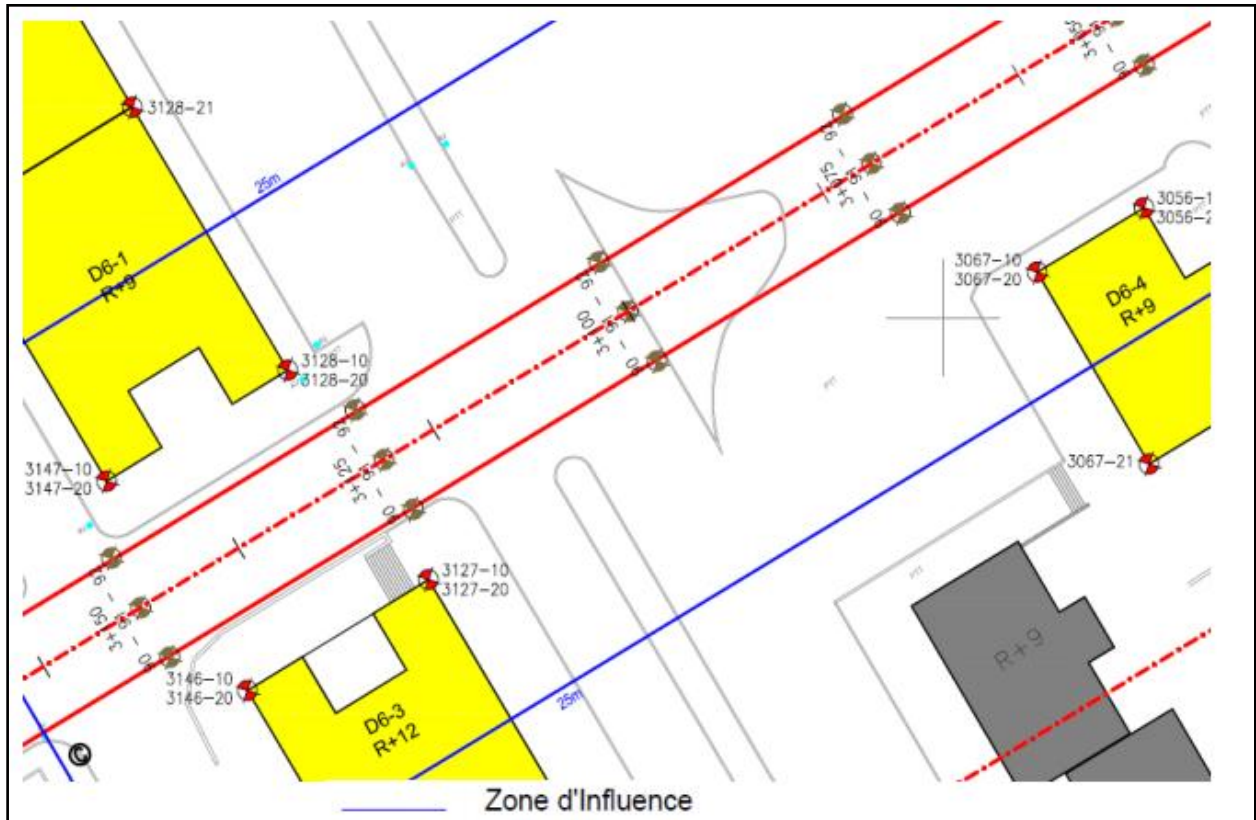


Figure VI.11 : Zone d'influence du tunnel [C4]

## I.37 Méthode Convergence-Confinement

### I.37.1 Introduction [L1, L2]

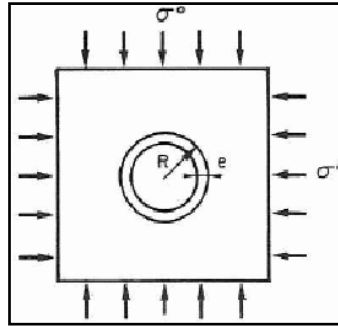
Le calcul Convergence-Confinement a pour but principale d'étudier le comportement d'un ouvrage souterrain et de dimensionner en première approche son soutènement ou son revêtement.

La modélisation d'un tunnel doit prendre en compte deux éléments essentiels :

- Le problème tridimensionnel en raison de la présence du front de taille ;
- Le problème d'interaction pour lequel le couplage entre le terrain et les structures de soutènement est important.

La méthode Convergence-confinement permet de ramener à un calcul bi dimensionnel 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 avec l'éloignement du front de taille. Cette méthode considère l'isotropie des contraintes initiales ( $K_0 = 1$ ) et l'isotropie du massif, mais elle est seulement applicable pour les cavités de forme cylindrique.





**Figure VI.12 : Galerie circulaire revêtue sous contrainte isotrope [L1]**

L'équilibre final du complexe rocher-soutènement tiens compte des facteurs ci-après :

- La déformabilité du terrain et son comportement, après rupture, à long terme ;
- La raideur du soutènement ;
- La déformation atteinte par le massif lors de la mise en place du soutènement.

Le dimensionnement par cette méthode permet d'optimiser le coût du soutènement et les caractéristiques de ce dernier.

### **I.37.2 Principes généraux [L1]**

On considère une section plane du terrain soumise à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope  $\sigma_0$ . Si  $H$  est la hauteur de couverture et  $\gamma$  le poids volumique des terrains sus-jacents, la contrainte initiale dans le massif est donc :

$$\sigma_0 = \gamma H \dots (VI. 3.1)$$

La cavité est supposée pré-excavée et remplie de liquide à une pression  $p$  correspondant à l'état initial  $\sigma_0$ .

#### **I.37.2.1 Comportement du massif**

En diminuant la pression initiale, on provoque un déplacement radial  $u$  correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation, avec  $0 \leq p_i \leq p_0$ .

Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique et la courbe pression-déplacement est linéaire. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation.

La courbe pression-déplacement est appelée « courbe caractéristique » (ou courbe de convergence) du massif excavé.

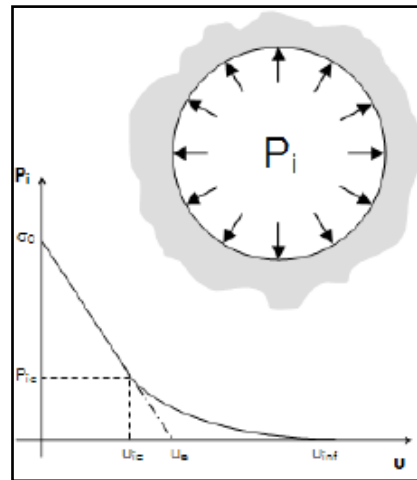


Figure VI.13 : Courbe de convergence (Point de vue terrain : Déchargement) [L2]

### 1.37.2.2 Comportement du soutènement

Afin de caractériser le comportement du soutènement on trace une deuxième courbe appelée « courbe caractéristique du soutènement » (ou courbe de confinement) qui est une droite si on suppose que le comportement du soutènement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur  $U_{S_0}$  pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

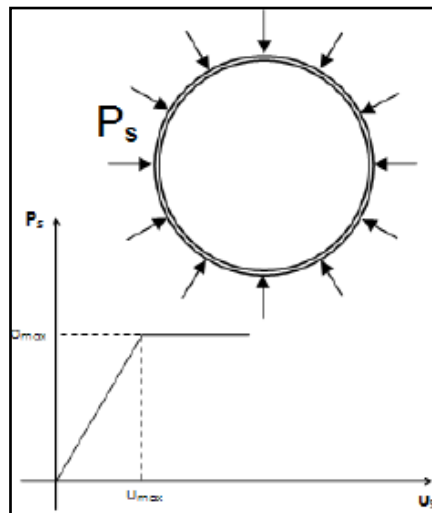


Figure VI.14 : Courbe de confinement (point de vue soutènement : Chargement) [L2]

### 1.37.2.3 Optimisation du soutènement

Une fois paré des deux courbes, on va pouvoir les coupler pour étudier l'interaction rocher-structure. Pour cela on va superposer les deux courbes. La pression fictive de l'un correspond parfaitement au chargement du second.

Le point d'intersection des deux courbes correspond ainsi au point d'équilibre entre terrain et soutènement. C'est ce point  $(P_{\text{éq}} ; U_{\text{éq}})$  qui donne l'état mécanique de la structure à l'infini (loin du front de taille).

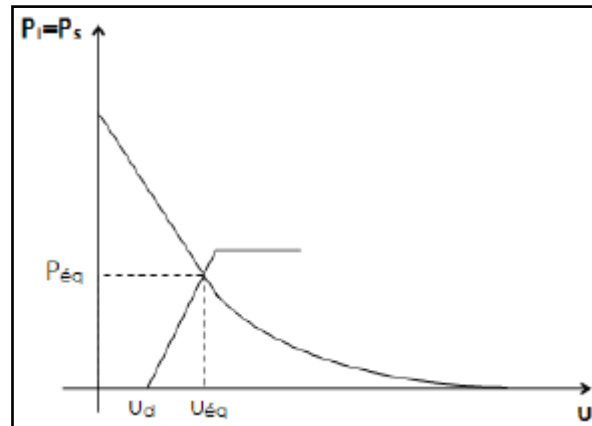


Figure VI.15 : Courbe Convergence-Confinement (Assemblages des courbes) [L2]

### 1.37.3 Domaine d'application

Les hypothèses de base sont en effet rarement toutes vérifiées dans la réalité ; le cas idéal étant celui du tunnel circulaire profond en milieu isotrope. Néanmoins l'approche est valable pour obtenir des « ordres de grandeurs » d'épaisseur de soutènement dans les cas suivants :

- Le massif de terrain doit pouvoir être représentée comme un milieu homogène, isotrope et continu à l'échelle de l'ouvrage.
- Le dimensionnement concerne une section courante du tunnel (il faut que de part et de cette section, le terrain soit identique sur un tronçon de quelques dizaines de mètre).
- La géométrie du tunnel est supposée circulaire dans la méthode.
- L'état de contrainte initial est isotrope ( $K_0 = 1$ ).

### 1.37.4 Procédure de calcul

La résolution d'un problème type par la méthode Convergence-Confinement passe par quatre phases expliquées ci-après :

#### 1.37.4.1 Phase N°1 « Courbe caractéristique du terrain »

Les paramètres, à prendre en compte, relative au terrain sont :

$\sigma_0$  : Contrainte initiale du massif

$E$  et  $\nu$  : Caractéristiques élastiques (Respectivement le module de déformation de la couche en question et le Coefficient de Poisson)

$C$  et  $\phi$  : Caractéristiques de rupture (Respectivement la Cohésion et l'Angle de frottement interne)

$\gamma$  : Masse volumique humide de la couche de sol.

$R$  : Rayon de l'excavation

$R_C$  : Résistance à la compression simple

$K_p$  : Coefficient de butée

Telle que :

$$R_C = 2 C \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{2 C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \dots (VI. 3.2)$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \dots (VI. 3.3)$$

Après avoir définis les paramètres ci-dessus, on passe à la démarche suivante :

- Si  $\sigma_0 \leq \frac{R_C}{2}$ , le creusement n'entraîne que des déformations élastiques, la courbe caractéristique du terrain est une droite passant par les deux points de coordonnées :  $(P = \sigma_0 ; U = 0)$  et  $(P = 0 ; U = U_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R)$ .
- Si  $\sigma_0 > \frac{R_C}{2}$ , une fois l'état élastique est dépassé, il se développe autour de la cavité une zone en état limite de rupture, de rayon plastique  $r_p$ , caractérisé par la pression  $P_a$ , du taux de déconfinement  $\lambda_a$  et du déplacement de la paroi  $U_a$  correspondant :

$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin \varphi) - C \cos \varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_C}{2}\right) \frac{2}{K_p + 1} \dots (VI. 3.4)$$

$$P_a = \left(\sigma_0 - \frac{R_C}{2}\right) (1 - \sin \varphi) \dots (V. 3.5)$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \sin \varphi + \frac{C}{\sigma_0} \cos \varphi = \frac{1}{K_p + 1} \left(K_p - 1 + \frac{R_C}{\sigma_0}\right) \dots (VI. 3.6)$$

$$U_a = \lambda_a U_e \dots (VI. 3.6. Bis)$$

- La courbe caractéristique (Pour  $P_a \leq P < \sigma_0$ ) est un segment de droite passant par les deux points de coordonnées :

$$(P = \sigma_0 ; U = 0) \text{ et } (P = P_a ; U = U_a).$$

- On calcule la courbe point par point (Pour  $P < P_a$ ) selon la loi de comportement choisie. Prenons le cas d'un milieu élasto-plastique parfait [L11] qui vérifie les relations ci-après :

$$P(\lambda) = (1 - \lambda) \sigma_0 \dots (VI. 3.7)$$

$$U(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1 + \alpha} \left(2 \left(\frac{r_p(\lambda)}{R}\right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha\right) R \dots (V. 3.8)$$

$$\left(\frac{r_p(\lambda)}{R}\right) = \left(\frac{2}{K_p + 1} \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_C}{(1 - \lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + R_C}\right)^{\frac{1}{(K_p - 1)}} \dots (VI. 3.9)$$

Telle que :

$$\lambda_a < \lambda \leq 1 \dots (V. 3.10)$$

- ✓ Si la déformation se fait avec un volume constant alors  $\alpha = 1$ .
- ✓ Si la déformation se fait avec une augmentation du volume, alors le milieu est dilatant et  $\alpha > 1$ .

On peut donc distinguer les piédroits et la voûte en prenant le poids de la zone décomprimée :

- En voûte :  $P' = P + \gamma (r_p - R) \dots (VI. 3.11)$
- En piédroits :  $P' = P \dots (VI. 3.12)$

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent au cours du temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, et l'autre avec celles à long terme.

#### **I.37.4.2 Phase N°2 « Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement »**

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement à  $p = 0$ :

$$U_{S_0} > 0.265 U_e \dots (V. 3.13)$$

#### **I.37.4.3 Phase N°3 « Courbe caractéristique du soutènement »**

Il faut déterminer la raideur du soutènement « $k$ » choisi et sa pression maximale « $P_{max}$ »

(Etat limite admissible ou état limite de rupture) puis tracer la courbe.

Dans le cas d'une section cylindrique mince d'épaisseur  $e$  et de module de déformation  $E_b$ , les grandeurs suscitées sont données par les relations suivantes :

$$K_S = \frac{e}{R} E_S \dots (VI. 3.14)$$

$$P_{S_{max}} = \frac{e}{R} \sigma_{S_{max}} \dots (VI. 3.15)$$

#### **I.37.4.4 Phase N°4 « Equilibre final »**

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

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

### **I.37.5 Application de la méthode sur notre section**

#### **I.37.5.1 Courbe caractéristique du terrain**

La contrainte initiale vérifiant l'hypothèse suscitée (voir § VI.3.3) est celle des poids des terres déjà calculée en chapitre précédent.

$$\sigma_0 = 190.75 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.4 : Caractéristiques de la couche de sol. [C2]

Module de déformation " E "	Coefficient de Poisson " ν "	Cohésion " C "	Angle de frottement interne " φ "	Masse Volumique humide de la couche de sol " γ "	Rayon de l'excavation " R "
45 000kN/m <sup>3</sup>	0.3	50kN/m <sup>2</sup>	27.5°	20.5kN/m <sup>3</sup>	5.01m

La résistance à la compression et le coefficient de butée sont déterminés à l'aide des équations (VI.3.2) et (VI.3.3) respectivement, comme suit :

$$R_C = 2 C \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 2 * 50 * \tan\left(45 + \frac{27.5}{2}\right) \rightarrow R_C = 164.795kN/m^2$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{27.5}{2}\right) \rightarrow K_p = 2.716$$

$$\text{On a: } \sigma_0 = 190.75kN/m^2 > \frac{R_C}{2} = \frac{164.795}{2} = 82.398 kN/m^2$$

Ceci correspond au deuxième cas où une zone en état limite de rupture se développe autour de la cavité (après avoir dépassé la limite élastique).

Cette zone est caractérisé par :

- La pression  $P_a$  (équation (VI.3.5))

$$P_a = \left(\sigma_0 - \frac{R_C}{2}\right) (1 - \sin \varphi) = \left(190.75 - \frac{164.795}{2}\right) (1 - \sin 27.5) \\ \rightarrow P_a = 58.321kN/m^2$$

- Taux de déconfinement  $\lambda_a$  (équation (VI.3.6))

$$\lambda_a = \frac{1}{K_p + 1} \left(K_p - 1 + \frac{R_C}{\sigma_0}\right) = \frac{1}{2.716 + 1} \left(2.716 - 1 + \frac{164.795}{190.75}\right) \\ \rightarrow \lambda_a = 0.694$$

- Déplacement de la paroi  $U_a$  (équation (VI.3.7))

On rappelle que le déplacement élastique de la paroi est défini par :

$$U_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R \quad d'où \quad U_e = \frac{1+0.3}{45\,000} * 190.75 * 5.01 \rightarrow U_e = 0.028m \\ U_a = \lambda_a U_e = 0.694 * 0.028 \rightarrow U_a = 0.019m$$

Traçons maintenant la courbe caractéristique du terrain :

- Pour  $P_a \leq P < \sigma_0$ , la courbe est une droite passant par les points de coordonnées :

$$(P = \sigma_0 \rightarrow P = 190.750kN/m^2; U = 0m)$$

$$\text{Et } (P = P_a \rightarrow P = 58.321kN/m^2; U = U_a \rightarrow U = 0.019m).$$

- Pour  $P < P_a$ , le milieu étant élasto-plastique parfait, on applique les relations (VI.3.7), (VI.3.8) et (VI.3.9) pour les différentes valeurs du taux de déconfinement  $\lambda$  vérifiant l'inéquation (VI.3.10) :

$$\lambda_a < \lambda \leq 1$$

La déformation se fait avec un volume constant alors  $\alpha = 1$ , alors :

La relation (V.3.9) devient :

$$\begin{aligned} \left(\frac{r_p(\lambda)}{R}\right) &= \left(\frac{2}{K_p + 1} \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_C}{(1 - \lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + R_C}\right)^{\frac{1}{(K_p - 1)}} \\ \rightarrow r_p(\lambda) &= R \left(\frac{2}{K_p + 1} \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_C}{(1 - \lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + R_C}\right)^{\frac{1}{(K_p - 1)}} \\ \rightarrow r_p(\lambda) &= R \left(\frac{2}{K_p + 1}\right)^{\frac{1}{K_p - 1}} \left(\frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_C}{(K_p - 1)\sigma_0 + R_C - \lambda(K_p - 1)\sigma_0}\right)^{\frac{1}{K_p - 1}} \\ \rightarrow r_p(\lambda) &= R \left(\frac{2}{K_p + 1}\right)^{\frac{1}{K_p - 1}} \left(\frac{1}{1 - \lambda \frac{(K_p - 1)\sigma_0}{(K_p - 1)\sigma_0 + R_C}}\right)^{\frac{1}{K_p - 1}} \\ \rightarrow r_p(\lambda) &= 5.01 \left(\frac{2}{2.716 + 1}\right)^{\frac{1}{2.716 - 1}} \left(\frac{1}{1 - \lambda \frac{(2.716 - 1)190.75}{(2.716 - 1)190.75 + 164.795}}\right)^{\frac{1}{2.716 - 1}} \end{aligned}$$

Enfin, on aura :

$$r_p(\lambda) = 3.492 \left(\frac{1}{1 - 0.665 \lambda}\right)^{0.583} \dots \text{(VI. 3. 16)}$$

Et la relation (VI.3.8) devient :

$$\begin{aligned} U(\lambda) &= \frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1 + \alpha} \left(2 \left(\frac{r_p(\lambda)}{R}\right)^{1 + \alpha} - 1 + \alpha\right) R \\ \rightarrow U(\lambda) &= \frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1 + \alpha} R \left(\frac{2}{R^{1 + \alpha}} \left(r_p(\lambda)\right)^{1 + \alpha} - 1 + \alpha\right) \\ \rightarrow U(\lambda) &= \frac{1 + 0.3}{45\,000} 0.694 * 190.75 \frac{1}{1 + 1} 5.01 \left(\frac{2}{5.01^{1 + 1}} \left(r_p(\lambda)\right)^{1 + 1} - 1 + 1\right) \\ \rightarrow U(\lambda) &= 0.763 * 10^{-3} \left(r_p(\lambda)\right)^2 \dots \text{(VI. 3. 17)} \end{aligned}$$

Ou bien, en fonction de  $\lambda$  :

$$\rightarrow U(\lambda) = 0.009 \left(\frac{1}{1 - 0.665 \lambda}\right)^{1.166} \dots \text{(VI. 3. 18)}$$

Et la relation (V.3.7) devient :

$$\begin{aligned} P(\lambda) &= (1 - \lambda) \sigma_0 \\ \rightarrow P(\lambda) &= 190.75(1 - \lambda) \dots \text{(VI. 3. 19)} \end{aligned}$$

Enfin, les coordonnées des points de la courbe caractéristique du terrain sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.5 : Courbe caractéristique de notre terrain [G1]

	$P_a \leq P < \sigma_0$		$P < P_a$ ( $\alpha = 1$ et $\lambda_a = 0.694 < \lambda \leq 1$ )						
$\lambda$			0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
$r_p(\lambda)$ [m]			5.031	5.223	5.437	5.675	5.945	6.25 2	6.60 7
$U(\lambda)$ [m]	0.000	0.019	0.019	0.020	0.022	0.024	0.026	0.02 9	0.03 2
$P$ [kN/m <sup>2</sup> ]	190.75 0	58.32 1	57.22 5	47.68 8	38.15 0	28.61 3	19.07 5	9.53 7	0.00 0

La courbe de la pression des terres en fonction du déplacement de la paroi aura l'allure suivante :

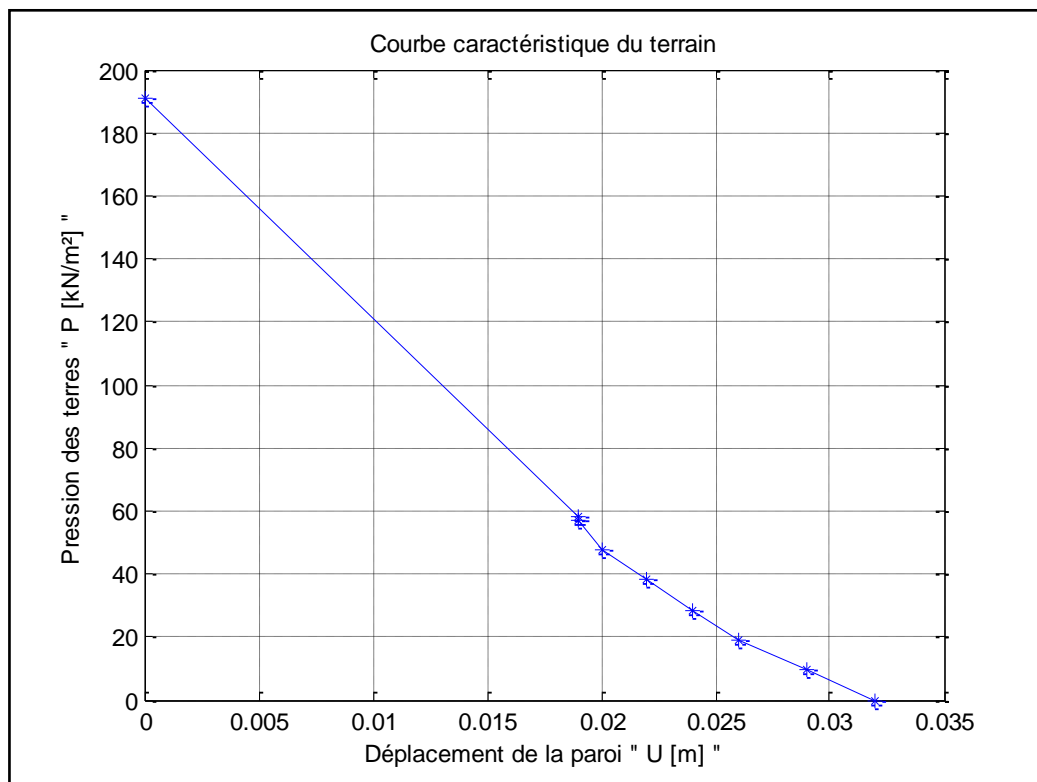


Figure VI.16 : Courbe de convergence de notre terrain [G2]

**1.37.5.2 Courbe caractéristique du soutènement**

Rappelons que l'équation (V.3.13) nous permet de déterminer le premier point de notre courbe, comme suit :

$$U_{S_0} > 0.265 U_e \rightarrow U_{S_0} > 0.265 * 0.028 \rightarrow U_{S_0} > 0.265 * 0.028$$

$$\rightarrow U_{S_0} \approx 0.008 m$$

Avant de déterminer la raideur globale du soutènement et sa pression globale développée, on doit déterminer ceux liés au cintre et au béton projeté.



- Cintre

*Tableau VI.6 : Caractéristique du cintre [C2]*

Type de section	Section $A_S$ [cm <sup>2</sup> ]	Module de Young de l'acier $E_a$ [MPa]	Résistance de l'acier $\sigma_e$ [MPa]	Espacement des cintres $a$ [cm]
<b>HE 180 B</b>	65.30	210 000	240	100

➤ **Raideur du cintre**

Rappelons qu'elle est donnée par la relation suivante :

$$K_C = \frac{A_S}{a R} E_a \dots (VI. 3.20)$$

Donc on aura :

$$K_C = \frac{A_S}{a R} E_a \rightarrow K_C = \frac{65.30}{100 * 501} * 210\ 000$$

$$\rightarrow K_C = 273.713\ MPa$$

➤ **Pression maximale développée par le cintre**

Elle peut être déterminée par la relation ci-après :

$$P_{C_{max}} = \frac{A_S}{a R} \sigma_e \dots (VI. 3.21)$$

Alors on obtient :

$$P_{C_{max}} = \frac{A_S}{a R} \sigma_e \rightarrow P_{C_{max}} = \frac{65.30}{100 * 501} 240$$

$$\rightarrow P_{C_{max}} = 0.313\ MPa$$

➤ **Déplacement du cintre**

Il se calcule par :

$$U_C = \frac{P_{C_{max}}}{K_C} R \dots (VI. 3.22)$$

D'où

$$U_C = \frac{P_{C_{max}}}{K_C} R \rightarrow U_C = \frac{0.313}{273.713} * 5.01 \rightarrow U_C = 0.006\ m$$

- Béton projeté

Déterminons d'abord l'épaisseur de la couche du béton projeté par la formule suivante :

$$e = \frac{2 \sigma_V R}{\sigma_{b_{max}}} + e' \dots (VI. 3.23)$$

Telle que  $e'$  (épaisseur de sécurité) est choisi de façon à vérifier l'inéquation ci-après :

$$0.02 \leq e' \leq 0.04 \dots (VI. 3.24)$$

Dans notre cas, le choix de la valeur est arbitraire :

$$e' = 0.04m$$

Rappelons que la contrainte verticale est celle obtenu par la théorie des poids des terres :

$$\sigma_V = 190.75 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \sigma_V = 0.19075 \text{ MPa}$$

Et la résistance maximale du béton projeté se calcul par :

$$\sigma_{b_{max}} = \frac{0.85}{1.5} f_{C_{28}} \dots (VI.3.25)$$

Donc on obtient :

$$\sigma_{b_{max}} = \frac{0.85}{1.5} f_{C_{28}} \rightarrow \sigma_{b_{max}} = \frac{0.85}{1.5} * 25 \rightarrow \sigma_{b_{max}} = 14.167 \text{ MPa}$$

Enfin, l'épaisseur sera :

$$e = \frac{2 \sigma_V R}{\sigma_{b_{max}}} + e' \rightarrow e = \frac{2 * 0.19075 * 5.01}{14.167} + 0.04 \rightarrow e = 0.20m$$

**Tableau VI.7 : Caractéristique du béton projeté [C2]**

Coefficient de Poisson $\nu$	Module de Young du béton projeté $E_b$ [MPa]	Résistance du béton projeté $f_{C_{28}}$ [MPa]
0.2	10 000	25

➤ **Raideur du béton projeté**

$$K_b = \frac{e}{(1 - \nu^2)R} E_b \dots (VI.3.26)$$

$$K_b = \frac{0.17}{(1 - 0.2^2) * 5.01} * 10\,000 \rightarrow K_b = 363.682 \text{ MPa}$$

➤ **Pression maximale développée par le béton projeté**

$$P_{b_{max}} = \frac{e}{R} \sigma_{b_{max}} \dots (VI.3.27)$$

$$P_{b_{max}} = \frac{e}{R} \sigma_{b_{max}} \rightarrow P_{b_{max}} = \frac{0.17}{5.01} 14.167 \rightarrow P_{b_{max}} = 0.495 \text{ MPa}$$

➤ **Déplacement du béton projeté**

$$U_b = \frac{P_{b_{max}}}{K_b} R \dots (VI.3.28)$$

$$U_b = \frac{P_{b_{max}}}{K_b} R \rightarrow U_b = \frac{0.495}{363.682} 5.01 \rightarrow U_b = 0.007m$$

- Combinaison du cintre et du béton projeté

$$K_S = K_C + K_b \rightarrow K_S = 273.713 + 263.682 \rightarrow K_S = 637.394 MPa$$

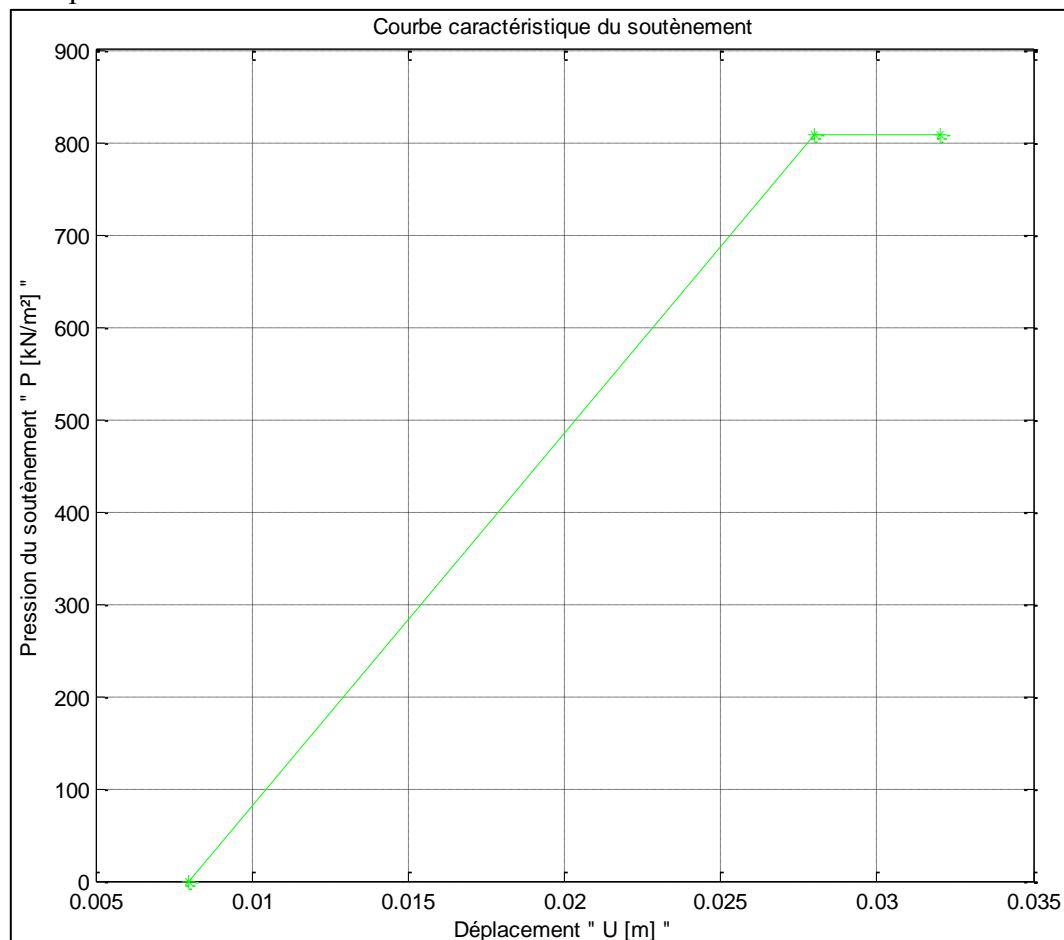
$$P_{S_{max}} = P_{C_{max}} + P_{b_{max}} \rightarrow P_{S_{max}} = 0.313 + 0.495 \rightarrow P_{S_{max}} = 0.807MPa$$

$$U_S = \frac{P_{S_{max}}}{K_S} R \rightarrow U_S = \frac{0.807}{637.394} * 5.01 \rightarrow U_S = 0.006m$$

- Tracé de la courbe de confinement

Avant la mise en place du soutènement, on a ( $P_S = 0 ; U_S = 0.008$ ), et à la limite élastique, on a ( $P_S = 807.421 kPa ; U_S = 0.028 m$ ).

Les variations de la pression maximale du soutènement en fonction du déplacement sont représentées dans la courbe suivante :



**Figure VI.17** Courbe de confinement pour notre soutènement [G2]

La pression dans les renforcements radiaux du tunnel croît de façon linéaire élastique de zéro (à la mise en place du soutènement) à la valeur maximale applicable et reste ensuite constante.

**1.37.5.3 Equilibre final**

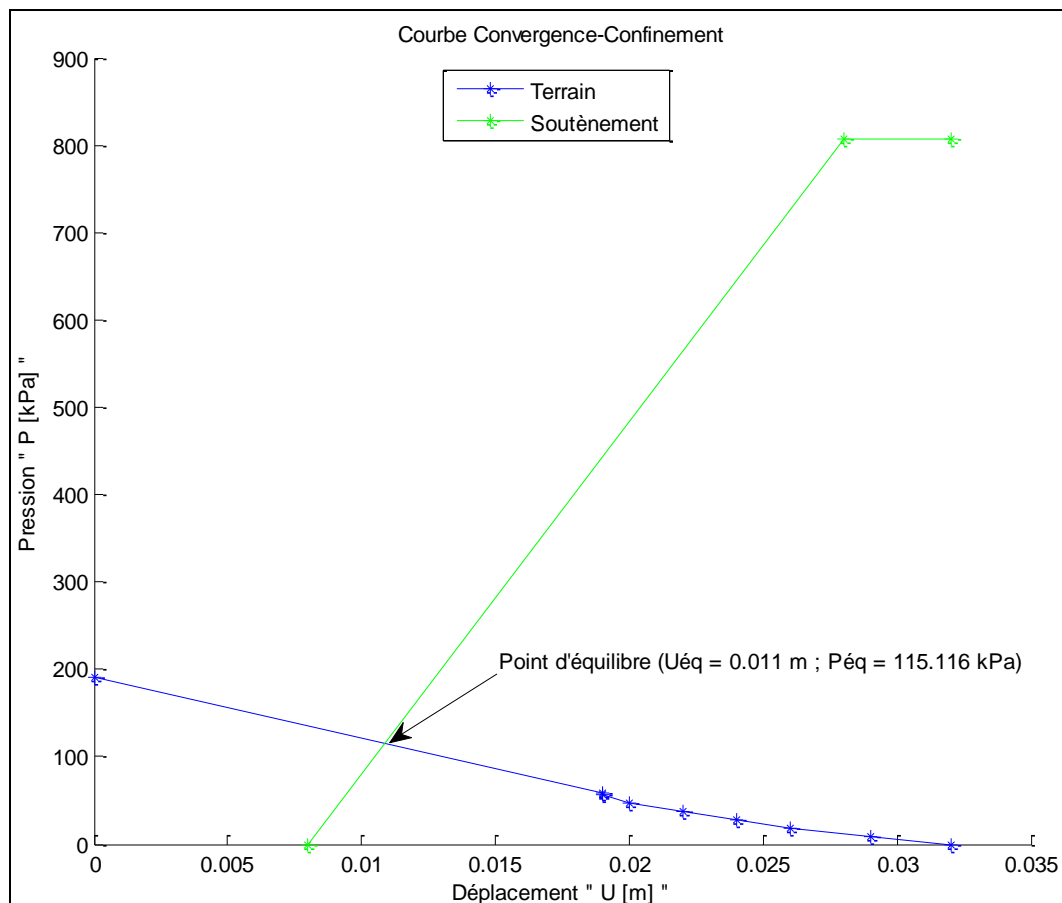
On doit s'assurer que la condition ci-après est vérifiée :

$$\sigma_0 < P_{S_{max}} \dots (VI.3.29)$$

Ce qui est le cas :

$$\checkmark \sigma_0 = 190.75 \text{ kPa} < P_{S_{max}} = 807.421 \text{ kPa}$$

Passons maintenant à la superposition de la courbe de convergence et celle de confinement :



**Figure VI.18** Courbes Convergence-Confinement [G2]

**1.38 Conclusion**

L'importance du calcul des charges réside dans le fait de mettre en place un dispositif pouvant reprendre ces dernières à court et à long terme.

L'application de la méthode Convergence-Confinement nous a permis de déterminer la pression de soutènement à l'équilibre vérifiant sa stabilité. Par conséquent, les déformations obtenues sont acceptable.

On a obtenu, par cette méthode, un ensemble d'informations qui permettent de vérifier le soutènement choisi et serviront de base pour le contrôle des mesures de convergences effectuées sur le site et les comparer aux résultats obtenus.

# Soutènement provisoire

## SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

### **I.39 Introduction**

Le soutènement provisoire jouera le rôle d'un support, la reprise des charges aux naissances de la calotte peut être réalisée grâce à l'utilisation de cintres métalliques.

La reprise en sous-œuvre des cintres de voûte ne sera pas nécessaire dans les roches dures, néanmoins, elle peut s'avérer indispensable dans les roches tendres et les zones broyées, la fermeture du cintre en radier devient nécessaire si le comportement du massif ne correspond pas aux hypothèses prise en compte lors du choix de la méthode.

### **I.40 Réalisation du soutènement provisoire [L9]**

Le soutènement provisoire est réalisé en trois phases :

#### **I.40.1 Phase 1 :**

Excavation de deux galeries latérales à la base du tunnel. Leur soutènement sera fait à l'aide de profilés métalliques et du béton projeté.

#### **I.40.2 Phase 2 :**

- Bétonnage des culées des galeries latérales qui serviront d'appuis pour les cintres de la demi-section supérieure ;
- Remblaiement de l'espace vide ;
- Bétonnage des culées et remblaiement des vides par plots successifs.

#### **I.40.3 Phase 3 :**

Excavation de la demi-section supérieure en conservant le merlon central qui servira de butée au front de taille. Elle comprend les opérations suivantes :

- Excavation de la travée en conservant le merlon central.
- Mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté.
- Pose du cintre de la demi-section supérieure en prenant appuis sur les culées latérales.
- Calage du cintre au terrain pour minimiser le tassement.
- Excavation du merlon central.
- Renforcement du front de taille à l'aide de boulons et une couche de béton projeté.

### **I.41 Hypothèses de calcul [L9]**

On propose trois hypothèses pour le système de charges agissant sur le tunnel :

#### **I.41.1 Hypothèse N°1**

La réaction élastique du sol est prise en considération. Le soutènement provisoire et le revêtement définitif se déforment sous l'action des charges extérieures. Dans la zone où les déformations du soutènement sont orientées vers l'extérieur du tunnel apparaît la réaction élastique du sol.

#### **I.41.2 Hypothèse N°2**

Le système de charges considéré comporte les charges verticales, les charges horizontales ainsi que la réaction élastique du sol correspondant.

**I.41.3 Hypothèse N°3**

On adopte les charges verticales comme uniformes et symétriques, et on néglige les charges verticales asymétriques. Les valeurs de charges verticales symétriques ont été établies en admettant la création de la voûte naturelle qui décharge le soutènement provisoire du tunnel.

**I.42 Détermination des efforts [L9]**

La voûte supérieure est calculée tel qu'un arc porteur encastré à ses extrémités. Les charges agissant sur l'arc, provenant de la pression souterraine ainsi que le poids propre sont considérées comme uniformément réparties.

$$P_v = \frac{Q_0 + \Delta G + Q}{l} \dots (VII. 1)$$

$P_v$  : Pression verticale.

$\Delta G$  : Partie de la charge d'intensité variable.

$Q$  : Poids total de l'arc.

$Q_0$  : Partie uniformément répartie de la pression géologique.

On peut admettre en première approximation que la pression verticale se répartie uniformément sur la portée de l'arc mesuré dans l'axe.

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

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

$$e_1 = \gamma (H + f) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C \sqrt{\tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \dots (VII. 3)$$

Tel que

$e_0$  : La charge horizontale en clé de voûte.

$h$  : L'épaisseur de la couche.

$q$  : La charge d'exploitation.

$C$  : La cohésion.

$e_1$  : La charge horizontale en pied de longrine.

$H$  : Hauteur de couverture.

$f$  : La hauteur de courbe de la voûte.



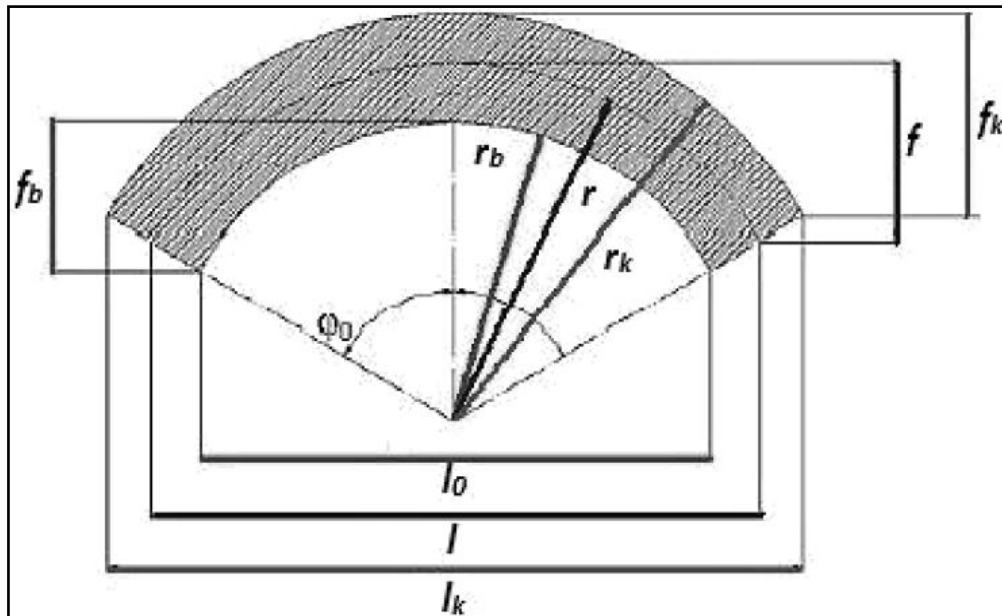


Figure VII.1 : Représentation des symboles utilisées dans le soutènement provisoire [L9]

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

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} \dots (VII. 4)$$

On admet comme valeur de pression horizontale :

$$P_h = \frac{f_k}{f} e \dots (VII. 5)$$

### I.43 Réactions d'appuis [L9]

Les réactions au niveau des naissances (extrémités du cintre) seront calculées en fonction du rapport  $\frac{f}{l}$  en utilisant le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Coefficients des réactions d'appuis [L9]

Rapport f/l	Moments à la naissance		Poussée à la naissance	
	$\alpha_m$	$\beta_m$	$\alpha_h$	$\beta_h$
0.10	0.00120	-0.00120	1.27500	-0.07500
0.20	0.00425	-0.00425	0.63350	-0.10850
0.30	0.01010	-0.01010	0.44150	-0.17490
0.40	0.01748	-0.01748	0.33850	-0.22600
0.50	0.02668	-0.02668	0.28010	-0.28010

**I.43.1 Charge verticale :**

$$M_v = \alpha_m P_v l^2 \dots (VII.6)$$

$$H_v = \alpha_h P_v l \dots (VII.7)$$

$$V_v = \frac{P_v l}{2} \dots (VII.8)$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} \dots (VII.9)$$

**I.43.2 Charge horizontale :**

$$M_h = \beta_m P_h l^2 \dots (VII.10)$$

$$H_h = \beta_h P_h l \dots (VII.11)$$

$$V_h = 0 \dots (VII.12)$$

**I.43.3 Sollicitations cumulées :**

$$M_f = M_h + M_v \dots (VII.13)$$

$$H_f = H_h + H_v \dots (VII.14)$$

$$V_f = V_h + V_v \dots (VII.15)$$

Les contraintes de la voûte ne sont contrôlées qu'à la clé et aux naissances, on négligera l'influence favorable de la charge horizontale, ce qui a pour effet d'augmenter la sécurité.

Ayant les valeurs respectives du moment fléchissant ainsi l'effort normal, les contraintes agissant sur le cintre peuvent être vérifiées de la façon suivante :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e \dots (VII.16)$$

## I.44 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté [L9]

**I.44.1 Rigidités des cintres métalliques**

- En compression :

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} \dots (VII.17)$$

Tel que

$E_s A_s$  : La rigidité des cintres à la compression avant la mise en place.

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

$a$  : Dimensions entre axes de deux (2) cintres respectifs.

$A_s$  : Section du profilé en acier.

- **En flexion :**

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} \dots (VII. 18)$$

Tel que

$E_s I_s$  : La rigidité des cintres à la compression avant la mise en place.

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

$I_s$  : Moment d'inertie.

#### **I.44.2 Rigidités de la voûte en béton projeté**

- **En compression :**

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_n E_s A'_s \dots (VII. 19)$$

Tel que

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

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

$E_b$  : Module d'élasticité du béton projeté.

$A_b$  : Section du béton projeté.

$\theta_n$  : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.

- **En flexion :**

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_m E_s I'_s \dots (VII. 20)$$

Avec

$I_b$  : Moment d'inertie de la section en béton projeté.

$\theta_m$  : Coefficient d'équivalence du moment fléchissant.

#### **I.44.3 Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement**

- **Dans les cintres :**

$$M_s = \frac{3}{3 + \theta_m} M \quad N_s = \frac{3}{3 + \theta_n} N \quad T_s = \frac{3}{3 + \theta_n} T \dots (VII. 21)$$

- **Dans le béton projeté :**

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M \quad N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N \quad T_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} T \dots (VII. 22)$$

### **I.45 Vérification du cintre [L9]**

La vérification vis-à-vis du cisaillement :

- **Vérification N°1 :**

$$\tau < \gamma_f \frac{T a S}{I \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54} \dots (VII. 23)$$

Tel que :

$\gamma_f$  : Coefficient de pondération (1.33).

$T$  : Effort tranchant calculé.

$\delta$  : Epaisseur de la lame du profilé.

$S$  : Moment statique de la demi-section par rapport à l'axe X-X.

$a$  : Distance entre axes des cintres de soutènement.

$I$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe X-X.

- **Vérification N°2 :**

$$\bar{P} > P_v \frac{\sigma_e}{\tau} \dots (VII. 24)$$

Tel que

$\bar{P}$  : La charge verticale admissible de la voûte.

- **Vérification N°3 :**

La vérification d'assemblage des éléments du cintre :

$$T' = n \frac{\pi d^2}{4} \frac{\sigma_e}{1.54} \dots (VII. 25)$$

Avec

$n$  : Nombre de boulons.

$d$  : Diamètre du boulon.

- **Vérification N°4 :**

$$\bar{P} > P_v \frac{T'}{\gamma_f * T * a} \dots (VII. 26)$$

## I.46 Application

Le dimensionnement analytique considère le soutènement provisoire en forme d'arc porteur encastré aux deux extrémités.

### **I.46.1 Détermination des efforts**

Les efforts actifs pris en compte dans le calcul représentent les poussées verticales et horizontales du terrain.

#### **I.46.1.1 Charge verticale :**

En première approximation, nous admettons que la pression verticale est répartie de façon uniforme sur la portée de l'arc. On considère aussi que :

$$a = 1 \text{ ml}$$

Rappelons que la charge verticale est donnée :

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

Avec :

$Q_0$  : La partie uniforme de la pression géologique.

$\Delta G$  : La partie de la charge d'intensité variable.

$Q$  : Le poids total de l'arc.                       $l$  : La longueur curviligne de l'arc.

➤ **La pression géologique :** est donnée par la relation :

$$Q_0 = \left( \sum \gamma_i h_i + q \right) * a \dots (VII.27)$$

La partie  $(\sum \gamma_i h_i + q)$  représente la charge verticale déterminé par la théorie des poids des terres, déjà calculé (§V.7.1.2).

$$\left( \sum \gamma_i h_i + q \right) = 190.75 \text{ kN/m}^2$$

D'où on aura enfin :

$$Q_0 = \left( \sum \gamma_i h_i + q \right) * a \rightarrow Q_0 = 190.75 * 1 \rightarrow \mathbf{Q_0 = 190.75 \text{ kN/ml}}$$

➤ **La charge variable** : est exprimée par l'équation ci-après :

$$\Delta G = \left( f_k * l_k * \frac{\gamma_h}{3} \right) * a \dots (VII.28)$$

Avec :

$\gamma_h$  : Le poids volumique de la couche de sol :

$$\gamma_h = 20.5 \text{ kN/m}^2$$

Les coefficients  $f_k$  et  $l_k$  sont données par :

$$f_k = r_k * (1 - \cos \phi_0) \dots (VII.29)$$

$$l_k = 2 * r_k * \sin \phi_0 \dots (VII.30)$$

Rappelons que  $r_k$  est donnée par :

$$r_k = R + 0.5 * e \dots (VII.31)$$

Comme on a :

$R = 5.01 \text{ m}$  ( $R$  : Le rayon de la section).

$e = 0.20 \text{ m}$  ( $e$  : L'épaisseur de la couche du béton projeté est déjà calculé (§VI.5.2))

Alors

$$r_k = R + 0.5 * e \rightarrow r_k = 5.01 + 0.5 * 0.18 \rightarrow r_k = 5.110 \text{ m}$$

Mais on a aussi :

$\phi_0 = 60^\circ$  ( $\phi_0$  : Angle de courbure de l'arc (Figure VII.1))

Donc on obtient :

$$f_k = r_k * (1 - \cos \phi_0) \rightarrow f_k = 5.1 * (1 - \cos 60) \rightarrow \mathbf{f_k = 2.555}$$

Et

$$l_k = 2 * r_k * \sin \phi_0 \rightarrow l_k = 2 * 5.1 * \sin 60 \rightarrow \mathbf{l_k = 8.851}$$

On aura enfin :

$$\Delta G = \left( f_k * l_k * \frac{\gamma_h}{3} \right) * a \rightarrow \Delta G = \left( 2.550 * 8.833 * \frac{20.5}{3} \right) * 1$$

$$\rightarrow \mathbf{\Delta G = 154.53 \text{ kN/ml}}$$

➤ **Le poids de l'arc** : est exprimé par :

$$Q = \gamma_{cintre} * 2 * \frac{\phi_0}{360} 2 \pi R \dots (VII. 32)$$

Comme le poids volumique du cintre est :

$$\gamma_{cintre} = 27.5 \text{ kN/m}^2$$

On aura :

$$Q = \gamma_{cintre} * 2 * \frac{\phi_0}{360} 2 \pi R \rightarrow Q = 27.5 * 2 * \frac{60}{360} 2 \pi 5.01$$

$$\rightarrow Q = 288.671 \text{ kN/ml}$$

➤ **La longueur de l'arc** : est donnée par l'expression suivante :

$$l = 2 * r * \sin \phi_0 \dots (VII. 33)$$

$r$  : étant égale au rayon  $R$ , on aura :

$$r = R \rightarrow r = 5.010 \text{ m}$$

D'où on obtient :

$$l = 2 * r * \sin \phi_0 \rightarrow l = 2 * 5.010 * \sin 60$$

$$\rightarrow l = 8.678 \text{ m}$$

Enfin, la charge verticale est calculée comme suit :

$$P_v = \frac{Q_0 + \Delta G + Q}{l} \rightarrow P_v = \frac{190.75 + 153.923 + 288.671}{8.678}$$

$$\rightarrow P_v = 72.986 \text{ kN/ml}$$

#### **I.46.1.2 Charge horizontale**

La charge horizontale sera calculée par la relation ci-après :

$$P_h = \frac{f_k}{f} e_m \dots (VII. 34)$$

Avec :

$$f = r * (1 - \cos \phi_0) \dots (VII. 35)$$

Donc :

$$f = r * (1 - \cos \phi_0) \rightarrow f = 5.010 * (1 - \cos 60)$$

$$\rightarrow f = 2.505$$

$e_m$  : La charge moyenne donnée par :

$$e_m = \frac{e_0 + e_1}{2} \dots (VII. 36)$$

Tel que :

- La première relation de RANKINE est donnée par :

$$e_0 = \left( \sum \gamma_i h_i + q \right) * \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 * C * \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots (VI.37)$$

Rappelons :

- $(\sum \gamma_i h_i + q)$  La charge verticale déterminé par la théorie des poids des terres, déjà calculé (§V.7.1.2) :

$$\left( \sum \gamma_i h_i + q \right) = 190.75 \text{ kN/m}^2$$

- $\varphi$  : Angle de frottement de la couche de sol :

$$\varphi = 27.5^\circ$$

- $C$  : la cohésion de la couche de sol :

$$C = 50 \text{ kN/m}^2$$

- La dimension  $\frac{\pi}{4}$  est exprimée en [°] donc :

$$\frac{\pi}{4} \text{ radians} = 45^\circ$$

On aura donc :

$$e_0 = \left( \sum \gamma_i h_i + q \right) * \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 * C * \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\rightarrow e_0 = 190.75 * \tan^2 \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right) - 2 * 50 * \tan \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right)$$

$$\rightarrow e_0 = 9.557 \text{ kN/m}^2$$

- La deuxième relation de RANKINE est donnée par :

$$e_1 = \gamma_h * (H + f) * \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 * C * \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots (VI.37)$$

Rappelons que :

- $H$  La hauteur de couverture :

$$H = 7.5 \text{ m}$$

- $\gamma_h$  Le poids volumique de la couche de sol :

$$\gamma_h = 20.5 \text{ kN/m}^2$$

On obtient donc :

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

$$\rightarrow e_1 = 20.5 * (7.5 + 2.505) * \tan^2 \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right) - 2 * C * \tan \left( 45 - \frac{27.5}{2} \right)$$

$$\rightarrow e_1 = 14.842 \text{ kN/m}^2$$

Alors la charge moyenne sera :

$$e_m = \frac{e_0 + e_1}{2} \rightarrow e_m = \frac{9.557 + 14.842}{2}$$

$$\rightarrow e_m = 12.200 \text{ kN/m}^2$$

Enfin, La charge horizontale est :

$$P_h = \frac{f_k}{f} e_m \rightarrow P_h = \frac{2.550}{2.505} * 12.200$$

$$\rightarrow P_h = 12.419 \text{ kN/ml}$$

### **I.46.2 Détermination des réactions d'appuis**

Les réactions à la naissance se calculent en utilisant les coefficients du Tableau VII.1. Après avoir déterminé le rapport  $\frac{f}{l}$ .

Comme :

$$\frac{f}{l} = \frac{2.505}{8.678} \rightarrow \frac{f}{l} = 0.289 \rightarrow \frac{f}{l} \approx 0.3$$

Alors, à partir du Tableau VII.1., on aura directement les valeurs des coefficients suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_m = + 0.01010 \\ \beta_m = - 0.01010 \\ \alpha_h = + 0.44150 \\ \beta_h = - 0.17490 \end{array} \right\}$$

#### **I.46.2.1 Effort vertical**

Il peut être déterminé par la relation suivante :

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} \dots (VII. 38)$$

Avec :

$$H_v = \alpha_h * P_v * l \dots (VII. 39)$$

Et :

$$V_v = \frac{1}{2} * P_v * l \dots (VII. 40)$$

Alors :

$$H_v = \alpha_h * P_v * l \rightarrow H_v = 0.44150 * 72.986 * 8.678$$

$$\rightarrow H_v = 279.622 \text{ kN}$$

$$V_v = \frac{1}{2} * P_v * l \rightarrow V_v = \frac{1}{2} * 72.986 * 8.678$$

$$\rightarrow V_v = 316.672 \text{ kN}$$



Donc :

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} \rightarrow N_v = \sqrt{(H_v)^2 + (V_v)^2} \rightarrow N_v = \sqrt{(279.622)^2 + (316.672)^2}$$

$$\rightarrow N_v = \mathbf{422.457 \text{ kN}}$$

### **I.46.2.2 Effort horizontal**

Il se calcul par :

$$N_h = \sqrt{H_h^2 + V_h^2} \dots (VI.41)$$

Tel que :

$$H_h = \beta_h * P_h * l \dots (VI.42)$$

Alors

$$H_h = \beta_h * P_h * l \rightarrow H_h = (-0.17490) * 72.986 * 8.678$$

$$\rightarrow H_h = \mathbf{-18.848 \text{ kN}}$$

Mais Rappelons que pour assurer la sécurité de l'ouvrage, il faut que les contraintes soient contrôlées à la naissance. L'influence de la charge horizontale est négligée.

$$V_h \approx \mathbf{0}$$

Donc :

$$N_h = \sqrt{H_h^2 + V_h^2} \rightarrow N_h = \sqrt{(H_h)^2 + (V_h)^2} \rightarrow N_h = \sqrt{(-18.848)^2 + (0.000)^2}$$

$$\rightarrow N_h = \mathbf{18.848 \text{ kN}}$$

### **I.46.3 Vérification des contraintes**

Afin de valider le choix du profilé, l'inéquation suivante doit être vérifiée :

$$\text{Max} \{ \sigma_{naissance}^v ; \sigma_{naissance}^h \} < \sigma_e \dots (VII.43)$$

On a :

$$\sigma_{naissance}^v = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} \dots (VII.44)$$

Avec :

$$M_v = \alpha_m * P_v * l^2 \dots (VII.45)$$

Alors :

$$M_v = \alpha_m * P_v * l^2 \rightarrow M_v = 0.01010 * 72.986 * (8.678)^2$$

$$\rightarrow M_v = \mathbf{55.509 \text{ kN.m}}$$

De la même manière :

$$\sigma_{naissance}^h = \frac{N_h}{A_s} \pm \frac{M_h}{W_s} \dots (VII.46)$$

Avec :

$$M_h = \beta_m * P_h * l^2 \dots (VII.47)$$

Alors :

$$\begin{aligned} M_h &= \beta_m * P_h * l^2 \rightarrow M_h = (-0.01010) * 12.419 * (8.678)^2 \\ &\rightarrow \mathbf{M_h = -9.445 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

Rappelons les caractéristiques de la section HE 180 B sont données par le Tableau VI.3.

$$\begin{aligned} A_s &= 0.00653 \text{ m}^2 \\ W_s &= 0.000426 \text{ m}^3 \\ \sigma_e &= 240\,000.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Enfin, on aura :

$$\begin{aligned} \sigma_{naissance}^v &= \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} \rightarrow \sigma_{naissance}^v = \frac{422.457}{0.00653} + \frac{55.509}{0.000426} \\ &\rightarrow \mathbf{\sigma_{naissance}^v = 194\,996.43 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

Et :

$$\begin{aligned} \sigma_{naissance}^h &= \frac{N_h}{A_s} \pm \frac{M_h}{W_s} \rightarrow \sigma_{naissance}^h = \frac{18.848}{0.00653} - \frac{9.445}{0.000426} \\ &\rightarrow \mathbf{\sigma_{naissance}^h = -19\,284.95 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{aligned} \text{Max} \{ \sigma_{naissance}^v ; \sigma_{naissance}^h \} &= \text{Max} \{ 194\,996.43 ; -19\,284.95 \} \\ &\rightarrow \mathbf{\text{Max} \{ \sigma_{naissance}^v ; \sigma_{naissance}^h \} = 194\,996.43 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

D'où l'inéquation (VI.43) sera vérifiée comme suit :

$$\mathbf{\text{Max} \{ \sigma_{naissance}^v ; \sigma_{naissance}^h \} = 194\,996.43 \text{ kN/m}^2 < \sigma_e = 240\,000.00 \text{ kN/m}^2}$$

En déduire que le profilé HE 180 B est adopté pour la modélisation du soutènement.

**I.46.4 Portance maximale du soutènement****I.46.4.1 Béton projeté :**

$$\bar{P}_b = P_v * \frac{f_{bu}}{\sigma_{bc}} \dots (VI.48)$$

Rappelons que :

- $f_{bu} = 14\,166.17 \text{ kN/m}^2$  : est déjà calculé (§VI.5.2).
- $\sigma_{bc} = 25\,000.00 \text{ kN/m}^2$  : est donnée par le Tableau VI.4.

Alors :

$$\begin{aligned} \bar{P}_b &= P_v * \frac{f_{bu}}{\sigma_{bc}} \rightarrow \bar{P}_b = 72.986 * \frac{14\,166.17}{25\,000.00} \\ &\rightarrow \bar{P}_b = \mathbf{41.359 \text{ kN/ml}} \end{aligned}$$

**I.46.4.2 Cintre :**

$$\bar{P}_c = P_v * \frac{\sigma_e}{\sigma_s} \dots (VII.49)$$

Rappelons que :

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \text{Max} \{ \sigma_{naissance}^v ; \sigma_{naissance}^h \} \rightarrow \sigma_s = \sigma_{naissance}^v \\ &\rightarrow \sigma_s = 194\,996.43 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

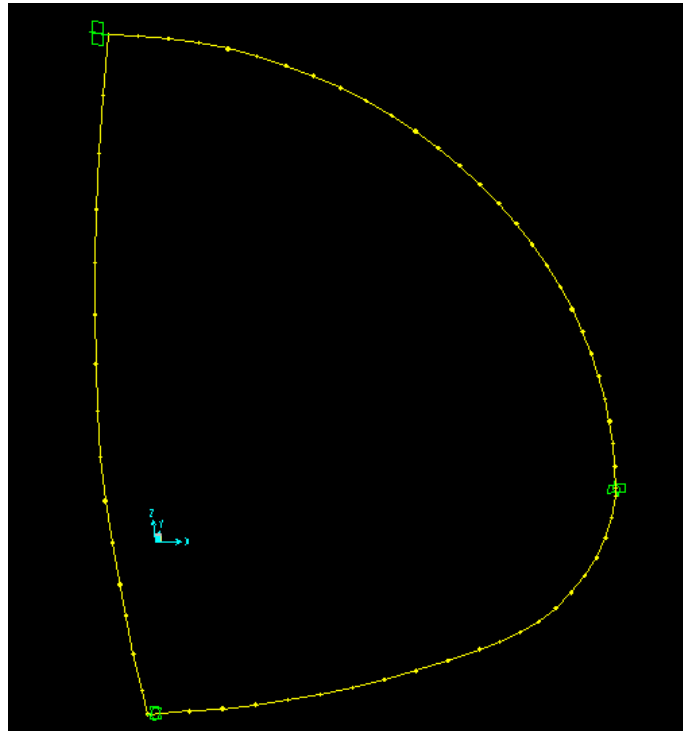
Donc :

$$\begin{aligned} \bar{P}_c &= P_v * \frac{\sigma_e}{\sigma_s} \rightarrow \bar{P}_c = 72.986 * \frac{240\,000.00}{194\,996.43} \\ &\rightarrow \bar{P}_c = \mathbf{89.831 \text{ kN/ml}} \end{aligned}$$

**I.47 Modélisation du soutènement provisoire****I.47.1 Modélisation de la première section divisée :**

Le prédimensionnement nous a conduits à l'association d'un cintre HEB180 et un radier provisoire en béton projeté (20 cm d'épaisseur).

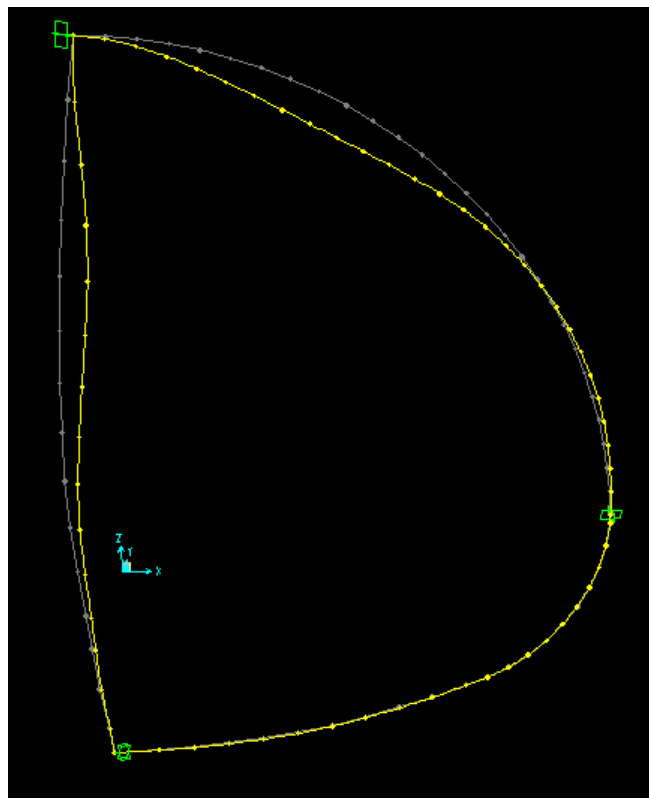
L'espacement entre cintre est de 0.8 m (car notre tunnel passe sous un bâtiment).



**Figure VII.2 :** Modélisation de la première section divisée [G3]

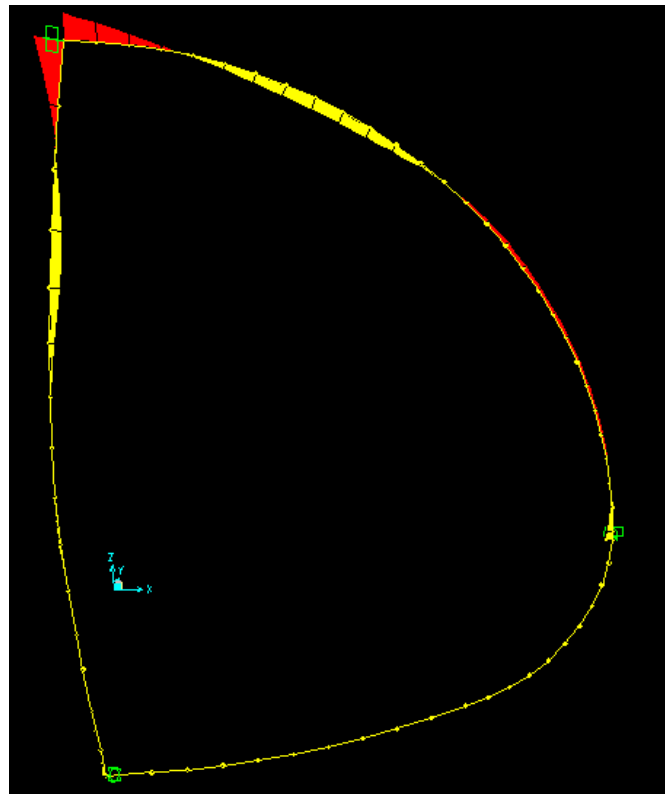
Le premier creusement de la première section divisée donne les déplacements maximums.

- ✓ Horizontal : 6.1mm.
- ✓ Vertical : 6.7mm.



**Figure VII.3 :** Déplacement de la première section divisée [G3]

## ➤ Calcul des efforts internes



*Figure VII.4 : Diagramme des moments pour la première section divisée [G3]*

*Tableau VII.2 : Efforts internes de la première section divisée [G3]*

Moment max [kN.m]	Effort normal max [kN]	Effort tranchant max [kN]
71.9977	827.394	127.196

- vérification des cintres :

HEB180 (S235):  $A = 65.3\text{cm}^2$  ;  $W = 426\text{cm}$  ;  $S = 241\text{cm}^4$  ;  $b = 18\text{cm}$  ;  $I = 3831\text{cm}^3$

D'après l'équation (VII. 16), on a :

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M * V}{I} = \frac{827.394 * 10^4}{65.3} + \frac{72 * 10^6}{426} = 295.72\text{MPa}$$

D'où on voit la nécessité de la fermeture avec la contre voûte.

Et cela sans tenir compte de la voûte parapluie et le béton projeté.

Les efforts seront multipliés par un coefficient de 0.7

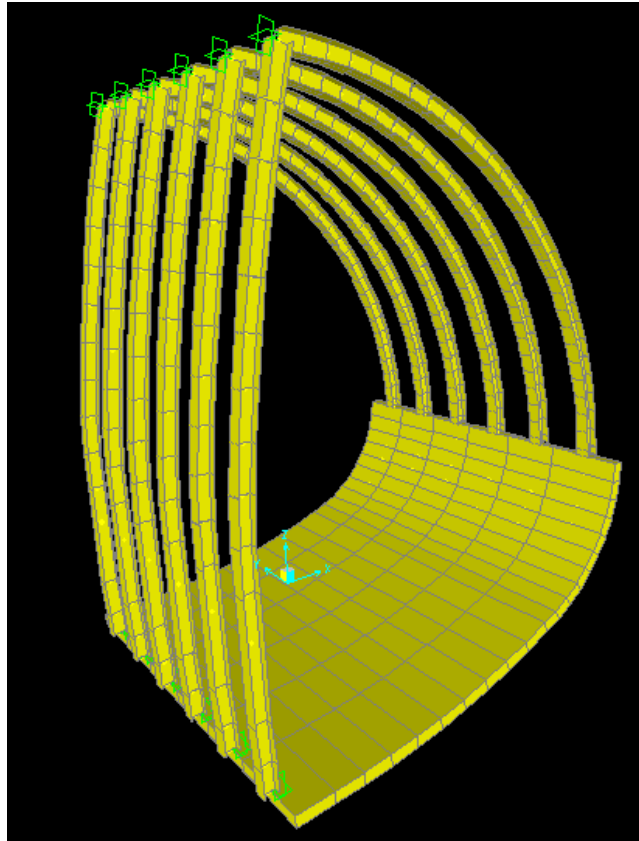
La contrainte devient :  $295.72 * 0.7 = 207.004\text{ MPa} < 240\text{ MPa}$  vérifié

- ✓ Vérification des contraintes tangentielles :

$\tau_{ub}$  : Résistance à la traction

$$\tau_{ub} = 0.6 * 240 = 144 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T * S}{I * B} = \frac{127.196 * 241 * 10^4}{3831 * 18} = 4.445 \text{ MPa} < \tau_{ub}$$

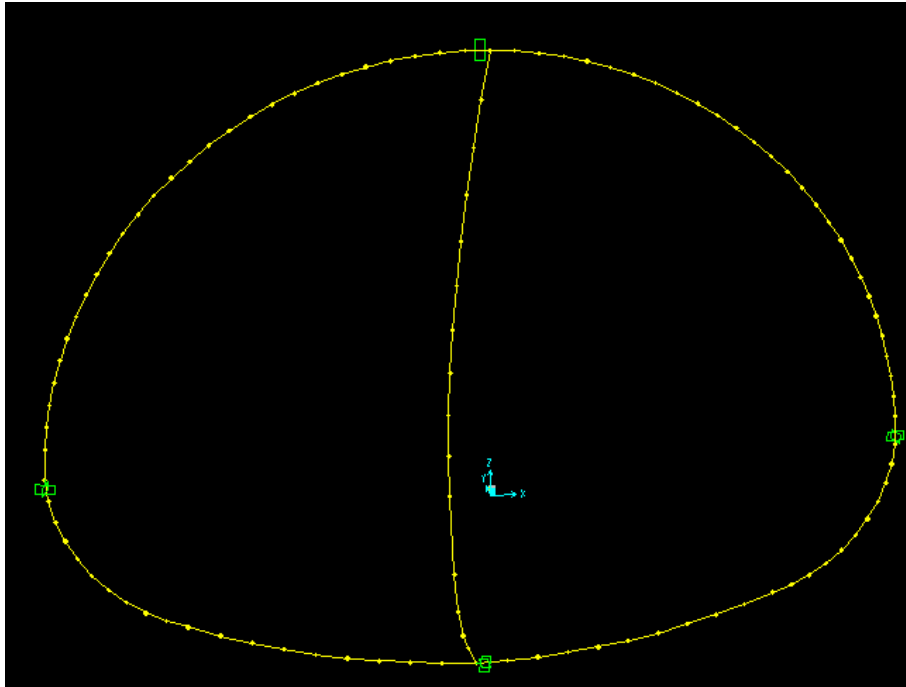


*Figure VII.5 : Creusement de la première partie dévisée 3D [G3]*



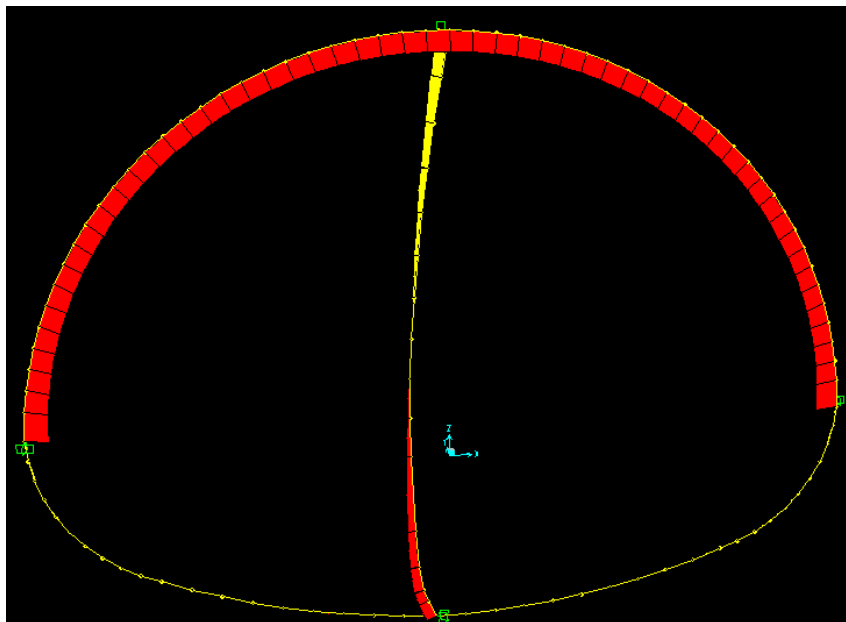
*Figure VII.6 : Creusement réel de la première section divisée [G3]*

### **I.47.2 Modélisation de la deuxième section divisée :**



*Figure VII.7 : Modélisation de la deuxième section divisée [G3]*

- ✓ Déplacement vertical : 6mm
- ✓ Déplacement horizontal : 4.6 mm



*Figure VII.8 : Effort normal de la deuxième section divisée [G3]*

*Tableau VII.3 : Les efforts interne de la deuxième section divisée [G3]*

Moment max [kN.m]	Effort normal max [kN]	Effort tranchant max [kN]
72.2387	929.861	190.077

- Vérification des cintres :

HEB180 (S235):  $A = 65.3\text{cm}^2$  ;  $W = 426\text{cm}^3$  ;  $S = 241\text{cm}^4$  ;  $e = 18\text{cm}$  ;  $I = 3831\text{cm}^4$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M * V}{I} = \frac{929.861 * 10^4}{65.3} + \frac{72.2387 * 10^6}{426} = 311.97\text{MPa}$$

Si on multiplie par le coefficient 0.7 qui représente la portance du cintre seul, on trouve :

$$0.7 * 311.97 = 218.4\text{MPa} < 240\text{MPa}$$

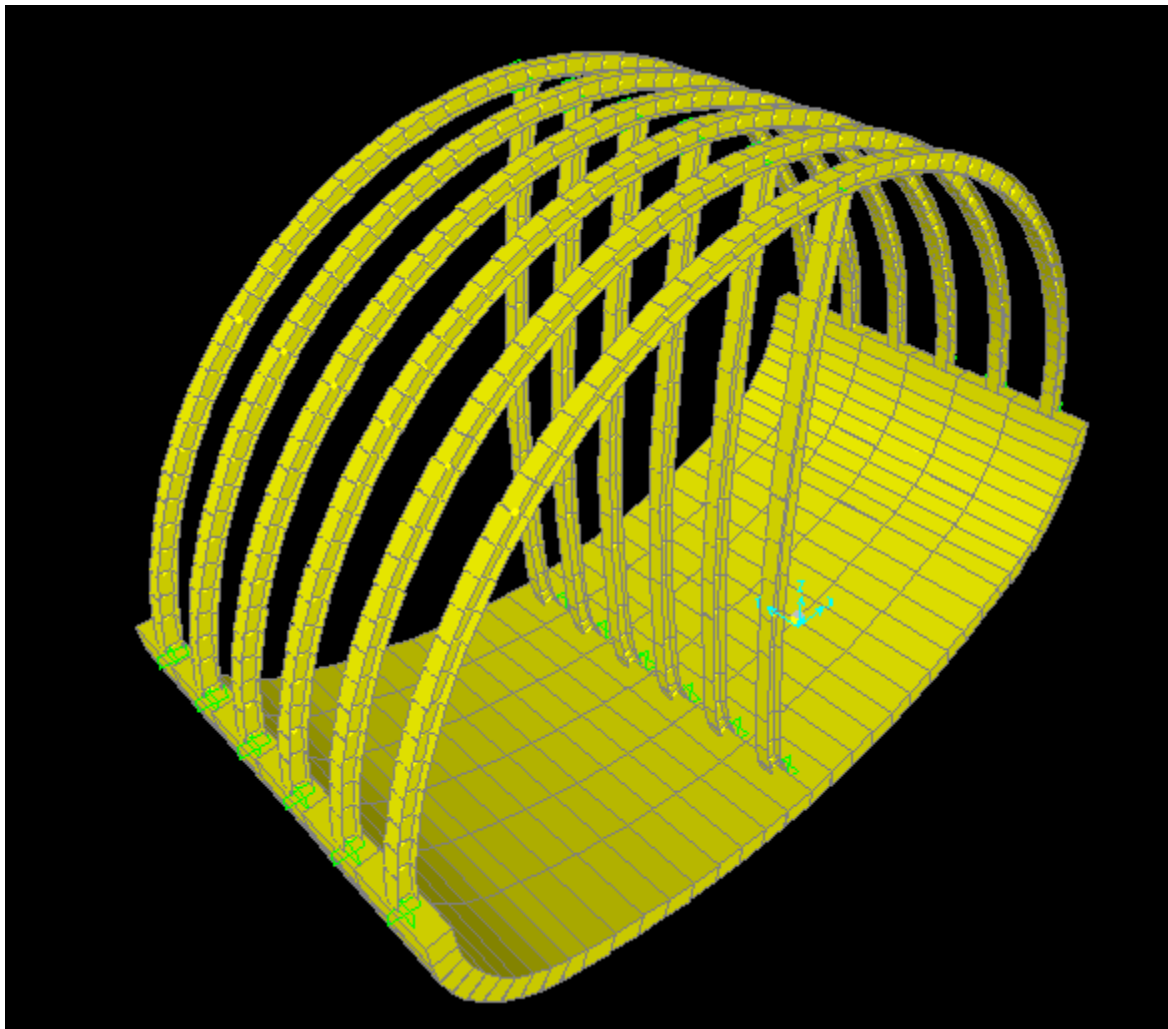
- ✓ Contraintes tangentielles :

$$\tau = \frac{T * S}{I * B} = \frac{190.077 * 241 * 10^4}{3831 * 18} = 6.64\text{MPa} < \tau_{ub}$$

$\tau_{ub}$  : Résistance a la traction :

$$\tau_{ub} = 0.6 * \sigma_e$$

$$\tau_{ub} = 0.6 * 360 = 144\text{MPa}$$



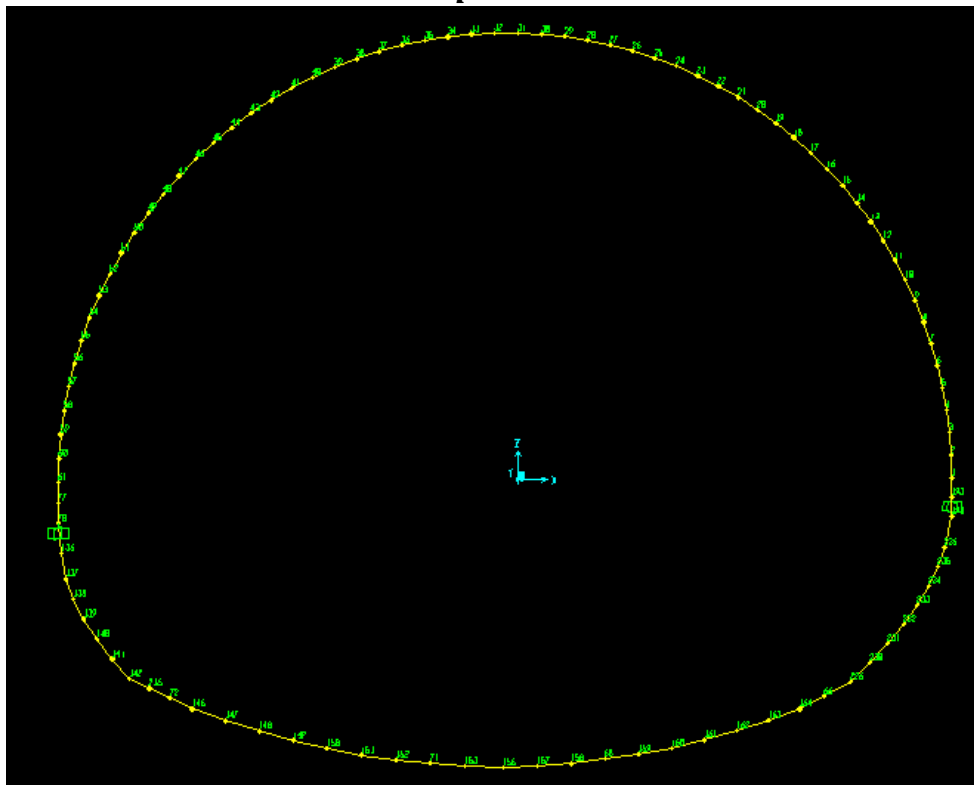


*Figure VII.9 : Modélisation en 3D de la deuxième section divisée [G3]*

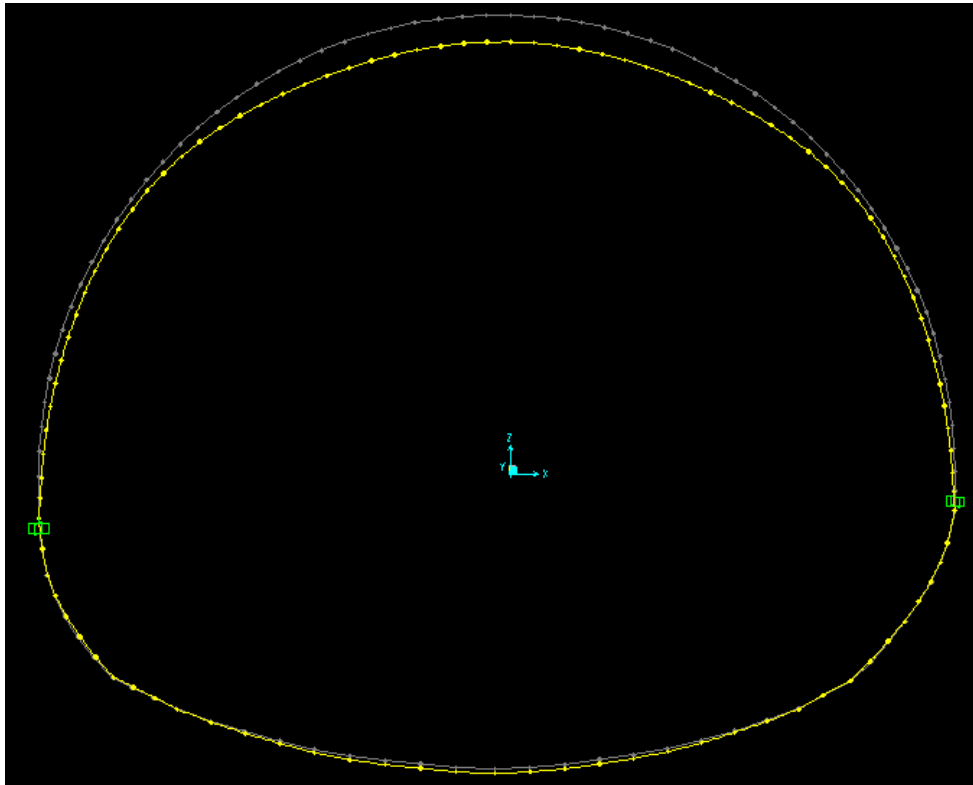


*Figure VII.10 : Réalisation de la deuxième section divisée [G3]*

#### **I.47.3 Modélisation de la section complète :**



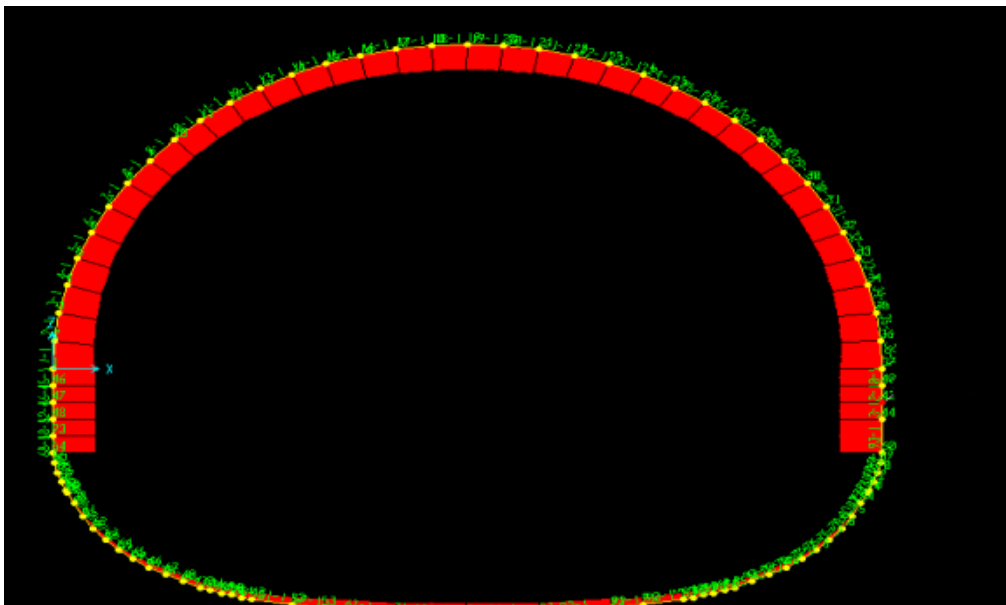
*Figure VII.11 : Modélisation de la section complète [G3]*



*Figure VII.12 : Déplacement de la section globale [G3]*

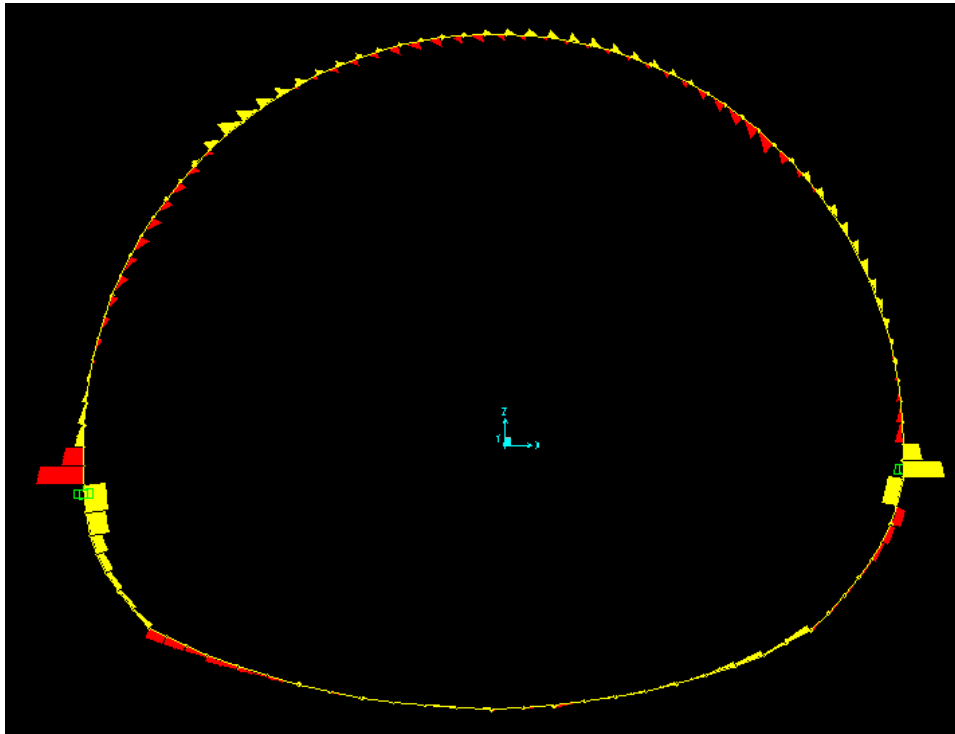
Le creusement de la section finale donne les déplacements suivant :

- ✓ Déplacement horizontal : 1.7 mm
- ✓ Déplacement vertical : 5.9 mm



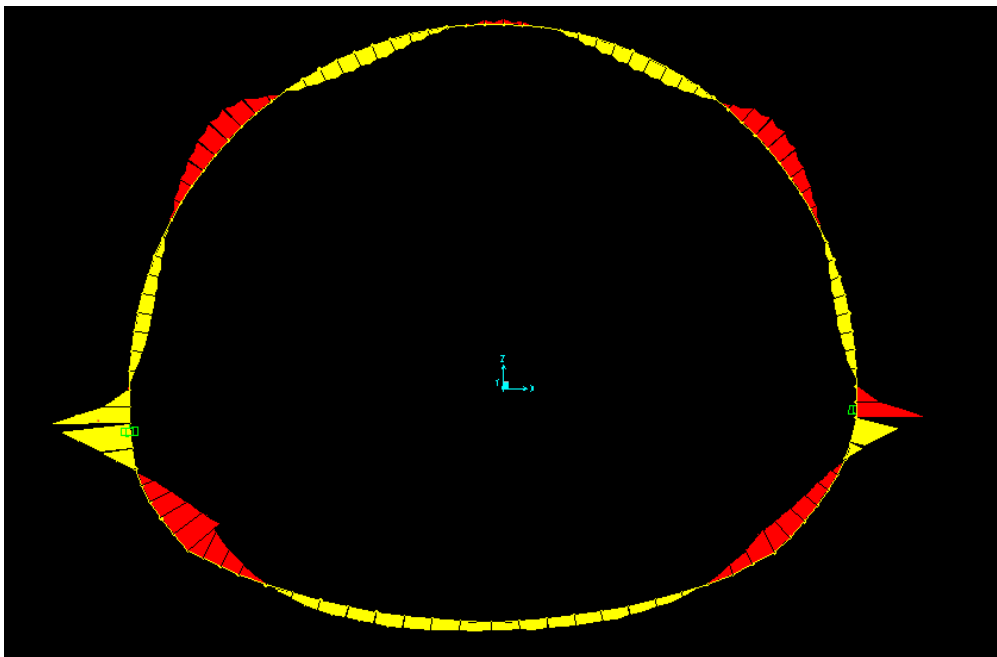
*Figure VII.13 : Effort normal pour chaque barre [G3]*

$$N_{max} = 1041.987kN$$



*Figure VII.14 : Effort tranchant pour chaque barre [G3]*

$$T_{max} = 110.763kN$$

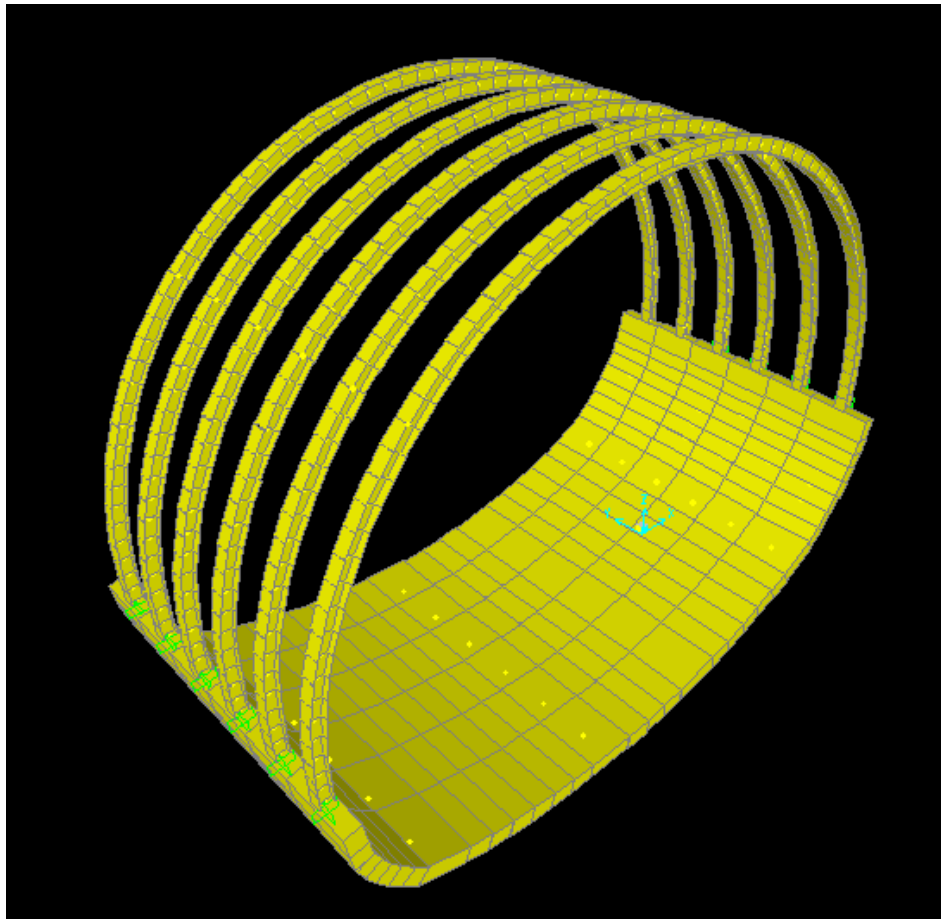


*Figure VII.15 : Moment fléchissant pour chaque barre [G3]*

$$M_{max} = 35.2976kN.m$$

*Tableau VII.4 : Récapitulatif des efforts internes de la section globale [G3]*

Moment max [kN.m]	Effort normal max [kN]	Effort tranchant max [kN]
35.297	1041.987	110.763

*Figure VII.16 : Modélisation en 3D de la section globale [G3]*

### I.48 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté :

#### I.48.1 Rigidité du cintre métallique :

- Compression :

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} = \frac{2.1 * 10^5 * 65.3 * 10^{-4}}{1} = 1371.3 \text{ MN/m} \dots (\text{VII. 17})$$

- Flexion :

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} = \frac{2.1 * 10^5 * 3831 * 10^{-8}}{1} = 8.0451 \text{ MN.m} \dots (\text{VII. 18})$$

**I.48.2 Rigidité de la voûte en béton projeté :**

- Compression :

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_n E_b A'_b \dots (VII.19)$$

$$\text{Avec : } \theta_n = \frac{E_b * e}{E_s A'_s} = 10^4 * \frac{0.20}{1371.3} = 1.46$$

- Flexion :

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_m E_s I'_s \dots (VII.20)$$

$$\text{Avec : } \theta_m = \frac{E_b * e^3}{12(E_s I'_s)} = \frac{10^4 * 0.2^3}{12(8.0451)} = 0.83$$

**I.48.3 Rigidité du soutènement provisoire :****I.48.3.1 Rigidité du soutènement provisoire soumise aux charges de courtes durées**

- Compression :

$$E_z A'_z = E_s A'_s + E_b A'_b = E_s A'_s (1 + \theta_n)$$

$$E_z A'_z = 3373.4 \text{ MN/m}$$

- Flexion :

$$E_z I'_z = E_s I'_s + E_b I'_b = E_s I'_s (1 + \theta_m)$$

$$E_z I'_z = 14.72 \text{ MN.m}$$

**I.48.3.2 Rigidité du soutènement provisoire soumise aux charges de longues durées**

- Compression :

$$E_z A^*_z = E_s A'_s + E_{bt} A'_b = E_s A'_s + \left(1 + \frac{E_{bt} A'_s}{E_s A'_s}\right) = E_s A'_s \left(1 + \frac{1 * E_b A'_b}{3 * E_s A'_s}\right)$$

$$= E_s A'_s \left(1 + \frac{1 * \theta_n}{3}\right)$$

$$E_z A^*_z = 1371.3 \left(1 + \frac{1.46}{3}\right)$$

$$E_z A^*_z = 2038.67 \text{ MN/m}$$

- Flexion :

$$E_z I^*_z = E_s I'_s + E_{bt} I'_b = E_s I'_s + \left(1 + \frac{E_{bt} I'_s}{E_s I'_s}\right) = E_s I'_s \left(1 + \frac{1 * E_b I'_b}{3 * E_s I'_s}\right)$$

$$\rightarrow E_z I_z^* = E_s I_s' \left( 1 + \frac{1 \cdot \theta_M}{3} \right) = 8.0451 * \left( 1 + \frac{0.83}{3} \right)$$

$$E_z I_z^* = 10.271 \text{ MN.m}$$

### I.49 Distribution des efforts internes sur le soutènement provisoire

*Tableau VII.4 : Récapitulatif des efforts internes de la section globale [G3]*

Moment max [kN.m]	Effort normal max [kN]	Effort tranchant max [kN]
35.297	1041.987	110.763

- Dans les cintres :

$$M_s = 70.41\% * M$$

$$N_s = 64.14\% * N$$

$$T_s = 64.14 * T$$

*Tableau VII.5 : Distribution des efforts internes dans les cintres*

$M_s$ [kN.m]	$N_s$ [kN]	$T_s$ [kN]
24.855	668.33	71.04

- Dans le béton projeté :

$$M_b = 29.58\% * M$$

$$N_b = 35.86\% * N$$

$$T_b = 35.86 * T$$

*Tableau VII.6 : Distribution des efforts internes dans le béton projeté*

$M_b$ [kN.m]	$N_b$ [kN]	$T_b$ [kN]
10.442	373.65	39.72

### I.50 Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement

- Dans le cintre :

D'après l'équation (VII.21), on a :

$$M_s = \frac{3}{3 + \theta_n} T = 47.78 \text{ kN}$$

- Dans le béton projeté :

D'après l'équation (VII.22), on trouve :

$$M_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} T = 13.0025 \text{ kN}$$

## I.51 Vérification des contraintes

### I.51.1 Vérification du béton projeté :

Calcul de la section équivalente béton projeté-treillis soudé :

$$I_{eq} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$I_{eq} = \frac{1 * 0.20^3}{12} + 15 * 6.8 * 10^{-4} \left(\frac{0.20}{2} - 0.15\right)^2$$

$$I_{eq} = 6.92 \text{ cm}^4$$

$$A_{eq} = bh + 2 * 15 * A_s = 1 * 0.2 + 2 * 15 * 6.8$$

$$A_{eq} = 0.21 \text{ m}^2$$

Avec :

b : Largeur de la section du béton projeté.

h : l'épaisseur de la section du béton projeté

$A_s$  : Section d'acier en treillis soudé, pour un espacement de cintre de 1 mètre ( $A_s = 6\phi 12 = 6.8 \text{ cm}^2$ )

d : distance entre l'axe neutre du treillis et la fibre extrême du béton projeté égal à 0.15m.

- **Vérification a l'état limite ultime**

- ✓ Fibres comprimées

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bu}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{0.373}{0.20} + \frac{0.0104}{0.007} \right)$$

$$\sigma_b = 4.52 \text{ MPa} < 14.17 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

- ✓ Fibres tendus

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < f_{su}$$

Tel que :  $f_{su} = \frac{\sigma_e}{\gamma_s} = \frac{240}{1.15} = 208.69 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{0.373}{0.21} - \frac{0.0104}{0.007} \right)$$

$$\sigma_b = 0.392 \text{ MPa} < 208.69 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

- Vérification à l'état limite de service

Supposons que la fissuration est préjudiciable

- ✓ Fibres comprimés

$$\sigma_b = \left( \frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15MPa$$

$$\sigma_b = \left( \frac{0.373}{0.20} + \frac{0.0104}{0.007} \right)$$

$$\sigma_b = 3.351MPa < 15MPa \quad \text{vérifié}$$

- ✓ Fibres tendus

$$\sigma_b = \left( \frac{N_b}{A_{\acute{e}q}} - \frac{M_b}{W_{\acute{e}q}} \right) < \sigma_s$$

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1MPa$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} * 240; 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \right)$$

$$\sigma_s = \min(160; 201.63) = 160MPa$$

$$\sigma_b = \left( \frac{0.373}{0.21} - \frac{0.0104}{0.007} \right)$$

$$\sigma_b = 0.29MPa < 160MPa \quad \text{vérifié}$$

### 1.51.2 Vérification du cintre

- Fibres comprimés

$$\sigma_s = 1.1 \left( \frac{N_s}{A_{HEB180}} \pm \frac{M_s}{W_{HEB180}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_s = 1.1 \left( \frac{0.66833}{65.30 * 10^{-4}} + \frac{0.0248}{426 * 10^{-6}} \right)$$

$$\sigma_s = 160.563MPa < 240MPa \quad \text{vérifié}$$

- Fibres tendus



$$\sigma_s = 1.1 \left( \frac{0.66833}{65.30 * 10^{-4}} - \frac{0.0248}{426 * 10^{-6}} \right)$$

$$\sigma_s = 48.42 \text{MPa} < 240 \text{MPa} \text{ vérifié}$$

## I.52 Vérification du cisaillement :

### I.52.1 Béton projeté :

$$T_b = 39.72 \text{kN}$$

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

$$\tau = \frac{0.03972}{1 * 0.15} = 0.26 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau < \tau_u \quad \text{vérifié}$$

### I.52.2 Cintre métallique :

$$\tau = \gamma_f * \frac{T * a * S}{I * \delta} = 1.33 * \frac{0.07104 * 1 * 241 * 10^{-6}}{3831 * 10^{-8} * 8.5 * 10^{-3}}$$

$$\tau = 52.6 \text{MPa}$$

I : Moment d'inertie.

S : Moment statique.

$\delta$  : Epaisseur de l'âme du profil.

$$\tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 147.22 \text{MPa}$$

$$\tau < \tau_{lim} \quad \text{vérifié}$$

$$P_v = 72.97 \text{kN/m}$$

$$P > P_v * \frac{\sigma_e}{\tau} = 72.97 * \frac{240}{52.6}$$

$$332.943 > P_v$$

- Vérification N°3 [S12]

La vérification d'assemblage des éléments du cintre :

$$T' = n \frac{\pi d^2}{4} \frac{\sigma_e}{1.54} \dots \text{(VII. 25)}$$

Avec

$n = 4$  : Nombre de boulons.

$d$  : Diamètre du boulon : qui est égale a 16mm.

$$T' = n \frac{\pi d^2}{4} \frac{\sigma_e}{1.54} = 4 * \frac{3.14 * 0.02^2}{4} * \frac{240}{1.54} = 0.19MN/m \dots (VII.25)$$

- Vérification N°4 [S12]

$$\bar{P} > P_v \frac{T'}{\gamma_f * T * a} \dots (VII.26)$$

$$\bar{P} > P_v \frac{T'}{\gamma_f * T * a} = 92.97 * \frac{0.19}{1.15 * 110.763 * 1} \dots (VII.26)$$

$$332.943kN/m > 112.192kN/m \quad \text{vérifié}$$

### I.53 CONCLUSION

La mise en place du soutènement provisoire a pour but de limiter les convergences le temps de mettre en place le revêtement final de la structure ayant un rôle de résistance à long terme, qui sera dimensionné dans le chapitre suivant.

# Revêtement définitif

## REVETEMENT DEFINITIF

### **I.54 Introduction**

Le soutènement provisoire assure la stabilité des convergences, mais sa fonction ne lui permet pas d'assurer la stabilité des parois à long terme.

Pour cela un revêtement définitif vient se poser au tour de l'excavation après le creusement du stross inférieur. Le revêtement matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné.

L'objet de ce chapitre est de justifier l'épaisseur de revêtement prévu pour la section étudiée et la dimensionner avec les armatures nécessaires à mettre en place selon la combinaison de charge qui met la structure dans l'état le plus défavorable.

### **I.55 Fonctions d'un revêtement [A3]**

Lors de la conception de l'ouvrage, on doit définir les fonctions que sera amené à assurer le revêtement, vis-à-vis, d'une part, des exigences de stabilité d'ensemble, notamment au sein du massif encaissant, et d'autre part, des exigences liées à l'exploitation.

- ✓ Fonction de soutènement : la fonction de soutènement du revêtement permet d'assurer la stabilité mécanique nécessaire de l'ouvrage à long terme ;
- ✓ Le revêtement doit être conçu de façon à mobiliser efficacement l'interaction avec le terrain. Ce qui implique des choix appropriés en matière de forme de la section et de rigidité de la structure en regard de celle du massif, ainsi que la méthode d'exécution de façon à garantir un bon contact avec le terrain en tout point ;
- ✓ Le revêtement peut contribuer aussi à l'étanchement en étant par lui-même étanche ;
- ✓ Un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge, lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique.

### **I.56 Différents types de revêtement [A3]**

Les revêtements des tunnels sont en général réalisés en béton non armé en section courante, mais peuvent être localement renforcés notamment au droit des niches de sécurité, et au croisement du tunnel principal et des ouvrages transversaux. Les radiers contre voûtés lorsqu'ils sont nécessaire peuvent également être armés. Dans ce cas, la reprise des efforts concentrés au point de contact piédroit-radier conduit à remonter le ferrailage dans la partie inférieure des piédroits.

#### ***1.56.1 Revêtement en béton non armé***

Dans la majorité des cas, les revêtements de tunnels ne sont pas armés en section courante, sauf dans quelques cas particuliers, comme la prise en considération d'une fissuration préjudiciable.

Ceci nécessite toutefois que le terrain présente une certaine raideur et que la géométrie de l'ouvrage soit satisfaisante. Ces deux facteurs ne sont pas indépendants. Une voûte assez plate, qui a tendance à pousser sur ses culées, pourra être acceptable dans un rocher raide, mais pas dans un terrain plus déformable, où la tendance à l'écartement ou à la convergence des culées se traduira par des flexions importantes.

### **I.56.2 Revêtement localement armés**

Dans un revêtement de tunnel non armé en section courante, on peut ferrailés :

- ✓ Les zones particulièrement sollicitées, banquettes de fondation, piédroits, ouvrages transversaux, niches etc.
- ✓ Les zones soumises à des efforts ponctuels (appuis de dalles de ventilation) ;
- ✓ Les radiers (plats ou contre voutés) ;
- ✓ Les zones à fort chargement de courbure ;
- ✓ Les parties des ouvrages soumises à un critère de fissuration préjudiciable.

### **I.56.3 Revêtement totalement armés**

Les revêtements particuliers, où toute la section est armé, se rencontrent principalement pour :

- ✓ Les ouvrages soumis à une charge hydrostatique importante quand l'étanchement total de l'ouvrage (y compris radiers) est nécessaire ;
- ✓ Les ouvrages creusés dans un terrain de raideur faible, où l'on observe des convergences ou des divergences importantes et où l'interaction sol-structure est insuffisante pour recentrer l'effort normal dans les sections ;
- ✓ Les galeries d'assainissements avec des écoulements en charges ;
- ✓ Les zones de franchissements d'accidents géologiques ou de zones singulières (gonflement, faibles couverture) ;
- ✓ Les ouvrages de têtes réalisés à l'aire libre et remblayés.

## **I.57 . Réalisation du revêtement par plots**

Les revêtements sont coulés par tronçons (appelés plots de bétonnage) dont les longueurs sont fonction :

- ✓ Du tracé en plan de l'ouvrage : dans les parties en courbe, la flèche induite par la longueur du plot de bétonnage doit rester à l'intérieur des tolérances géométriques ;
- ✓ Du retrait du béton (formulation du béton et du temps de décoffrage) ;
- ✓ De la limitation de la fissuration (hypothèses de calcul de la voûte) ;
- ✓ Plus rarement, de la longueur de l'ouvrage et des délais de réalisation du revêtement.

## **I.58 . Coffrage [A2]**

Pour les galeries de faible longueur, on utilise assez fréquemment des cintres en bois et des couchis formés de chevrons ou de madriers de 4 à 8 cm d'épaisseur. Par contre, dès que la longueur dépasse une centaine de mètre, on a généralement avantage à recourir au coffrage métallique. Le type le plus simple est composé de fermes métalliques reposant sur une semelle en béton construite au préalable et de panneaux métalliques indépendants appuyés sur ces fermes.

### I.59 . Bétonnage [A2]

Le ciment portland artificiel (CPA) peut être éventuellement utilisé dans les terrains secs autres que les trias. Par contre, dès que les terrains sont aquifères, on doit faire des analyses systématiques pour définir le PH des eaux. Dans le cas courants, on choisira le ciment de haut fourneau (CHF) ou le ciment de laitier au clinker (CLK).

L'emploi du ciment sur-sulfaté est réservé au contact d'eaux fortement séléniteuses. Le dosage variera, pour les radiers non armés de 160 à 200  $kg/m^3$  jusqu'à 400  $kg/m^3$  pour les revêtements armés ou non procédé de bétonnage. Dans les cas les plus fréquents, on recourt au bétonnage mécanique, soit à l'aide d'un appareil à transport pneumatique, soit, plus volontiers, au moyen d'une pompe. Dans tous les cas, on placera l'engin de transport à proximité du lieu d'utilisation (100 à 300 m).

### I.60 . Étanchéité des revêtements [A2]

Lorsque l'on utilise un revêtement coulé en place, il est, en général, nécessaire de prévoir l'étanchéité grâce à la réalisation de joints transversaux équipés au droit de chaque reprise de bétonnage et le long desquels auront été placés des dispositifs. Ces dispositifs doivent être complétés par une injection (en général de mortier de ciment), en arrière du revêtement.

Enfin, lorsque l'on a affaire à un revêtement constitué de voussoirs préfabriqués, l'étanchéité est à réaliser sur les quatre faces de chacun des voussoirs. Elle se compose alors de joints préfabriqués en polychlorure de vinyle ou analogue, qui peuvent être préparés aux dimensions des voussoirs. Ils sont généralement contenus dans une rainure spécialement aménagée sur la face du voussoir. Elle peut aussi comprendre des joints contenant, partiellement ou totalement un matériau hydro-gonflant, c'est-à-dire qui a la propriété de gonfler lorsqu'il est en présence d'eau. Dans tous les cas, on est capable d'obtenir un bon résultat sur l'étanchéité du revêtement à condition que les faces des voussoirs soient fabriquées avec une précision suffisante ( $\pm 1$  ou 2 mm).

### I.61 . Règles de conception du revêtement [L5]

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

- ✓ Se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout point une géométrie qui ne concentre pas les efforts ;
- ✓ Eviter les points anguleux dans la mise en place du revêtement ;
- ✓ Assurer la continuité du contact entre le terrain encaissant et le revêtement ;
- ✓ Optimiser les cadences du bétonnage, en optant pour un décoffrage rapide, tout en respectant la règle de résistance minimale ;
- ✓ Respecter la longueur maximale de plot de béton (n'excédant pas les dix mètres) en absence d'étanchéité à l'extrados du tunnel ;
- ✓ Calculer le revêtement définitif dans les cas statique et dynamique, et retenir les sollicitations obtenues du cas le plus défavorable pour le calcul de ferrailage.

### I.62 . Caractéristique du revêtement de notre tunnel :

Le revêtement retenu pour notre section sera en béton armé coulé sur place. Il aura une épaisseur de 50cm en calotte, la section sera menée de radier contre voûte de 60cm d'épaisseur, la section du revêtement définitif sera calculée moyennant une largeur d'un mètre linéaire. Les sections des armatures seront déterminées par la suite dans ce chapitre.

- ✓ Le béton de revêtement a les caractéristiques suivantes :

*Tableau VIII.1 : Caractéristique du béton armé [C2]*

<b>La résistance caractéristique à la compression du béton <math>F_{c28}</math></b>	<b>30 MPa</b>
<b>Coefficient de sécurité <math>\gamma_s</math></b>	1,5
<b>Le coefficient de poisson <math>\nu</math></b>	0,2
<b>Module d'élasticité instantané E</b>	31000 MPa
<b>Masse volumique du béton armé <math>\gamma</math></b>	25kN/m <sup>3</sup>

La valeur de la contrainte du palier plastique est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

- ✓ Les armatures sont des barres HA en Fe500 dont les caractéristiques sont les suivantes :

*Tableau VIII.2 : Caractéristique des aciers [C2]*

<b>résistance caractéristique de l'acier</b>	<b>500 MPa</b>
<b>contrainte admissible dans le cas de fissuration préjudiciable</b>	210 MPA
<b>coefficient de sécurité</b>	1,15

### I.63 Modélisation de la structure [G3]

On calcule les réactions du terrain par la méthode des réactions hyperstatiques, on utilisera le logiciel SAP2000 pour la modélisation du revêtement et la détermination des efforts internes.

#### I.63.1 Description du modèle

- Profil :

Le revêtement définitif du tunnel en béton projeté sera soumis à la poussée du sol, à la pression de gonflement ainsi qu'à l'action sismique.

- Géométrie :

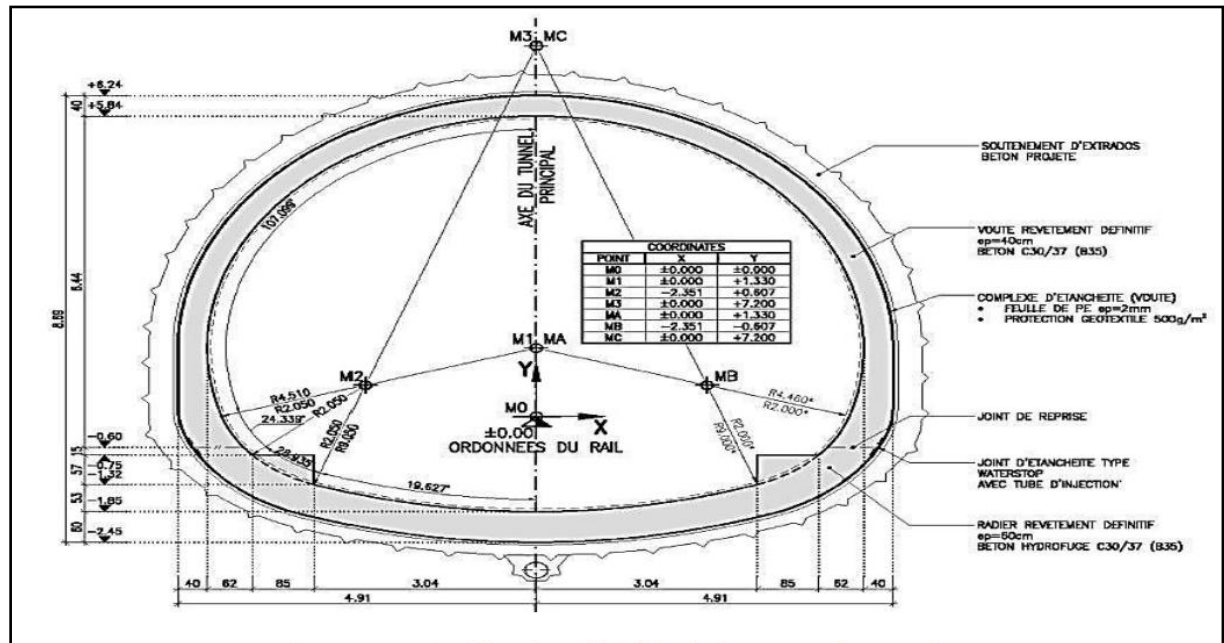


Figure VIII.1 : Géométrie du revêtement définitif [C2]

Le revêtement est modélisé sur une tranche de 1mètre linéaire par un arc en éléments barres, formant un système polygonal dont les nœuds s'appuient sur les ressorts élastiques. Le modèle est constitué de 101 nœuds et barres.

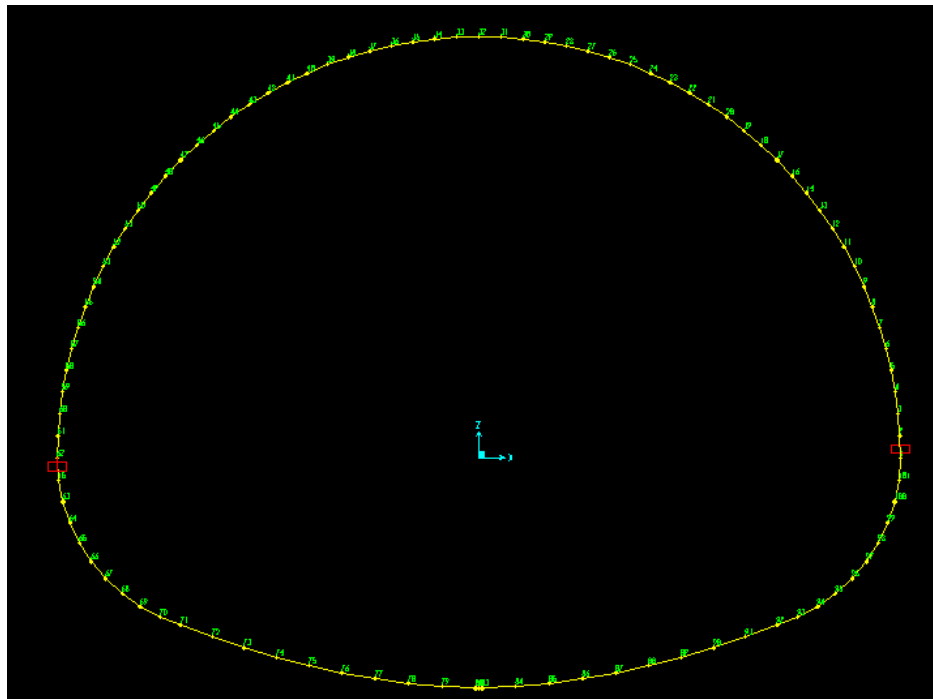


Figure VIII.2 : Modélisation du revêtement du tunnel [G3]



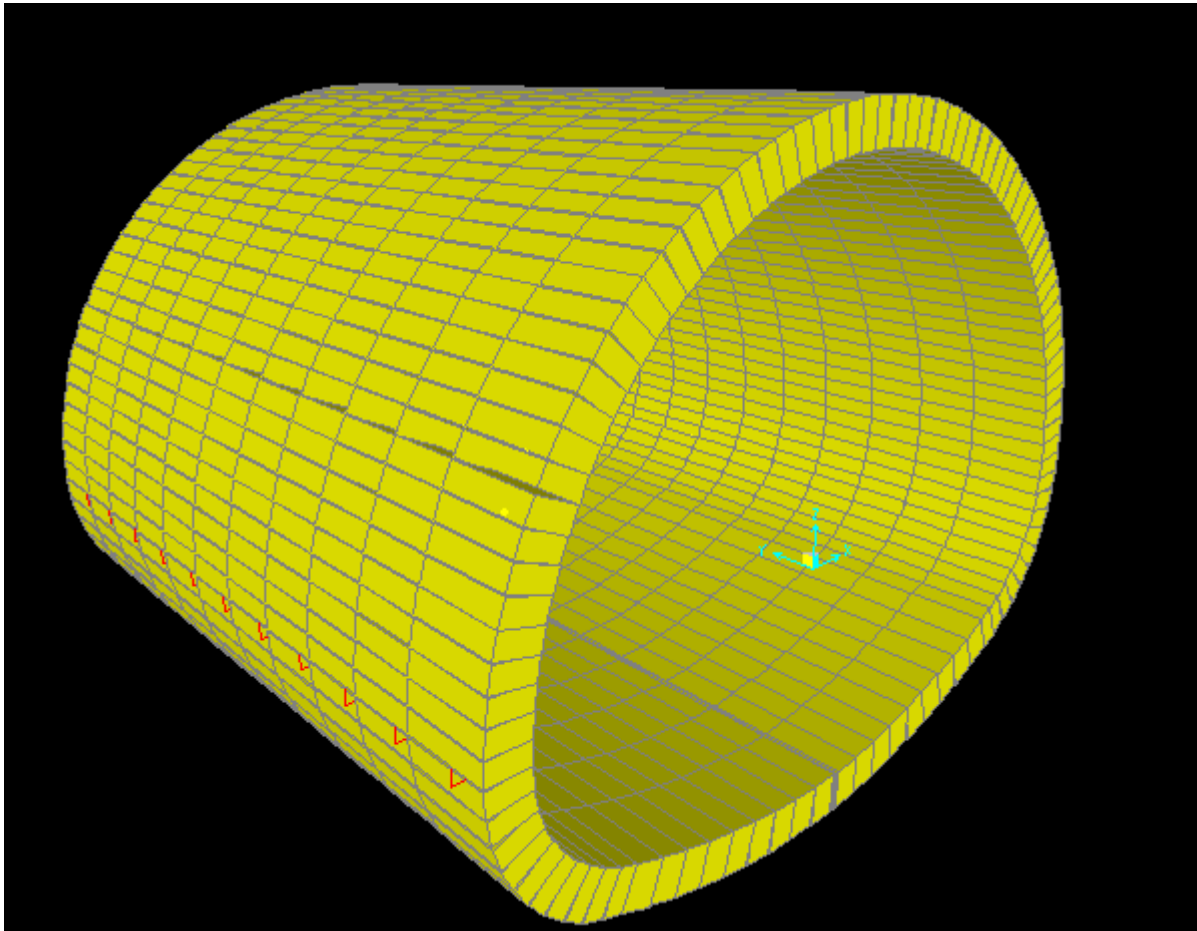


Figure VIII.3 : Modélisation en 3D du tunnel [G3]

### 1.63.2 Modélisation des réactions du terrain

La réaction du terrain sera modélisée par les appuis élastiques dont la rigidité est calculée comme suit :

$$K = \frac{E}{(1 + \nu)R}$$

- **Ressorts en partie supérieure (voûte) :**

Au voisinage de chaque nœud du modèle, on insère des ressorts perpendiculaires à la portion du revêtement, la composante représentant le frottement, la valeur de la raideur des ressorts est la suivante :

$$K_{voûte} = \frac{45 * 10^3}{(1 + 0.3)5.01} = 6909.26 \text{ kN/m}^3$$

- **Ressorts en partie inférieure (radier) :**

Au droit de chaque nœud du radier, la raideur du ressort est la suivante :

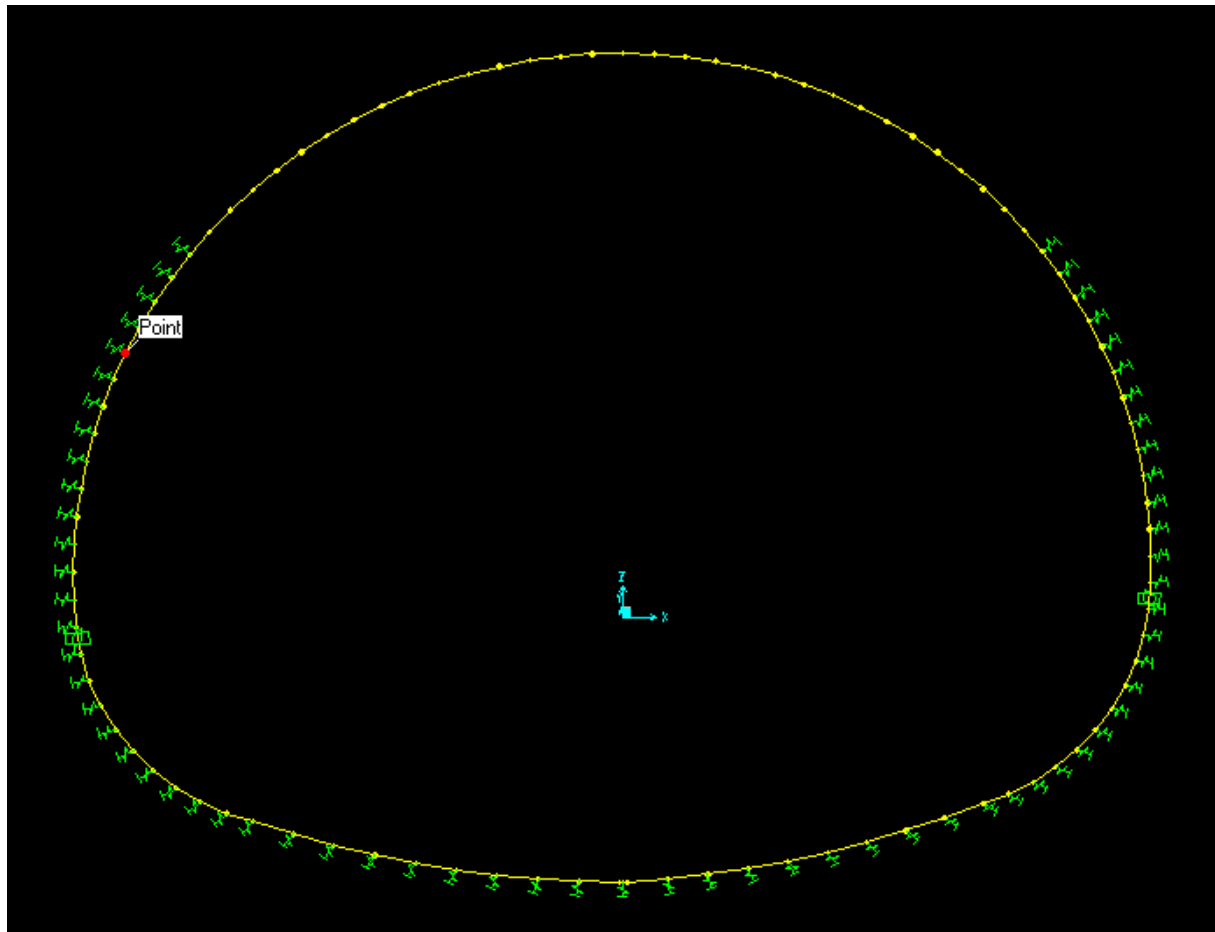
$$K_{radier} = \frac{E}{(1 + \nu)R_{radier}} = \frac{45}{(1 + 0.3)9.70} = 3568.6 \text{ kN/m}^3$$

- **Ressorts en parties angulaires :**

Au droit de chaque nœud des deux angles, on applique des ressorts suivant une seule direction dont le coefficient de raideur prend deux valeurs suivant le rayon de chaque angle.

$$K_{angle1} = \frac{E}{(1 + \nu)R_{angle1}} = \frac{45}{(1 + 0.3)1.88} = 18412.44 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{angle2} = \frac{E}{(1 + \nu)R_{angle2}} = \frac{45}{(1 + 0.3)2.70} = 12820.5 \text{ kN/m}^3$$



*Figure VIII.4 : Disposition des ressorts autour du tunnel [G3]*

*Tableau VIII.3 : Récapitulatif des raideurs des différents ressorts*

Élément	Nœuds	Rayon (m)	Raideur (kN/m <sup>3</sup> )
Calotte	1-17 et 48-62	4,81	6909,26
Angle 1	62-64 et 99-110	1,88	18412,44
Angle 2	95-98 et 65-68	2,7	12820,5
Radier	69-94	9,7	3568,6

## I.64 Détermination des efforts internes

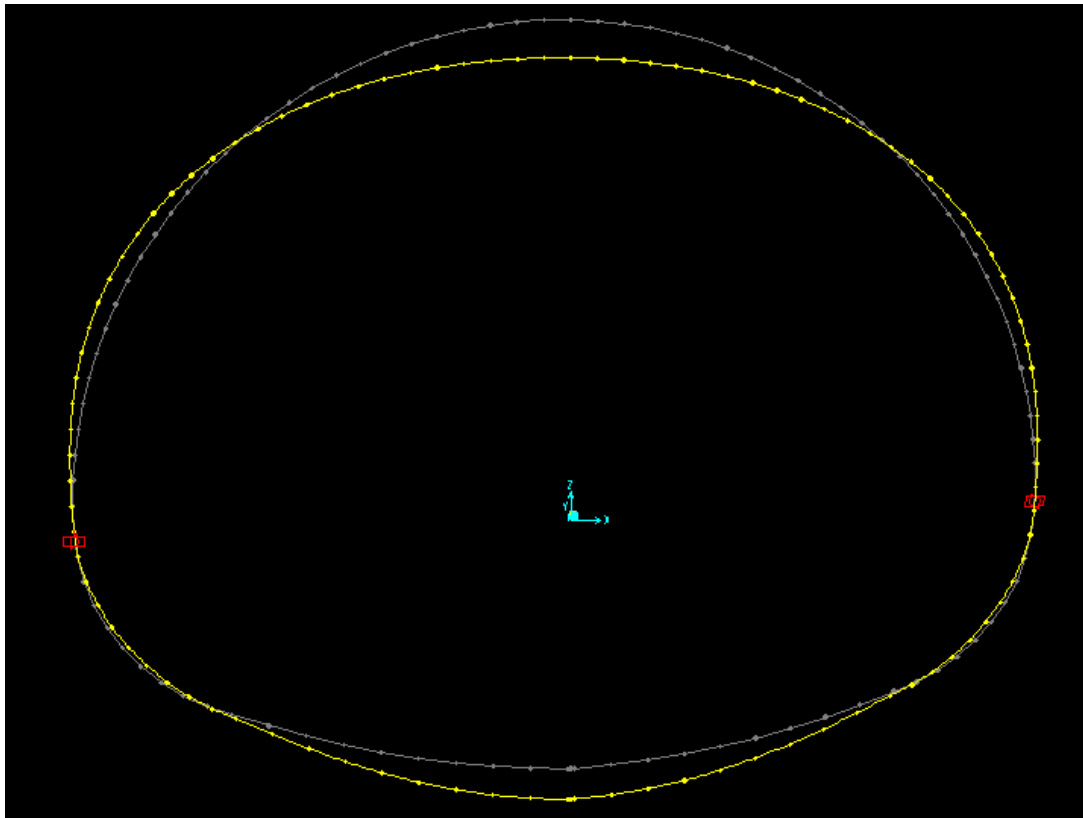


Figure VIII.5 : Déformation du revêtement définitif [G3]

- ✓  $U_{xmax} = 0.006 \text{ m}$
- ✓  $U_{zmax} = 0.026 \text{ m}$

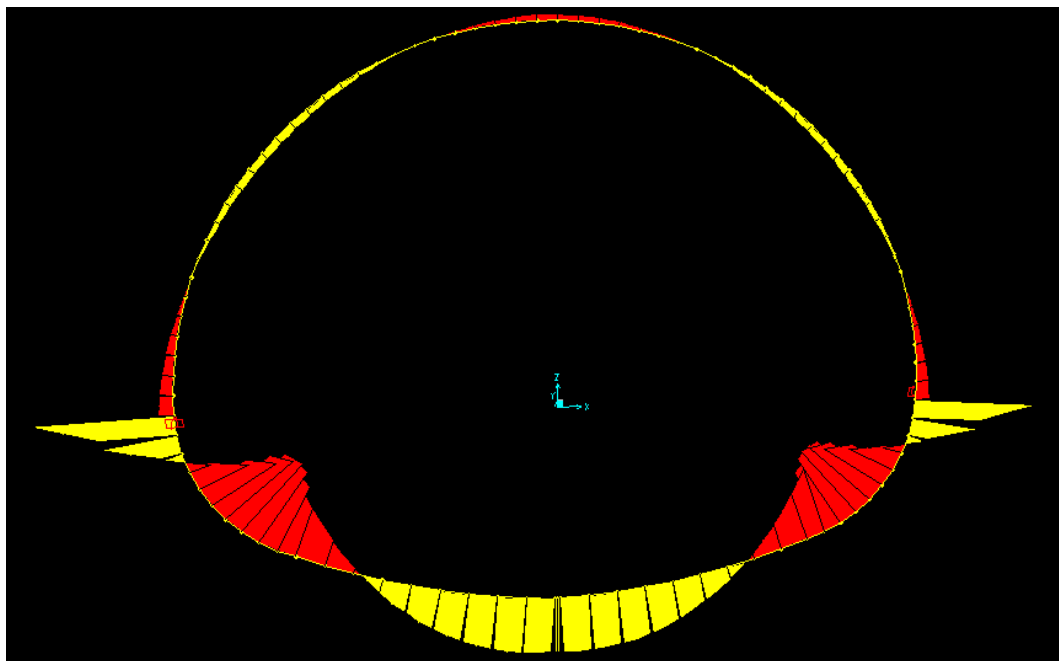
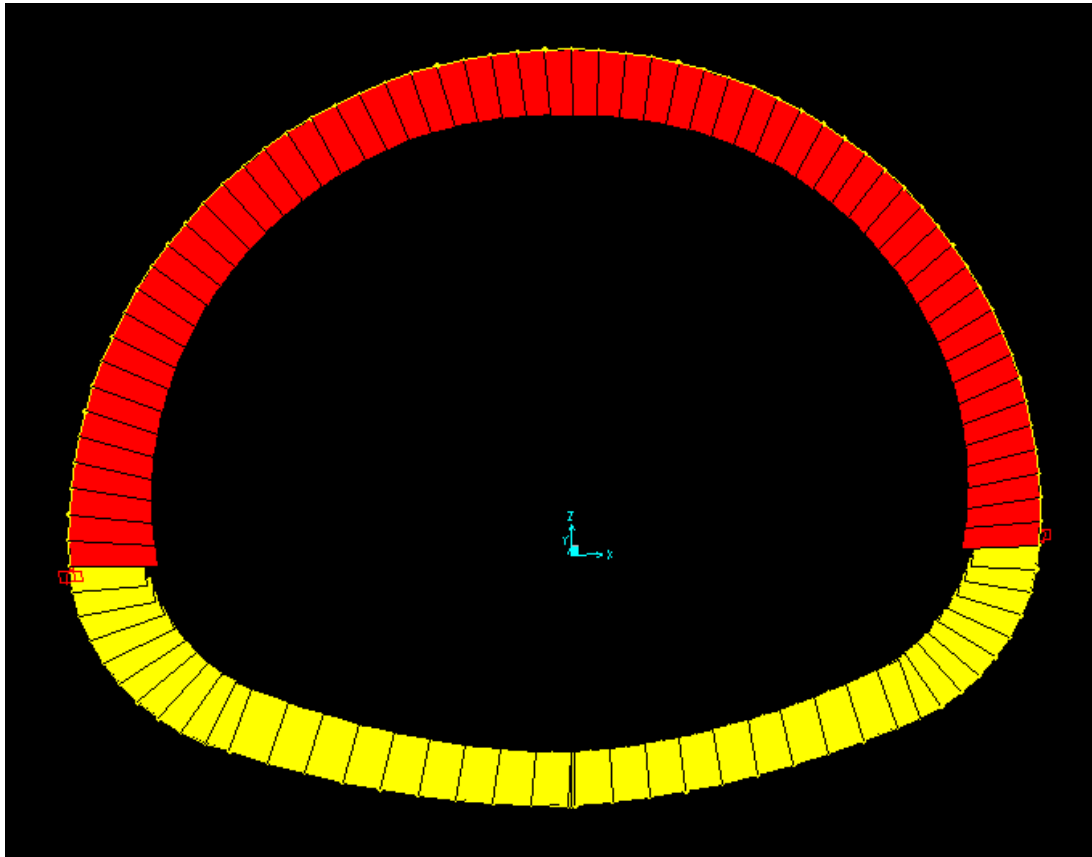
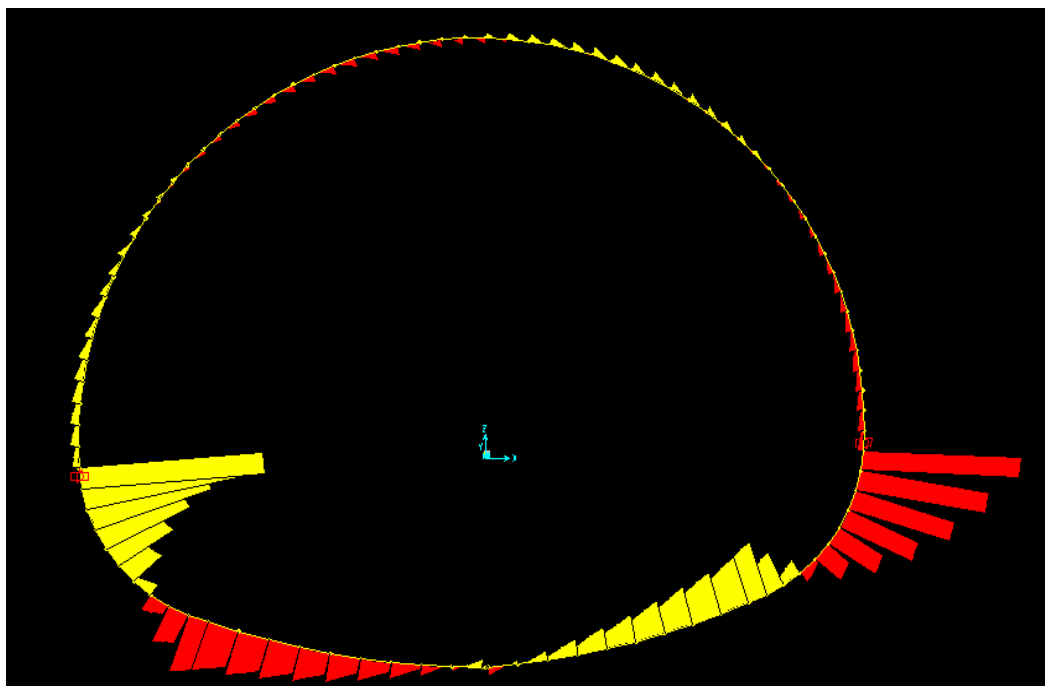


Figure VIII.6 : Diagramme des moments fléchissant [G3]



*Figure VIII.7 : Diagramme de l'effort normal [G3]*



*Figure VIII.8 : Diagramme de l'effort tranchant [G3]*

**Tableau VIII.4 : Récapitulatif des efforts internes dans les différentes parties de la structure [G3]**

	N [kN]	M [kN.m]	Vu [kN]
<b>Voûte</b>	1375,34	29	50,28
<b>pied droit</b>	1641,245	64,36	53,8
<b>Radier</b>	1527,66	398,16	1072,14

## I.65 Ferrailage du revêtement définitif

### I.65.1 Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal de notre combinaison de charge est déterminé à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

**Tableau VIII.5 : Ferrailage longitudinal statique sous la combinaison la plus défavorable [G4]**

Section	b[m]	h[m]	d[m]	d' [m]	As [m <sup>2</sup> ]	A's [m <sup>2</sup> ]
<b>Voûte</b>	1	0,5	0,45	0,05	17,48	14,15
<b>Pied droit</b>	1	0,5	0,45	0,05	15,17	22,58
<b>Radier</b>	1	0,6	0,54	0,06	36,48	12,78

**Tableau VIII.6 : Ferrailage des différentes parties du tunnel [G4]**

Section	As [m <sup>2</sup> ]	A's [m <sup>2</sup> ]
<b>Voûte</b>	7Ø20	7Ø16
<b>Pied droit</b>	8Ø16	8Ø20
<b>Radier</b>	8Ø25	8Ø14

### I.65.2 Ferrailage transversal [L13]

La vérification au cisaillement se fait de la manière suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Dans le cas de la fissuration préjudiciable :

$$\tau_{u\max} = \min\left\{\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

On doit vérifier que :  $\tau_u < \tau_{u\max}$

Tableau VIII.7 : Vérification des cisaillements

	Vu [kN]	$\tau_u$ [kN]	$\tau_u$ max	note
Voûte	50,28	0,111	3	vérifié
Pied droit	53,8	0,12	3	vérifié
Radier	1072,14	1,95	3	vérifié

Les conditions de bases sont vérifiées, donc pas de risque d'écrasement de béton.

✓ Calcul des armatures de coutures :

$$\tau_0 = 0.3 * K * f_{tj}^*$$

Avec :

- $K = 1 + \frac{\sigma_m}{f_{cj}} = 1$
- $f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3.3MPa\}$

$$f_{tj} = 0.06 * 30 + 0.6 = 2.4MPa$$

$$f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3.3MPa\} = \min\{2.4; 3.3\} = 2.4MPa$$

Donc :

$$\tau_0 = 0.3 * 1 * 2.4 = 0.72MPa$$

$$\rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \max[0.5\tau_u; 0.4MPa]$$

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos\alpha + \sin\alpha)0.9 * \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\rho_t = \max\{\rho_{tmin}; \rho_{t0}\}$$

On opte pour des armatures droites, donc  $\alpha = 90^\circ$

Tableau VIII.8 : Récapitulatif du pourcentage d'armatures

	Tu [MPa]	$\tau_0$ [MPa]	$\rho_{tmin}$	$\rho_{t0}$	$\rho_t$
Voûte	0,111	0,72	$8 * 10^{-4}$	$-2.03 * 10^{-3}$	$8 * 10^{-4}$
Pied droit	0,12	0,72	$8 * 10^{-4}$	$-2 * 10^{-3}$	$8 * 10^{-4}$
Radier	1,95	0,72	$8 * 10^{-4}$	$4.1 * 10^{-3}$	$8 * 10^{-4}$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b_0 * S_t} \geq \rho_{tmin}$$

$$S_{tmax} = \min\{0.9d ; 40cm\}$$

Pour la section transversale, on opte pour un cadre et deux étrillés T8

$$A_{st} = C * \frac{\pi\phi^2}{4} = 3.01 * 10^{-4}m^2$$

$$S_t \leq \frac{3.01}{100*8*10^{-4}} = 37.625cm \text{ Pour la voûte, les pieds droits, et le radier ;}$$

$$\bar{S}_t \leq \min\{0.9d ; 40cm\}$$

$$\bar{S}_t \leq 40cm$$

$$S_t = 20 < \bar{S}_t \quad \text{vérifié}$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right)$$

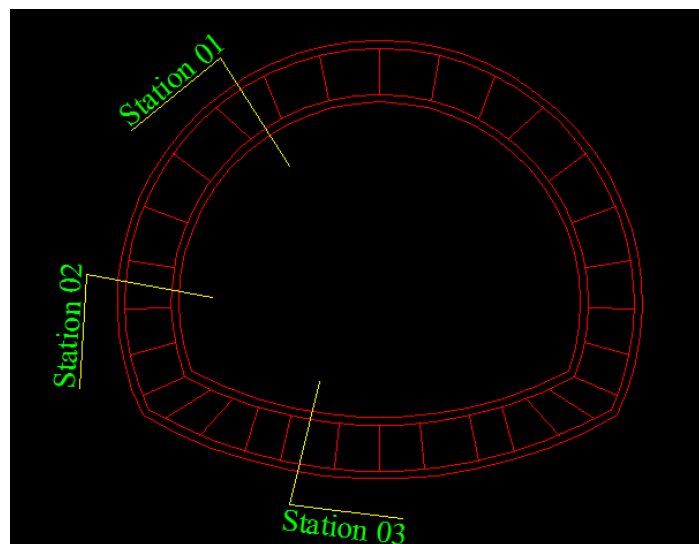
$$\varphi_t = 10mm$$

✓ **Armatures de répartition :**

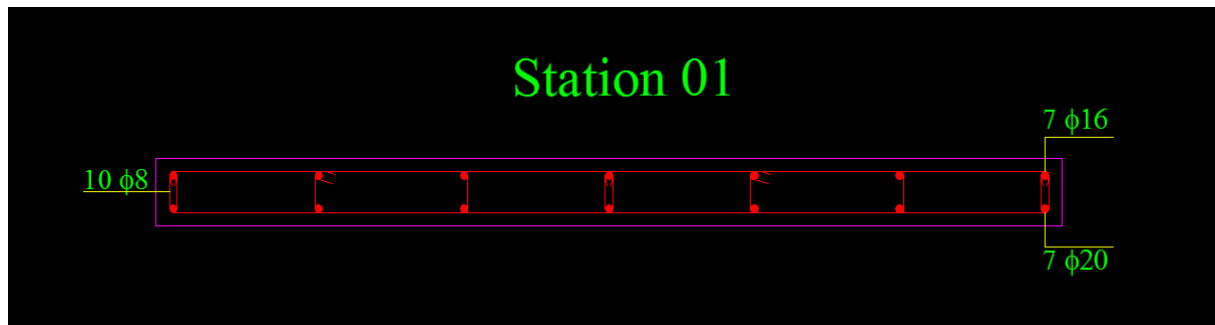
On adopte le ferrailage de répartition tel que :

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{36.48}{4} = 9.12cm^2$$

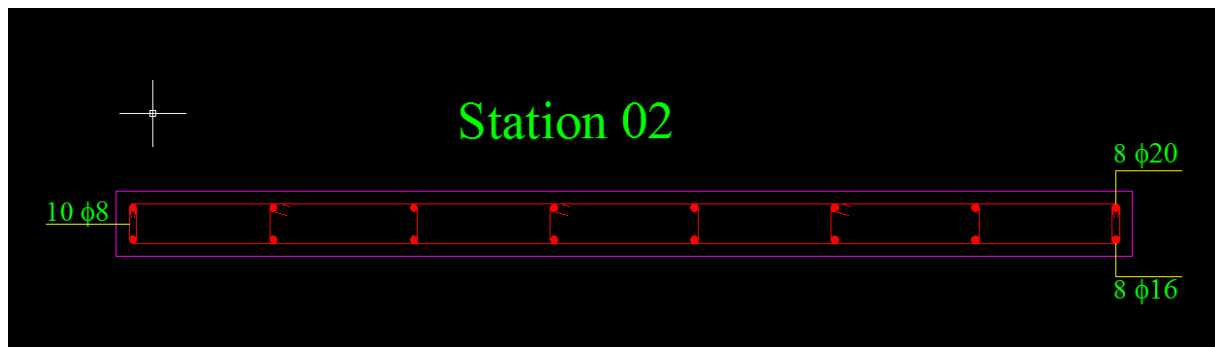
Donc pour les armatures de répartition, on prend 6Ø14



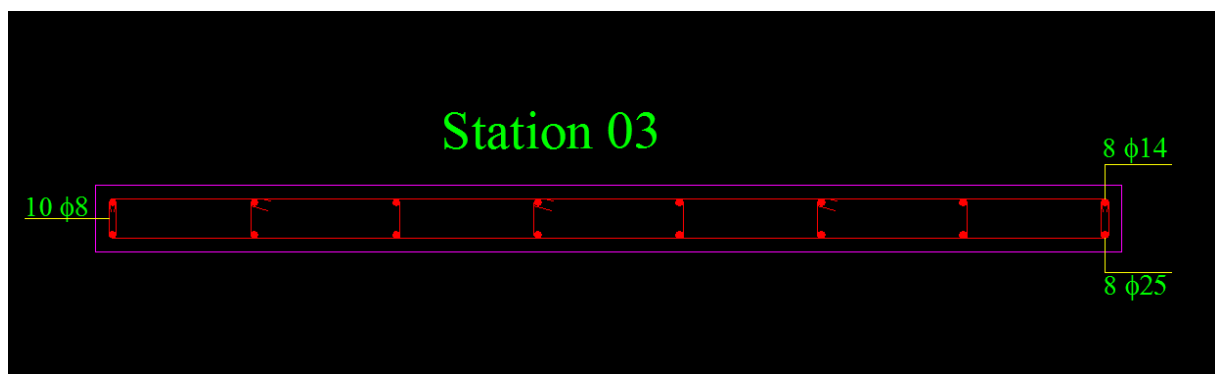
**Figure VIII.9 :** Schéma global du ferrailage du revêtement définitif [G5]



*Figure VIII.10 : Schéma de ferrailage de la station 1 [G5]*



*Figure VIII.11 : Schéma de ferrailage de la station 2 [G5]*



*Figure VIII.12 : Schéma de ferrailage de la station 3 [G5]*

## I.66 Conclusion

Selon le cas des charges statiques, nous avons obtenus le ferrailage optimal du revêtement définitif, une vérification vis-à-vis des charges dynamique due à une excitation d'origine sismique est nécessaire pour assurer la résistance de la structure, ce qui fera l'objectif du chapitre suivant.



# Etude Sismique

## I.67 Introduction

Les présentes méthodes de calcul s'appliquent aux ouvrages linéaires, pour lesquels la longueur est nettement prépondérante devant les dimensions de la section transversale. Elles sont applicables aux ouvrages situés à faible ou grande profondeur sous la surface du sol. Sont plus particulièrement concernés, quel que soit leur mode de réalisation, les tunnels routiers, ferroviaires ou de métro qui peuvent être considérés comme linéaires.

## I.68 Réponse d'un ouvrage enterré à l'action sismique [L12]

### I.68.1 Nature des actions sismiques à considérer

L'action sismique à prendre en compte dans les calculs d'un ouvrage peut être considérée comme composée :

- Des déformations ou déplacements imposés à l'ouvrage par le mouvement différentiels du sol résultant de la propagation des ondes ; ces déplacements et déformations sont considérés comme appliqués de façon statique,
- Des surpressions dynamiques exercées sur l'ouvrage par l'eau des terrains encaissants.

D'autres types d'action sismique, tels la traversée de failles actives, peuvent être à considérer. Les effets à prendre en compte ne relèvent pas des calculs mais des dispositions constructives.

### I.68.2 Déterminations des déformations et déplacements imposés à l'ouvrage

Les déformations et déplacements imposés à l'ouvrage peuvent être calculés en évaluant le mouvement sismique en champ libre à la profondeur de l'ouvrage et en tenant compte de l'interaction développée entre le terrain encaissant et l'ouvrage suivant les méthodes développées ci-après.

## I.69 Action sismique le long de l'axe du tunnel [L12]

L'action sismique le long de l'axe du tunnel est déterminée à partir des déplacements en champs libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel. Ceux-ci induisent, selon les modalités d'interaction terrain structure, des efforts de compression-traction et de flexion longitudinale, le tunnel étant considéré comme étant un élément linéique de type poutre. Les déplacements en champ libre sont déterminés comme indiqué ci-après.

### I.69.1 Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel

#### I.69.1.1 Déplacement axial

Les déplacements du terrain en champ libre le long de l'axe du tunnel générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde  $L$ , son amplitude de déplacement  $D_0$  et son angle d'incidence  $\theta$  par rapport au tunnel sont donnés par les formules suivantes :

$$U_x(x) = D_0 \sin \theta \sin \left( \frac{2 \pi x}{L} \cos \theta \right) \dots (IX. 1)$$

Avec

$$D_0 = a * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \dots (IX.2)$$

Tel que

$a$  : Coefficient d'accélération de zone.

$T$  : Période fondamentale du mouvement.

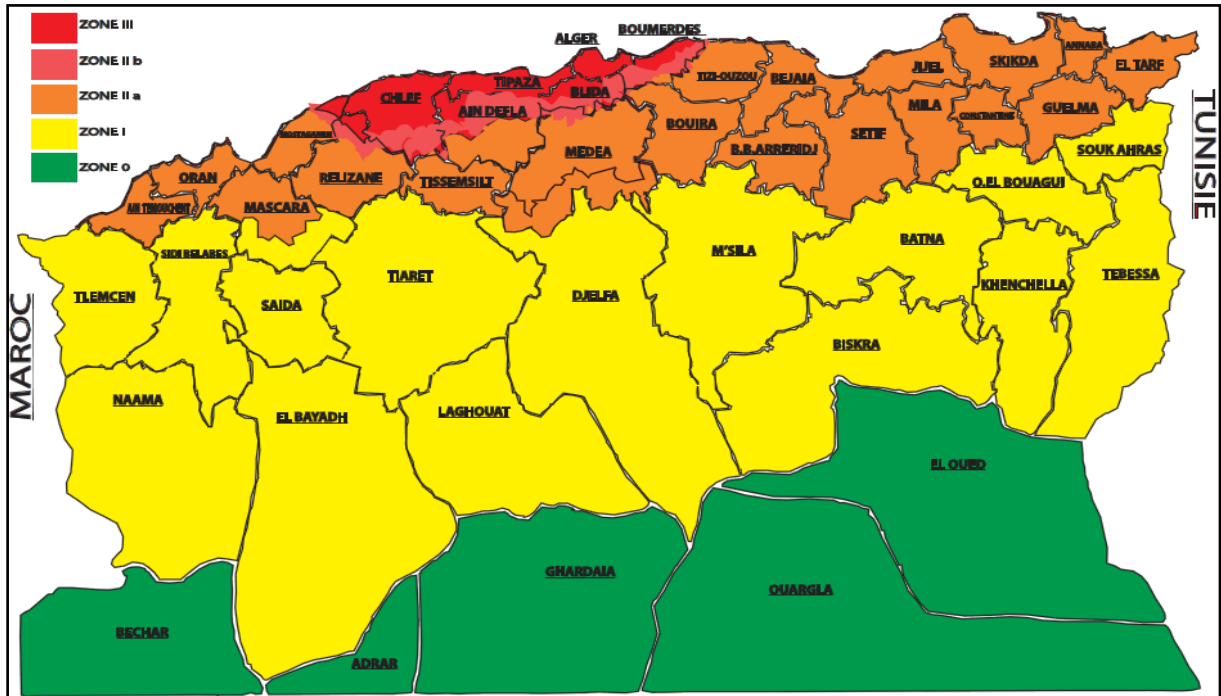


Figure IX.1 : Carte de zonage sismique de l'Algérie [L12]

Tableau IX.1 : Valeurs du coefficient d'accélération de zone « a » [L12]

Groupe de Tunnels	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30

Tableau IX.2 : Valeurs de la vitesse et du déplacement, pour  $A = 100 \text{ cm/s}^2$ , en fonction du type de site [L12]

Type de site	A [m/s <sup>2</sup> ]	V <sub>s</sub> [m/s]	D [m]	r = (A D) / (V <sup>2</sup> )
S1	1.000	0.060	0.030	8.333
S2	1.000	0.080	0.050	7.813
S3	1.000	0.100	0.070	7.000
S4	1.000	0.120	0.090	6.250

D'où, après dérivation, la déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel :

$$\varepsilon(x) = \frac{V_0}{C} \sin \theta \cos \theta \cos \left( \frac{2 \pi x}{L} \cos \theta \right) \dots (IX.3)$$

Avec

$V_0$  : La vitesse particulière au niveau de l'axe du tunnel (la vitesse du mouvement du terrain) :

$$V_0 = 2 \pi f D_0 \dots (IX.4)$$

$L$  : La longueur d'onde qui est donnée par

$$L = \frac{C}{f} \dots (IX.5)$$

Tel que

$f$  : Fréquence fondamentale du mouvement.

$C$  : Vitesse apparente de propagation d'onde qui exprimée par

$$C = \min\{100 \text{ m/s} ; V_s\} \dots (IX.6)$$

Où :

$V_s$  : La vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les terrains traversés.

#### **1.69.1.2 Déplacement transversal**

Le déplacement est donné par la formule suivante :

$$U_y(x) = D_0 \cos \theta \sin \left( \frac{2 \pi x}{L} \cos \theta \right) \dots (IX.7)$$

La courbure de la ligne matérialisant le tunnel est donnée par :

$$\frac{1}{r}(x) = \frac{A_0}{C^2} \cos^3 \theta \sin \left( \frac{2 \pi x}{L} \cos \theta \right) \dots (IX.8)$$

Avec

$A_0$  : L'accélération particulière au niveau de l'axe du tunnel qui exprimée par

$$A_0 = 4 \pi^2 f D_0 \dots (IX.9)$$

Dans le cas où l'on connaît le mouvement en surface, il conviendra de tenir compte de la profondeur de l'axe du tunnel.

L'amplitude  $D_0$  ainsi que la vitesse  $V_0$  et l'accélération  $A_0$  au niveau de l'axe du tunnel, peuvent être déterminées à partir d'un calcul de réponse en champ libre en fonction de la sollicitation sismique et des caractéristiques géodynamiques des formations géologiques hôtes : masses volumique, vitesse de propagation des ondes ou modules de rigidité au cisaillement, coefficients de Poisson, niveaux de nappe.

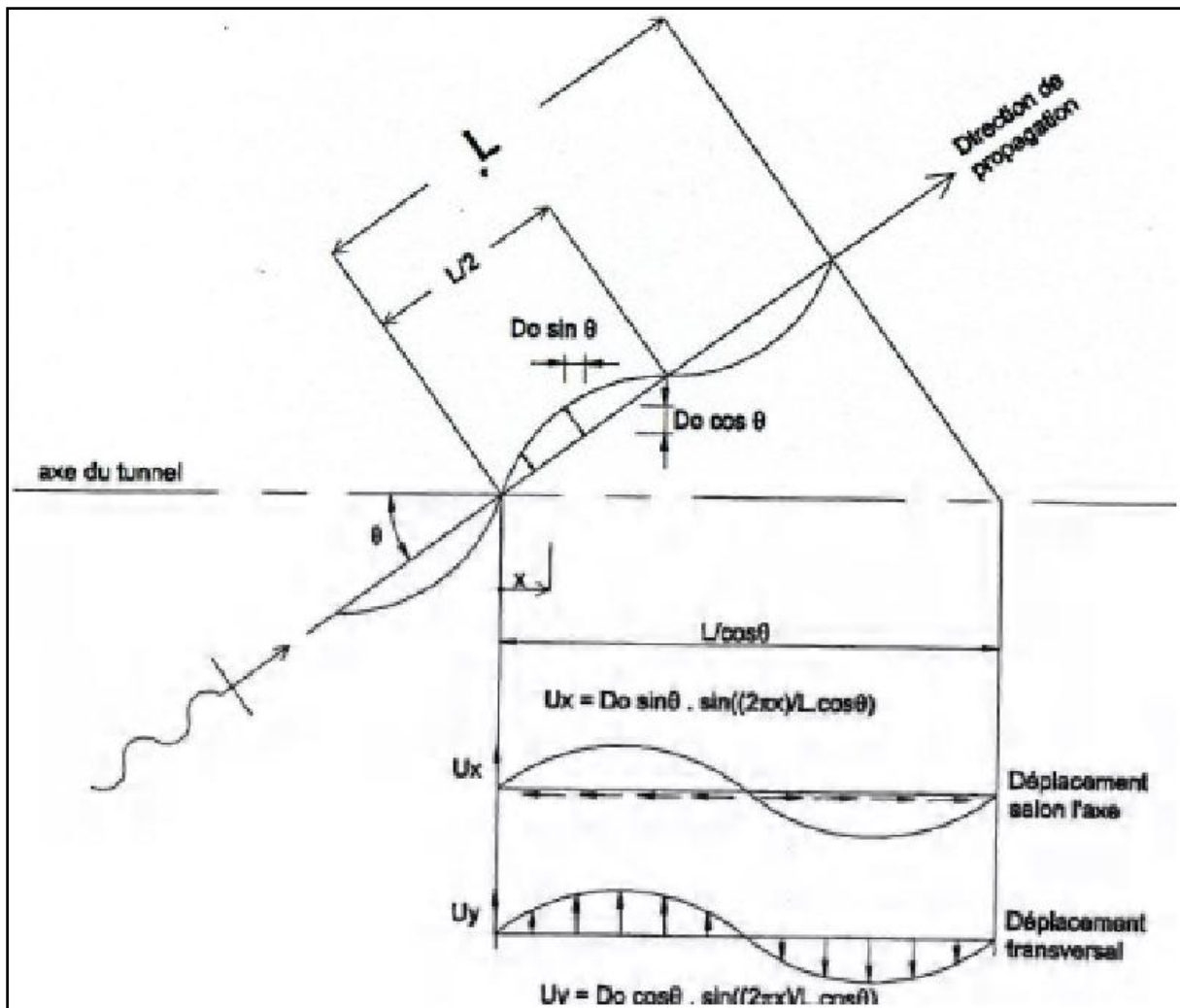


Figure IX.2 : Déplacement du terrain en champ libre [L12]

La figure ci-dessus représente les déplacements du terrain en champ libre et en milieu infini, selon l'axe du tunnel, générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde  $L$ , son amplitude  $D_0$  et son angle d'incidence  $\theta$  par rapport au tunnel.

### 1.69.2 Sollicitations induites sur le tunnel

#### 1.69.2.1 Cas de non prise en compte de l'interaction Terrain-Structure

On admet dans ce cas que la déformation de l'ouvrage est identique à celle du terrain encaissant et, par conséquent, peut être estimée directement à partir des formules développées en § IX.3.1 donnant la déformation en champ libre.

Les sollicitations s'en déduisent par les formules classiques de la théorie des poutres, en fonction de l'état mécanique attendu dans la section de l'ouvrage et des exigences de comportement requises.

Pour une section courante (éventuellement fissurée), caractérisée par son aire  $S$ , son inertie  $I$  et un module  $E$  caractérisant le matériau constitutif de l'ouvrage, on a :

- **Effort axial (Compression-Traction)**

$$N = \frac{2 \pi}{L} E S D_0 \sin \theta \cos \theta \dots (IX.10)$$

Cet effort est maximum pour  $\theta = 45^\circ$

$$N = \frac{\pi}{L} E S D_0 \dots (IX.11)$$

- **Flexion longitudinale**

Pour  $x = L$ ,

$$M = \frac{4 \pi^2}{L^2} E I D_0 \cos^3 \theta \dots (IX.12)$$

Ce moment est maximal pour  $\theta = 0^\circ$

$$M = \frac{4 \pi^2}{L^2} E I D_0 \dots (IX.13)$$

- **Effort tranchant**

$$V = \frac{2 \pi \cos \theta}{L} M \dots (IX.14)$$

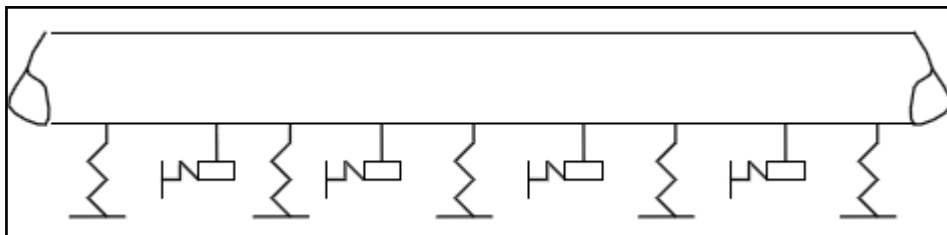
Le non prise en compte de l'interaction Terrain-Structure correspond au cas d'un tunnel dont la structure peut être considérée comme très souple par rapport au terrain encaissant. Cette méthode fournira par ailleurs un majorant des efforts pouvant apparaître quand la raideur du tunnel n'est plus négligeable par rapport à celle du terrain encaissant.

Pour le béton, le module à prendre en compte est le module instantané du béton (soit environ  $30\,000\text{ MPa}$ ) en particulier dans la direction longitudinale, sauf justification du caractère admissible de la fissuration de l'ouvrage. Pour l'acier, c'est le module de  $200\,000\text{ MPa}$ .

### **1.69.2.2 Cas de prise en compte de l'interaction Terrain-Structure**

#### **1.69.2.2.1 Caractérisation de l'interaction**

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.3 : Interaction Terrain-Structure [L12]**

En première approximation, on peut admettre que  $K_l = K_t = G$  ( $G$  : Module de cisaillement du terrain encaissant).

### **I.69.2.2.2 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 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**

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} E S D_0 \frac{K_l}{\frac{E S}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_l} \dots (IX. 15)$$

- **Flexion longitudinale**

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} E I D_0 \frac{K_t}{E I \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t} \dots (IX. 16)$$

- **Effort tranchant**

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max} \dots (IX. 17)$$

Dans cette approche, les déplacements imposés ont été remplacés par l'application directe, sur la poutre élastiquement appuyée, de force par unité de longueur :

- Longitudinale

$$P_l(x) = K_l U_x(x) \dots (IX. 18)$$

- Transversale

$$P_t(x) = K_t U_y(x) \dots (IX. 19)$$

### **I.69.2.2.3 Incidence de l'espacement entre joints**

La modélisation en poutre sur appuis élastique permet de prendre en compte l'effet des déformations d'onde sismiques sur une poutre de longueur finie. Il en résulte une atténuation des sollicitations maximales en fonction du rapport de la longueur entre joints à la longueur d'onde. Il convient de déterminer le souffle minimal des joints dans les deux directions longitudinale et transversale permettant sa prise en compte.

Un espacement typique de distance entre joints correspond à un quart de la longueur d'onde. L'atténuation obtenue peut atteindre des valeurs très significatives

## **I.70 Application de l'action sur notre tunnel**

Avant d'entamer les calculs, on doit préciser que :

- Les tunnels ferroviaires et métro sont classés en **Groupe 1** {Annexe B}.
- Le lieu d'implantation du projet est à Alger où la sismicité est très élevée : **Zone sismique III** [Figure IX.1.].
- Les propriétés mécaniques du terrain encaissant conduit à classer le site, qui est très meuble, en Catégorie S3 {Annexe C}.

- Le site est caractérisé par une vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_s$  supérieure ou égale à  $200 \text{ m/s}$ . {Annexe C}
- L'accélération de la pesanteur :  $g = 9.810 \text{ m/s}^2$  [L12].
- L'angle d'incidence :  $\theta = 25^\circ$  [C2]
- L'accélération particulaire :  $A_0 = 2.943 \text{ m/s}^2$  [C2].
- vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_s = 400 \text{ m/s}$  [C2].
- Vitesse apparente de propagation d'onde :  

$$C = \min \left\{ 1000 \frac{\text{m}}{\text{s}}; V_s \right\} \rightarrow C = 400 \text{ m/s} \text{ [Equation VIII.6.]}$$

### **1.70.1 Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel**

#### **1.70.1.1 Déplacement axial**

Le déplacement axial est exprimé par la relation (IX.1) comme suit :

$$U_x(x) = D_0 \sin \theta \sin \left( \frac{2 \pi x}{L} \cos \theta \right)$$

Avec

$$D_0 = a * \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Comme

$$a = 0.3 \text{ [Tableau VIII.1.]}$$

$$T = 0.295 \text{ s. [G3]}$$

Alors

$$D_0 = a * \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \rightarrow D_0 = 0.3 * \left( \frac{0.295}{2\pi} \right)^2 \rightarrow D_0 = \mathbf{0.069 \text{ m}}$$

Mais on a aussi la longueur d'onde :

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

De l'équation (IX.9) on détermine la fréquence fondamentale :

$$f = \frac{1}{T} \rightarrow f = 3.390 \text{ Hz}$$

D'où

$$L = \frac{C}{f} \rightarrow L = \frac{400}{3.390} \rightarrow L = 117.85 \text{ m}$$

Enfin :



$$U_x = D_0 \sin(\theta) \sin\left(\frac{2 * \pi * 1}{L} \cos(\theta)\right)$$

$$\rightarrow U_x = 0.069 \sin(25) \sin\left(\frac{2 * \pi * 1}{117.85} \cos(25)\right)$$

$$\rightarrow U_x = \mathbf{0.013 m}$$

La déformation est donnée par l'équation (IX.3) :

$$\varepsilon = \frac{V_0}{C} \sin \theta \cos \theta \cos\left(\frac{2 \pi x}{L} \cos \theta\right)$$

Avec

$$V_0 = 2 \pi f D_0 \rightarrow V_0 = 2 * \pi * 3.39 * 0.069 \rightarrow V_0 = 1.470 \text{ m/s}$$

On obtient donc

$$\varepsilon = \frac{V_0}{C} \sin \theta \cos \theta \cos\left(\frac{2 \pi x}{L} \cos \theta\right)$$

$$\rightarrow \varepsilon = \frac{1.470}{100} \sin(25) \cos(25) \cos\left(\frac{2 * \pi * 1}{117.85} \cos(25)\right)$$

$$\rightarrow \varepsilon = 0.069$$

#### **1.70.1.2 Déplacement transversal**

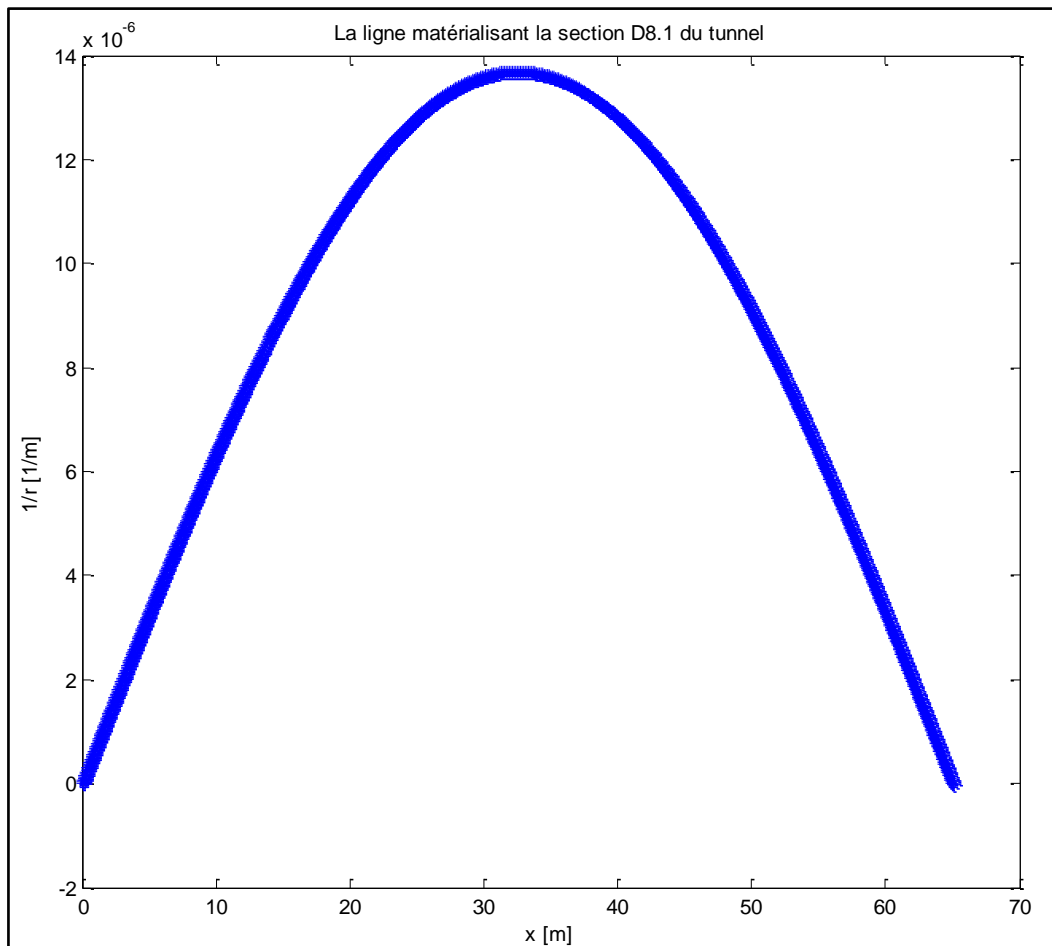
Le déplacement est donné par l'équation (IX.7) comme suit :

$$U_y = D_0 \cos \theta \sin\left(\frac{2 \pi x}{L} \cos \theta\right)$$

Alors

$$U_y = 0.069 \cos(25) \sin\left(\frac{2 * \pi * 1}{117.85} \cos(25)\right)$$

$$\rightarrow U_y = \mathbf{0.028 m}$$



**Figure IX.4 :** L'allure de la courbure de la ligne matérialisant le tunnel [G2]

### ***1.70.2 Sollicitations induites sur le tunnel***

Déterminons d'abord :

- Rayon de la grande section :  $R = 5.01 - 0.20 \rightarrow R = 4.180 \text{ m}$
- Rayon de la petite section :  $r = 4.180 - 0.50 \rightarrow r = 4.260 \text{ m}$
- Aire de la section  

$$S = \pi * (R^2 - r^2) \rightarrow S = \pi * ((4.180)^2 - (4.260)^2) \rightarrow S = 11.01 \text{ m}^2$$
- Inertie de la section  

$$I = \frac{\pi}{4} * (R^4 - r^4) \rightarrow I = \frac{\pi}{4} * ((4.180)^4 - (4.260)^4) \rightarrow I = 117.16 \text{ m}^4$$

Et précisons aussi que :

- Module de rigidité du béton :  $E_b = 30\,000 \text{ MPa}$  [L12].

**I.70.2.1 Cas de non prise en compte de l'interaction Terrain-Structure**

- Effort axial (Compression-Traction)

$$N = \frac{2 \pi}{L} E S D_0 \sin \theta \cos \theta$$

Cet effort est maximum pour  $\theta = 45^\circ$

$$\rightarrow N = \frac{2 * \pi}{117.85} * 30\,000 * 11.01 * 0.069 * \sin(25) \cos(25)$$

$$\rightarrow N = 46.500 \text{ kN}$$

- Flexion longitudinale

$$M = \frac{4 \pi^2}{L^2} E I D_0 \cos^3 \theta$$

$$M = \frac{4 \pi^2}{L^2} E I D_0$$

$$\rightarrow M = \frac{4 * \pi^2}{(117.85)^2} * 30\,000 * 117.16 * 0.069$$

$$\rightarrow M = 5.130 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant

$$V = \frac{2 \pi \cos \theta}{L} M$$

$$\rightarrow V = \frac{2 * \pi}{117.85} * \cos(25) * (5.130)$$

$$\rightarrow V = 0.248 \text{ kN}$$

**Tableau IX.3 : Récapitulatif des efforts en cas de non prise en compte d'interaction sol-structure**

$N_{max}$ [kN]	$M_{max}$ [kN,m]	$V_{max}$ [kN]
46,500	5,130	0,248

**I.70.2.2 Cas de prise en compte de l'interaction Terrain-Structure**

Précisons premièrement que :

- Module de rigidité du sol encaissant :  $E_s = 60 \text{ MN/m}^2$  [C2]
- Coefficient de Poisson du sol :  $\nu = 0.300$  [C2]
- Poids volumique du sol encaissant :  $\gamma_s = 0.0205 \text{ MN/m}^3$  [C2]

- Module de cisaillement statique du terrain encaissant

$$G_{statique} = \frac{E_s}{2 * (1 + \nu)} \rightarrow G_{statique} = \frac{60}{2 * (1 + 0.3)}$$

$$\rightarrow G_{statique} = 11500 \text{ MN/m}^2$$

- Module de cisaillement dynamique du terrain encaissant

$$G_{dynamique} = \gamma_s * V_s^2$$

$$\rightarrow G_{dynamique} = 0.0205 * (400)^2$$

$$\rightarrow G_{dynamique} = 32 \text{ MN/m}^2$$

- Hypothèse :  $K_l = K_t = G_{statique}$

Les valeurs maximales des sollicitations sont comme suit :

- **Effort axial**

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} E S D_0 \frac{1}{\frac{E S}{2 * G_{statique}} \left(\frac{2 \pi}{L}\right)^2 + 1}$$

$$\rightarrow N_{max} = \frac{\pi}{117.85} * 30\,000 * 11.01 * 0.069 * \frac{1}{\frac{30\,000 * 11.01}{2 * 11500} \left(\frac{2 * \pi}{117.85}\right)^2 + 1}$$

$$\rightarrow N_{max} = \mathbf{70.700 \text{ kN}}$$

- **Flexion longitudinale**

$$M_{max} = \frac{4 \pi^2}{L^2} E I D_0 \frac{1}{\frac{E I}{G_{statique}} \left(\frac{2 \pi}{L}\right)^4 + 1}$$

$$\rightarrow M_{max} = \frac{4 * \pi^2}{(117.85)^2} * 30\,000 * 117.16 * 0.069 \frac{1}{\frac{30\,000 * 117.16}{11500} * \left(\frac{2 * \pi}{117.85}\right)^4 + 1}$$

$$\rightarrow M_{max} = \mathbf{67.500 \text{ kN.m}}$$

- **Effort tranchant**

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

$$\rightarrow V_{max} = \frac{2 * \pi}{117.85} * 67.500$$

$$\rightarrow V_{max} = \mathbf{0.036 \text{ kN}}$$

**Tableau IX.4 :** Récapitulatif des efforts en cas de prise en compte d'interaction sol-structure

$N_{max}$ [kN]	$M_{max}$ [kN.m]	$V_{max}$ [kN]
70,700	67,500	0,036

Dans cette approche, les déplacements imposés ont été remplacés par l'application directe, sur la poutre élastiquement appuyée, de force par unité de longueur :

- Longitudinale

$$\begin{aligned}P_l &= G_{statique} * U_x \\ \rightarrow P_l(x = 1 \text{ m}) &= 11500 * 0.013 \\ \rightarrow \mathbf{P_l(x = 1 \text{ m})} &= \mathbf{149.500 \text{ kN/m}}\end{aligned}$$

- Transversale

$$\begin{aligned}P_t &= G_{statique} * U_y \\ \rightarrow P_t &= 11500 * 0.028 \\ \rightarrow \mathbf{P_t} &= \mathbf{322 \text{ kN/m}}\end{aligned}$$

### I.71 Conclusion

Les données sismiques sont définies généralement au terme d'une synthèse Sismo-Tectonique régional.

Les valeurs des paramètres géodynamiques (le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ ) introduites dans les calculs sont généralement mesurées par essais sismiques de type faible déformations alors que le séisme se manifeste avec des déformations supérieurs, alors il est important d'apprécier la représentativité des essais dans les terrains hétérogènes afin d'adopter des valeurs moyennes pour le calcul.

# Conclusion Générale

### CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et la conception d'un tunnel du métro d'Alger sous habitation R+3. Il nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine des travaux souterrains, et mettre en pratique les connaissances théoriques acquises, lors de nos cinq années d'études supérieures à l'Ecole Nationale Polytechnique (ENP).

La section étudiée se trouve dans un terrain constitué de marnes qui est une roche de faible résistance, de classe V, avec une hauteur de couverture de 7.5 m et une nappe phréatique se situant à 38 m au-dessous de l'ouvrage. La longueur du tunnel est de 290 m, creusé en sections divisées à l'aide de machines mécaniques.

Après avoir calculé les charges actives agissantes sur le tunnel, on a procédé à la vérification du soutènement en utilisant la méthode de convergence confinement et ses hypothèses de calcul. Ceci a permis de déterminer la pression du soutènement provisoire à l'équilibre qui assure la stabilité de l'ouvrage pendant sa réalisation.

La modélisation du soutènement avec le logiciel SAP 2000 nous a permis de conclure que des cintres HEB180 espacés de 0.8 m, et une couche de béton projeté d'épaisseur de 0.20 m peuvent reprendre les charges appliquées au tunnel.

Le revêtement définitif a été modélisé avec le logiciel SAP 2000. Les efforts trouvés ont permis de mettre en place le ferrailage nécessaire dans les différentes sections de l'ouvrage.

Les voûtes parapluie, les boulons et les injections de remplissage ont parfaitement rempli leur rôle, ce qui a favorisé la reprise des travaux de creusement sans provoquer de tassements significatifs, et donc éviter des désordres complémentaires aux conséquences préjudiciables pour la bâtisse.

Finalement, le creusement en section divisée a permis d'éviter tout tassement excessif, et la mise en place des tubes a permis d'assurer une meilleure répartition des contraintes longitudinales et transversales.

L'étude dynamique suivant le règlement parasismique des ouvrages d'art algériens nous a montré que l'effet sismique n'est pas endommageant pour l'ouvrage.

Ce projet de fin d'études nous a permis de connaître les différentes étapes de réalisation d'un tunnel et les différents problèmes que l'on peut rencontrer en pratique. La maîtrise de ces problèmes exigent des connaissances étendues dans les domaines de la géologie, l'hydrogéologie, la mécanique des sols, la mécanique des roches, la résistance des matériaux, le domaine du béton ainsi que le génie civil d'une manière général.

Enfin, ce mémoire de fin d'études a été une riche expérience qui va nous permettre d'accéder à une vie professionnelle pleine de confiance, et mettre en pratique d'une manière convenable toutes nos connaissances théoriques acquises à l'ENP.

# Références bibliographiques



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Liste des livres

[L1] Anne BOUVARD-LECOANET. Guy COLOMBET. François ESTEULLE (1998), Ouvrages souterrains (conception – réalisation – entretien), Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, France, 271p, 2-85978-108-0.

[L2] François MARTIN, Adrien SAÏTTA (Janvier 2012), Mécanique des Roches et Travaux Souterrains (Cours et exercices corrigés), Ecole Nationale Supérieure de Cachan (Huitième édition), France, 88p.

[L3] Centre d'Etude des Tunnels (Juillet 1998), Dossier pilote des tunnels (section 4 procédés de creusement et de soutènement), Ministère de l'équipement et des transports et du logement (direction des routes), France, 80p, 2-11-084743-3.

[L4] Karoly SZECHY. (Traduit par J. WILHELM 1970), Traité de construction des tunnels, Dunod Paris, France, 701p.

[L5] Centre d'Etude des Tunnels (Juillet 1998), Dossier pilote des tunnels (section 3 Conception et Dimensionnement), Ministère de l'équipement et des transports et du logement (direction des routes), France, 45p, 2-11-084743-3.

[L6] De Coster Brice. Potamianos Karolos. Gathon Romain. Houaiss Fadi, Projet de recherche documentaire (Technique de construction de tunnels en milieu urbain), U.L.B – Faculté des Sciences Appliquées, France, 50p.

[L7] Evert Hoek (2006), *Practical Rock Engineering*, University of Toronto, Canada, 237p.

[L8] Frédéric BULTEL (2001), Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France, 298p.

[L9] C. CHERCHALI (1993), Tunnel Tome I (Calcul Soutènement Provisoire), Office des Publications Universitaires, Algérie, 196p.

[L10] C. CHERCHALI (1993), Tunnel Tome II (Calcul Revêtement Définitif), Office des Publications Universitaires, Algérie, 135p.

[L11] Marc PANET (1995), Calcul des tunnels par la méthode Convergence-Confinement, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, France, 177p, 2-85978-230-3.

[L12] Document Technique Réglementaire (Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art « RPOA 2008 »), Ministère des Travaux Publics, Algérie, 161p.

[L13] R. BOUTMEUR (2013), Support de cours, Ecole Nationale Polytechnique, Algérie.

### Liste des articles

[A1] Alain BLANCHIER. Anne Charline SAUVAGE (2004), Utilisation des explosifs dans le génie civil, Techniques de l'ingénieur, Article Archivé, Réf C 5 420, p 07-19.

[A2] Pierre GESTA (1994), Travaux souterrains, Techniques de l'ingénieur, Articles encyclopédiques, Réf C 5 565, p 29 et 31-34.

### Liste des sites internet et liens

- [S0] <http://www.metroalger-dz.com>
- [S1] <http://www.planet-tp.com>
- [S2] <http://www.soletanche-bachy.com>
- [S3] [http://www.la12enchemin.fr/pages\\_items/le\\_chantier.htm](http://www.la12enchemin.fr/pages_items/le_chantier.htm)
- [S4] <http://www.universalis.fr/encyclopedie/tunnels/>
- [S5] <http://www.gramme.be/unite9/pmwikiOLD/pmwiki.php?n=PrGC0607.IntroductionAuxTravauxSouterrains>
- [S6] <http://www.gramme.be/unite9/pmwikiOLD/pmwiki.php?n=PrGC0708.AncrageDuB%E2timent>
- [S7] [http://www.dywidagsystems.com/uploads/media/DSI-Geotechnique\\_Tirants\\_d\\_ancrage\\_monobarre\\_fr.pdf](http://www.dywidagsystems.com/uploads/media/DSI-Geotechnique_Tirants_d_ancrage_monobarre_fr.pdf)
- [S8] <http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/realisation/soutenement/Btonprojet.html>
- [S9] <http://www.anpm.gov.dz>
- [S10] <http://www.algeriepyrenees.com>
- [S11] <http://www.aciers-mottard.be/catalogue/Aciers-mottard-1-2.pdf>
- [S12] [http://btscm.fr/dicoem/G/OUVRAGES\\_SIMPLES/ASSEMBLAGES.pdf](http://btscm.fr/dicoem/G/OUVRAGES_SIMPLES/ASSEMBLAGES.pdf)
- [S13] <http://www.outils-cetu.fr>

### Liste des Logiciels utilisés

- [G1] Feuille Microsoft Office Excel 2007
- [G2] MATLAB 7.8.0 (R2009a) [MATrix LABoratory]
- [G3] SAP 2000 V 14.0 [Structural Analysis Program]
- [G4] SOCOTEC
- [G5] AutoCAD 2008

### Autres supports

- [C1] Photos prises sur chantiers.
- [C2] Données fournis par l'Entreprise Métro d'Alger.
- [C3] C.AMRANE. H.MAIRI (2012), Etude de tunnel autoroutier de Bouzegza, Autoroute EST-OUEST, ENP, Alger, 160 p.
- [C4] MULLER+HERETH GERMANY (2012), Note de calcul (tunnel en mine sous habitation section D8.1), Entreprise Métro d'Alger, Algérie, 51p.
- [C5] Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel (1999), Institut National des Sciences appliquées de Lyon, France, p 47- p77.

# Annexes

## ANNEXE A : Classification des massifs rocheux et prédimensionnement. [L1]

### A.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 l'autre. Parmi ces méthodes, les plus couramment utilisées sont celles de BIENIAWSKI, de BARTON, de la classification de l'AFTES et aux États-Unis celle de TERZAGHI.

On citera dans cette annexe la méthode adoptée pour notre ouvrage, qu'est celle de BIENIAWSKI.

### A.2. Les paramètres de classification

BIENIAWSKI du *South African Scientific and Industrial Research (CSIR)*, en 1973, proposa une classification, en vue d'y creuser une galerie souterraine, combinant certains paramètres de classification qui sont :

- La résistance à la compression simple ou essai Franklin (pour les roches dures) ;
- Le R.Q.D pour caractériser la qualité du rocher. Il fut proposé par D.DEERE en 1964 et est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté

$$R.Q.D = \frac{100 * \text{Longueur totale des morceaux supérieurs à 10cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}}$$

- L'espacement des joints. Le terme joint comprend tous les types de discontinuités (stratification, fractures, diaclases) ;
- La nature des joints ;
- Les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note (Voir tableau ci-après) pour aboutir à une note globale caractérisant la qualité du rocher.

Tableau A.1. Paramètres de classification des roches et notes de pondération.

Paramètres		Coefficients							
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R Q D	90-100	75-90	50-75	25-50	<25			
	Note	20	17	13	8	3			
3	Espacement des joints	>3m	1-3 m	0,3-1 m	50-300 mm	< 50 mm			
	Note	30	25	20	10	5			
4	Nature des joints	Surfaces très rugueuses non continues épontes en contact, épontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses d'épaisseur <1 mm, épontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses, épaisseur <1mm, épontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage <5mm, ou joints ouverts de 1 à 5mm, joints continus	Remplissage mou >5mm, ou joints ouverts >5mm, joints continus			
		Note	25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau	< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min			
		Pression d'eau, contrainte principale	0	0,0-0,2	0,2-0,5	> 0,5			
		Hydrogéologie	Complètement sec	suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau			
	Note	10	7	4	0				

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

**Tableau A.2. Note d'ajustement pour l'orientation des joints.**

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Pendage 20°
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		pendage 45-90°	pendage 20-45°	
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	pendage 45-90°	pendage 20-45°			
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable

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

**A.3. Détermination du Rock Mass Ratio « R.M.R » et de la classe de la roche**

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux, on utilise le Tableau A.3 pour connaître :

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

**Tableau A.3. Classe de rocher après application de la note d'ajustement.**

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5cm de portée	6mois pour 4cm de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1,5m de portée	10 min pour 0,5m de portée

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place (Voir Tableau A.4.).

Tableau A.4. Recommandation d'avant-projet sommaire du soutènement.

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroit	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	Généralement pas nécessaire						
2	1,5 - 2,0 m	occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	Non rentable	
3	1,0 - 1,5 m	treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	Occasionnellement treillis soudé et boulons si nécessaire	Cintres légers	1,5 - 2,0m
4	0,5 - 1,0 m	treillis soudé + 30 - 50 mm de béton projeté en voûte et en piédroit	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1,5 - 3,0 m d'espacement	Cintres légers + 50 mm de béton projeté	0,7 - 1,5 m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé, boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0,7 m

#### A.4. Conclusion

L'avantage principal de ces méthodes et d'obliger le projeteur à recenser et quantifier tous les paramètres géotechniques qui peuvent influencer sur l'équilibre de l'ouvrage souterrain.

La méthode de Z. BIENIAWSKI combine ces différents paramètres pour aboutir à un coefficient unique qui classe le rocher (R.M.R). Ce coefficient doit être utilisé avec beaucoup de prudence car il ne peut pas rendre compte, à lui tout seul, de la diversité des caractéristiques du rocher. Il peut masquer une caractéristique prédominante pour le dimensionnement de l'ouvrage.

**ANNEXE B : Classification des tunnels. [L12]**

Pour la prise en compte du risque sismique, et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération de zone  $a$ , 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.



**ANNEXE C : Catégories et critères de classification des sites. [L12]**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- **Catégorie S1 : (Site rocheux)**  
Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement  $V_s \geq 800 \text{ m/s}$
- **Catégorie S2 : (Site ferme)**  
Dépôts de sable et de gravier denses à très denses, marnes ou argiles raides très surconsolidées sur 10 à 20 m d'épaisseur avec  $V_s \geq 400 \text{ m/s}$  à partir de 10 m de profondeur.
- **Catégorie S3 : (Site meuble)**  
Dépôts épais de sable et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_s \geq 200 \text{ m/s}$  à partir de 20m de profondeur.
- **Catégorie S4 : (Site très meuble)**  
Dépôts de sable lâche avec ou sans présence de couches d'argile molle pour  $V_s < 200 \text{ m/s}$  dans les vingt (20) premiers mètres.  
Dépôts d'argiles molle à moyennement raide avec  $V_s < 200 \text{ m/s}$  dans les vingt (20) premiers mètres.

**ANNEXE D : Caractéristiques des cintres HEB. [S11]**

EURONORM 53 -62		DIN 1025					V (m <sup>2</sup> /m)	F (cm <sup>2</sup> )	Ix-x (cm <sup>4</sup> )	Wx-x (cm <sup>3</sup> )	ix-x (cm)	Iy-y (cm <sup>4</sup> )	Wy-y (cm <sup>3</sup> )	iy-y (cm)
HEB	Poids (Kg/m)	Dimensions (mm)												
		h	b	a	e	r								
100	20,8	100	100	6,0	10,0	12	0,567	26,0	450	90	4,16	167	33	2,53
120	27,3	120	120	6,5	11,0	12	0,686	34,0	864	144	5,04	318	53	3,06
140	34,4	140	140	7,0	12,0	12	0,805	43,0	1509	216	5,93	550	79	3,58
160	43,5	160	160	8,0	13,0	15	0,918	54,3	2492	311	6,78	889	111	4,05
180	52,2	180	180	8,5	14,0	15	1,040	65,3	3831	426	7,66	1363	151	4,57
200	62,5	200	200	9,0	15,0	18	1,150	78,1	5696	570	8,54	2003	200	5,07
220	72,9	220	220	9,5	16,0	18	1,270	91,0	8091	736	9,43	2843	258	5,59
240	84,8	240	240	10,0	17,0	21	1,380	106,0	11259	938	10,30	3923	327	6,08
260	94,8	260	260	10,0	17,5	24	1,500	118,0	14919	1150	11,20	5135	395	6,58
280	105,0	280	280	10,5	18,0	24	1,620	131,0	19270	1380	12,10	6595	471	7,09
300	119,3	300	300	11,0	19,0	27	1,730	149,0	25166	1680	13,00	8563	571	7,58
320	129,5	320	300	11,5	20,5	27	1,770	161,0	30823	1930	13,80	9239	616	7,57
340	136,6	340	300	12,0	21,5	27	1,810	171,0	36656	2160	14,60	9690	646	7,53
360	144,8	360	300	12,5	22,5	27	1,850	181,0	43193	2400	15,50	10141	676	7,49
400	158,0	400	300	13,5	24,0	27	1,930	198,0	57680	2880	17,10	10819	721	7,40
450	174,3	450	300	14,0	26,0	27	2,030	218,0	79887	3550	19,10	11721	781	7,33
500	190,6	500	300	14,5	28,0	27	2,120	239,0	107176	4290	21,20	12624	842	7,27
550	202,8	550	300	15,0	29,0	27	2,220	254,0	136691	4970	23,20	13077	872	7,17
600	216,1	600	300	15,5	30,0	27	2,320	270,0	171041	5700	25,20	13530	902	7,08
650	229,3	650	300	16,0	31,0	27	2,420	286,0	210616	6480	27,10	13984	932	6,99
700	245,6	700	300	17,0	32,0	27	2,520	306,0	256888	7340	29,00	14441	963	6,87
800	267,0	800	300	17,5	33,0	30	2,710	334,0	359083	8980	32,80	14904	994	6,68
900	296,6	900	300	18,5	35,0	30	2,910	371,0	494065	10980	36,50	15816	1050	6,53
1000	320,0	1000	300	19,0	36,0	30	3,110	400,0	644748	12890	40,10	16276	1090	6,38

**Annexe E : Choix du diamètre des boulons. [S12]**

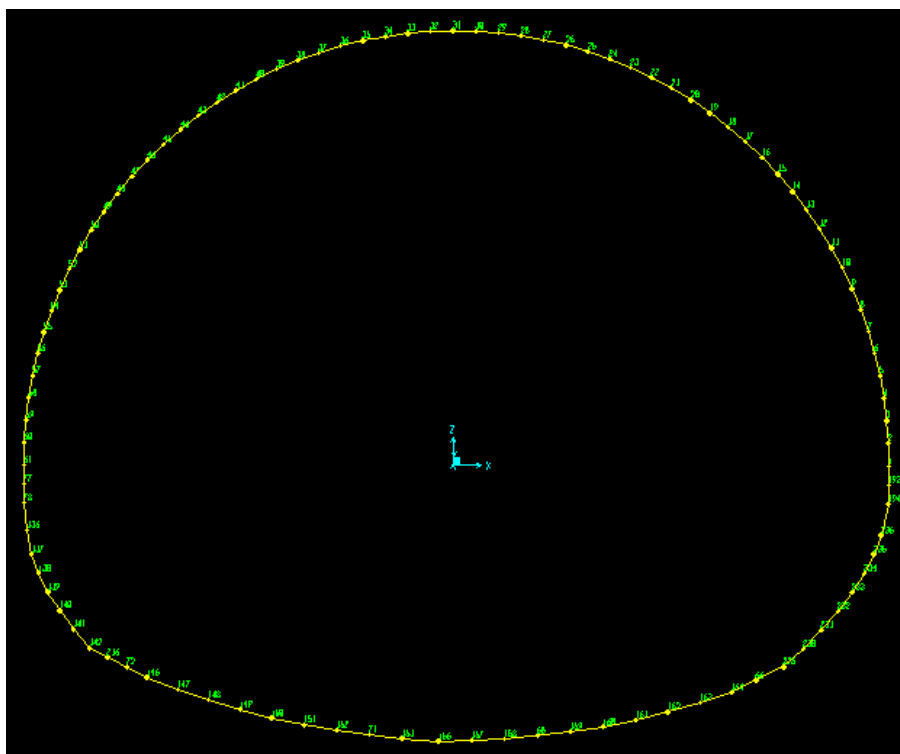
Tableau 17 CHOIX DU DIAMÈTRE DES BOULONS				
Diamètre du boulon d (mm)	Tôles pour profilés d'épaisseur (mm)	Cornières de largeur d'aile (mm)	Ailes de U de hauteur (mm)	Ailes de profilé en H de dimensions nominales (mm)
8	2	30		
10	3	35		
12	4	40-45	80	
14	5	50	100 à 130	100 et 120
16	6	60	140 à 160	140
18	7	70	175 et 180	150 et 160
20	8	80-90	200 et 220	180
22	10 à 14	100-120	240 à 300	200 à 240
24	> 14	> 120		> 240

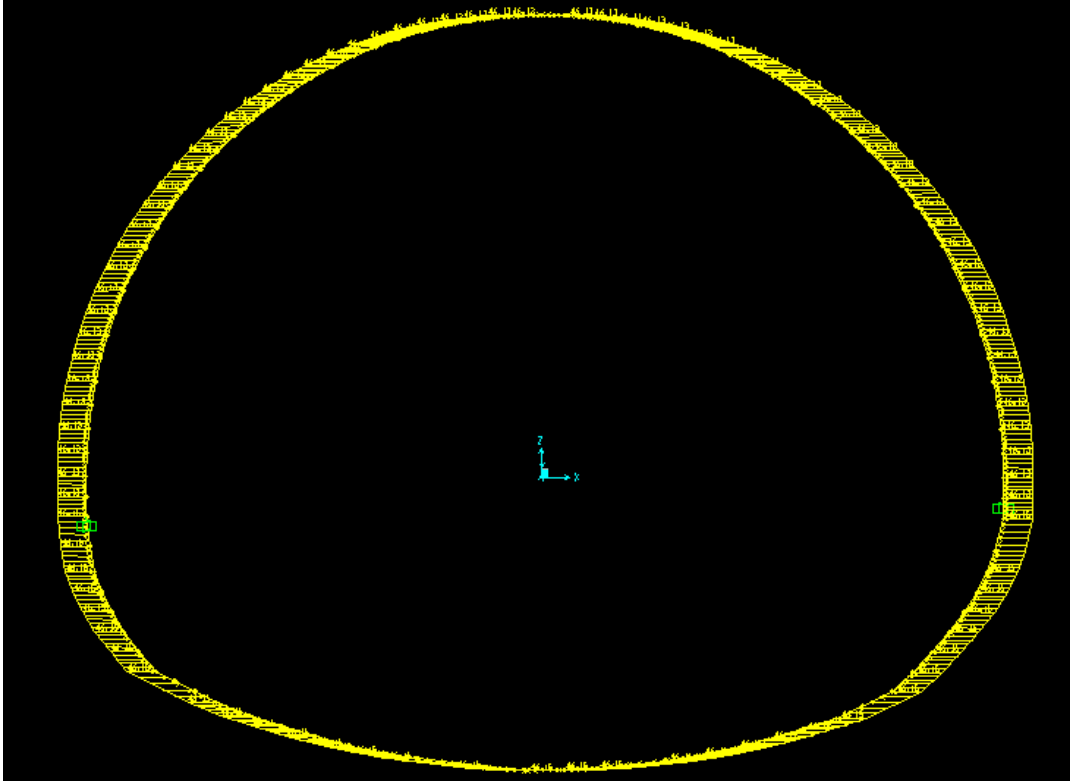
**Annexe F : Principales caractéristiques géométriques des boulons. [S12]**

Tableau 15  
**PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES**

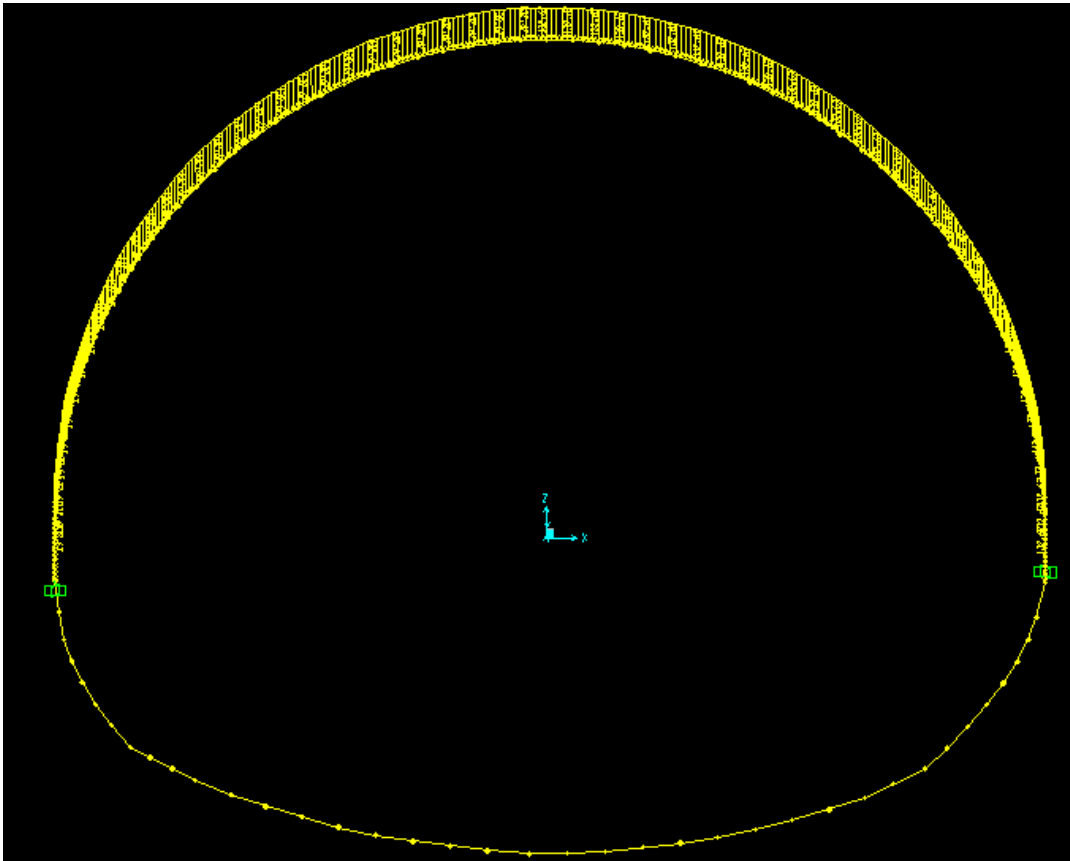
Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24
d <sub>0</sub> (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26
A (mm <sup>2</sup> )	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452
A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353
∅ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44
∅ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58
d <sub>m</sub> (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8

d : diamètre de la partie non filetée de la vis  
d<sub>0</sub> : diamètre nominal du trou  
A : section nominale du boulon  
A<sub>s</sub> : section résistante de la partie filetée  
d<sub>m</sub> : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon  
Nota : en italique, les boulons moins usuels.

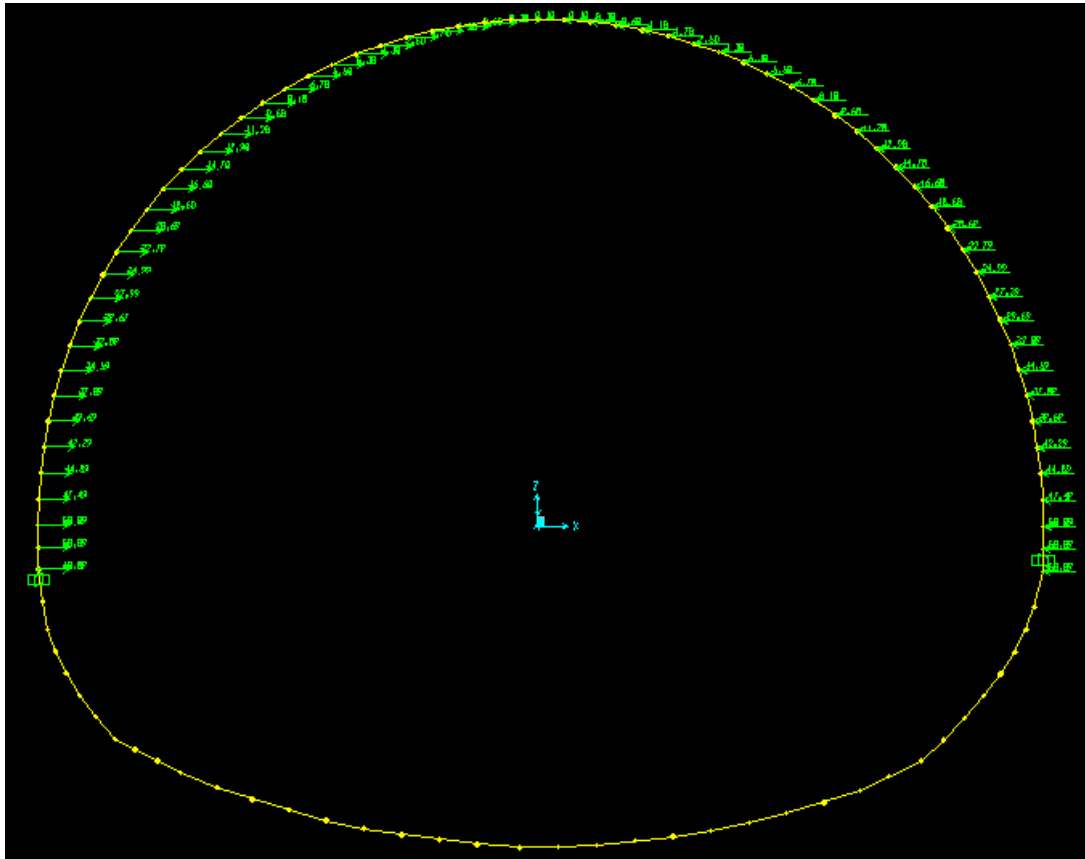
**ANNEXE G : Modélisation du soutènement provisoire. [G3]****G.1. Numérotation des nœuds dans le soutènement provisoire.**



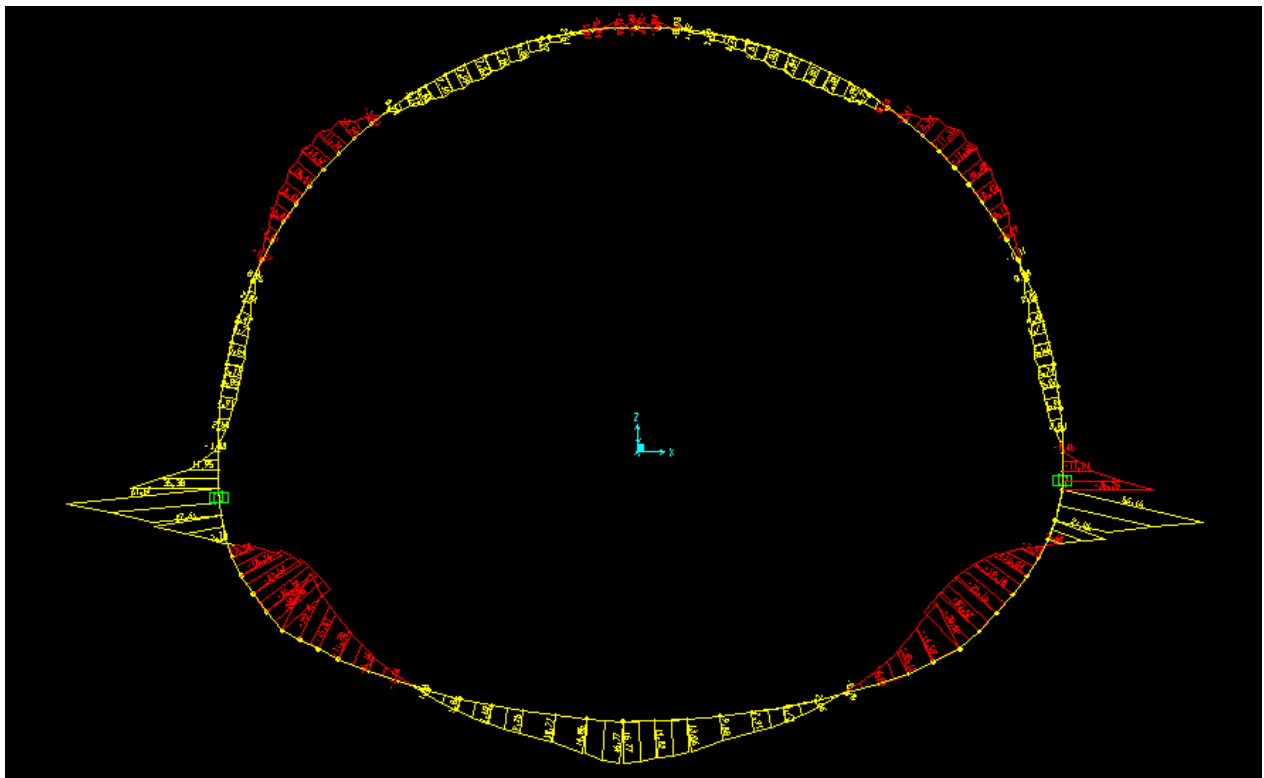
**G.2.** Charge horizontale appliquée sur le soutènement provisoire.



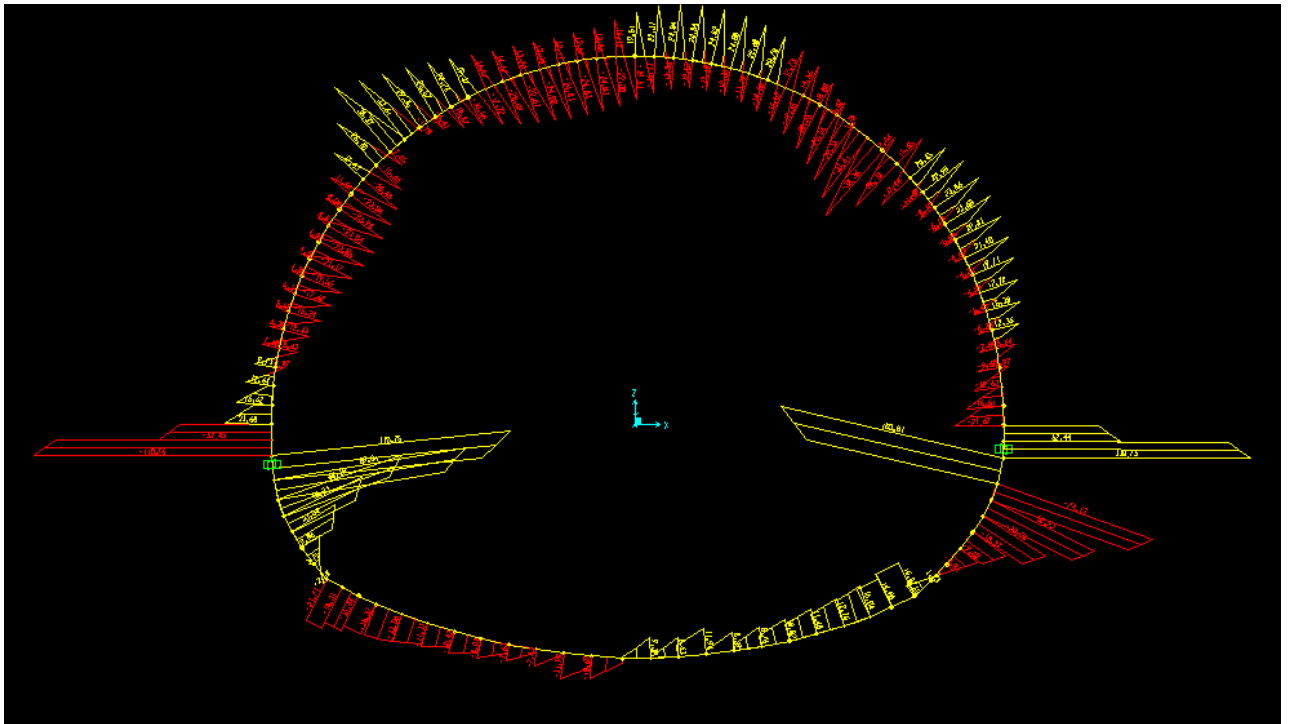
**G.3.** Charge verticale appliquée sur le soutènement provisoire.



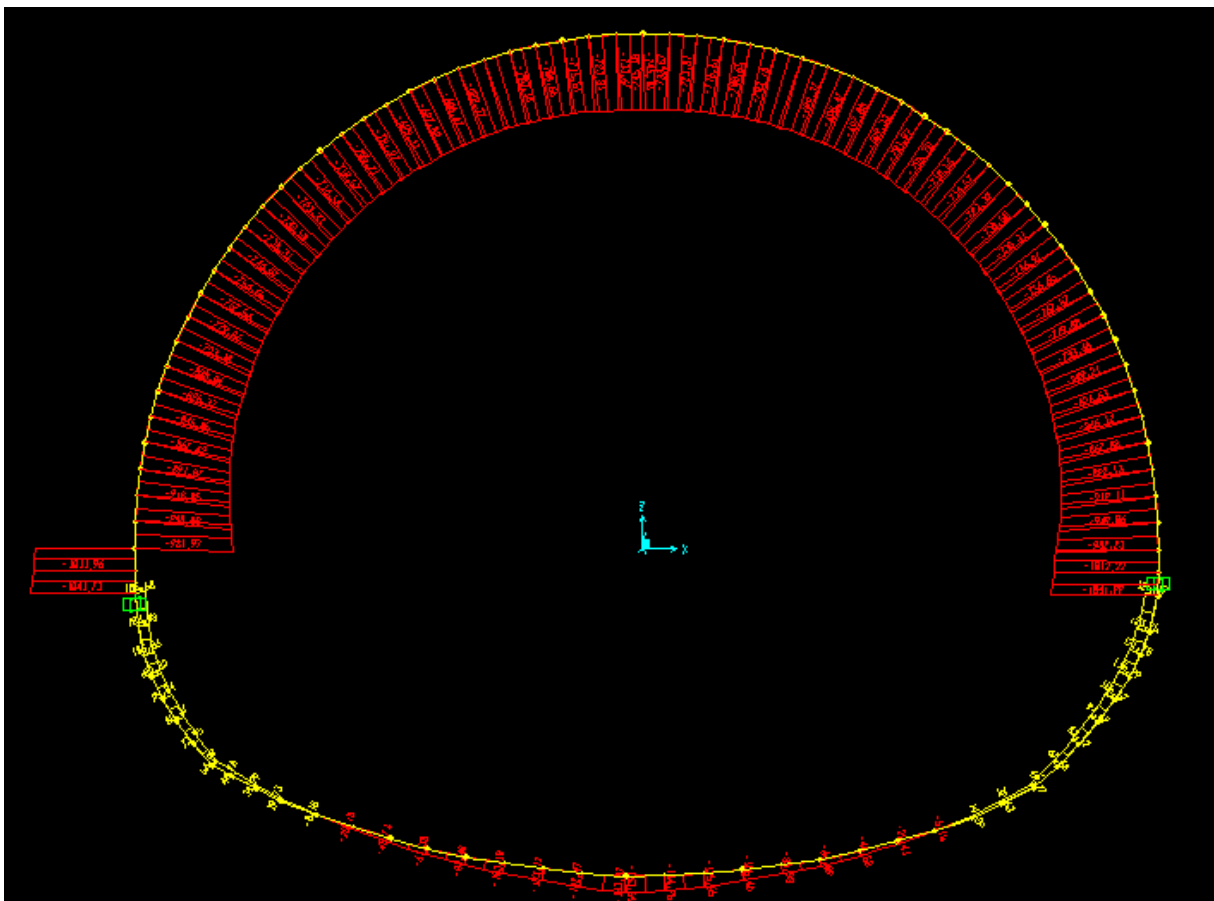
G.4. Charge horizontale appliquée sur le radier.



G.5. Diagramme des moments du soutènement provisoire.



G.6. Diagramme d'efforts tranchant du soutènement provisoire.



G.7. Diagramme d'effort normal du soutènement provisoire.

**Annexe H : Récapitulatif des efforts internes du soutènement provisoire. [G1, G3]**

	<b>Output Case</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>M3</b>			<b>Output Case</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>M3</b>
Nœuds	Texte	KN	KN	KN-m		Nœuds	Texte	KN	KN	KN-m
1	COMB1	-982	-21,67	-1,45		101	COMB1	-712,8	-6,359	2,6089
2	COMB1	-965	-15,16	0,966		102	COMB1	-710,1	12,11	2,2317
3	COMB1	-947	-8,65	2,527		103	COMB1	-708,6	-24,81	2,2317
4	COMB1	-949	-16,61	2,527		104	COMB1	-706,9	-6,224	4,2669
5	COMB1	-932	-9,194	4,219		105	COMB1	-705,1	12,362	3,8644
6	COMB1	-915	-1,777	4,938		106	COMB1	-703,2	-24,08	3,8644
7	COMB1	-919	-12,63	4,938		107	COMB1	-702,4	-5,422	5,7986
8	COMB1	-902	-4,329	6,051		108	COMB1	-701,6	13,231	5,2865
9	COMB1	-886	3,974	6,074		109	COMB1	-699	-22,67	5,2865
10	COMB1	-892	-9,691	6,074		110	COMB1	-699,2	-4,003	7,0357
11	COMB1	-876	-0,525	6,744		111	COMB1	-699,4	14,666	6,3364
12	COMB1	-860	8,642	6,211		112	COMB1	-696,1	-20,69	6,3364
13	COMB1	-868	-7,648	6,211		113	COMB1	-697,3	-2,06	7,8285
14	COMB1	-852	2,357	6,558		114	COMB1	-698,5	16,573	6,8769
15	COMB1	-836	12,363	5,593		115	COMB1	-693,6	-17,72	6,8769
16	COMB1	-846	-6,329	5,593		116	COMB1	-695,7	0,823	7,9851
17	COMB1	-831	4,487	5,714		117	COMB1	-697,9	19,369	6,6611
18	COMB1	-816	15,304	4,416		118	COMB1	-693,1	-14,56	6,6611
19	COMB1	-827	-5,479	4,416		119	COMB1	-696,2	3,851	7,3632
20	COMB1	-812	6,119	4,374		120	COMB1	-699,3	22,26	5,651
21	COMB1	-797	17,717	2,811		121	COMB1	-693,8	-10,87	5,651
22	COMB1	-809	-4,988	2,811		122	COMB1	-697,9	7,35	5,8818
23	COMB1	-795	7,36	2,656		123	COMB1	-702	25,571	3,723
24	COMB1	-781	19,708	0,881		124	COMB1	-695,7	-6,614	3,723
25	COMB1	-794	-4,728	0,881		125	COMB1	-700,7	11,368	3,4113
26	COMB1	-780	8,336	0,644		126	COMB1	-705,7	29,351	0,7412
27	COMB1	-767	21,4	-1,306		127	COMB1	-698,7	-1,779	0,7412
28	COMB1	-780	-4,674	-1,306		128	COMB1	-704,6	15,916	-0,186
29	COMB1	-767	9,07	-1,594		129	COMB1	-710,6	33,612	-3,434
30	COMB1	-755	22,814	-3,685		130	COMB1	-702,8	3,651	-3,434
31	COMB1	-768	-5,093	-3,685		131	COMB1	-709,7	21,011	-5,051
32	COMB1	-756	9,293	-3,96		132	COMB1	-716,6	38,37	-8,944
33	COMB1	-744	23,68	-6,123		133	COMB1	-707,8	-7,854	-8,944
34	COMB1	-757	-6,121	-		134	COMB1	-715,6	9,123	-9,028

## ANNEXES

				6,123					
35	COMB1	-746	8,869	-	135	COMB1	-723,3	26,099	-11,34
				6,303					
36	COMB1	-734	23,859	-	136	COMB1	-713,2	-15,66	-11,34
				8,449					
37	COMB1	-747	-8,124	-	137	COMB1	-721,9	0,886	-10,37
				8,449					
38	COMB1	-737	7,427	-	138	COMB1	-730,5	17,432	-11,57
				8,403					
39	COMB1	-726	22,979	-10,4	139	COMB1	-719,3	-20,48	-11,57
40	COMB1	-738	-11,69	-10,4	140	COMB1	-728,8	-4,412	-9,937
41	COMB1	-729	4,383	-	141	COMB1	-738,3	11,659	-10,41
				9,918					
42	COMB1	-719	20,454	-	142	COMB1	-726,3	-23,04	-10,41
				11,55					
43	COMB1	-730	-17,44	-	143	COMB1	-736,6	-7,488	-8,411
				11,55					
44	COMB1	-722	-0,894	-	144	COMB1	-747	8,064	-8,449
				10,34					
45	COMB1	-713	15,653	-	145	COMB1	-734,4	-23,97	-8,449
				11,31					
46	COMB1	-723	-26,1	-	146	COMB1	-745,5	-8,975	-6,289
				11,31					
47	COMB1	-716	-9,119	-	147	COMB1	-756,6	6,014	-6,094
				9,003					
48	COMB1	-708	7,857	-8,92	148	COMB1	-743,8	-23,84	-6,094
49	COMB1	-717	-38,37	-8,92	149	COMB1	-755,7	-9,458	-3,911
50	COMB1	-710	-21,01	-	150	COMB1	-767,6	4,929	-3,614
				5,027					
51	COMB1	-703	-3,646	-	151	COMB1	-754,6	-23,05	-3,614
				3,411					
52	COMB1	-711	-33,61	-	152	COMB1	-767,2	-9,305	-1,492
				3,411					
53	COMB1	-705	-15,91	-	153	COMB1	-779,9	4,439	-1,173
				0,164					
54	COMB1	-699	1,785	0,762	154	COMB1	-766,7	-21,17	-1,173
55	COMB1	-706	-29,35	0,762	155	COMB1	-780	-8,108	0,7469
56	COMB1	-701	-11,36	3,432	156	COMB1	-793,4	4,956	0,9535
57	COMB1	-696	6,62	3,743	157	COMB1	-780,9	-19,56	0,9535
58	COMB1	-702	-25,57	3,743	158	COMB1	-794,9	-7,209	2,7087
59	COMB1	-698	-7,344	5,901	159	COMB1	-808,9	5,139	2,8444
60	COMB1	-694	10,877	5,669	160	COMB1	-797,1	-17,62	2,8444
61	COMB1	-699	-22,25	5,669	161	COMB1	-811,7	-6,018	4,3941
62	COMB1	-696	-3,845	7,38	162	COMB1	-826,4	5,581	4,4227
63	COMB1	-693	14,564	6,678	163	COMB1	-815,4	-15,24	4,4227
64	COMB1	-698	-19,36	6,678	164	COMB1	-830,6	-4,425	5,7124
65	COMB1	-696	-0,816	8,001	165	COMB1	-845,9	6,392	5,5834



## ANNEXES

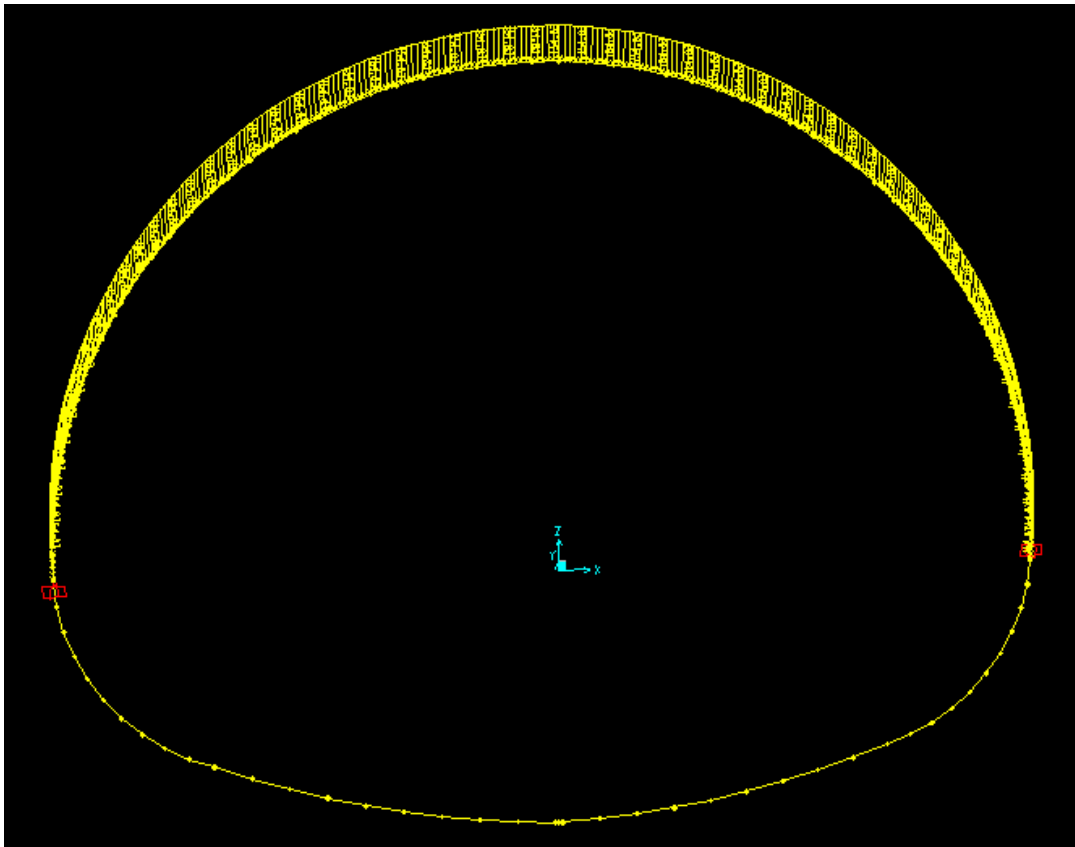
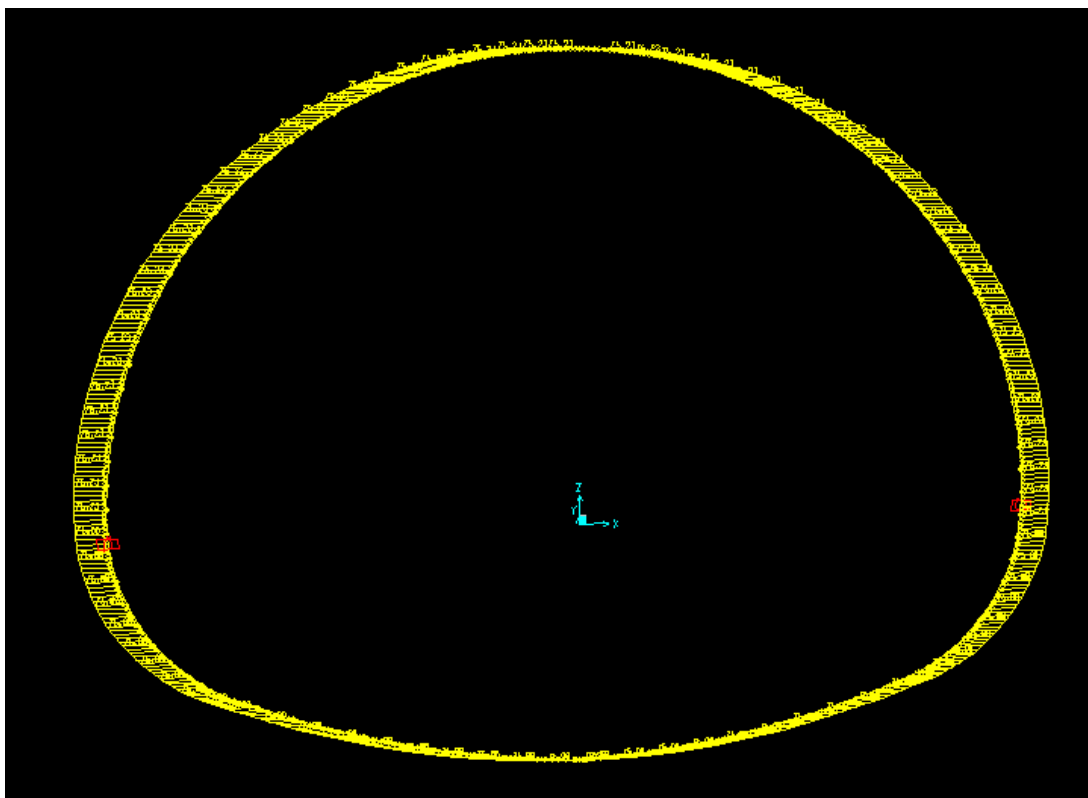
66	COMB1	-694	17,73	6,892	166	COMB1	-836,1	-12,33	5,5834
67	COMB1	-698	-16,57	6,892	167	COMB1	-851,9	-2,323	6,5442
68	COMB1	-697	2,067	7,842	168	COMB1	-867,6	7,683	6,1927
69	COMB1	-696	20,7	6,349	169	COMB1	-859,3	-8,626	6,1927
70	COMB1	-699	-14,66	6,349	170	COMB1	-875,6	0,541	6,7228
71	COMB1	-699	4,01	7,048	171	COMB1	-891,9	9,708	6,0507
72	COMB1	-699	22,679	5,298	172	COMB1	-885,4	-3,966	6,0507
73	COMB1	-702	-13,23	5,298	173	COMB1	-902,1	4,337	6,0263
74	COMB1	-702	5,429	5,809	174	COMB1	-918,8	12,641	4,913
75	COMB1	-703	24,082	3,874	175	COMB1	-914,5	1,785	4,913
76	COMB1	-705	-12,36	3,874	176	COMB1	-931,7	9,201	4,1927
77	COMB1	-707	6,231	4,275	177	COMB1	-948,8	16,618	2,4996
78	COMB1	-709	24,818	2,239	178	COMB1	-947	8,663	2,4996
79	COMB1	-710	-12,1	2,239	179	COMB1	-964,5	15,173	0,9366
80	COMB1	-713	6,366	2,615	180	COMB1	-982	21,682	-1,48
81	COMB1	-716	24,836	0,569	181	COMB1	-982,2	-42,26	1,4801
82	COMB1	-716	-12,57	0,569	182	COMB1	-997,1	-47,36	6,4312
83	COMB1	-720	5,734	1,018	183	COMB1	-1012	-52,45	11,946
84	COMB1	-724	24,035	-0,935	184	COMB1	-1012	-100,6	11,946
85	COMB1	-724	-13,86	-0,935	185	COMB1	-1027	-105,7	23,34
86	COMB1	-729	4,227	-0,303	186	COMB1	-1042	-110,8	35,298
87	COMB1	-734	22,31	-2,043	187	COMB1	106,58	110,76	61,671
88	COMB1	-734	-16,11	-2,043	188	COMB1	101,94	103,61	44,052
89	COMB1	-740	1,7	-1,098	189	COMB1	97,304	96,466	27,608
90	COMB1	-745	19,513	-2,489	190	COMB1	103,48	89,807	27,608
91	COMB1	-745	-19,51	-2,489	191	COMB1	99,067	83,901	15,249
92	COMB1	-740	-1,692	-1,099	192	COMB1	94,652	77,996	3,7295
93	COMB1	-734	16,121	-2,045	193	COMB1	106,86	60,195	3,7295
94	COMB1	-734	-22,3	-2,045	194	COMB1	102,44	56,053	-3,067
95	COMB1	-729	-4,22	-0,306	195	COMB1	98,014	51,912	-9,38
96	COMB1	-724	13,863	-0,938	196	COMB1	103,32	40,332	-9,38
97	COMB1	-724	-24,03	-0,938	197	COMB1	98,206	36,543	-14,1
98	COMB1	-720	-5,727	1,013	198	COMB1	93,093	32,754	-18,36

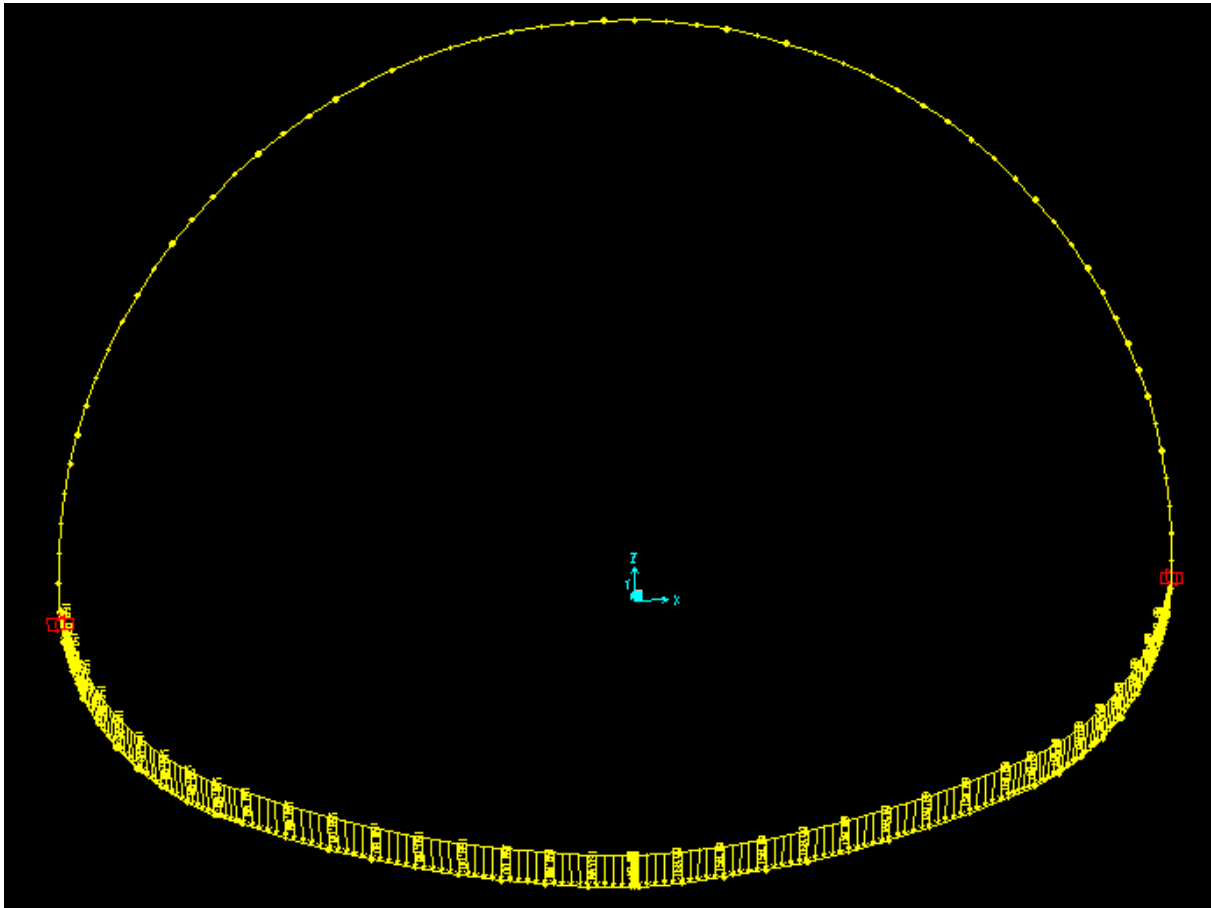
## ANNEXES

99	COMB1	-716	12,574	0,564		199	COMB1	95,838	23,543	-18,36
100	COMB1	-716	-24,83	0,564		200	COMB1	90,074	20,086	-21,19
201	COMB1	84,31	16,63	-23,57		252	COMB1	-85,98	2,572	7,9065
202	COMB1	85,37	9,803	-23,57		253	COMB1	-76,5	5,665	7,1143
203	COMB1	79,01	6,652	-24,69		254	COMB1	-67,03	8,758	5,7271
204	COMB1	72,65	3,501	-25,39		255	COMB1	-66,09	4,754	5,7271
205	COMB1	73,95	3,252	-25,39		256	COMB1	-56,38	7,385	4,5487
206	COMB1	67,05	0,376	-25,65		257	COMB1	-46,67	10,016	2,8593
207	COMB1	60,15	-2,5	-25,5		258	COMB1	-45,59	7,378	2,8593
208	COMB1	56,99	-21,71	-25,5		259	COMB1	-35,87	9,43	1,2488
209	COMB1	44,95	-21,7	-20,45		260	COMB1	-26,15	11,482	-0,755
210	COMB1	46,78	-18,31	-20,45		261	COMB1	-25,41	9,113	-0,755
211	COMB1	39,31	-18,27	-17,82		262	COMB1	-15,58	10,934	-2,69
212	COMB1	33,61	-18,25	-15,81		263	COMB1	-5,744	12,755	-4,976
213	COMB1	34,29	-15,44	-15,81		264	COMB1	-5,151	12,094	-4,976
214	COMB1	20,48	-15,4	-11,7		265	COMB1	4,57	13,566	-7,41
215	COMB1	19,73	-15,37	-11,7		266	COMB1	14,29	15,039	-10,12
216	COMB1	9,773	-14,36	-8,831		267	COMB1	-982,5	42,242	-1,45
217	COMB1	-0,18	-13,35	-6,155		268	COMB1	-997,3	47,339	-6,399
218	COMB1	-0,74	-13,06	-6,155		269	COMB1	-1012	52,436	-11,91
219	COMB1	-10,5	-11,59	-3,817		270	COMB1	-1012	100,55	-11,91
220	COMB1	-20,2	-10,12	-1,757		271	COMB1	-1027	105,65	-23,3
221	COMB1	-21,1	-11,17	-1,757		272	COMB1	-1042	110,75	-35,26
222	COMB1	-30,9	-9,344	0,222		273	COMB1	16,116	13,949	-10,12
223	COMB1	-40,7	-7,523	1,849		274	COMB1	32,632	14,083	-14,59
224	COMB1	-41,9	-10,42	1,849		275	COMB1	31,489	16,723	-14,59
225	COMB1	-51,7	-8,363	3,649		276	COMB1	32,369	16,73	-14,88
226	COMB1	-61,4	-6,311	5,055		277	COMB1	49,765	16,872	-20,52
227	COMB1	-63,1	-8,93	5,055		278	COMB1	52,391	5,652	-20,52

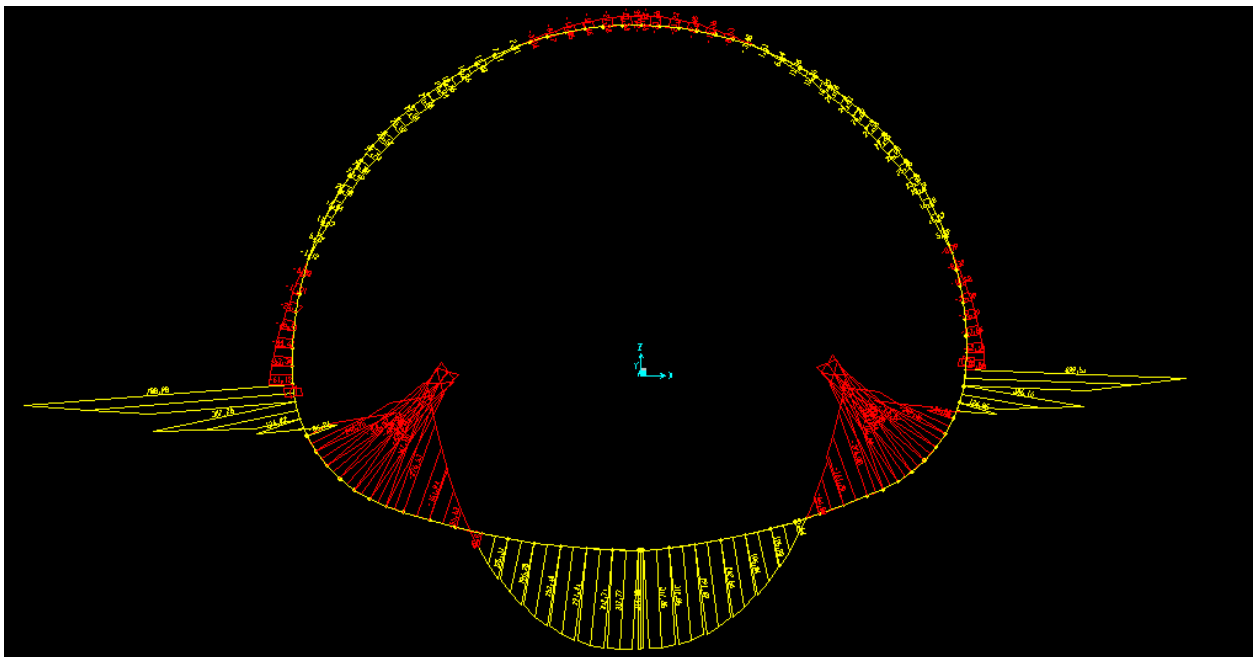
## ANNEXES

228	COMB1	-72,8	-6,299	6,533	279	COMB1	60,035	3,446	-21,21
229	COMB1	-82,5	-3,667	7,501	280	COMB1	67,678	1,24	-21,57
230	COMB1	-84,1	-7,631	7,501	281	COMB1	67,382	1,228	-21,57
231	COMB1	-93,6	-4,539	8,671	282	COMB1	74,752	-1,408	-21,56
232	COMB1	-103	-1,446	9,247	283	COMB1	82,121	-4,045	-21,15
233	COMB1	-105	-7,431	9,247	284	COMB1	81,021	-3,938	-21,15
234	COMB1	-123	-0,552	10,77	285	COMB1	87,922	-6,814	-20,37
235	COMB1	-124	-11,99	10,77	286	COMB1	94,822	-9,69	-19,18
236	COMB1	-124	-11,97	10,79	287	COMB1	92,843	-11,96	-19,18
237	COMB1	-142	-5,067	14,05	288	COMB1	99,206	-15,12	-17,33
238	COMB1	-143	-10,69	14,05	289	COMB1	105,57	-18,27	-15,04
239	COMB1	-154	-6,338	15,88	290	COMB1	103,76	-26,69	-15,04
240	COMB1	-164	-1,988	16,77	291	COMB1	109,52	-30,14	-11,35
241	COMB1	-164	0,8	16,77	292	COMB1	115,29	-33,6	-7,221
242	COMB1	-155	5,093	16,21	293	COMB1	111,47	-44,66	-7,221
243	COMB1	-146	9,387	14,82	294	COMB1	116,59	-48,45	-1,503
244	COMB1	-145	0,501	14,82	295	COMB1	121,7	-52,23	4,6796
245	COMB1	-136	4,564	14,33	296	COMB1	114,91	-65,84	4,6796
246	COMB1	-127	8,627	13,06	297	COMB1	119,33	-69,98	12,621
247	COMB1	-126	5,026	13,06	298	COMB1	123,75	-74,13	21,047
248	COMB1	-107	11,923	9,811	299	COMB1	126,17	103,01	56,16
249	COMB1	-107	11,941	9,799	300	COMB1	120,07	95,726	37,936
250	COMB1	-105	1,503	9,799	301	COMB1	113,96	88,445	21,047
251	COMB1	-86,9	8,389	7,907					

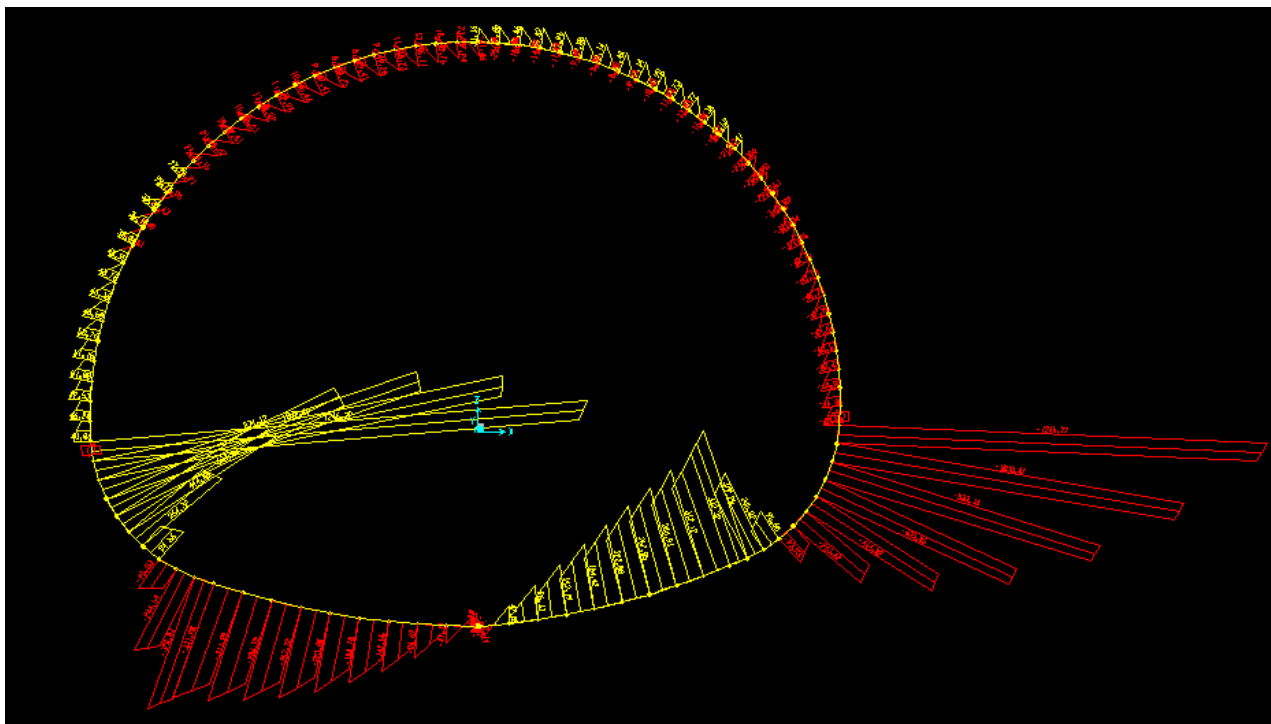
**Annexe J** : Modélisation du Revêtement définitif. [G3]**J.8.** Charge verticale appliquée sur le revêtement.**J.9.** Charge horizontale appliquée sur le revêtement.



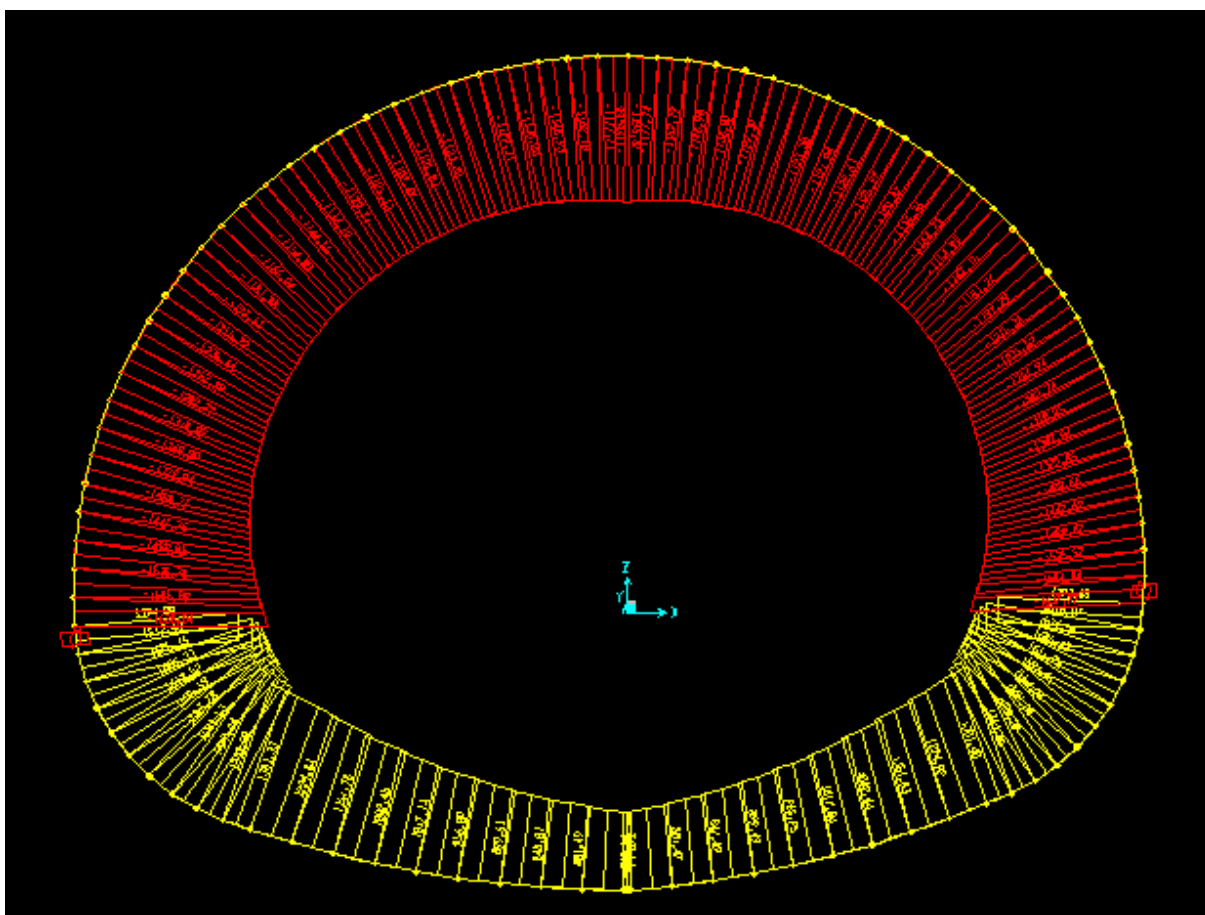
J.10. Charge appliquée sur le radier au revêtement.



J.11. Diagramme des moments du revêtement.



J.12. Diagramme d'efforts tranchant du revêtement.



J.13. Diagramme d'efforts normal du revêtement.

**ANNEXE K : Récapitulatif des efforts internes du revêtement définitif. [G1, G3]**

	Output Case	P	V2	M3		Output Case	P	V2	M3
Nœuds	Text	KN	KN	KN-m		Text	KN	KN	KN-m
1	COMB 2	- 1637,8	- 40,679	- 59,862	148	COMB 2	- 1201,1	- 11,429	23,485 9
2	COMB 2	- 1610,7	- 30,494	- 55,381	149	COMB 2	- 1218,3	11,876	23,457 7
3	COMB 2	- 1583,6	- 20,308	- 52,182	150	COMB 2	- 1235,4	35,182	20,495 1
4	COMB 2	- 1584,8	- 45,848	- 52,182	151	COMB 2	- 1221,1	-6,686	20,495 1
5	COMB 2	- 1558,3	- 34,258	- 47,139	152	COMB 2	- 1239,5	15,688	19,928 4
6	COMB 2	- 1531,8	- 22,668	- 43,556	153	COMB 2	- 1257,9	38,062	16,544 6
7	COMB 2	- 1535,6	- 48,974	- 43,556	154	COMB 2	- 1243,7	-1,808	16,544 6
8	COMB 2	- 1509,7	- 36,011	- 38,205	155	COMB 2	- 1263,2	19,574	15,426 2
9	COMB 2	- 1483,8	- 23,048	- 34,487	156	COMB 2	- 1282,7	40,955	11,615 6
10	COMB 2	- 1489,9	- 50,434	- 34,487	157	COMB 2	- 1268,8	3,1	11,615 6
11	COMB 2	- 1464,7	- 36,134	- 29,037	158	COMB 2	- 1289,5	23,43	9,9453
12	COMB 2	- 1439,5	- 21,833	- 25,388	159	COMB 2	- 1310,1	43,76	5,7153
13	COMB 2	- 1447,6	- 50,568	- 25,388	160	COMB 2	- 1296,8	7,911	5,7153
14	COMB 2	- 1423,2	- 34,969	- 20,003	161	COMB 2	- 1318,4	27,134	3,509
15	COMB 2	- 1398,8	- 19,371	- 16,582	162	COMB 2	- 1340,1	46,357	- 1,1176
16	COMB 2	- 1408,7	- 49,665	- 16,582	163	COMB 2	- 1327,7	12,455	- 1,1176
17	COMB 2	- 1385,1	- 32,811	-11,39	164	COMB 2	- 1350,3	30,519	- 3,8231
18	COMB 2	- 1361,6	- 15,957	- 8,3193	165	COMB 2	- 1372,9	48,582	- 8,8029
19	COMB 2	- 1372,9	- 47,978	- 8,3193	166	COMB 2	- 1361,7	16,549	- 8,8029
20	COMB 2	- 1350,2	- 29,915	- 3,4155	167	COMB 2	- 1385,2	33,403	- 11,947 7
21	COMB 2	- 1327,6	- 11,852	-0,786	168	COMB 2	- 1408,8	50,257	- 17,214

## ANNEXES

									6
22	COMB 2	-1340	-	-0,786	169	COMB 2	-1399	19,951	-
			45,741						17,214
									6
23	COMB 2	-	-	3,7631	170	COMB 2	-	35,55	-
		1318,4	26,518				1423,4		20,708
									6
24	COMB 2	-	-7,295	5,8919	171	COMB 2	-	51,148	-
		1296,7					1447,8		26,166
									8
25	COMB 2	-	-	5,8919	172	COMB 2	-	22,402	-
		1310,1	43,132				1439,7		26,166
									8
26	COMB 2	-	-	10,042	173	COMB 2	-	36,703	-
		1289,4	22,802	8			1464,9		29,887
									8
27	COMB 2	-	-2,472	11,634	174	COMB 2	-	51,003	-
		1268,8					1490,1		35,409
									3
28	COMB 2	-	-	11,634	175	COMB 2	-1484	23,605	-
		1282,7	40,314						35,409
									3
29	COMB 2	-	-	15,364	176	COMB 2	-	36,568	-
		1263,2	18,933				1509,9		39,197
									6
30	COMB 2	-	2,448	16,401	177	COMB 2	-	49,531	-
		1243,7		8			1535,8		44,618
31	COMB 2	-	-	16,401	178	COMB 2	-1532	23,063	-
		1257,9	37,409	8					44,618
32	COMB 2	-	-	19,703	179	COMB 2	-	34,653	-
		1239,6	15,035	4			1558,6		48,251
									5
33	COMB 2	-	7,339	20,187	180	COMB 2	-	46,243	-
		1221,2		9			1585,1		53,344
									4
34	COMB 2	-	-	20,187	181	COMB 2	-	20,69	-
		1235,5	34,516	9			1583,8		53,344
									4
35	COMB 2	-	-11,21	23,066	182	COMB 2	-	30,875	-
		1218,3		6			1610,9		56,590
									7
36	COMB 2	-	12,095	23,010	183	COMB 2	-1638	41,061	-
		1201,1		9					61,119
									5
37	COMB 2	-	-	23,010	184	COMB 2	1517,4	1039,4	387,28
		1215,3	31,711	9			3	9	4
38	COMB 2	-	-7,538	25,481	185	COMB 2	1487,0	1032,9	255,68
		1199,4		9			6	4	8
39	COMB	-	16,635	24,909	186	COMB	1456,7	1026,3	124,92



## ANNEXES

	2	1183,5		2		2		8	4	
40	COMB 2	1394	1246,2 9	700,89 7		187	COMB 2	1575,1 5	834,11 8	124,92 4
41	COMB 2	1383,7 2	1234,7 3	543,35 6		188	COMB 2	1544,1 9	831,46 2	19,162 1
42	COMB 2	1373,4 4	1223,1 6	387,28 4		189	COMB 2	1513,2 4	828,80 7	- 86,262 7
43	COMB 2	- 1197,3	- 29,047	24,909 2		190	COMB 2	1606,3 3	631,36	- 86,262 7
44	COMB 2	- 1182,6	-4,073	26,994 3		191	COMB 2	1575,2 9	632,64 9	- 166,52 5
45	COMB 2	-1168	20,901	25,934 9		192	COMB 2	1544,2 5	633,93 8	- 246,95 2
46	COMB 2	- 1181,3	- 26,558	25,934 9		193	COMB 2	1612,5 2	434,45	- 246,95 2
47	COMB 2	- 1167,9	-0,851	27,660 4		194	COMB 2	1581,8 9	439,66 3	- 302,45 7
48	COMB 2	- 1154,6	24,856	26,149 1		195	COMB 2	1551,2 7	444,87 6	- 358,62 4
49	COMB 2	- 1167,1	- 24,326	26,149 1		196	COMB 2	1595,5 9	246,21 8	- 358,62 4
50	COMB 2	- 1155,2	2,043	27,552		197	COMB 2	1565,8 7	255,27 1	- 390,46 8
51	COMB 2	- 1143,2	28,412	25,634 7		198	COMB 2	1536,1 5	264,32 3	- 423,46 1
52	COMB 2	-1155	- 21,333	25,634 7		199	COMB 2	1557,7 8	69,069	- 423,46 1
53	COMB 2	- 1144,4	5,626	26,623 6		200	COMB 2	1529,4 5	81,815	- 433,04 2
54	COMB 2	- 1133,9	32,585	24,217 9		201	COMB 2	1501,1 2	94,561	- 444,24 2
55	COMB 2	- 1144,7	-18,57	24,217 9		202	COMB 2	1501,5 3	- 95,031	- 444,24 2
56	COMB 2	- 1135,6	8,905	24,826 4		203	COMB 2	1475,0 5	- 78,797	- 433,20

									4
57	COMB 2	- 1126,4	36,381	21,975 4	204	COMB 2	1448,5 6	- 62,563	- 424,22 8
58	COMB 2	- 1136,4	- 16,058	21,975 4	205	COMB 2	1429,4 4	- 244,54	- 424,22 8
59	COMB 2	- 1128,7	11,858	22,239 8	206	COMB 2	1405,2 2	- 225,08	- 394,40 8
60	COMB 2	-1121	39,775	18,989 2	207	COMB 2	1381,0 1	- 205,62	- 367,05 9
61	COMB 2	- 1129,9	- 13,832	18,989 2	208	COMB 2	1343,9	- 378,81	- 367,05 9
62	COMB 2	- 1123,6	14,449	18,950 3	209	COMB 2	1322,3 4	- 356,44	- 320,37 2
63	COMB 2	- 1117,4	42,73	15,350 6	210	COMB 2	1300,7 9	- 334,07	- 276,52 6
64	COMB 2	- 1125,3	- 11,931	15,350 6	211	COMB 2	1301,3 3	- 331,98	- 276,52 6
65	COMB 2	- 1120,5	16,636	15,054 4	212	COMB 2	1268,6 6	- 298,19	- 215,98 6
66	COMB 2	- 1115,8	45,204	11,161 2	213	COMB 2	1236	- 264,39	- 161,94
67	COMB 2	- 1122,6	- 10,409	11,161 2	214	COMB 2	1224,8 3	- 311,93	- 161,94
68	COMB 2	- 1119,4	18,367	10,660 3	215	COMB 2	1193,4 9	-276,9	- 105,37 2
69	COMB 2	- 1116,2	47,143	6,5361	216	COMB 2	1162,1 4	- 241,87	- 55,533 4
70	COMB 2	- 1121,9	-9,328	6,5361	217	COMB 2	1151,7 8	- 286,92	- 55,533 4
71	COMB 2	- 1120,2	19,578	5,8908	218	COMB 2	1121,8	- 250,72	- 3,8825
72	COMB 2	- 1118,5	48,484	1,6059	219	COMB 2	1091,8 3	- 214,51	- 40,812
73	COMB 2	- 1123,3	-8,775	1,6059	220	COMB 2	1082,4 5	- 257,22	- 40,812
74	COMB 2	- 1123,1	20,181	0,8879	221	COMB 2	1053,8 9	- 219,89	- 86,648 4

75	COMB 2	- 1122,9	49,137	- 3,4761	222	COMB 2	1025,3 3	- 182,56	125,31 2
76	COMB 2	- 1126,8	-8,854	- 3,4761	223	COMB 2	1017,1 3	- 223,08	125,31 2
77	COMB 2	- 1128,1	20,073	- 4,1823	224	COMB 2	990,02 4	- 184,69	164,48 7
78	COMB 2	- 1129,4	49	- 8,5308	225	COMB 2	962,91 9	- 146,29	196,28 3
79	COMB 2	- 1132,4	-9,692	- 8,5308	226	COMB 2	956,09 4	- 184,78	196,28 3
80	COMB 2	- 1135,2	19,127	- 9,1248	227	COMB 2	930,48 5	- 145,37	228
81	COMB 2	- 1138,1	47,946	- 13,347	228	COMB 2	904,87 5	- 105,95	252,14 5
82	COMB 2	- 1140,3	-	- 13,347	229	COMB 2	899,61 4	- 142,55	252,14 5
83	COMB 2	- 1144,7	17,192	-13,71	230	COMB 2	875,53 7	- 102,19	275,65 7
84	COMB 2	-1149	45,824	- 17,677	231	COMB 2	851,46 1	- 61,818	291,41 3
85	COMB 2	- 1150,5	-	- 17,677	232	COMB 2	848,01	- 96,687	291,41 3
86	COMB 2	- 1156,4	14,092	- 17,665	233	COMB 2	825,50 2	- 55,424	306,02 6
87	COMB 2	- 1162,2	42,458	- 21,225	234	COMB 2	802,99 5	- 14,161	312,71 1
88	COMB 2	- 1163,1	-	- 21,225	235	COMB 2	801,49 3	- 47,389	312,71 1
89	COMB 2	- 1170,4	9,624	- 20,673	236	COMB 2	780,58 7	-5,292	317,77 2
90	COMB 2	- 1177,7	37,646	- 23,649	237	COMB 2	759,68 2	36,805	314,74 5
91	COMB 2	- 1178,2	-	- 23,649	238	COMB 2	760,54	-7,025	314,74 5
92	COMB 2	- 1186,9	3,561	-22,36	239	COMB 2	757,07 9	1,087	314,85 2
93	COMB 2	- 1195,7	31,163	- 24,546	240	COMB 2	757,07 9	-1,425	314,85 2
94	COMB 2	- 1195,7	-	- 24,546	241	COMB 2	760,54	6,687	314,75 7
95	COMB 2	- 1186,9	-3,854	- 22,323	242	COMB 2	759,66 2	- 37,142	314,75 7
96	COMB 2	- 1178,2	23,748	- 23,575	243	COMB 2	780,56 8	4,955	317,84 9
97	COMB 2	- 1177,7	-	- 23,575	244	COMB 2	801,47 3	47,052	312,85 3
98	COMB 2	- 1170,4	-9,916	- 20,562	245	COMB 2	802,88	13,8	312,85 3
99	COMB	-	18,106	-	246	COMB	825,38	55,063	306,23

## ANNEXES

	2	1163,1		21,078		2	7		7	
100	COMB 2	- 1162,1	- 42,748	- 21,078		247	COMB 2	847,89 5	96,326 3	291,69 3
101	COMB 2	- 1156,3	- 14,382	- 17,481		248	COMB 2	851,33 3	61,46 3	291,69 3
102	COMB 2	- 1150,5	13,983	- 17,456		249	COMB 2	875,40 9	101,82 7	276,00 6
103	COMB 2	- 1148,9	- 46,112	- 17,456		250	COMB 2	899,48 5	142,19 5	252,56 3
104	COMB 2	- 1144,6	-17,48	- 13,453		251	COMB 2	904,73 4	105,59 8	252,56 3
105	COMB 2	- 1140,3	11,151	- 13,054		252	COMB 2	930,34 3	145,01 1	228,48 7
106	COMB 2	-1138	- 48,231	- 13,054		253	COMB 2	955,95 3	184,42 3	196,83 8
107	COMB 2	- 1135,2	- 19,412	- 8,7958		254	COMB 2	962,83 5	146,00 3	196,83 8
108	COMB 2	- 1132,4	9,407	- 8,1659		255	COMB 2	989,93 9	184,40 2	165,09 6
109	COMB 2	- 1129,3	- 49,281	- 8,1659		256	COMB 2	1017,0 4	222,80 2	125,97 6
110	COMB 2	-1128	- 20,354	-3,782		257	COMB 2	1025,3 2	182,39 5	125,97 6
111	COMB 2	- 1126,7	8,573	- 3,0404		258	COMB 2	1053,8 8	219,72 4	87,344 4
112	COMB 2	- 1122,8	- 49,413	- 3,0404		259	COMB 2	1082,4 4	257,05 4	41,540 2
113	COMB 2	-1123	- 20,457	1,3583		260	COMB 2	1091,8 8	214,50 2	41,540 2
114	COMB 2	- 1123,2	8,499	2,1111		261	COMB 2	1121,8 6	250,70 7	- 3,1524
115	COMB 2	- 1118,4	- 48,754	2,1111		262	COMB 2	1151,8 3	286,91 2	- 54,801 4
116	COMB 2	- 1120,1	- 19,849	6,4301		263	COMB 2	1162,2 3	242,06 8	- 54,801 4
117	COMB 2	- 1121,8	9,057	7,1095		264	COMB 2	1193,5 8	277,09 5	- 104,67 8
118	COMB 2	-1116	- 47,407	7,1095		265	COMB 2	1224,9 2	312,12 2	- 161,28 4
119	COMB 2	- 1119,3	- 18,631	11,267		266	COMB 2	1236,0 7	264,72 8	- 161,28 4
120	COMB 2	- 1122,5	10,145	11,801 2		267	COMB 2	1268,7 4	298,52 4	- 215,39 5

## ANNEXES

121	COMB 2	- 1115,7	- 45,461	11,801 2	268	COMB 2	1301,4	332,32 1	- 276,00 1
122	COMB 2	- 1120,4	- 16,894	15,726 9	269	COMB 2	1300,7 7	334,50 3	- 276,00 1
123	COMB 2	- 1125,1	11,674	16,055 5	270	COMB 2	1322,3 2	356,87 5	- 319,90 2
124	COMB 2	- 1117,3	- 42,979	16,055 5	271	COMB 2	1343,8 8	379,24 7	- 366,64 5
125	COMB 2	- 1123,5	- 14,699	19,686 7	272	COMB 2	1380,9 6	206,10 5	- 366,64 5
126	COMB 2	- 1129,7	13,582	19,757	273	COMB 2	1405,1 8	225,56 5	- 394,05 5
127	COMB 2	- 1120,8	- 40,016	19,757	274	COMB 2	1429,3 9	245,02 5	- 423,93 7
128	COMB 2	- 1128,5	-12,1	23,038	275	COMB 2	1448,2 7	63,133	- 423,93 7
129	COMB 2	- 1136,2	15,816	22,804	276	COMB 2	1474,7 6	79,367	- 432,98 6
130	COMB 2	- 1126,3	- 36,613	22,804	277	COMB 2	1501,2 4	95,6	- 444,09 6
131	COMB 2	- 1135,4	-9,138	25,684 3	278	COMB 2	1500,6	- 93,925	- 444,09 6
132	COMB 2	- 1144,6	18,338	25,105 1	279	COMB 2	1528,9 3	- 81,179	- 432,97 7
133	COMB 2	- 1133,7	- 32,808	25,105 1	280	COMB 2	1557,2 6	- 68,434	- 423,47 7
134	COMB 2	- 1144,2	-5,849	27,538 8	281	COMB 2	1535,4 7	- 263,62	- 423,47 7
135	COMB 2	- 1154,8	21,11	26,578	282	COMB 2	1565,1 9	- 254,57	- 390,57 3
136	COMB 2	-1143	- 28,625	26,578	283	COMB 2	1594,9 1	- 245,51	- 358,81 8
137	COMB 2	-1155	-2,255	28,522 1	284	COMB 2	1550,5 1	- 444,09	- 358,81

									8
138	COMB 2	- 1166,9	24,114	27,146	285	COMB 2	1581,1 4	- 438,88	- 302,75 2
139	COMB 2	- 1154,4	- 24,153	27,146	286	COMB 2	1611,7 6	- 433,66	- 247,34 7
140	COMB 2	- 1167,8	1,554	28,568 7	287	COMB 2	1543,5 5	- 633,06	- 247,34 7
141	COMB 2	- 1181,1	27,261	26,754 7	288	COMB 2	1574,5 9	- 631,77	- 167,03 2
142	COMB 2	- 1167,8	-20,21	26,754 7	289	COMB 2	1605,6 3	- 630,48	- 86,880 2
143	COMB 2	- 1182,5	4,764	27,727 2	290	COMB 2	1512,6 6	- 827,85	- 86,880 2
144	COMB 2	- 1197,1	29,738	25,555 1	291	COMB 2	1543,6 1	- 830,51	18,423 1
145	COMB 2	- 1183,3	- 15,956	25,555 1	292	COMB 2	1574,5 6	- 833,16	124,06 4
146	COMB 2	- 1199,3	8,217	26,042 3	293	COMB 2	1456,2 4	- 1025,4	124,06 4
147	COMB 2	- 1215,2	32,39	23,485 9	294	COMB 2	1486,6	- 1031,9	254,69 7
					295	COMB 2	1516,9 7	- 1038,5	386,16 4
					296	COMB 2	1373,1 2	- 1222,1	386,16 4

- **Blindage** : enfilage de plaques métalliques ou de planches en bois entre les cintres de soutènement. Le blindage sert souvent de coffrage perdu lorsqu'il est accompagné d'un remplissage en béton, il a également un rôle structurel de maintien.
- **Bouclier** : système de protection et de soutènement d'un tunnelier constitué le plus souvent d'un tube métallique épais à peu près du diamètre de la section excavée.
- **Calotte** : partie supérieure d'un tunnel dans une excavation par demi-section (section supérieure).
- **Cintre** : profilé métallique normalisé (IPE, HEA, HEB...) cintré selon la géométrie du tunnel et qui sert à soutenir le terrain.
- **Confinement** : application d'une pression sur les parois d'un tunnel, par le biais d'un soutènement, principalement dans le but de limiter les convergences et le confinement du terrain.
- **Convergence** : rétrécissement diamétral d'une section de tunnel.
- **Débouillage** : venue d'eau et/ou de matériaux meubles violente et inattendue suite à l'excavation du front de taille.
- **Déconfinement** : réorganisation des contraintes autour du tunnel, de part et d'autre du front de taille. On dit que le terrain est entièrement déconfiné lorsqu'il a atteint son équilibre final.
- **Décousu** : zone de terrain proche du front de taille non soutenue.
- **Exhaure** : évacuation des eaux qui s'infiltrent naturellement dans le tunnel ou qui sont utilisées pour les besoins du chantier.
- **Front de taille** : zone où l'excavation se réalise, fin provisoire du tunnel en creusement. Souvent le terme désigne la paroi verticale de terrain.
- **Fontis** : cloche formée par l'effondrement des terrains de proche en proche verticalement. Dans le pire des cas les fontis peuvent se propager jusqu'en surface.
- **Injection** : terme générique désignant les techniques de substitution et de comblement des vides dans les terrains par un coulis durcissant. Les injections ont deux utilités : augmenter la résistance et/ou étancher.
- **Marinage** : évacuation des marins issus de l'excavation.
- **Marins** : déblais formés par l'excavation d'un pas d'avancement.
- **Pas d'avancement** : longueur de terrain excavée en une seule phase.

- **Plan de tir** : plan du front de taille où figurent les trous de forage, les différents retards et micro retards de détonateurs, les lignes de tir pour les tirs séquentiels ainsi que les quantités d'explosifs utilisées.
- **Rameau** : galerie reliant deux ouvrages souterrains.
- **Stross** : partie inférieure d'un tunnel dans une excavation par demi-section (section inférieure).
- **Tunnelier** : machine pleine section destinée à réaliser des tunnels, pouvant aller du creusement à la pose du revêtement final. On parle aussi de TBM (*Tunnel Boring Machine*).
- **Volée** : pas d'avancement d'un tunnel creusé à l'explosif. La volée correspond à la longueur de forage des trous pour les explosifs.
- **Vousoir** : écaille de béton armé préfabriquée. Plusieurs voussoirs forment un anneau, et plusieurs anneaux forment le revêtement de certains tunnels.