
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures



Mémoire de Master

Présenté par :

REMMAS Adel Riad

HANIFI Ismail

Ingénieurs d'Etat en Génie Civil de l'ENP

Thème :

Analyse des effets du phasage de construction d'un tunnel et son impact sur les structures environnantes par la méthode du solide composite : Etude de cas

Soutenu publiquement devant le jury composé de :

<i>Président :</i>	M. M. HAMMOUTENE	<i>Professeur</i>	<i>ENP</i>
<i>Directeur de mémoire :</i>	M. B. TILIOUINE	<i>Professeur</i>	<i>ENP</i>
<i>Examineurs :</i>	M. M. DEMIDEM	<i>Maitre-assistant A</i>	<i>ENP</i>
	M. O. BELHADJ	<i>Maitre-assistant A</i>	<i>ENP</i>

ENP

Promotion Juillet 2012

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout Allah le tout puissant de nous avoir donné force, santé, et patience afin que nous puissions accomplir ce travail.

Nous exprimons notre gratitude à notre promoteur Monsieur le Professeur des universités B.TILIOUINE pour son encadrement efficace et pour nous avoir guidés par ses conseils scientifiques enrichissants et ses remarques pertinentes.

Aussi, nous tenons à remercier Monsieur C.CHERECHALI pour avoir mis à notre disposition ses compétences et ses conseils constructifs afin de mener ce projet à bon terme.

Nous remercions également et tout particulièrement Madame F.HADJERSI, une femme grandement généreuse, pour nous avoir donné l'opportunité de travailler sur ce projet et pour son aide précieuse et plus que nécessaire.

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

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de l'ENP, particulièrement les enseignants du département de Génie civil.

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 tous nos camarades de génie civil.

Et enfin, nous avons gardé le plus chaleureux des remerciements à nos parents pour leurs encouragements et soutiens permanents, qui ont pleinement contribué à la réussite de nos études.

Adel Riad and Ismail

We dedicate this work to

Our parents

Our brothers and sisters

And to all our family

Also, to

All our friends

ملخص

الهدف من عملنا هذا هو دراسة نفق منجم تم انشاؤه باستعمال أسلوب NATM (الطريقة النمساوية الجديدة لحفر الأنفاق) وذلك باستعمال طريقتي حساب مختلفتين طريقة ردود الفعل غير محددة و طريقة الصلب المركب و لتحقيق هذه الغاية استخدمنا البرامج PLAXIS و SAP2000.

الكلمات المفتاحية : نفق, NATM, طريقة ردود الفعل غير محددة, الصلب المركب.

RÉSUMÉ :

L'objectif de notre travail est l'étude d'un tunnel en mine réalisé par la méthode NATM (The New Austrian Tunnelling Method) . Le soutènement provisoire et revêtement définitif sont dimensionnés par deux méthodes de calcul différentes, la méthode des réactions hyperstatiques et la méthode du solide composite. À cet effet, nous avons utilisé le logiciel SAP2000 et PLAXIS.

Les données relatives au revêtement étant analogues dans tous les deux cas, nous avons essayer d'analyser la validité des données relatives au terrain dans les deux types de méthodes par comparaison des efforts internes et déformations pour pouvoir apprécier l'effet des hypothèses implicites ou explicites contenues dans chaque méthode de calcul et le poids des paramètres mécaniques et d'en déduire les domaines d'utilisation de chacune d'elles.

Mot clés: Tunnel, NATM, Soutènement, Revêtement définitif, Réactions Hyperstatiques, Solide Composite.

ABSTRACT:

The objective of our work is the study of a urban tunnel realized by NATM method (The New Austrian Tunnelling Method). The permanent and primary tunnel linings are designed by two different analytical methods, statically-indeterminate reaction method and the composite solid method, For this purpose, we used software SAP2000 and PLAXIS.

Since lining material data is much the same in the two cases, we attempt to analyze the validity of the ground data in the two categories, by comparison of internal forces and deformations to assess properly the effects of the assumptions that are implicit or explicitly stated in each analytical method, and the weight of the mechanical parameters and so determine the preferred areas of application of each one.

Keywords: Tunnel, NATM, Lining, Statically-Indeterminate Reaction, Composite Solid.

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ	2
I.1 HISTORIQUE	3
I.2 CLASSIFICATION DES TUNNELS	4
I.3 TUNNELS FERROVIAIRES	4
I.3.1 Section transversale	4
I.3.2 Profil en long et tracé en plan	5
I.4 TUNNELS EN SITE URBAIN (PEU PROFONDS)	6
I.5 ETUDES ECONOMIQUES	6
CHAPITRE II : RECONNAISSANCES	8
II.1 INTRODUCTION	9
II.2 OBJECTIFS À ATTEINDRE	9
II.2.1 Coupe géologique et hydrogéologique	9
II.2.2 Caractérisation géomécanique de tous les matériaux	9
II.2.3 Identification de tronçons homogènes	10
II.3 CONDITIONS GÉOLOGIQUES	10
II.4 CONDITIONS HYDROGÉOLOGIQUES	11
II.5 CONDITIONS TECTONIQUES	12
II.6 CONDITIONS SISMIQUES :	13
II.7 RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	14
II.7.1 Objectifs :	14
II.7.2 Résultats de la reconnaissance géotechniques :	14
II.8 PARAMÈTRES ET CLASSIFICATION DES TERRAINS	15
CHAPITRE III : CONCEPTION ET PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION	16
III.1 CONCEPTION	17
III.1.1 Parti fonctionnel	17
III.1.2 Environnement	17
III.1.3 Terrain	17
III.2 PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION	18
III.2.1 Choix du procédé de construction	18

III.3 EXCAVATION (CREUSEMENT)	18
III.3.1 Méthodes de creusement	18
III.3.2 Mode d'exécution du creusement	22
III.4 SOUTÈNEMENT.....	26
III.4.1 Les différents types de soutènement	26
III.5 LA NOUVELLE MÉTHODE AUTRICHIENNE (NMA ou NATM)	31
III.5.1 La combinaison magique	31
III.5.2 Description	32
III.5.3 Domaine d'application	32
III.5.4 Précautions d'emploi	33
III.5.5 Avantages	33
III.6 REVÊTEMENT DEFINITIF	34
III.6.1 Fonction du revêtement	34
III.6.2 Critères de conception	34
III.6.3 Epaisseur minimum des revêtements en béton coffré	34
CHAPITRE IV :MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT ET DU REVÊTEMENT...	36
IV.1 Introduction	37
IV.2 DETERMINATION DES CHARGES	38
IV.2.1 CHARGES ACTIVES	38
IV.2.2 CHARGES PASSIVES	49
IV.3 CHOIX DES CINTRES MÉTALLIQUE	54
IV.3.1 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté	54
IV.3.2 Rigidité du cintre métallique	55
IV.3.3 Rigidité de la voûte en béton projeté soumise aux charges de courte durée	55
IV.3.4 Rigidité du soutènement provisoire soumis aux charges de courte durée	55
IV.3.5 Propriétés du béton équivalent(Section homogène)	56
IV.3.6 Coefficients de répartition d'efforts normaux et moments fléchissant	56
IV.3.7 Répartition des efforts internes	56
IV.4 METHODES EMPIRIQUES	57
IV.4.1 Classification de l'AFTES	57
IV.4.2 Prédimensionnement de la couche de béton projeté	59
IV.5 MÉTHODE DES REACTIONS HYPERSTATIQUES	62
IV.6 METHODES DU SOLIDE COMPOSITE	64

CHAPITRE V :DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	67
V.1 INTRODUCTION	68
V.2 TRACÉ DE LA LIGNE N°01	68
V.3 TUNNEL EN MINE	69
V.4 TRACÉ EN PLAN ET PROFIL EN LONG	70
V.5 TRACÉ EN PLAN: Annexes 2	70
V.6 PROFIL EN LONG: Annexes 2.....	70
V.7 CARACTÉRISTIQUE GÉOMETRIQUES	70
V.8 MATÉRIAUX D'EXÉCUTION	73
V.8.1 Cintre	73
V.8.2 Béton projeté	73
V.8.3 Matériaux de déblais	73
CHAPITRE VI :RESULTATS DE CALCULS	74
VI.1 DETERMINATION DES CHARGES	75
VI.1.1 CHARGES ACTIVES.....	75
VI.1.2 CHARGES PASSIVES	86
VI.2 METHODES EMPIRIQUES	87
VI.2.1 Classification des terrains selon AFTES	87
VI.2.2 Pré-dimensionnement de la couche de béton projeté	89
VI.3 CHOIX DES CINTRES MÉTALLIQUE	90
VI.4 MÉTHODE DES REACTIONS HYPERSTATIQUES	92
VI.4.1 Combinaisons d'action aux ELU	92
VI.4.2 Soutènement provisoire	93
VI.4.3 Revêtement définitif	101
VI.5 METHODE DU SOLIDE COMPOSITE	110
VI.5.1 Combinaisons d'action aux ELU	110
VI.5.2 Soutènement provisoire	110
VI.5.3 Revêtement définitif	117
CHAPITRE VII :COMPARAISON ENTRE LA MÉTHODE DES REACTIONS HYPERSTATIQUES ET LA METHODE DU SOLIDE COMPOSITE	122
VII.1 Introduction	123
VII.2 COMPARAISON ENTRE RÉACTIONS HYPERSTATIQUES ET SOLIDE COMPOSITE	124
VII.3 Commentaire	126
VII.4 Critères de choix des méthodes	127

VII.5 Conclusion	128
CHAPITRE VIII :ETUDE DYNAMIQUE	129
VIII.1 IINTRODUCTION	130
VIII.2 CLASSIFICATION DES TUNNELS	130
VIII.2.1 Groupe 1 : Tunnels stratégiques	130
VIII.2.2 Groupe 2: Tunnels importants	130
VIII.3 ACTION SISMIQUE LE LONG DE L'AXE DU TUNNEL: COMPRESSION ET FLEXION	131
VIII.3.1 Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel	131
VIII.4 SOLLICITATIONS INDUITES SUR LE TUNNEL	133
VIII.4.1 Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure	133
VIII.4.2 Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure	134
VIII.5 RESULTAT DE CALCUL	136
VIII.5.1 Données de calcul	136
VIII.5.2 Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure	136
VIII.5.3 Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure	136
VIII.6 CONCLUSION	136
CHAPITRE IX :CONVERGENCE - CONFINEMENT	135
IX.1 LA METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT	136
IX.1.1 Description de la méthode	136
IX.1.2 Calcul de la courbe de convergence	137
IX.1.3 Calcul de la courbe de confinement	142
IX.1.4 Détermination du profil de déformations longitudinal	144
IX.2 RÉSULTATS	145
IX.2.1 Données de calculs	146
IX.2.2 Calcul de la courbe de convergence	147
IX.2.3 Calcul de la courbe de confinement	148
IX.2.4 Courbe de Convergence Confinement	149
IX.2.5 Résultats de calcul	151
CHAPITRE X :PHASAGE	152
X.1 INTRODUCTION	153
X.2 EXECUTION	153
X.3 RÉSULTATS	158
X.4 CONCLUSION	175

CHAPITRE XI :TASSEMENT EN SURFACE	176
XI.1. INTRIDUCTION	177
XI.2 SOURCES DE TASSEMENT LIÉES AUX TRAVAUX	177
XI.2.1 Cas des travaux réalisés en creusement séquentiel	178
XI.2.2. Cas des travaux réalisés au tunnelier	179
XI.3 LES MÉTHODES DE DÉTERMINATION DES TASSEMENTS EN SURFACE	179
XI.3.1 Les méthodes empiriques et semi-empiriques	180
XI.3.2 Les méthodes numériques	181
XI.4 CONCLUSION	183
CONCLUSION	184
BIBLIOGRAPHIE	185
ANNEXES	187

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Différents gabarits de métro urbain.....	5
Figure II. 1: Coupe géologique (Hai El-Badr - Bachdjarah2).	15
Figure III. 1 : Creusement en section pleine.....	19
Figure III. 2 : a : demi-section supérieure (Calotte+Stross), b : Demie -section inférieure (Radier).	20
Figure III. 3: Creusement en section divisée.	21
Figure III. 4 : Plan de tir séquentiel - Pleine section et demi-section.	22
Figure III. 5 : Machine à attaque ponctuelle.	23
Figure III. 6 : Schéma général constitutif d'une machine pleine section.....	24
Figure III. 7 : Machine foreuses pleine section (tunnelier ATLAS COPCO).	24
Figure III. 8 : Fonction d'un bouclier.....	25
Figure III. 9: Boulons passifs (ancrage ponctuel, ancrage réparti).	27
Figure III. 10 : a-Boulon à ancrage par gonflement ; b- Boulon à ancrage par compression.	27
Figure III. 11 : Cintre coulissant (Type Th	28
Figure III. 12 : HEB..	28
Figure III. 13 : Cintre réticulé.	29
Figure III. 14 : Blindage.	29
Figure III. 15 : Enfilage.	30
Figure III. 16 : (a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage.	30
Figure III. 17 : (a) Application de la New Austrian Tunnelling Method(b) Boulonnage du front. ..	31
Figure III. 18 : Coupe type de revêtement définitif d'un tunnel avec radier contrevouté.....	35
Figure IV. 1 : Classification des méthodes de calcul du soutènement et revêtement.	38
Figure IV. 2 : La zone de rupture en voûte du tunnel selon K. Terzaghi.	40
Figure IV. 3 : Représentation géométrique des variables utilisées dans les formules de Terzaghi.	41
Figure IV. 4 : calcul des poussées du radier d'après Tsimbarievitch.	44
Figure IV. 5 : Pression horizontale active sollicitant le revêtement.	46
Figure IV. 6 : Disposition des ressorts, cas glissement sans frottement.	52
Figure IV. 7 : Disposition des ressorts, cas glissement avec frottement.	53
Figure IV. 8 : Section droite du soutènement provisoire.	54
Figure IV. 9 : Modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).	63
Figure IV. 10 : Méthode des réactions hyperstatiques. Modélisation des efforts de réaction du terrain.....	63
Figure IV. 11 : Méthode des éléments finis. Modèle de maillage.	65
.....	71
Figure V. 1 : Géométrie du soutènement provisoire pour les sections D4 et D6	71

Figure V. 2 : Géométrie durevêtement définitif.....	72
Figure VI. 1 : Section de calcul de l'influence de la charge du bâtiment.....	76
Figure VI. 2 :Charge du bâtiment sous forme rectangulaire.	76
Figure VI. 3 : Terzaghi avec différentes couches.	81
Figure VI. 4 : Modèle de calculs du soutènement provisoire.....	94
Figure VI. 5 : Déformation en 2D du soutènement provisoire.....	95
Figure VI. 6 :Déformation en 2D du soutènement provisoire.....	95
Figure VI. 7 : Digramme du moment fléchissant du soutènement provisoire.....	96
Figure VI. 8 : Digramme de l'effort normal.	96
Figure VI. 9 : digramme de l'effort tranchant.....	97
Figure VI. 10 : Modèle de calcul du revêtement définitif.....	101
Figure VI. 11 : Déformation en 2D du revêtement définitif.	102
Figure VI. 12 : Déformation en 3D du revêtement définitif.	102
Figure VI. 13 : Diagramme du moment fléchissant du revêtement définitif.	103
Figure VI. 14 : Diagramme de l'effort normal du revêtement définitif.	104
Figure VI. 15 : Diagramme de l'effort tranchant du revêtement définitif.....	105
Figure VI. 16 : Modèle de calcul en éléments finis du Sol – Soutènement provisoire(Solide composite).....	110
Figure VI. 17 : Déplacement total du soutènement provisoire.....	111
Figure VI. 18 : Déformation sol-structure (Maillage déformé).....	112
Figure VI. 19 : Digramme du moment fléchissant du soutènement provisoire.....	113
Figure VI. 20 : Digramme de l'effort normal.	113
.....	114
Figure VI. 21 : digramme de l'effort tranchant.....	114
Figure VI. 22 : Modèle de calcul en éléments finis du Sol - Revêtement définitif (Solide composite).....	117
Figure VI. 23 : Déplacement total du revêtement définitif..	118
Figure VI. 24 : Déformation sol-structure (Maillage déformé).....	119
Figure VI. 25 : Digramme du moment fléchissant du revêtement définitif.	120
Figure VI. 26 : Digramme de l'effort normal du revêtement définitif.....	120
Figure VI. 27 : Digramme de l'effort tranchant du revêtement définitif.....	121
Figure VIII. 1 : Déplacement du terrain en champ libre.	133
Figure VIII. 2 : Interaction terrain structure.	135
Figure IX. 1 : Notion de pression fictive et de déconfinement autour du front de taille.....	136
Figure IX. 2 : Méthode convergence-confinement. Courbes caractéristiques du terrain et du soutènement.	137
Figure IX. 3 : Courbe de convergence élastoplastique.....	137
Figure IX. 4 : Courbe de confinement élastoplastique.....	142
Figure IX. 5 : Déplacement Us	143
Figure IX. 6 : La pression de convergence P_i en fonction de U_r	147

Figure IX. 7 : La pression de confinement P_i en fonction de U_r .	148
Figure IX. 8 : Courbe de Convergence-Confinement P_i en fonction de U_r .	149
Figure IX. 9 : Courbe du taux de déconfinement λ en fonction de U_r .	150
Figure X. 1 : Simulation de la proximité du front de taille par le coefficient λ	155
Figure X. 2 : Φ – C – Réduction	157
Figure XI. 1 : Déplacement des contours de l'excavation.	177
Figure XI. 2 : Evolution des tassements le long d'un tunnelier.	179
Figure XI. 3 : cuvette de tassement au dessus d'un tunnel peu profond.	181
Figure XI. 4 : Evolution du tassement en surface (Point A)	182
Figure. 1 : Tracé en plan.	189
Figure. 2 : Profil en long.	190
Figure. 3 : Contraintes verticales élastiques sous une charge uniforme rectangulaire.	191
Figure. 4 : Facteur d'influence $I_{zm, n}$ pour une plaque rectangulaire uniformément chargée.	192

LISTE DES SYMBOLES

L_t	La longueur du tunnel
L_{1v}	La longueur de la voie se raccordant au tunnel
L_{2v}	La longueur de la voie extérieure sans tunnel
U_t	Le montant total des investissements rapporté au mètre
U_v	Le même montant pour la voie extérieure.
$\gamma(H)$	Poids volumique du terrain
H	La hauteur au-dessus du tunnel.
σ_{vo}	La contrainte géostatique verticale
K_0	Le coefficient de poussées des terres
q	Charge d'exploitation
B	La largeur mesurée au niveau du toit du tunnel
C	Cohésion du terrain
φ	L'angle de frottement
γ	Le poids volumique du terrain
R	Le rayon axe du cintre
e_a	La poussée active des terres
e_p	La poussée passive des terres
P	Contrainte géostatique verticale au niveau du piédroit
x	La profondeur
E	La résultante entre les poussées actives et passives
E_a	La résultante des poussées actives
E_p	La résultante des poussées passives
T_0	La résultante exerce son action dans l'axe central
q_0	La surcharge
y	La longueur
P_{vlim}	Contrainte limite sous radier
Ph_0	La contrainte géostatique horizontale
Pv_0	La contrainte géostatique verticale
ν	Coefficient de Poisson
σ_{m1}	La charge horizontale active Selon la théorie de coulomb-Rankine
σ_{m2}	La charge horizontale active Au niveau des semelles
q_α	L'intensité de la réaction
δ_α	L'amplitude de la déformation
k	Module de réaction
E'_i	Coefficient de déformabilité global instantané du terrain.
k_0	Le module de réaction du terrain pour le rayon d'excavation
e_1	Épaisseur de la couche en béton projeté (soutènement provisoire)
e_2	Épaisseur de la couche en béton coffré (revêtement définitif)

R_0	Rayon axe du cintre
R_e	Rayon d'excavation
R_a	Rayon axe du revêtement
<i>RQD</i>	Rock Quality Designation
e	Epaisseurs de béton projeté
R	Rayon du tunnel,
f_{bu}	La résistance en compression simple du béton,
σ_v	La pression induite par le terrain sur la structure
A'_b	La section
A'_s	Section de profile en acier
θ_N	Coefficient d'équivalence de l'effort normal
θ_M	Coefficient d'équivalence du moment de flexion
e_h	Epaisseurs homogène
E_h	Module d'élasticité homogène
$E_s A'_s$	Rigidités des cintres à la compression avant mise en place
$E_s A_s$	Rigidités des cintres à la compression après mise en place
$E_s I_s$	Rigidités des cintres à la compression avant mise en place
$E_s I'_s$	Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.
I_s	Moment d'inertie du profilé
$E_b A'_b$	Rigidités du béton projeté après mise en place
$E_b A_b$	Rigidités du béton projeté avant mise en place
A_b	Module d'élasticité de béton projeté
E_b	Section de béton projeté
R_x	Remblais
Q_A	Argile jaunâtre
T_S	Sable argileux
T_A	Argile sableuse jaunâtre
T_G	Sable jaunâtre à passages de grès
r	Rayon d'excavation
P_0	Contrainte initiale homogène isotrope
P_r	Pression radiale fictive de soutènement sur les parois du tunnel
λ	Taux de déconfinement
r_d	Rayon de détente
U_r	Amplitude de la convergence à la paroi
E	Module de déformation du terrain
σ_c	Résistance en compression simple du terrain
k_p	Coefficient de butée
F	Facteur de stabilité
U_{elas}	Déformation élastique
k	Coefficient de foisonnement
ε_ρ	Déformation radiale
ε_θ	Déformation tangentielle

P_s	charge
K_s	Le module de rigidité normal du soutènement
P_{smax}	Pression de confinement
w'	Le poids de la cave
I_z	Facteur d'influence
σ_z	La pression verticale
σ_h	La pression horizontale
γ_{gj}	Le coefficient partiel dû aux actions permanentes
γ_{qi}	Le coefficient partiel dû aux actions variables
E_d	Valeur de sollicitation de calcul

LISTE DES TABLEAU

Tableau I. 1 : Evolution des dimensions des tunnels à travers le temps.	3
Tableau II. 1 : Niveau d'eau à base des piézomètres installés	12
Tableau II. 2 : Module d'élasticité dynamique G des types de sol différents.	13
Tableau IV. 1 : : Classification des terrain selon AFTES(compportement mécanique)	58
Tableau IV. 2 : Classification des terrain selon AFTES(compportement mécanique).	58
Tableau IV. 3 : Mode de soutènement selon les classes de comportement des terrains.	59
Tableau IV. 4 : Epaisseurs du béton projeté en fonction de la section excavée.	61
Tableau IV. 5 : Valeurs de B.	80
Tableau VI. 1 : Charge active verticale de Terzaghi pour le soutènement.....	82
Tableau VI. 2 : Chage active verticale de Terzaghi pour le revêtement définitif.	82
Tableau VI. 3 : Charge verticale ascendante en radier.....	83
Tableau VII. 1 : Différences entre les deux méthodes.	125
Tableau VII. 2 : Points communs entre les deux méthodes.	125
Tableau IX. 1 : Données de calcul C-Lambda (Convergence - Confinement).	146
Tableau IX. 2 : Résultats de calculs C-Lambda (Etat d'équilibre).	151

INTRODUCTION :

Il est d'usage d'affirmer que les ouvrages souterrains, sans même parler des cavernes naturelles qui abritèrent les hommes préhistoriques et qui servirent de cadre à leurs premières manifestations artistiques, figurent certainement parmi les plus anciennes constructions de l'homme.

Qu'il s'agisse de moyens d'attaque ou de défense comme dans les tunnels de communication secrets des châteaux forts du Moyen Âge, de moyens d'extraction des richesses de la terre dans les galeries des mines ou de moyens de transport comme les aqueducs souterrains des villes romaines, les tunnels étaient déjà connus et utilisés dans la plus lointaine antiquité

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

La ville d'Alger, capitale administrative et centre économique, s'est développée à un rythme très élevé au cours des deux dernières décennies. Ainsi d'un million d'habitants en 1966, la population dépasse actuellement les trois (03) millions d'habitants, en conséquence de cette croissance, les problèmes de circulation et de transport se présentent avec acuité. La demande de déplacement par le transport en commun ne peut être satisfaite par les moyens actuels, ce qui nécessite la mise en place d'un moyen de transport de grande capacité, régulier, dont puissent bénéficier toutes les couches de la population. Le métro doit en l'occurrence être adapté à la topographie et au tissu urbain de la ville.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉ

I.1 HISTORIQUE :

Le premier tunnel répertorié est le tunnel d'Agrippa en Italie, sous le mont Posilipe. Ce tunnel datant de l'antiquité faisait déjà 900 m de long. Jusqu'en 1880, les techniques de creusement des tunnels restaient principalement manuelles, et faisaient appel à la méthode des tranchées couvertes ou aux explosifs. La méthode des tranchées couvertes consistait à creuser un vaste tranché au fond de laquelle on construisait l'ouvrage de protection du tunnel et on remblayait afin de reconstituer le sol d'origine.

D'autre part, les explosifs ont souvent été utilisés dans le percement des grands tunnels alpins dans des roches dures. Dans les années 1880, les premières machines de creusement (les perforatrices) sont apparues pour la perforation de la galerie d'essai du tunnel sous la manche. Ces perforatrices creusaient la craie grâce à la mise en rotation à grande vitesse des têtes par l'air comprimé. Jusqu'à 1954, peu d'évolutions apparaissent en matière de tunneliers, du fait des faibles demandes en travaux publics. Les années 60 voient alors le développement des machines de construction de tunnels et ces évolutions donneront naissance à différentes sortes de tunneliers : les boucliers à attaque ponctuelle et les boucliers à attaque globale avec différents moyens de confinement.

Dès lors, l'utilisation de tunneliers s'est totalement généralisée du fait qu'on ne pouvait pas creuser des tunnels dans des roches tendres avec la méthode de l'explosif.

A partir des années 70, les évolutions ont fait apparaître des boucliers à front confiné pour éviter les venues d'eau et les éboulements du front. Ces évolutions ont alors donné la possibilité de creuser des tunnels dans des terrains beaucoup plus tendres et ont amené une généralisation de l'utilisation des tunneliers.

Ils permettent ainsi la construction de tunnels de plus en plus grands comme le résume le tableau suivant :

Tunnel	Diamètre extérieur	Longueur	Années
CERN-LEP	4.50 m	19.4 km	1985-1987
Tunnel sous la Manche	8.78 m	52 km	1988-1991
Tramway de Strasbourg	8.30 m	1.2 km	1992-1993
METEOR - Ligne 14	8.61 m	4.5 km	1993-1995
Caluire Nord et Sud	11.02 m	6.5 km	1994-1998
Adlerberg	12.58 m	4.3 km	1995-1997
Métro de Sydney	10.72 m	10 km	1995-2000
Groene Hart	14.87 m	7 km	2000-2005
A86-Est	11.56 m	10 km	2000-2006
Elbe Tunnel	14.20 m	3.4 km	1986-2002

Tableau I. 1: Evolution des dimensions des tunnels à travers le temps.

I.2 CLASSIFICATION DES TUNNELS :

On peut classer les tunnels selon :

a) La forme :

- Circulaire pleine ou tronquée
- Elliptique pleine ou tronquée
- Parabolique pleine ou tronquée
- Courbe quelconque à plusieurs centres :
- Rectangulaire
- Complexe

b) La fonction :

- Tunnel routier
- Tunnel ferroviaire
- Tunnel mixte
- Tunnel pour transport de matériaux et de produits divers
- Emissaire d'évacuation d'eaux usées
- Conduite en charge

I.3 TUNNELS FERROVIAIRES :

I.3.1 Section transversale :

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

On distingue en général le contour de référence et le gabarit limite des obstacles qui tient compte de la nécessaire distance de sécurité et du surprofil nécessaire dans le cas des voies en courbe et en dévers. Le contour de référence a évolué avec le temps, tout d'abord en fonction de l'électrification des lignes pour y inscrire les caténaires. Cette première évolution a entraîné de nombreuses modifications des profils de tunnels (alésage des maçonneries ou abaissement des voies) aujourd'hui pratiquement achevées.

Un autre facteur intervient sur les lignes où doivent circuler des trains à grande vitesse, c'est la notion du volume minimal d'air à réserver autour du gabarit pour limiter les effets du pistonnement qui nuisent à la fois au confort des passagers et augmentent les dépenses en énergie de traction. Le problème s'est posé pour la première fois sur la ligne TGV Atlantique. Dans les tunnels à double voie, on a adopté des sections utiles de 55 à 71 m² suivant que la vitesse prévue était de 200 ou 270 km/h. Enfin, d'autres critères peuvent intervenir dans le choix de la section et, en particulier, la méthode d'exécution.

L'exemple le plus fréquent est celui de l'utilisation d'un bouclier mécanisé qui entraîne généralement le choix d'une section circulaire.

Lorsqu'il ne s'agit pas d'une ligne ferroviaire classique, les gabarits peuvent être notablement différents. C'est le cas pour les métros urbains (figure 1)

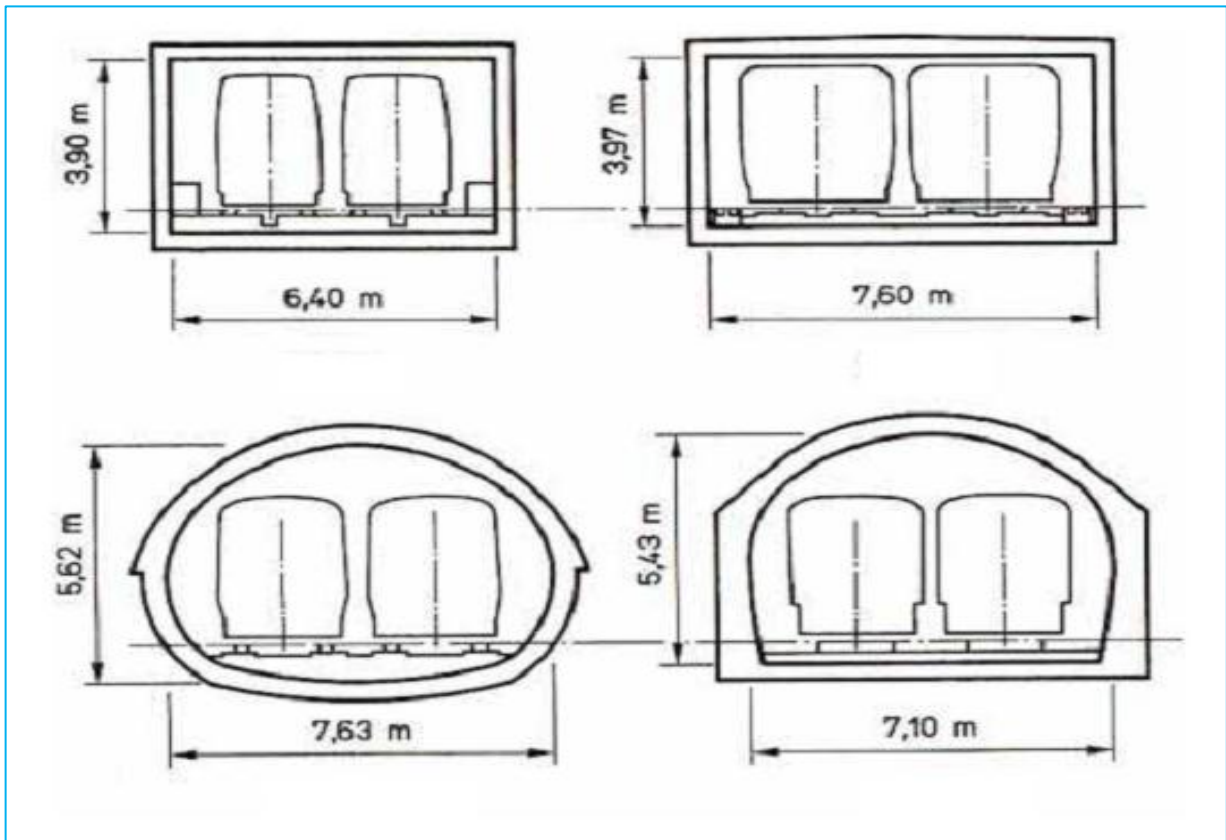


Figure I. 1: Différents gabarits de métro urbain.

1.3.2 Profil en long et tracé en plan :

Sur les lignes anciennes, il existe, en zone montagneuse, des pentes pouvant atteindre 43 ‰ à l'air libre et 34 ‰ en tunnel. La réduction s'explique par la diminution d'adhérence due à l'atmosphère plus humide des souterrains. Sur les lignes récentes, on s'efforce, à l'air libre ou en souterrain, de ne pas dépasser le seuil de 12 ‰ pour les transports de marchandises et le feroutage. Sur les lignes à grande vitesse, on pourrait admettre des pentes jusqu'à 35 ‰, mais on se limite en général à 25 ‰ (cas du TGV Atlantique). Les courbes de raccordement entre rampes successives doivent avoir un rayon minimal de 12 000 m dans le cas des lignes courantes, il est de 16 000 m dans le cas des TGV.

Quant au tracé en plan, les rayons minimaux imposés dépendent de la vitesse des convois: de 2 000 m dans les tronçons de ligne où la vitesse est limitée à 100 km/h, à 6 000 m

sur les lignes à grande vitesse (300 km/h). Pour les réseaux de transport urbain, les caractéristiques minimales sont sensiblement moins sévères.

I.4 TUNNELS EN SITE URBAIN (PEU PROFONDS) :

Les tunnels urbains présentent des caractères spécifiques que l'on peut résumer comme suit :

- Tracé généralement imposé, peu profond, traversant des sols.
- Présence de constructions aux têtes et à l'aplomb de l'ouvrage.
- Présence d'aménagements souterrains à proximité (caves, réservoirs, Collecteurs, métro).
- Contraintes environnementales fortes.

Les études doivent être adaptées en conséquence :

- En ce qui concerne les reconnaissances : ne pas hésiter à avoir recours à des puits ou galeries et aux reconnaissances à l'avancement en cours de travaux, pour pallier l'insuffisance des reconnaissances depuis la surface.
- En ce qui concerne le choix des procédés de construction : privilégier les procédés permettant la mise en place rapide d'un soutènement complet, peu sensible aux hétérogénéités du terrain, facile à renforcer si nécessaire (ou du revêtement définitif).
- En ce qui concerne l'impact du creusement du tunnel sur les constructions et ouvrages de surface ou enterrés : analyser les différentes sources de tassement et les moyens d'y remédier, renforcement des soutènements, limitation du drainage, traitements de terrain, injections de compensation, prévoir les moyens de limiter les vibrations produites lors du creusement, etc.
- En ce qui concerne l'incidence des ouvrages annexes : intégrer très en amont du projet ces ouvrages qui peuvent constituer des contraintes fortes (émergences de sécurité, stations de ventilation, etc. ...).

I.5 ETUDES ECONOMIQUES :

Tout projet de voie de circulation doit être précédé d'un calcul économique, les études de nature technique ne pouvant être entreprises que si les conditions de l'étude économique sont positives (calcul de la rentabilité des investissements). Ce facteur est d'une grande importance dans le cas des tunnels, qui appartiennent à la catégorie des ouvrages les plus

chers et où les frais investis par unité de longueur représentant un grand nombre de fois les dépenses spécifiques d'une voie extérieure de communication ou de transport.

Il s'agit donc d'économiser une surlongueur considérable de la voie extérieure tout en assurant une circulation de grande intensité, pour que les investissements spécifiques puissent être couverts par les économies réalisées sur les constructions extérieures ainsi que par la diminution des frais d'exploitation des véhicules (trains, voitures, péniches, etc.).

Il s'agit avant tout de définir l'intensité du trafic à prévoir, en tenant compte notamment des besoins de l'économie et de l'industrie de la région pour une période de 10 ans, la zone intéressée correspondant à une bande de 2×12 km de largeur située de part et d'autre du tunnel. Cette étude servira de base au calcul du nombre des véhicules qui emprunteront la voie à construire.

En possession de ces données et connaissant d'une part les dépenses d'exploitation des véhicules, rapportées à l'unité de poids et de longueur E , d'autre part les frais d'investissement de l'ouvrage I , on pourra juger de la rentabilité d'un projet en procédant à une comparaison des données. Soit I_1 le coût de construction de la voie de circulation comportant le tunnel, dont la valeur est :

$$I_1 = L_t \cdot U_t + L_{1v} \cdot U_v \quad (I.1)$$

et I_2 le coût de construction de la voie sans tunnel, représentant une valeur de $I_2 = L_{2v} \cdot U_v$,

- L_t la longueur du tunnel
- L_{1v} la longueur de la voie se raccordant au tunnel
- L_{2v} la longueur de la voie extérieure sans tunnel
- U_t le montant total des investissements rapporté au mètre courant du tunnel,
- U_v le même montant pour la voie extérieure.

Soient d'autre part E_2 les frais d'exploitation de l'ensemble des véhicules empruntant la voie extérieure, E_1 ces mêmes frais établis pour le cas d'un tunnel, le temps d'amortissement des frais supplémentaires investis dans le tunnel sera :

$$t = \frac{I_1 - I_2}{E_2 - E_1} \quad (I.2)$$

Si la valeur de t ainsi calculée est inférieure à 10 ans, ce qui est une durée de base généralement admise, la construction du tunnel peut être considérée comme justifiée [1].

CHAPITRE II

RECONNAISSANCES

II.1 INTRODUCTION :

La réponse du terrain au creusement d'un tunnel dépend, bien sûr, en premier lieu de la nature géologique et des caractéristiques géomécaniques du matériau encaissant, mais aussi des conditions hydrogéologiques, des méthodes d'exécution (excavation et soutènement), ainsi que de la profondeur de l'ouvrage. La nature et l'éloignement des constructions voisines sont à prendre en compte pour apprécier l'impact de l'ouvrage.

Les conditions géologiques, hydrogéologiques, tectoniques, sismiques et géotechniques sont les facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Les études et reconnaissances représentent 5 à 7% du coût d'un ouvrage dont 4 à 5 % d'études proprement dites.

II.2 OBJECTIFS À ATTEINDRE :

II.2.1 Coupe géologique et hydrogéologique :

L'ensemble des informations géologiques et hydrogéologiques doit être synthétisé sous forme d'une coupe géologique prévisionnelle établie suivant une surface verticale décrivant le tracé en plan (Figure II.1). Cette coupe doit faire apparaître toutes les unités géologiques concernées par le creusement ainsi que leurs relations géométriques et si possible cinématiques. Au sein de chaque unité doit être représentée chacune des formations constitutives.

Les conditions hydrogéologiques connues sont également à reporter sur ce document. La tectonique et l'état de contrainte en place doivent également être précisés.

II.2.2 Caractérisation géomécanique de tous les matériaux :

Il s'agit pour chacune des couches de terrain intervenant dans la stabilité de l'excavation et(ou) dans le développement des déformations en surface, de déterminer les valeurs des caractéristiques géomécaniques nécessaires à la définition du projet du point de vue des moyens à mettre en œuvre, des techniques à appliquer et du dimensionnement des soutènements et revêtements.

Les principales caractéristiques géomécaniques sont les suivantes :

- Résistance à la compression.
- Résistance à la traction.
- Caractéristiques de cisaillement C et ϕ .
- État de contrainte en place.
- Module de déformabilité.
- Coefficient de Poisson.

- Fracturation du massif.
- Caractéristiques hydrogéologiques : perméabilité et valeur de la charge hydraulique.
- Sensibilité à l'eau.
- Teneur en minéraux gonflants et potentiel de gonflement.
- Dureté et abrasivité.
- Fluage.
- Porosité.
- Injectabilité.

II.2.3 Identification de tronçons homogènes :

La méthode consistant à individualiser le long du tracé des tronçons homogènes du point de vue de la géologie, de l'hydrogéologie, de la géotechnique et des conditions de couverture et d'environnement se révèle être une manière efficace pour synthétiser les "données du terrain" et en déduire tronçon par tronçon les techniques de traitement du terrain préalable éventuel, d'excavation, de soutènement et de revêtement de l'ouvrage (Figure II.1).

II.3 CONDITIONS GÉOLOGIQUES :

Les reconnaissances et études géologique 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, zones broyées,...).
- Description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leurs qualités, selon leurs discontinuités.

Dans notre cas l'ensemble lithologique est réduit à trois unités : L'unité supérieure se compose des sédiments quaternaires de caractère cohésif. Cette couche contient un grand nombre d'éboulis. Il se peut qu'il s'y trouve des changements (remplissages) anthropogènes.

L'unité suivante consiste en des sédiments clastiques de type sableux à argileux d'une extrême inhomogénéité, rassemblés sous le terme de molasse. L'unité la plus profonde se constitue des marnes argileuses de faible à moyenne consistance.

II.4 CONDITIONS HYDROGÉOLOGIQUES :

Les problèmes posés par la présence d'eau ont en général des conséquences très importantes pour le maître d'œuvre.

Les principaux problèmes posés par l'eau souterraine sont :

- L'irruption d'eau avec des débits importants susceptibles de créer des problèmes d'exhaure importants ou même de noyer le chantier.
- L'instabilité de l'excavation sous l'effet des gradients hydrauliques dirigés vers l'excavation, notamment lorsque l'excavation s'approche de zones aquifères de forte perméabilité.
- Le rabattement des nappes pouvant entraîné d'une part l'assèchement des sources et des puits et d'autre part des tassements de surface

Dans notre cas la situation hydrologiques sur le long du tracé est caractérisée dans une vue global par la morphologie du terrain lui même, et par la répartition verticale des couches perméables et imperméables. En somme 30 piézomètres ont été installé sur le long du tracé de l'extension B entre les stations Hai El Badr et El Harrach Centre dans le cadre de la reconnaissance géotechnique. Les piézomètres installés indiquent un niveau d'eau plus ou moins continue dans des sédiments sableux de Tertiaire dans une profondeur des 20 – 30 m (Par rapport au niveau de la mer) sur la plus part du tracé entre la Station Hai el Badr et le Puits de Ventilations 2.

En général les conditions en vue de la construction des ouvrages doivent être supposées sèches, dû au fait que le niveau de la nappe se situe en dessous des ouvrages au dedans des sédiments de la molasse sableuse. Néanmoins par temps de fortes pluies, l'apparition d'inclusions d'eaux élevées au sein des parties perméables sableuses est possible.

Un aperçu des niveaux d'eau dans les piézomètres exécuté est donné dans le tableau suivant :

Niveau d'eau à base des piézomètres installé [m NGA]						
	S 1+210/1	S 1+225	S 1+300	S 1+380 B	S 1+600	S 1+648
MIN	24,41	24,62	22,44	22,05	31,52	37,48
MAX	25,15	25,11	22,57	22,05	31,72	37,48
MOYEN	24,84	24,82	22,52	22,05	31,62	37,48
	S 1+675	S 2+050	S 2+125	S 2+200	S 2+700	S 2+750
MIN	28,20	29,33	27,69	27,81	24,14	18,50
MAX	32,00	29,92	27,87	28,66	26,61	25,47
MOYEN	30,1	29,62	27,82	28,07	25,70	21,98
	S 2+770	S 3+245	S 3+260	S 3+330	S 3+340	S 3+380P1
MIN	24,21	9,64	3,47	3,06	8,89	3,23
MAX	24,48	12,98	3,57	3,54	10,12	3,23
MOYEN	24,31	12,21	3,52	3,30	9,35	3,23
	S 3+380P2	S 3+470	S 3+620	S 3+650	S 3+700	S 3+740
MIN	8,74	3,17	2,86	3,91	0,21	1,76
MAX	8,74	3,92	2,87	4,04	0,28	2,36
MOYEN	8,74	3,55	2,87	3,94	0,25	1,99
	S 3+790	S 3+790	S 3+875	S 3+875B	S 3+955	S 3+955B
MIN	-0,86	-0,45	-1,00	-0,45	-1,76	-1,06
MAX	-0,53	-0,45	-0,71	-0,45	-1,33	-1,06
MOYEN	-0,69	-0,45	-0,85	-0,45	-1,55	-1,06

Tableau II. 1 : Niveau d'eau à base des piézomètres installés

II.5 CONDITIONS TECTONIQUES :

La formation des chaînes alpines méditerranéennes y compris le tronçon algérien est liée à la dérive et la rotation de la plate forme continentale de l'Afrique par rapport à l'Eurasie depuis le Jurassique. Les bassins de Mitidja ainsi que ceux de Chlef et de Seybouse sont structurés pendant les dernières étapes de la tectonique Alpine.

Les résultats des mouvements tectoniques se trouvent dans des formations des grandes nappes dans les montagnes européennes et dans l'Atlas Tellien et dans des plusieurs failles tectoniques normales et inverses dans la région d'Alger.

Dans le socle métamorphique dans la région d'Alger des failles de type normal et inverse avec une orientation NE-SW à ENE-WSW sont observable. Une continuation des failles normales dans des sédiments du Quaternaire et Tertiaire est supposé.

II.6 CONDITIONS SISMIQUES :

Les enseignements de récents tremblements de terre (Mexico, Kobé) ont confirmé que les structures souterraines ne subissaient que des désordres tout à fait mineurs lors de secousses sismiques, aussi, à priori, n'y a-t-il pas lieu de prévoir de disposition particulière pour le revêtement du tube en section courante. Cependant si l'ouvrage recoupe une ou plusieurs faille(s) actives susceptible(s) de rejouer sous l'effet du séisme, il est bien évident que les désordres, même en section courante, pourront être très importants.

En accord avec la norme RPOA (Règles parasismiques algériennes) l'extension B de la Ligne 1 du Metro d'Alger est située dans la zone sismique III (sismicité élevée).

Tout l'œuvre peut être considérée inclus dans le groupe d'utilisation 1B (œuvre de grande importance).

En accord avec la norme RPOA les valeurs de l'accélération sismique doivent être adoptées (APD).

- La valeur d'accélération sismique est de 0,3 g .
- Le facteur de la réduction par profondeur ne sera pas inférieur à 0,8.
- La composante verticale du séisme peut être estimée à 2/3 de l'horizontale.

Les modules d'élasticité dynamique transversale (G) des terrains se trouvent dans le tableau suivant :

Module d'élasticité dynamique G des types de sol différents [MPa]							
	RX	QA	QS	QM	QV	TA	TS/TG
MIN	-	150	300	500	-	400	2300

Tableau II. 2 : Module d'élasticité dynamique G des types de sol différents.

II.7 RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES :

II.7.1 Objectifs :

Les objectifs des reconnaissances géotechniques sont :

- Déterminer les valeurs des paramètres déterminants pour l'analyse des conditions de stabilité et pour le dimensionnement des soutènements et revêtement.
- Recueillir toutes les informations nécessaires pour situer les différents matériaux étudiés au sein des classifications géotechniques.
- Détecter les points singuliers et les précautions particulières qu'il convient de prendre pendant les travaux.
- Procéder aux études spécifiques relatives à la mise en œuvre des méthodes d'exécution envisagées.

Dans la pratique, et compte-tenu des particularités qui leur sont inhérentes, il convient de distinguer le cas des sols, le cas des tunnels peu profonds, et celui des tunnels à grande profondeur. Les sols indurés et les roches tendres, fréquemment rencontrés dans les tunnels peu profonds, peuvent poser des problèmes relevant du cas des sols ou de celui des roches.

Dans le cadre de la reconnaissance géotechnique en somme 41 forages carottés, 306 essais de pénétration dynamique SPT, 9 essais de pénétration dynamique DPH, 41 essais pressiométrique selon la méthode de Menard et plus de 200 essais en laboratoire ont été exécutés.

II.7.2 Résultats de la reconnaissance géotechniques :

Le tableaux résumant les résultats de la reconnaissances géotechniques en Annexe 1.

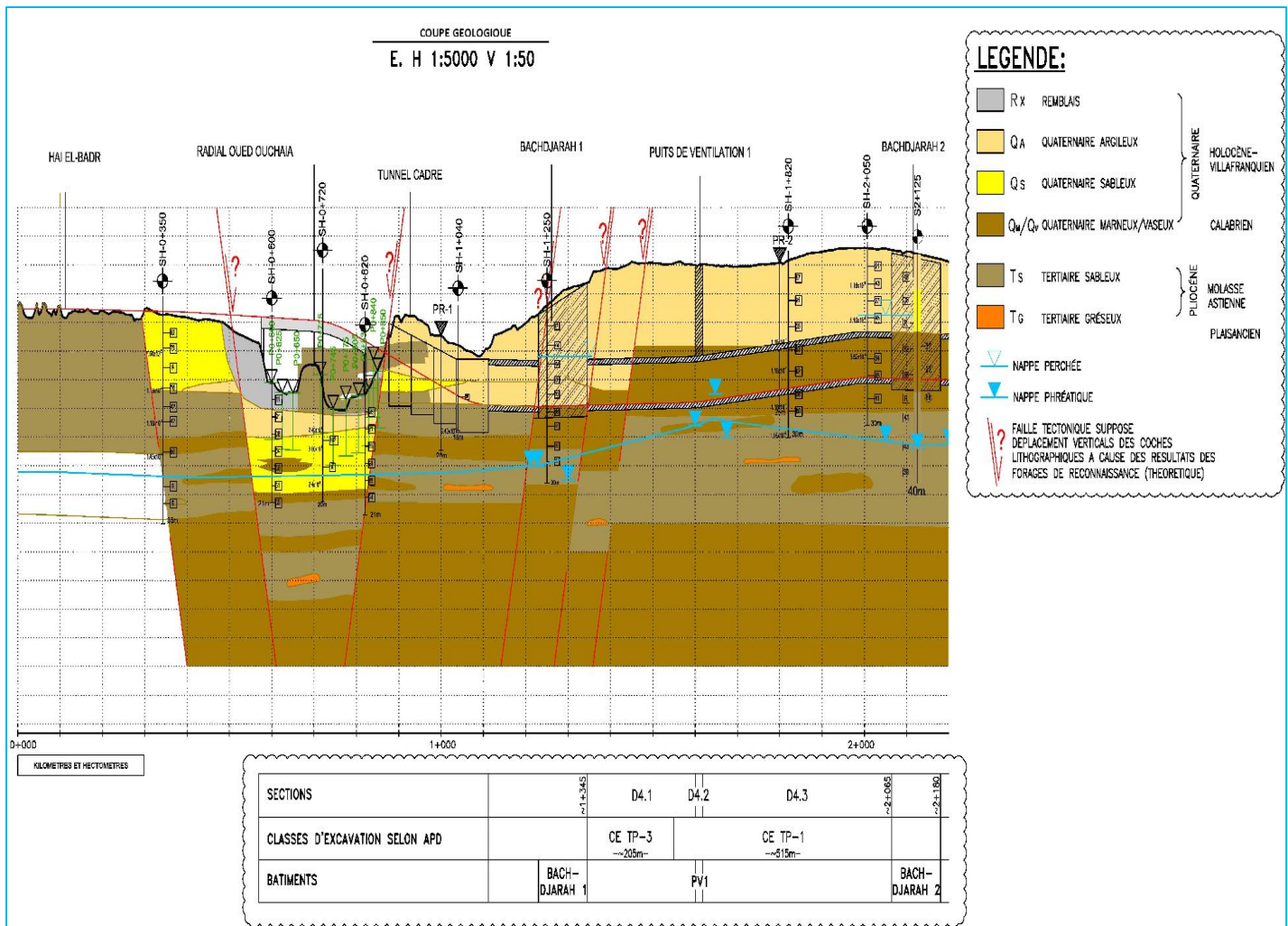


Figure II. 1: Coupe géologique (Hai El-Badr - Bachdjarah2).

II.8 PARAMÈTRES ET CLASSIFICATION DES TERRAINS :

Les couches stratigraphiques ont été groupées en unités homogènes selon leurs caractéristiques de mécanique de sol. Par la suite, ces valeurs caractéristiques ont été réunies par groupes de valeurs caractéristiques de base.

Diverses méthodes de classification géotechnique des massifs rocheux ont été proposées. Les plus universellement utilisées sont la classification RMR de Bieniawski et le système Q développé par N. Barton. Elles attribuent une note globale au massif fondée sur la quantification de plusieurs paramètres.

Cette démarche ne doit pas être confondue avec une autre utilisation des valeurs RMR ou Q qui conduit au choix des caractéristiques géomécaniques d'un massif rocheux (Hoek & Brown).

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PROCÉDÉS DE

CONSTRUCTION

III.1 CONCEPTION :

Pour ce qui concerne le Génie Civil, l'opération de conception d'un tunnel prend en compte trois types de contraintes qui sont liées respectivement :

- Au parti fonctionnel retenu.
- À l'environnement de l'ouvrage.
- Au terrain encaissant.

Ces facteurs interviennent en priorité dans la définition du profil en travers de l'ouvrage et dans le choix des procédés de construction. Rappelons d'autre part que le tracé et le profil en long de l'ouvrage sont eux-mêmes définis en tenant compte des contraintes liées à l'environnement et au terrain.

III.1.1 Parti fonctionnel :

Les conditions d'utilisation du tunnel en service déterminent le volume utile nécessaire :

- À la circulation des véhicules (trains, voitures, péniches, etc.).
- Aux différents équipements assurant l'éclairage et la sécurité.
- À la ventilation.
- Aux conduites transitant par l'ouvrage (caniveaux d'évacuation d'eau, égouts, câbles, etc.).

III.1.2 Environnement :

Les contraintes liées à l'environnement concernent essentiellement :

- La sensibilité aux déformations et vibrations des ouvrages, constructions, sites naturels à proximité des travaux de creusement.
- La présence de nappe aquifère (niveau à maintenir et qualité des eaux à conserver).

III.1.3 Terrain :

La connaissance de la réaction du terrain au creusement est bien sûr fondamentale. En particulier les problèmes et les solutions sont de nature très différente selon que l'on a affaire à :

- Des massifs rocheux globalement stables où le soutènement n'intervient que pour s'opposer à d'éventuelles chutes de blocs.
- Des terrains dans lesquels le front de taille est stable mais qui nécessitent un soutènement proche du front.

- Des terrains dans lesquels le front de taille est instable ou bien dans lesquels il faut parfaitement maîtriser les mouvements pour respecter des contraintes de tassement en surface.

III.2 PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION :

III.2.1 Choix du procédé de construction :

Le choix résulte, d'un compromis entre les exigences :

- Du terrain encaissant.
- Du site et de l'environnement.
- De la géométrie.
- Du procédé de construction lui-même.
- La sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction.
- La souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles).
- 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.
- Insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution.
- Coût de la solution et aléas correspondants.

III.3 EXCAVATION (CREUSEMENT) :

Ensemble des opérations d'abattage et de marouflage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.

On distingue trois méthodes de creusement :

- Creusement à plein section.
- Creusement à demi-section.
- Creusement à section divisée.

III.3.1 Méthodes de creusement :

Au cours de ces trois dernières décennies, avec l'amélioration des procédés de reconnaissances géotechniques et le développement remarquables en matière de mécanisation des techniques des travaux d'abattage et de soutènement, les techniques utilisées pour le choix de la méthodes de creusement des tunnels ont fortement évolué. Les méthodes de creusement dépendent des paramètres suivants :

- La nature du terrain.
- La profondeur et les dimensions de l'ouvrage.
- Le personnel.
- Le matériel disponible.

- Le délai d'exécution.
- L'environnement.

III.3.1.1 Creusement à plein section :

Cette technique de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase, elle est appliquée beaucoup plus pour les terrains de bonne tenue ne nécessitant pas un soutènement provisoire «cas des roches» ; mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à la suite d'utilisation d'explosif ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée.

Elle est habituellement utilisée quand la section à creuser n'est pas très importante (généralement inférieure à 12 m^2) au-delà, la méthode nécessite un matériel plus performant et devient extrêmement coûteuse mais on peut l'utiliser pour les grandes sections (plus de 40 à 50 m^2) si le tunnel est assez long (plusieurs kilomètres) car le coût sera amorti.



Figure III. 1 : Creusement en section pleine.

III.3.1.1.1 Avantages :

- La rapidité de cette méthode nous facilite l'organisation du chantier car elle nous permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.
- La méthode de creusement à plein section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 m par jour en procédant par volées de 4 m .
- La méthode de creusement à pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné.

III.3.1.1.2 Inconvénient

- L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'un accident de terrain sévère cette technique requiert une adaptation très difficile.
- La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

III.3.1.2 Creusement à demi-section :

Cette méthode consiste à creuser la demi section supérieure du tunnel (Calotte+Stross) (qui peut atteindre 5 à 6 mètre de hauteur, on la met en sécurité avec la mise en place des cintres et du bétonnage , puis on creuse la deuxième moitié inférieure (Radier). Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50 m²) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vue de la dimension réduite de front de taille.

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire.

L'intérêt fondamental de la demi-section, par rapport à une méthode de creusement en section divisée est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement sur toute la partie supérieure.

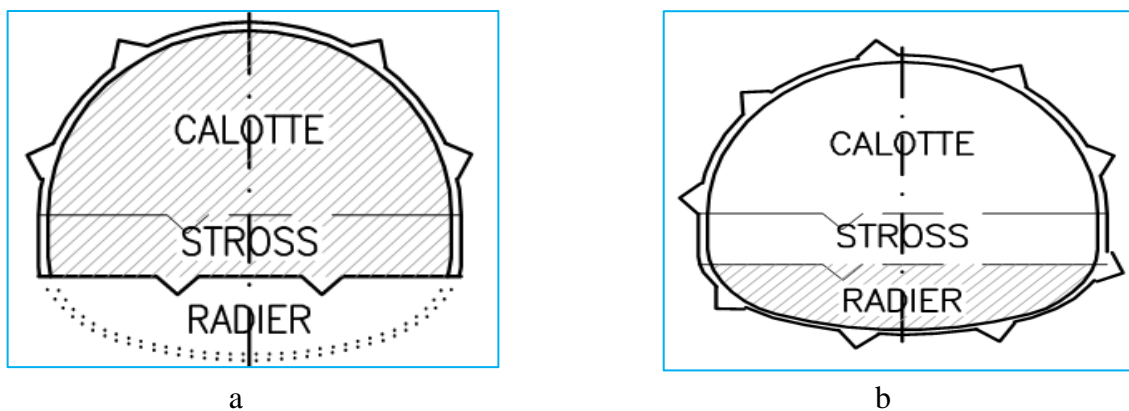


Figure III. 2 : a : demi-section supérieure (Calotte+Stross), b : Demi -section inférieure (Radier).

III.3.1.3 Creusement en section divisée :

III.3.1.3.1 Description :

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

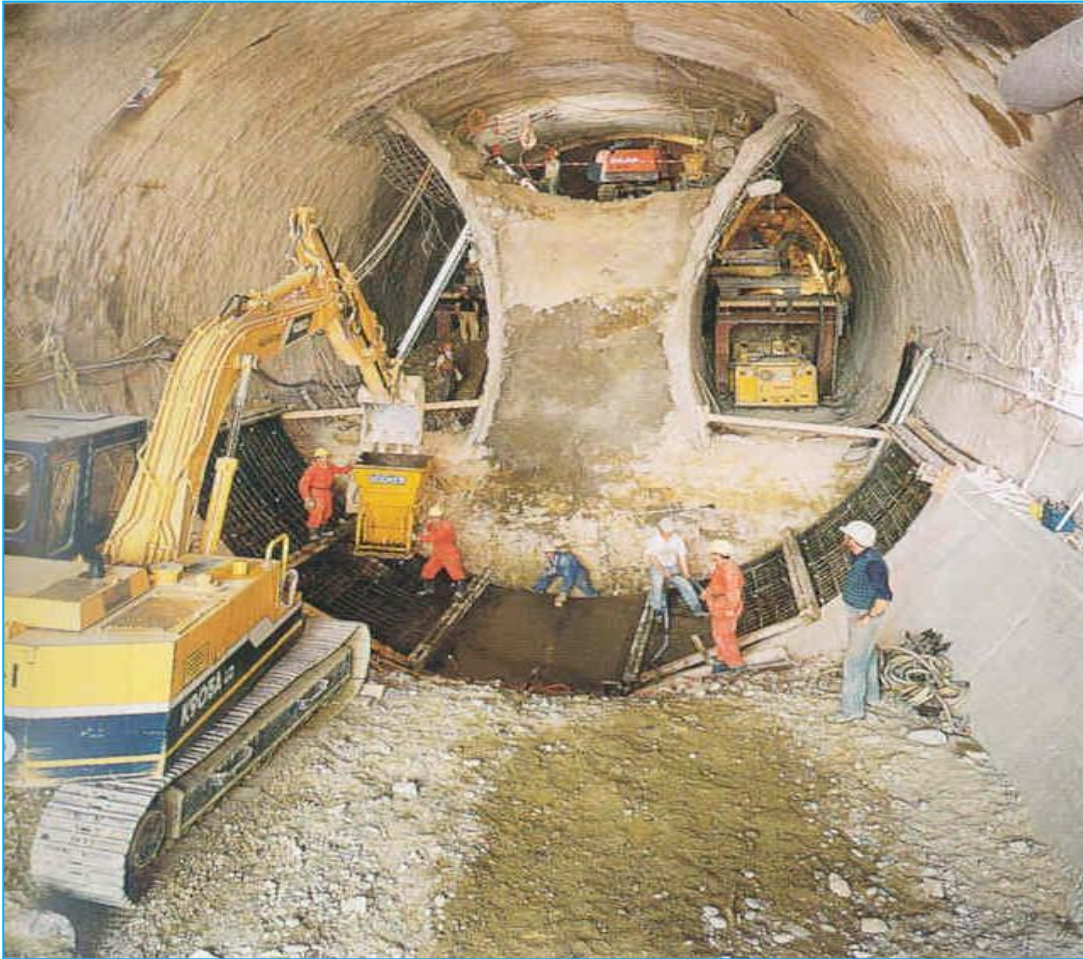


Figure III. 3: Creusement en section divisée.

III.3.1.3.2 Domaine d'application :

On utilise la méthode d'avancement en section divisée lorsque les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer une stabilité suffisante du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi section.

Dans le cas de sections larges, on peut utiliser deux galeries en base de piédroits, pour y bétonner une partie du revêtement définitif (culées qui serviront d'appui au soutènement et au revêtement de la voûte).

III.3.1.3.3 Précautions d'emploi :

Il convient de ne pas perdre de vue que cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée, chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain.

Si cette méthode est utilisée dans une zone où les tassements de surface sont à limiter au maximum (travaux en zone urbaine), il convient en général de la combiner avec un traitement préalable des terrains.

III.3.2 Mode d'exécution du creusement :

Le creusement peut être exécuté mécaniquement avec une machine ou à l'explosif.

III.3.2.1 Attaque à l'explosif :

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 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 explosifs actuels sont dits de sûreté car ils ne peuvent détoner sous l'action d'un choc ou d'une élévation de température. Ils détonent sous l'action d'une onde de choc générée par l'un des quatre types de détonateurs :

- à mèche (non-utilisés en tunnels)
- électriques instantanés ou à retard (très utilisés en tunnel)
- non-électriques
- électroniques

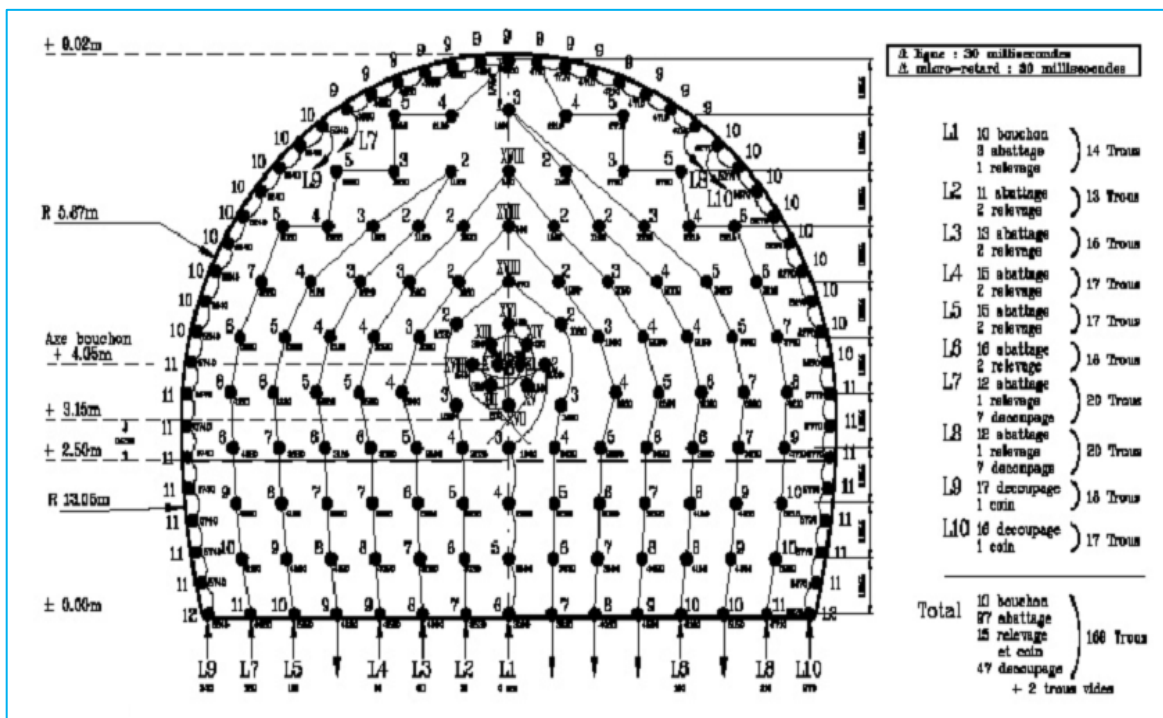


Figure III. 4 : Plan de tir séquentiel - Pleine section et demi-section.

III.3.2.2 Exécution mécanisée :

III.3.2.2.1 Machine à attaque ponctuelle :

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur, un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise-Roche Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle retro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ($50\text{MPa} < R_c < 80\text{MPa}$), le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif.



Figure III. 5 : Machine à attaque ponctuelle.

III.3.2.2.2 Machine foreuse pleine section :

Sont définies sous le terme "pleine section" ou "à attaque globale ou pleine face" les machines capables d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser, à l'inverse des machines "à attaque ponctuelle" qui abattent le terrain de manière sélective et par partie. Ces machines sont utilisées dans des massifs rocheux qui ne nécessitent pas de soutènement immédiat.

- **Constitution des machines :**

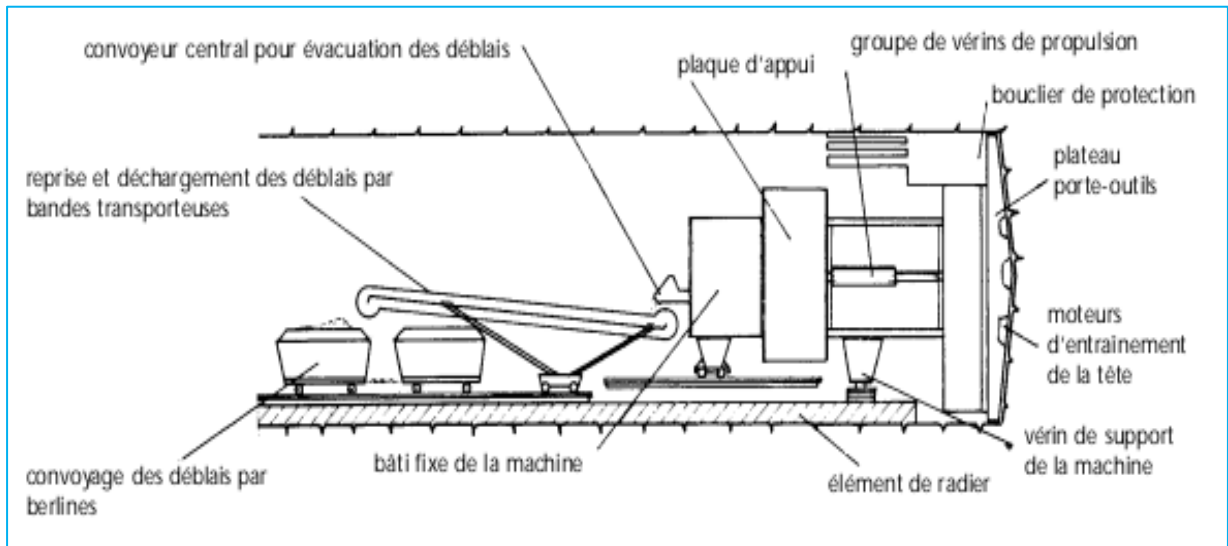


Figure III. 6 : Schéma général constitutif d'une machine pleine section.

- **Tunnelier :**

Un tunnelier est une machine réalisant en continu le creusement d'un tunnel et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à faible distance du front de taille.

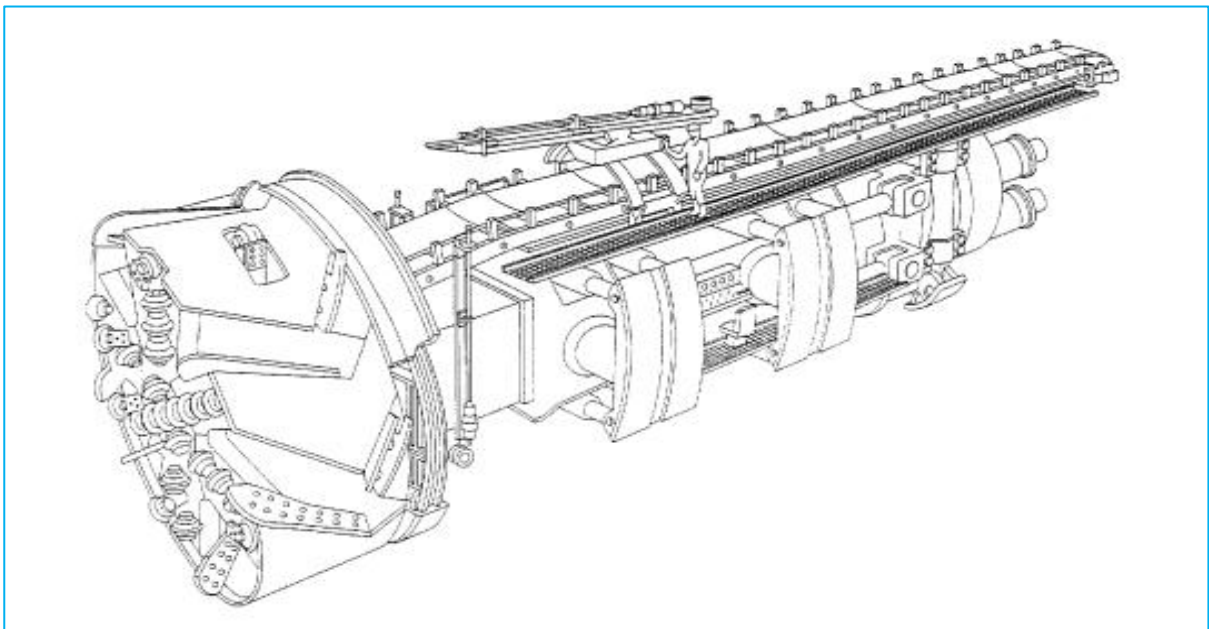


Figure III. 7 : Machine foreuses pleine section (tunnelier ATLAS COPCO).

III.3.2.2.3 Bouclier mécanisé :

Un bouclier est un système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

Un tunnelier équipé d'un bouclier mécanisé doit être à même d'assurer les fonctions suivantes :

- abattage du terrain en pleine section ou au moyen d'une machine à attaque ponctuelle.
- soutènement du front de taille (confinement mécanique ou pressurisation).
- soutènement des parois latérales de l'excavation (virole métallique articulée et monolithique).
- progression du bouclier (appui sur le revêtement mis en place ou, exceptionnellement, par grippers ancrés sur le terrain en place).
- Mise en place du revêtement à l'abri d'une jupe métallique et injection de remplissage du vide annulaire ou mise en œuvre de béton extrudé..
- évacuation des déblais à l'arrière de la machine et transport jusqu'aux installations de décharge.

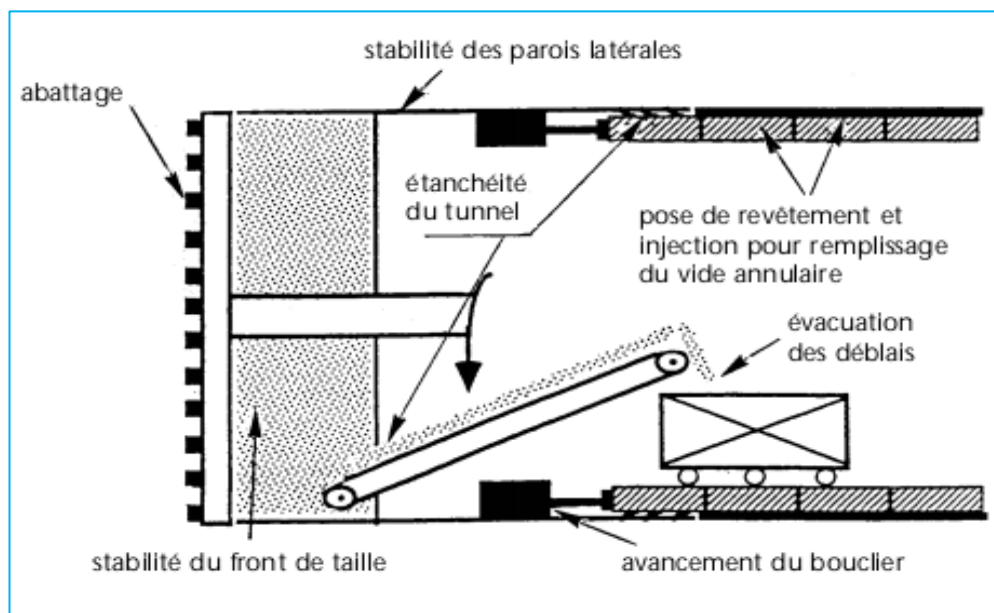


Figure III. 8 : Fonction d'un bouclier.

III.4 SOUTÈNEMENT

On entend par soutènement tout dispositif(ou procédé) permettant d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant la période qui d'écoule entre le début de son excavation et la mise en place du revêtement définitif.

III.4.1 Les différents types de soutènement :

III.4.1.1 Les boulons d'ancrage radiaux :

Les mineurs ont rapidement constaté que le terrain autour d'une cavité avait tendance à se déliter, s'ouvrir par endroits ou carrément se refermer. Pourquoi ne pas tenter de "clouer" les parois et ainsi aller chercher le rocher intact, à quelques mètres de la galerie ? L'idée n'est pas récente, puisqu'au XIXe siècle les Ardoisières d'Angers utilisaient des tiges de bois glissées dans des forages pour retenir les voûtes de leurs salles souterraines. Rapidement les tiges en acier (tiges de béton armé) se sont avérées les plus efficaces, et la technologie s'est peu à peu adaptée au génie civil. On distingue deux grands types de boulons :

III.4.1.1.1 Les boulons passifs :

Ne sont sollicités que par le déplacement du terrain autour de la paroi. Il en existe deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon :

- **Les boulons à ancrage ponctuel** : ce sont les plus anciens ; ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaquette. On privilégiera ces boulons pour les roches dures.
- **Les boulons à ancrage réparti** : comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :
 - **Les boulons scellés**: le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique.
 - **Les boulons à friction**: ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement.

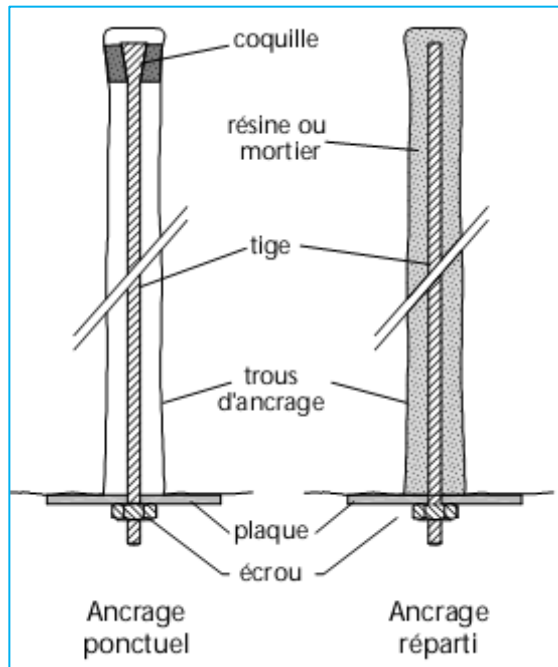
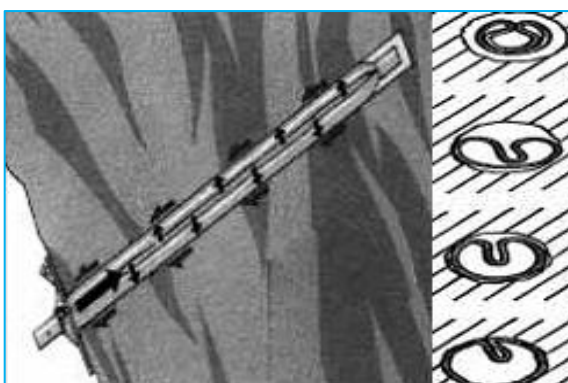


Figure III. 9: Boulons passifs (ancrage ponctuel, ancrage réparti).

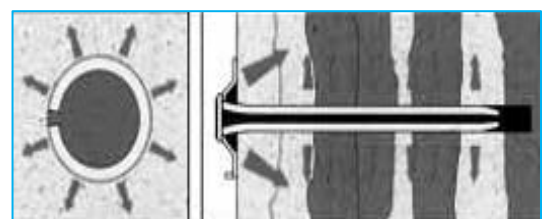
III.4.1.1.2 Les boulons actifs :

Sont précontraints. La tige pleine (barre Dywidagou Arteon) ou le câble de torons sont scellés loin de la paroi par injection d'un coulis de ciment. Ces inclusions sont utilisées pour le soutènement des grandes cavités.

La simplicité de pose d'un boulon surtout les boulons à friction qui agissent tout de suite ont fait aujourd'hui l'élément essentiel des soutènements souterrains. On peut facilement en poser deux ou trois à un endroit, en prévention là où la roche risque de se rompre, ou les préconiser de façon systématique sur tout ou partie de la paroi du tunnel. On définit alors une densité de boulonnage (1,5 par m² par ex.), une longueur (environ un rayon de tunnel) et un diamètre (Ø 18 par ex.).



a



b

Figure III. 10 : a-Boulon à ancrage par gonflement ; b- Boulon à ancrage par compression.

III.4.1.2 Le béton projeté :

Ce béton fut autrefois baptisé gunité pour le différencier de ses collègues. Le gunitage consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement

Le béton projeté a trois types d'utilisation :

- **Type 1** : le béton projeté comme peau protectrice ; le béton projeté agit ici à la manière d'un ciment, permettant d'assurer le jointoiment des grains de sol et/ou des fragments de roche, et d'éviter qu'une désorganisation en chaîne du terrain se développe.
- **Type 2** : le béton projeté comme peau résistante maintient le terrain, préserve sa cohésion à faible distance de la paroi (sur des épaisseurs allant de quelques décimètres à un mètre) et sert de «pont» entre les profils successifs de soutènement (boulons notamment) ; il est surtout sollicité en cisaillement et doit être renforcé à l'aide d'un treillis soudé, de fibres ou de cintres.
- **Type 3** : le béton projeté comme anneau de structure ; dans ce dernier cas, le béton projeté doit être conçu comme une véritable structure, capable de reprendre à la fois des efforts normaux et des moments, tout comme pour le béton projeté de type 2, un renforcement est nécessaire.

III.4.1.3 Cintres légers :

(Profilés TH, UPN) généralement en petite section.

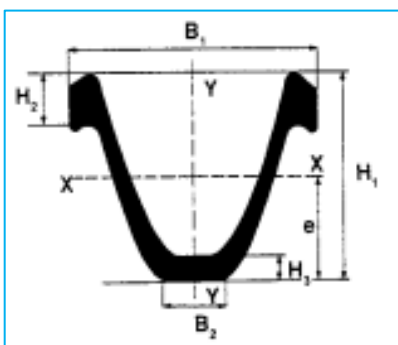


Figure III. 11 : Cintre coulissant (Type Th).

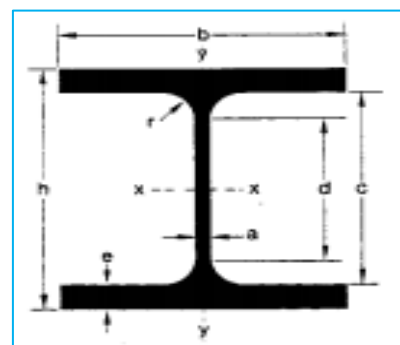


Figure III. 12 : HEB.

III.4.1.4 Cintres réticulés :

Les cintres réticulés présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté. Leur emploi est déconseillé lorsque de fortes

sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle. Le profil de la section doit bien sûr être suffisamment régulier (pas de hors-profil trop important).

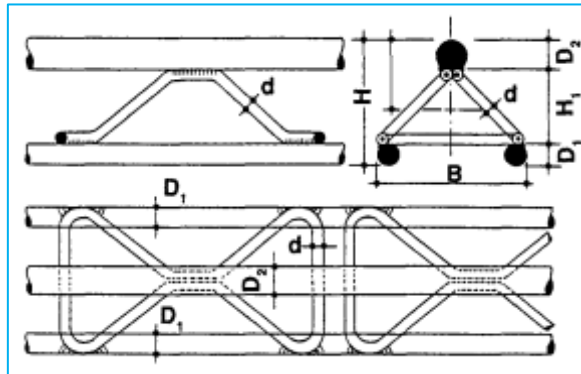


Figure III. 13 : Cintre réticulé.

III.4.1.5 Cintres lourds et blindage :

Pour les terrains fortement poussants, de mauvaise qualité. On choisit alors des techniques de soutènements lourds plus rigides, qui se déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges. Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur (pelle équipée spécialement pour cet usage).

III.4.1.5.1 Blindage :

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

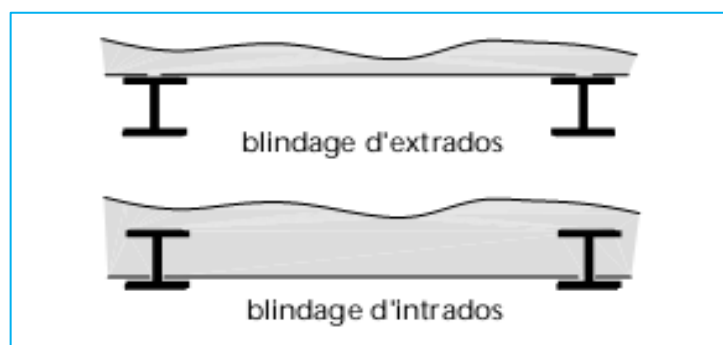


Figure III. 14 : Blindage.

III.4.1.5.2 Enfilage :

Les plaques (plus épaisses que les plaques de blindage) barres ou rails sont ici foncés dans le terrain préalablement à l'excavation de celui-ci.

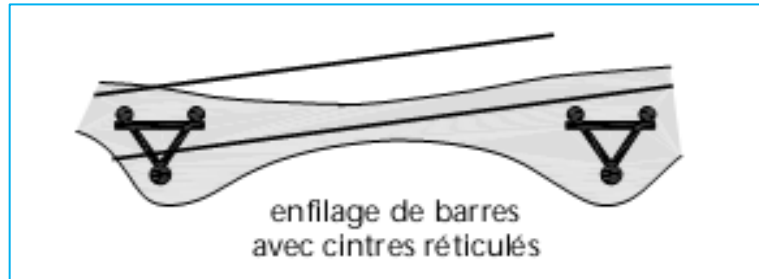


Figure III. 15 : Enfilage.

III.4.1.6 Soutènement au front de taille :

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 présoutènement consistant à limiter le déconfinement en avant du front de taille. La voûte-parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques (\varnothing 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).

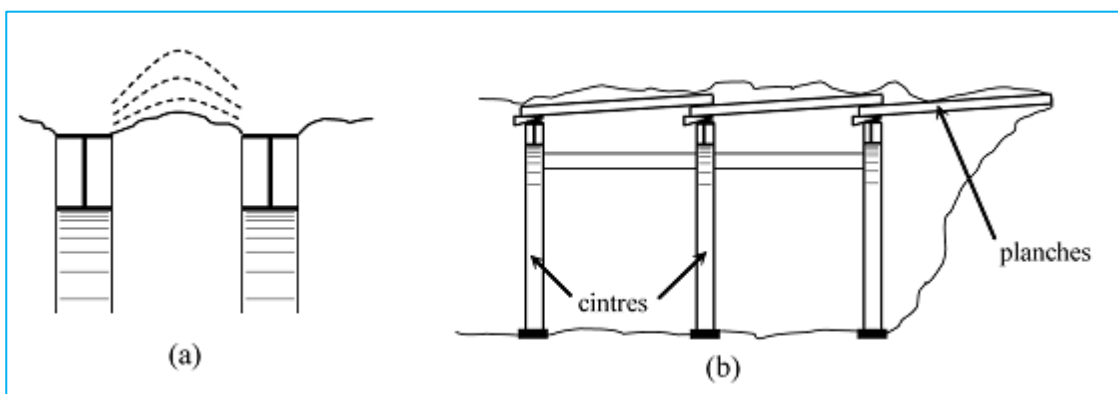


Figure III. 16 : (a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage.

III.5 LA NOUVELLE MÉTHODE AUTRICHIENNE (NMA ou NATM) :

Apparue dans les années 60, la technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une méthode, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain.

“Not too stiff,
Nor too flexible
Not too early,
Nor too late.”

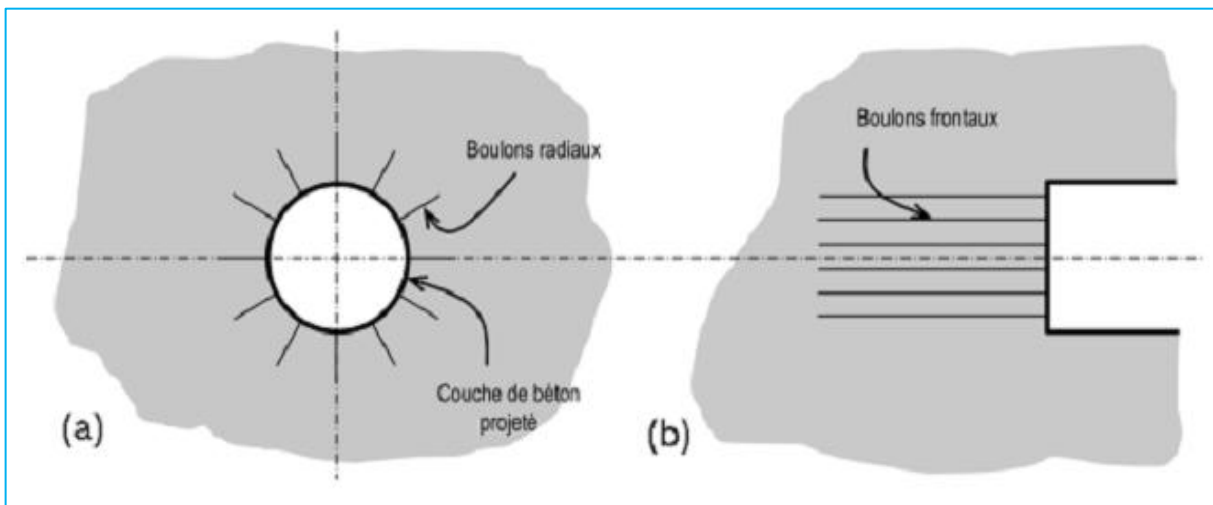


Figure III. 17 : (a) Application de la New Austrian Tunneling Method (b) Boulonnage du front.

III.5.1 La combinaison magique :

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. Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants et donc rassurants la NATM semble bien légère. Mais 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-gunite (et éventuellement treillis soudé ou fibres métalliques) crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable. Cette technique, relativement peu onéreuse, est donc celle qui sera systématiquement proposée en profil-type de base pour le soutènement [2].

De part sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel.

III.5.2 Description :

La nouvelle méthode autrichienne N.A.T.M se caractérise par :

- la mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué de boulons armant le terrain et d'une couche de béton projeté.
- la réalisation de mesures des efforts et des déformations engendrées dans la voûte et dans le terrain avoisinant dont l'interprétation permet d'adapter les dimensions, les quantités et les phases de mise en place des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voûte, au front, en radier, boulons, cintres).

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.

L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.

Le soutènement comprend :

- Des ancrages scellés (mortier ou résine) contribuant à créer dans le terrain une voûte armée.
- Une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm) (généralement armée de treillis soudé ou de fibres métalliques) solidaire du terrain. Son rôle est de protéger le terrain contre l'altération, de créer une continuité entre les éléments du terrain, d'apporter une certaine pression radiale de confinement et de répartir les efforts rapportés aux têtes des ancrages.
- Des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté.

III.5.3 Domaine d'application :

La Nouvelle Méthode Autrichienne est, en fait, une méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains.

Elle est limitée par :

- Le temps de décohéation des terrains, qui peut faire que la plus grande section autostable pendant la mise en place du soutènement n'a pas des dimensions suffisantes pour des raisons pratiques (mise en place des boulons) ou économiques.

- L'hétérogénéité du terrain et sa fracturation, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations.
- L'inaptitude du terrain au boulonnage.
- L'importance des venues d'eau et/ou de la charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

III.5.4 Précautions d'emploi :

On doit veiller à utiliser une méthode d'abattage perturbant aussi peu que possible le terrain encaissant, qui devra participer, de manière importante, au soutènement de l'excavation. Pour cela, on utilisera de préférence des moyens d'abattage mécaniques (machines ponctuelles...) ou des plans de tir avec découpage soigné.

On s'attachera à rechercher une efficacité maximale du soutènement, en particulier, en ce qui concerne le béton projeté (contrôles de résistance et d'adhérence) et des boulons (essais d'arrachement). Le soutènement devra être mis en place aussi rapidement que possible après l'ouverture de l'excavation.

Même si l'on attaque par section divisée, on cherchera à réaliser le plus rapidement possible la totalité de la section.

Les mesures effectuées systématiquement en section courante doivent être renforcées dans les zones singulières (passage à une nature de terrain plus mauvaise, têtes, zone urbaine...). Les résultats de ces mesures doivent pouvoir être interprétés immédiatement pour adapter les épaisseurs de béton projeté, l'espacement et la longueur des boulons, la succession des phases.

On doit vérifier la stabilisation dans le temps des déformations. Dans le cas contraire, il faut décider d'un soutènement complémentaire (doublement et/ou allongement des boulons, fermeture rapide du soutènement en radier, etc.).

Enfin la Nouvelle Méthode Autrichienne demande une entreprise ayant une expérience suffisante dans ce domaine à tous les niveaux (conception, direction de chantier et exécution).

III.5.5 Avantages :

Dans les limites fixées ci-dessus cette méthode s'applique à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées et aux sols très consolidés). Un des avantages majeurs de la méthode est que le passage d'une catégorie à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires. Il suffit d'adapter la densité du soutènement, le pas d'avancement ou de modifier les phases d'excavation. Dans tous les cas, les moyens matériels nécessaires n'impliquent pas d'investissement important.

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

III.6 REVÊTEMENT DEFINITIF :

III.6.1 Fonction du revêtement :

On peut définir le revêtement d'un tunnel comme la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel. Le revêtement sera donc visible depuis l'intérieur du tunnel ou simplement masqué par un «habillage» : peinture, enduit de protection, bardage, etc. La fonction première d'un revêtement de tunnel est sa contribution à la stabilité à long terme de l'excavation. On parle souvent de revêtement «définitif» pour marquer son caractère durable et la pérennité de son action vis-à-vis de la stabilité. Pour remplir cette fonction mécanique, on a recours le plus souvent au béton coffré ou aux voussoirs préfabriqués en béton armé.

III.6.2 Critères de conception :

Les critères de conception énoncés ci-dessous visent tous à limiter les sollicitations de flexion dans le revêtement :

- se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout état de cause une géométrie qui ne concentre pas les efforts. Le revêtement peut être en plein cintre ou composé d'une succession d'arcs de cercle. En particulier, les points anguleux doivent être évités.
- assurer la continuité du contact entre terrain encaissant et revêtement et la capacité de ce contact à transmettre les efforts.
- fermer la section par un radier contrevoûté dans le cas des roches évolutives ou poussantes et dans les terrains meubles.

La mise en place d'un radier augmente considérablement l'aptitude du revêtement à résister aux poussées du terrain (ou à l'eau). En lui donnant une forme contrevoûtée, sa capacité à résister est encore accrue et les raccordements radier-piédroits ont alors un bien meilleur fonctionnement.

III.6.3 Epaisseur minimum des revêtements en béton coffré :

Les revêtements de tunnels excavés au rocher peuvent être peu sollicités. Leur prescription pour le projet résulte alors plus souvent d'une volonté de Maître d'Ouvrage (confort visuel, étanchement, facilité d'entretien), que d'un calcul justificatif de structure.

Pour des raisons constructives (qualité à la mise en œuvre du béton coffré, tolérances d'exécution) et compte tenu du retour d'expérience, un revêtement en béton coffré doit avoir une épaisseur nominale minimale fonction de l'ouverture du tunnel (généralement de 20 cm pour les tunnels de petit diamètre et de 30 cm pour les tunnels de 10 m de diamètre environ).

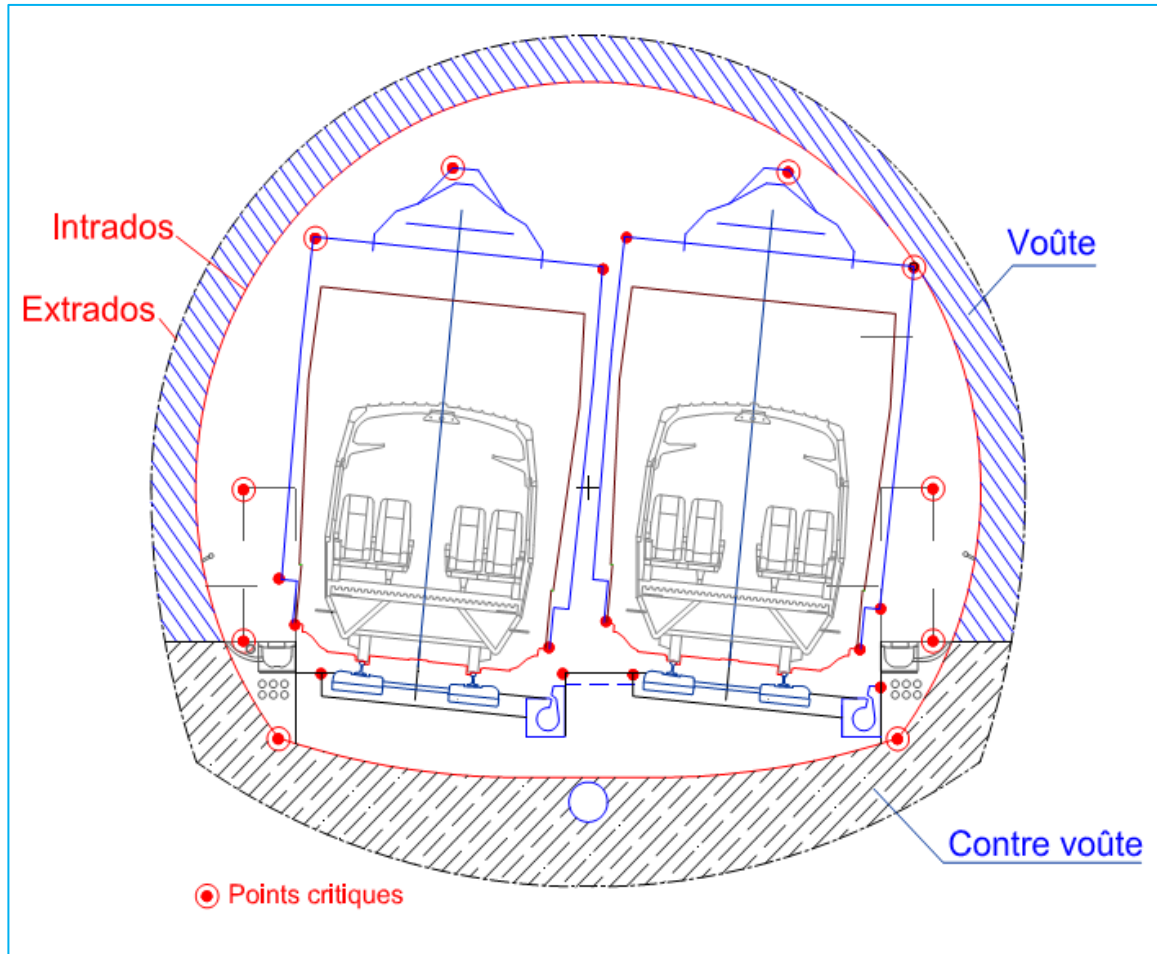


Figure III. 18 : Coupe type de revêtement définitif d'un tunnel avec radier contrevouté.

CHAPITRE IV

**MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT
DU SOUTÈNEMENT ET DU
REVÊTEMENT**

IV.1 Introduction :

Les efforts supportés par le soutènement et/ou le revêtement d'un tunnel dépendent à la fois de :

- L'état de contraintes préexistant dans le massif avant le creusement de l'ouvrage.
- Le comportement mécanique de ce massif.
- L'action de l'eau dans le massif.
- Les phases successives et du calendrier de l'exécution (aspect tridimensionnel et influence du temps).
- La raideur du soutènement ou du revêtement.

Procéder au « calcul » d'un ouvrage souterrain devrait consister, de façon idéale, à quantifier, pour un ouvrage déterminé, les paramètres qui définissent l'ensemble de ces phénomènes et à en déduire précisément, grâce à un modèle mathématique capable de les intégrer tous, le fonctionnement réel de l'ouvrage, donc, par approches successives, son dimensionnement optimal.

Le calcul doit venir épauler l'expérience pour aboutir au dimensionnement de l'ouvrage, à condition de bien en connaître les limites et les imperfections. Il faut savoir qu'aucun type de calcul n'est applicable dans tous les cas, et qu'aucun n'apporte une réponse rigoureuse. L'interprétation et l'expérience demeurent indispensables.

On mesurera l'utopie d'un tel idéal si l'on songe que le terrain encaissant, matériau naturel, est toujours hétérogène et anisotrope, qu'il comporte des discontinuités qui, même si on peut les regrouper en quelques familles, sont essentiellement aléatoires. De même, l'état réel des contraintes dans le massif vierge est, par essence, non mesurable puisque tout dispositif de mesure introduit dans le massif a pour effet premier de perturber le champ des contraintes. Enfin, les conditions réelles de l'exécution, bien qu'elles dépendent théoriquement de la décision du constructeur, sont en fait souvent modifiées ou adaptées en cours de réalisation en fonction de circonstances imprévues de tous ordres.

Les méthodes de calcul ont été classées en quatre catégories (Figure IV.1).

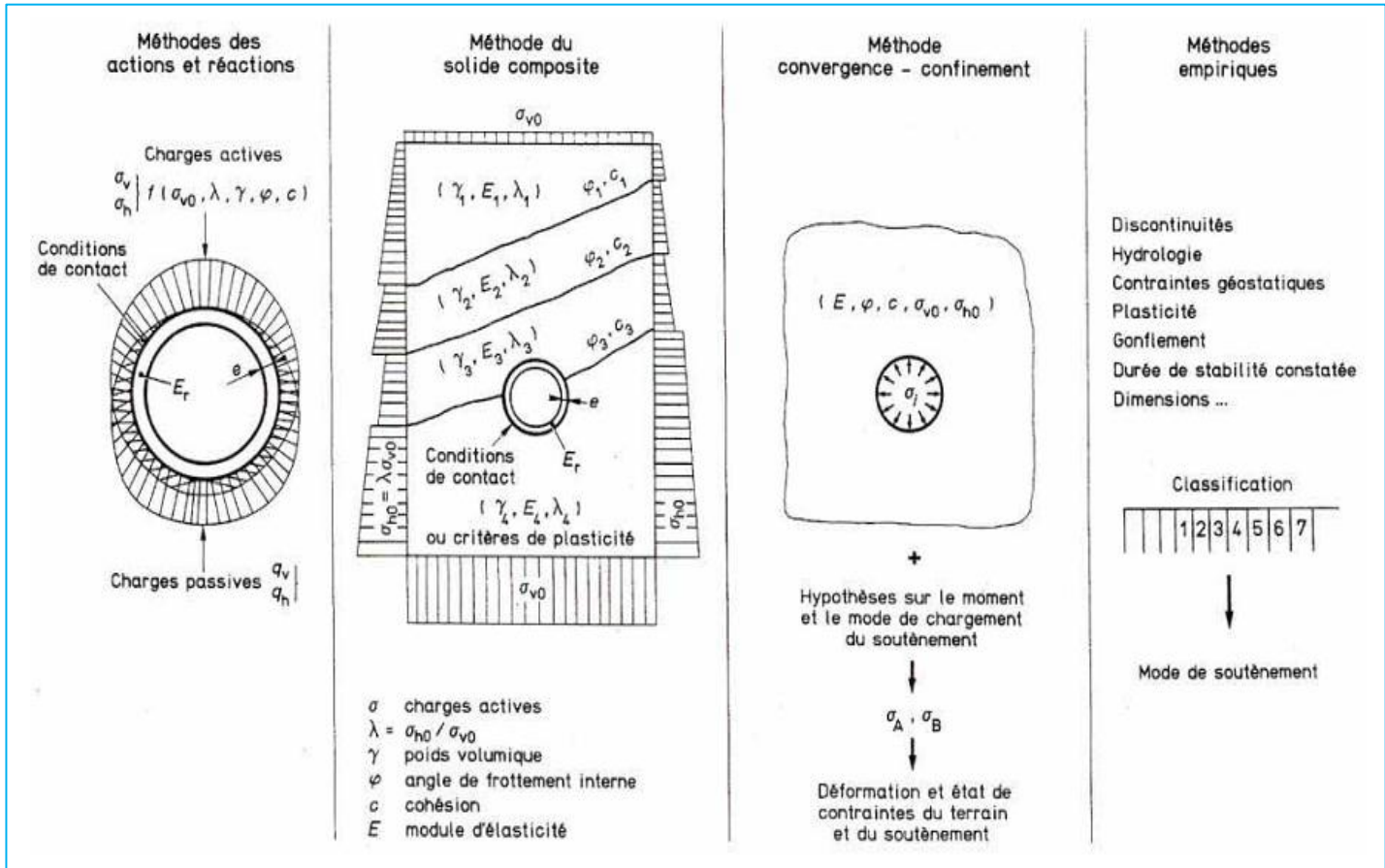


Figure IV. 1 : Classification des méthodes de calcul du soutènement et revêtement.

IV.2 DETERMINATION DES CHARGES :

Les charges agissants sur un soutènement ou un revêtement définitif d'un tunnel sont classées en deux catégories :

- Les charges actives dont l'intensité est indépendante de la déformation de l'anneau.
- Les charges passives ou forces hyperstatiques essentiellement constituées par les réactions dues au terrain encaissant qui s'opposent à la déformation du revêtement et dont l'intensité est liée à cette déformation.

IV.2.1 CHARGES ACTIVES :

Ces charges constituent le "chargement extérieur" qui ne sera pas modifié par le déplacement de la structure. Elles dépendent de nombreux paramètres, tels que la profondeur, les dimensions du tunnel, la qualité de la roche, le découpu laissé entre le front de taille et le soutènement, etc.

IV.2.1.1 Charges et surcharges à la surface du sol :

Les charges et surcharges appliquées à la surface du sol (immeubles, ouvrages d'art ou surcharges roulantes) doivent également être prises en compte dans la mesure où leur influence est sensible. Ce peut être le cas si la hauteur de couverture est relativement faible.

IV.2.1.2 Charge active verticale due au terrain encaissant :

IV.2.1.2.1 Contrainte géostatique verticale :

Le champ de contraintes existant dans le terrain encaissant avant creusement de la galerie est appelé champ de contraintes géostatiques. La composante verticale de la contrainte en un point est la contrainte géostatique verticale σ_{vo} en ce point.

La contrainte géostatique verticale est égale à :

- $\sigma_{vo} = \gamma(H) dH$ dans le cas des tunnels peu profonds (Couverture du terrain moyenne).
- $\sigma_{vo} = \int^H \gamma(H) dH$ massifs montagneux (Couverture du terrain très importante). La charge géostatique diffère sensiblement en raison de la forme même du massif montagneux.

$\gamma(H)$: Poids volumique du terrain en un point situé à la hauteur H au dessus du tunnel.

IV.2.1.2.2 Charge verticale descendante en voûte du tunnel :

Le creusement du tunnel provoque une décompression plus ou moins importante du terrain situé immédiatement au-dessus de l'excavation. Cette décompression peut se transmettre jusqu'à la surface si le terrain est peu cohérent et le soutènement différé, ou au contraire n'intéresser qu'un volume limité de terrain, si le terrain est cohérent et la mise en place du soutènement immédiate.

Lorsque le revêtement aura été exécuté, un nouvel équilibre du terrain encaissant tendra à s'établir, correspondant en général à une certaine recompression progressive du terrain, donc à une nouvelle augmentation des charges en fonction du temps, la charge définitive restant généralement inférieure à la charge géostatique.

Cette charge finale à prendre en compte dans le calcul de stabilité du revêtement dépend :

- de la contrainte géostatique préexistante, donc notamment de la profondeur.
- des caractéristiques du terrain.
- de la dimension du tunnel.

- de son mode de creusement et de soutènement.
- de la durée écoulée entre le soutènement et le revêtement.
- de l'efficacité des injections de blocage entre terrain et revêtement.

De nombreuses formules ont été proposées pour déterminer cette charge. Deux cas doivent être distingués, suivant que le terrain se comporte comme un sol ou comme une roche.

Dans le cas des sols, la charge dépend beaucoup des caractéristiques du terrain, de la présence ou de l'absence d'eau, des dimensions de l'ouvrage et du mode d'exécution des travaux. Elle dépend moins de l'inertie du revêtement qui est généralement forte.

Parmi les nombreuses formules qui ont été proposées (CAQUOT [3], [4], PROTODIAKONOV [1]), la plus couramment utilisée est celle qui est due à TERZAGHI.

➤ Théorie de TERZAGHI :

Selon TERZAGHI la masse du 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 dans le terrain complètement excavé.

Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition. Il convient donc de définir la largeur de la masse de terrain qui se déplace dans le plan de la calotte de l'évidement, en partant d'un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ donnant l'inclinaison de la surface de glissement de la poussée active des terres.

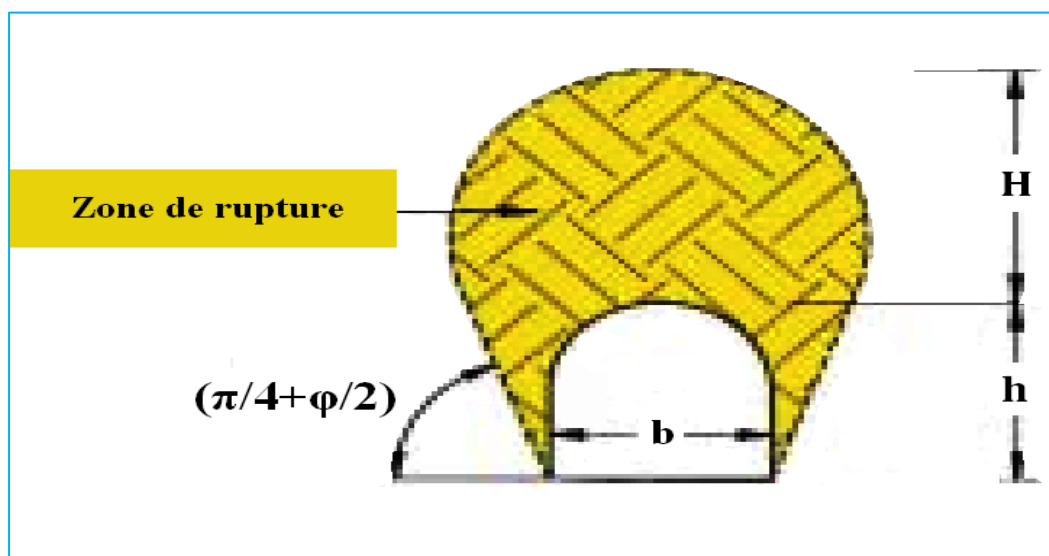


Figure IV. 2 : La zone de rupture en voûte du tunnel selon K. Terzaghi.

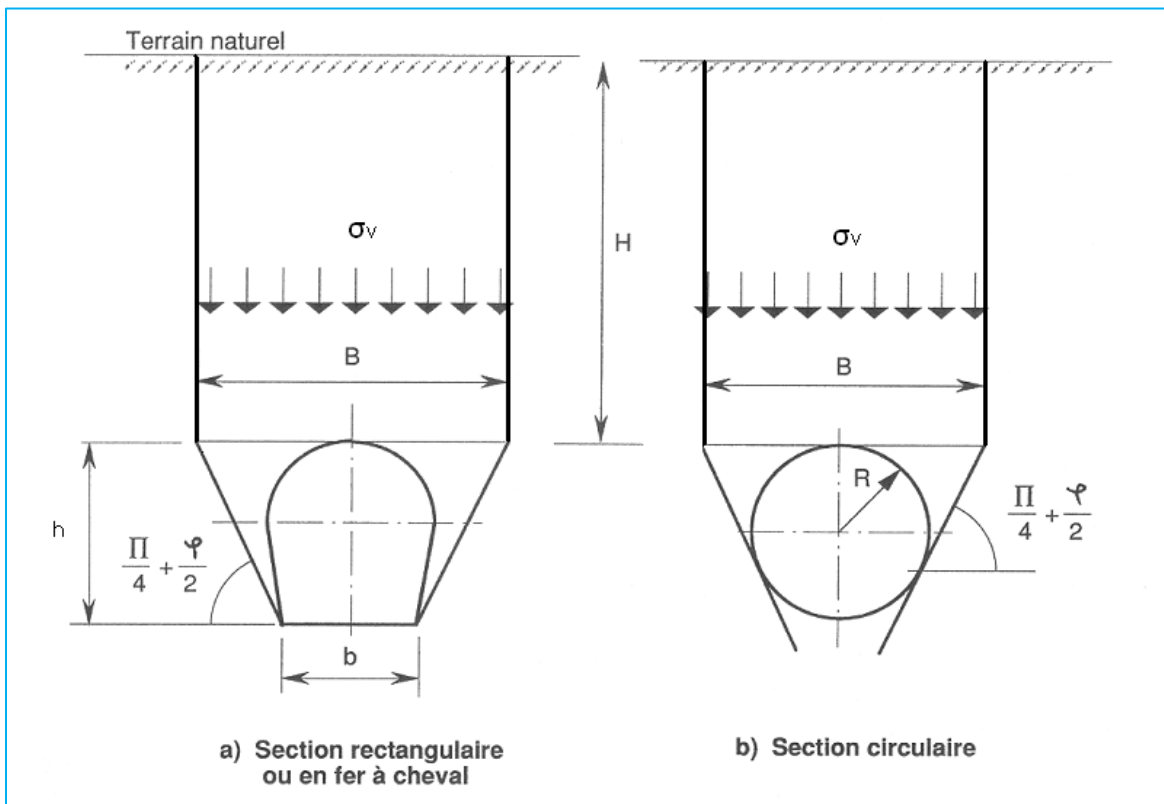


Figure IV.3 : Représentation géométrique des variables utilisées dans les formules de Terzaghi.

La formule de TERZAGHI s'exprime ainsi :

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{2C}{B})}{2K \tan \varphi} \left(1 - e^{\frac{-2KH \tan \varphi}{B}} \right) + q e^{\frac{-2KH \tan \varphi}{B}} \quad (\text{IV.1})$$

- C , φ et γ sont les paramètres de Coulomb et le poids volumique du terrain.
- K_0 est le coefficient de poussées des terres. $K_0 = 1 - \sin \varphi$.
- H la hauteur de couverture au-dessus de la voûte du tunnel.
- $\sigma_v = B(\gamma - \frac{2C}{B})$ lorsque $\varphi = 0$
- q charge d'exploitation
- B est la largeur mesurée au niveau du toit du tunnel, du volume du terrain compris entre les surfaces de glissement, dans l'hypothèse du mouvement vers le bas et vers l'excavation dans les deux cas (Figure IV.2) suivants :

a) Section rectangulaire ou en fer à cheval :

$$B = b + 2h \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{Figure IV.2-a})$$

b) Section circulaire :

$$B = 2R \tan\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}\right) \quad (\text{Figure IV.2-b})$$

➤ **Remarques :**

- La plupart des autres formules proposées, et notamment la formule de CAQUOT, conduisent, à conditions égales, à des valeurs de σ_v généralement plus faibles que celles résultant de la formule de TERZAGHI.
- La charge calculée est nulle quelle que soit la hauteur de couverture lorsque $C = \gamma \frac{B}{2}$.

Différents cas selon la variation de la hauteur de couverture H :

a) **(H < B) :**

Les mouvements et les décompressions provoquées par la construction du tunnel risquent d'intéresser la masse totale du terrain encaissant supérieur dont les caractéristiques géotechniques peuvent se trouver de ce fait notablement réduites par rapport à celles du terrain en place. Les réductions de charge dues à l'effet de voûte peuvent n'avoir qu'un caractère temporaire.

En conséquence, alors que l'on peut généralement adopter les valeurs réduites calculées d'après TERZAGHI s'il s'agit de calculer un soutènement provisoire, il est au contraire nécessaire, lorsqu'il s'agit de revêtement définitif, de prendre en compte sans aucune réduction la charge totale du terrain.

Ces dispositions, ainsi que celles des paragraphes précédents, doivent notamment être respectées de façon impérative dans les terrains saturés d'eau.

b) **(B < H < 2,5 B) :**

On devra, dans les mêmes conditions et s'il s'agit du revêtement définitif, s'assurer que la charge réduite prise en compte n'est en aucun cas inférieure à B.

De plus, on procédera à la vérification de la stabilité sous la charge géostatique, quitte à admettre dans ce cas un coefficient de sécurité réduit vis-à-vis de la rupture du revêtement.

c) **(H > 2,5 B) :**

La charge calculée tend à se rapprocher, si φ n'est pas nul, de la valeur limite supérieure

$$\sigma_v = \frac{\gamma B - 2C}{2 \tan \varphi} \quad (\text{IV.2})$$

Il est possible d'utiliser, encore dans ce cas, la formule de TERZAGHI, à condition :

- de rester très prudent quant à la valeur de C .
- de s'assurer, comme dans le cas précédent, que la charge trouvée est supérieure ou égale à γB .
- de procéder également à la vérification de la stabilité pour une valeur de la charge égale à $2,5 \gamma B$ en admettant dans ce cas un coefficient de sécurité réduit vis-à-vis de la rupture du revêtement.

IV.2.1.2.3 Charge verticale active ascendante en radier :

Contrairement à ce qui se passe en voûte, la poussée du terrain en radier décomprimé s'exerce dans le sens inverse de l'action de son poids propre qui s'oppose donc à la poussée.

Dans le cas où le revêtement de la galerie comporte un radier plein, la prise en considération de la poussée active n'est généralement pas déterminante pour le dimensionnement parce qu'elle est très généralement inférieure aux réactions passives verticales et son influence est favorable puisqu'elle limite le déplacement de l'anneau vers le bas.

Si, par contre, la construction du radier n'est pas imposée par d'autres critères, il faut s'assurer que le soulèvement du terrain en radier n'est pas à craindre, c'est-à-dire que l'état limite de rupture du terrain ne risque pas d'être dépasser en radier.

Théorie de TSIMBARIÉVITCH :

C'est TSIMBARIÉVITCH [1] qui s'est consacré à l'étude théorique de la pression du rocher au radier. Il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres situées sous l'évidement, la ligne de répartition de la poussée active des terres, on obtient une surface trapézoïdale. À une profondeur x la valeur de la poussée des terres sera :

$$e_a = (P + x\gamma) \tan^2(45 - \varphi/2) - 2C \cdot \tan(45 - \varphi/2). \quad (\text{IV.3})$$

Simultanément, à la même profondeur x , la grandeur de la butée des terres (poussée passive) sera :

$$e_p = x\gamma \cdot \tan^2(45 + \varphi/2) + 2C \cdot \tan(45 + \varphi/2). \quad (\text{IV.4})$$

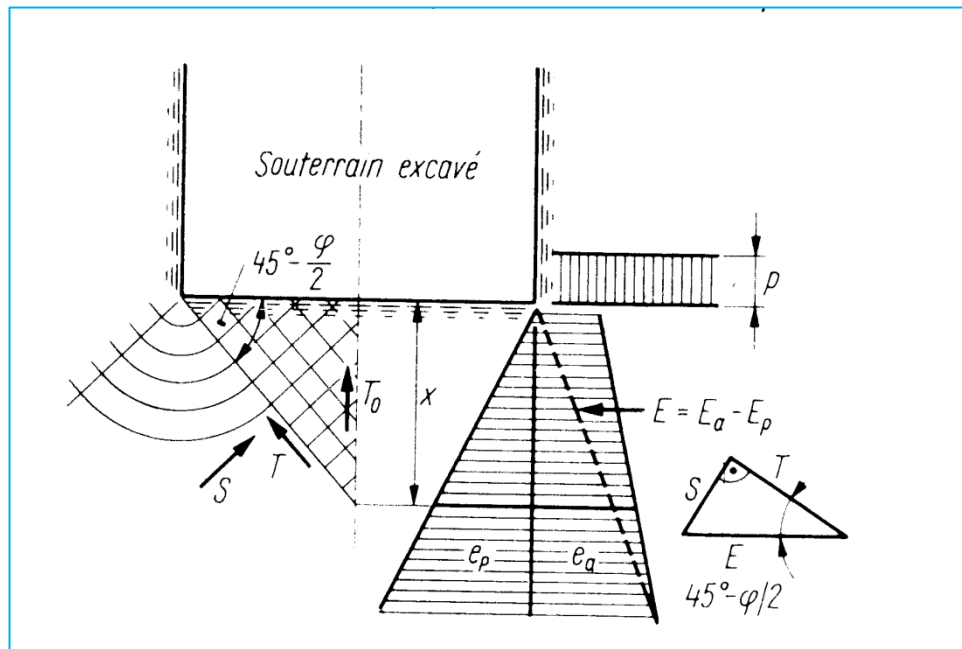


Figure IV. 4 : calcul des poussées du radier d'après Tsimbarievitch.

La profondeur x correspond à $e_a = e_p$ d'où :

$$x = \frac{P \cdot \tan^2(45 - \varphi/2) - 2C[\tan(45 + \varphi/2) + \tan(45 - \varphi/2)]}{\gamma[\tan^2(45 + \varphi/2) + \tan^2(45 - \varphi/2)]} \quad (\text{IV.5})$$

- P contrainte géostatique verticale au niveau du piédroit.

Sous l'influence de la résultante $E = E_a - E_p$, une succession de plans de glissement, inclinés de $45 - \varphi/2$ par rapport à l'horizontale se formeront à l'intérieur du terrain situé sous le radier.

L'effort agissant sur le radier (ou sur la contrevoûte) s'exprime comme suit :

$$T_0 = 2E \frac{\sin^2(45 - \varphi/2)}{\cos \varphi} \quad (\text{IV.6})$$

La résultante T_0 exerce son action dans l'axe central, et elle est verticale. Elle est équilibrée soit par une surcharge q_0 qui doit être répartie sur la longueur

$$y = x / \tan(45 - \varphi/2) \quad (\text{IV.7})$$

Soit par une forme en contrevoûte du radier, dimensionné pour supporter la poussée calculée.

➤ **Remarques :**

Lorsque $P < P_{vlim} = \frac{4c}{(1-\sin \varphi)} \times (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$ aucune poussée active ne s'exercera sous le radier. C'est la Condition de non-soulèvement du terrain lorsque le revêtement ne comporte pas de radier.

- φ et C du terrain situé sous le radier.

IV.2.1.3 Charge horizontale active due au terrain encaissant :

IV.2.1.3.1 Contrainte géostatique horizontale :

La contrainte géostatique horizontale dans le massif au repos avant toute perturbation due au creusement est égale à $\sigma_{h0} = K_0 \sigma_{v0}$ soit dans le cas général :

$$\sigma_{h0} = K_0 \int_0^H \gamma(h) dh \quad (\text{IV.8})$$

L'utilisation de formules semi-empiriques permettant de déterminer K_0 :

- Soit à partir du coefficient de Poisson ν dans le cas des roches :

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (\text{IV.9})$$

- Soit à partir de l'angle de frottement φ dans le cas des sols, la relation de Jaky(1944) pour les sols grenus :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (\text{IV.10})$$

- La relation de Brooker et Ireland (1965) pour les argiles normalement consolidées

$$K_0 = 0.95 - \sin \varphi \quad (\text{IV.11})$$

IV.2.1.3.2 Pression horizontale active sollicitant le revêtement :

Dans le cas d'un ouvrage souterrain, on doit remarquer que le sens de la déformation en un point dépend de la répartition de l'ensemble des charges tout le long du contour du revêtement.

Suivant cette répartition, et suivant la forme et la rigidité du revêtement, certains points se déplaceront vers l'intérieur du tunnel et d'autres vers le terrain. Dans le premier cas, les charges peuvent être assimilées à des poussées, dans le second cas à des butées.

Mais alors que, dans le calcul des murs de soutènement, on ne se préoccupe généralement pas de la relation qui lie les charges aux déplacements, le calcul d'un revêtement de souterrain suivant la méthode des réactions hyperstatiques oblige à faire une hypothèse au sujet de cette relation.

On admet généralement :

- que les charges agissant en un point dont le déplacement se produit vers l'intérieur du tunnel (poussées) sont indépendantes de ce déplacement.
- que les charges agissant en un point dont le déplacement se produit en direction du terrain (butées) sont composées de deux termes :
 - une charge indépendante du déplacement et qui est appelée charge active.
 - une charge dépendante du déplacement et qui est appelée réaction passive.

Il faut enfin remarquer que les efforts dans le revêtement et ses déformations seront d'autant plus faibles que la part des charges actives horizontales sera plus importante par rapport aux charges horizontales totales.

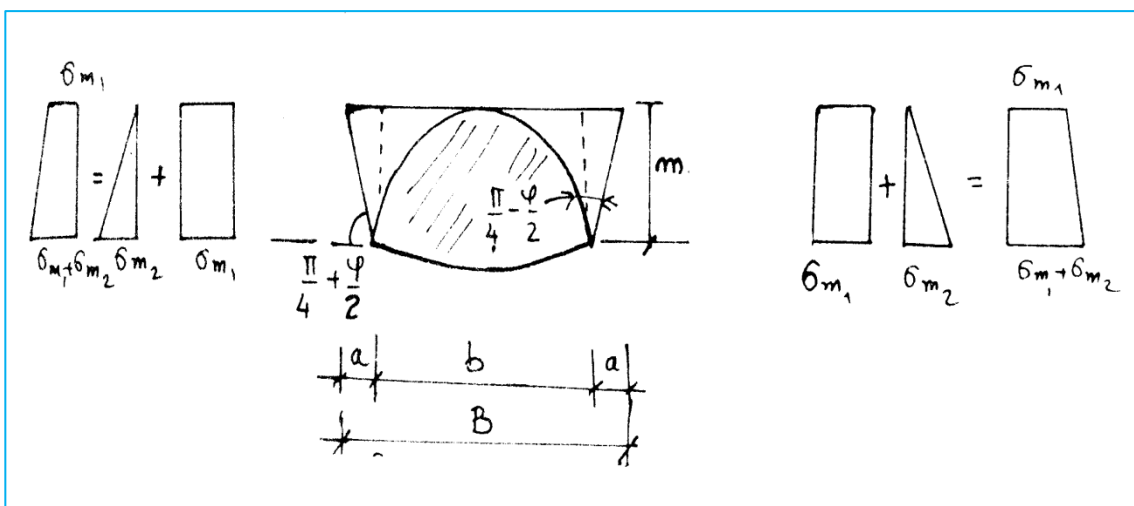


Figure IV. 5 : Pression horizontale active sollicitant le revêtement.

La charge horizontale active sera calculée à partir de la poussée verticale en se basant sur la théorie de Rankine :

- **Soutènement provisoire (à court terme) :**

Selon la théorie de coulomb-Rankine

$$: \sigma_{m1} = \sigma_v \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \sqrt{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (\text{IV.12})$$

Au niveau des semelles des cintres métallique elles seront augmentés de

$$\sigma_{m2} = h \gamma \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \sqrt{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (\text{IV.13})$$

- **Revêtement définitif (à long terme) :**

$$\sigma_{m1} = \sigma_v \cdot K_0 - \frac{c}{\tan \varphi} \quad (\text{IV.14})$$

Au niveau des semelles des cintres métallique elles seront augmentés de

$$\sigma_{m2} = h \gamma \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \sqrt{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (\text{IV.15})$$

IV.2.1.4 Charges hydrostatiques :

La pression hydrostatique à prendre en compte du fait de la présence d'eau en charge est généralement calculée le long de la ligne moyenne du revêtement. Elle s'exerce évidemment normalement à cette ligne moyenne.

Lorsque le niveau piézométrique de l'eau en charge est susceptible de variations dans le temps, il y a généralement lieu de considérer successivement le cas des niveaux minima et maxima, les efforts de flexion correspondants étant plus forts dans le premier cas, notamment si le niveau se situe dans la hauteur de la galerie alors que les efforts normaux sont toujours plus élevés dans le second cas.

Lorsque l'eau est à un niveau piézométrique supérieur à celui de la voûte du tunnel, et dans le cas général où le revêtement est plus imperméable que le terrain, il est souvent commode de décomposer les charges hydrostatiques en deux termes :

- Une pression proportionnelle à la profondeur mesurée entre le sommet de la voûte et le point considéré, cette pression engendrant à la fois des efforts de flexion et des efforts normaux dans le revêtement.
- Une pression uniforme égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voûte, cette pression n'engendrant qu'un effort normal de compression lorsque la galerie est circulaire.

Dans tout le volume de terrain où se situe l'eau, le poids volumique du terrain à prendre en compte est le poids volumique déjaugé.

IV.2.1.5 Poids propre du revêtement :

La détermination des efforts dus au poids propre du revêtement ne présente généralement pas de difficulté particulière avec les modes de calcul habituels. Il devra notamment être tenu compte des phases successives d'exécution. On pourra toutefois négliger le poids propre lorsque la couverture est importante car son influence est alors généralement faible.

IV.2.1.6 Charges et surcharges d'exploitation à l'intérieur du tunnel :

L'influence de ces charges et surcharges est également très faible en général, et elles peuvent être, soit négligées, soit assimilées à des charges réparties sur une portion du revêtement.

IV.2.1.7 Charges dues aux procédés de construction :

Certaines charges de caractère exceptionnel peuvent être appliquées pendant la construction du tunnel du fait des procédés utilisés. On peut, par exemple, envisager :

- **Une charge due à la surpression d'air** si l'on emploie la méthode de travail dans l'air comprimé. On admettra alors que le revêtement est étanche à l'air, c'est-à-dire que la pression totale s'exerce normalement aux parois sur toute leur surface. On ne tiendra compte de cette pression que si son influence est défavorable.
- **Une charge due aux injections de blocage** derrière le revêtement si celles-ci peuvent conduire à des pressions localisées ou supérieures à la charge active du terrain et si leur influence est défavorable.
- **Les forces longitudinales** exercées par le bouclier ou le tunnelier lorsque ceux-ci prennent effectivement appui sur le revêtement. Ces forces doivent être prises en considération dans les deux cas suivants :

- Soit qu'elles intéressent un béton coulé en place pour vérifier que les contraintes engendrées ne risquent pas de provoquer de désordre dans le revêtement, compte tenu de l'âge minimal du béton au moment de leur application,
- Soit qu'il s'agisse de voussoirs pour vérifier l'incidence des efforts locaux sur les derniers anneaux posés.

IV.2.2 CHARGES PASSIVES :

Par définition même, l'intensité des réactions passives exercées par le terrain et agissant en un point du revêtement dépend directement de la déformation du terrain en ce point. La définition des charges passives résultera donc du calcul, mais les données doivent inclure la loi qui les relie à la déformation.

Il faut, en particulier, répondre aux questions suivantes :

- Quelle est la relation numérique entre l'amplitude de la déformation du revêtement normalement à sa ligne moyenne et l'intensité de la réaction opposée à cette déformation ?
- Existe-t-il une réaction du terrain à la déformation du revêtement dans le sens tangentiel à sa ligne moyenne ?
- Le respect de la loi déformation-revêtement doit-il être vérifié en chaque point du revêtement ou seulement en quelques points singuliers ?

Les réponses que l'on peut donner à ces questions dépendent notamment :

- des caractéristiques de l'ouvrage et du terrain.
- du mode d'exécution des travaux. des performances
- des moyens de calcul dont on peut disposer.

IV.2.2.1 Relation entre la déformation et la réaction le module de réaction :

IV.2.2.1.1 Définition :

En ce qui concerne la relation qui lie la déformation et la réaction, l'hypothèse très généralement admise consiste à supposer que l'intensité de la réaction q_α en un point du revêtement d'abscisse angulaire α est proportionnelle à l'amplitude de la déformation δ_α en ce point, soit :

$$q_\alpha = k\delta_\alpha \quad (\text{IV.16})$$

Le rapport de proportionnalité k est appelé module de réaction du terrain par rapport à l'ouvrage considéré. Ce module n'est pas une caractéristique du seul terrain encaissant, mais du couple terrain-tunnel.

En particulier, les modules de réaction relatifs à deux tunnels de dimensions différentes situés dans des terrains identiques seront différents. Le module de réaction sera d'autant plus faible que les dimensions du tunnel sont plus grandes.

On admet généralement que le module de réaction est constant tout le long du contour extérieur du revêtement, mais certaines méthodes permettent de prendre en compte des modules différents en fonction des différentes natures de terrain le long du contour.

Ainsi, dans la plupart des méthodes simplifiées, on admet généralement que l'action passive est radiale, ce qui revient à supposer que le module de réaction est nul vis-à-vis des déplacements tangentiels.

IV.2.2.1.2 Détermination du module de réaction :

Dans le cas des sols, le module de réaction peut être déterminé à partir d'essais in situ. Il peut s'agir, par exemple, d'essais à la plaque exécutés dans une galerie ou un puits de reconnaissance. Ces essais permettent de mesurer un coefficient de déformabilité global instantané E_i du terrain [5].

Si la section du tunnel ne s'éloigne pas trop de la forme circulaire, le module de réaction K correspondant à l'ouvrage étudié peut alors être calculé par la formule :

$$k = \frac{E}{(1-\nu)R} \quad (\text{IV.17})$$

En utilisant cette formule on va tout d'abord calculer le module de réaction du terrain pour le rayon axe du cintre (fibre moyenne) :

$$k_0 = \frac{E}{(1-\nu)R_0} \quad (\text{IV.18})$$

D'où on déduit le module de réaction du terrain pour le rayon d'excavation :

- **Soutènement provisoire** :

$$k = \frac{E}{(1-\nu)R_e} = k_0 \cdot \frac{R_0}{R_e} \quad (\text{IV.19})$$

- **Revêtement définitif**

$$k = \frac{E}{(1-\nu)R_e} = k_0 \cdot \frac{R_a}{R_e} \quad (\text{IV.20})$$

- e_1 épaisseur de la couche en béton projeté (soutènement provisoire).
- e_2 épaisseur de la couche en béton coffré (revêtement définitif).
- R_0 rayon axe du cintre.
- R_e rayon d'excavation.
- R_a rayon axe du revêtement.

Pour des sections très différentes de la section circulaire, d'autres formules peuvent être utilisées, par exemple, les formules proposées par MM. CAQUOT et KERISEL [6].

IV.2.2.1.3 Répartition de la réaction le long du contour extérieur du revêtement :

À partir de la notion générale de module de réaction, de nombreuses méthodes de calcul ont été proposées dont certaines, en introduisant des hypothèses simplificatrices complémentaires.

Les hypothèses restrictives qui différencient ces méthodes entre elles portent sur :

- la forme même de la section du souterrain,
- le nombre de points du revêtement où la proportionnalité du déplacement et de la réaction est vérifiée,
- la nature du contact entre le revêtement et le terrain.

Il est possible d'en distinguer deux types principaux :

a) Les méthodes simplifiées :

Dans ces méthodes, les résultats du calcul sont directement fournis sous la forme de coefficient permettant d'obtenir les valeurs des efforts dans les sections du revêtement les plus sollicitées, en fonction des données géométriques et du module de réaction.

C'est le cas, entre autres, des méthodes (BULL-WINDELS, SCHULZEDUDECK, ILLINOIS, BUGAIEVA).

Toutes ces méthodes concernent seulement les tunnels de section circulaire.

b) La méthode générale (méthode des ressorts) :

Dans cette méthode, il est possible d'introduire des hypothèses quelconques en ce qui concerne la forme de la section ainsi que l'orientation, la répartition des charges actives et passives et les conditions du contact entre le terrain et le revêtement.

Le revêtement est généralement calculé comme un arc que l'on assimile à un système polygonal à angles fixes appuyé en chacun de ses sommets sur une ou plusieurs barres compressibles dont l'élasticité correspond à la réaction du terrain de part et d'autre du sommet correspondant.

Si l'on admet que le revêtement glisse sans frottement sur le terrain, les barres d'appui seront disposées normalement à l'arc (selon la direction de la bissectrice des deux barres adjacentes) (Figure IV.5).

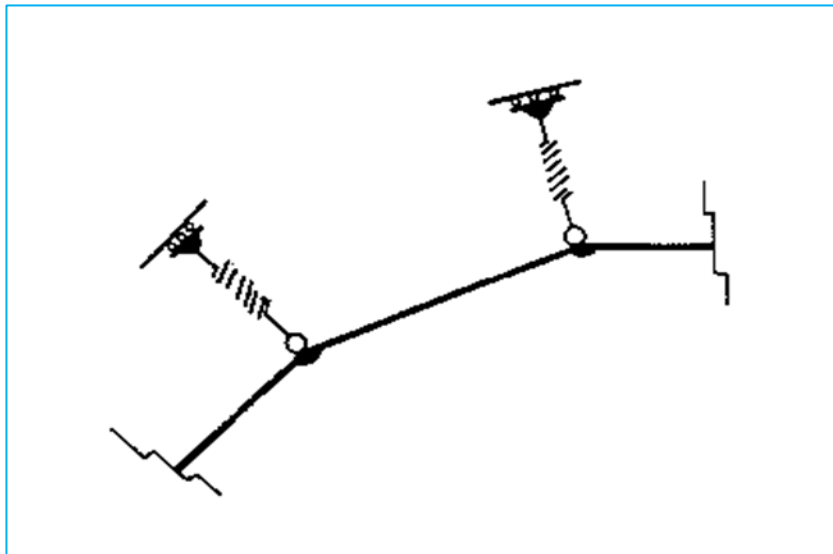


Figure IV. 6 : Disposition des ressorts, cas glissement sans frottement.

Si le glissement se fait avec frottement, on disposera deux barres d'appui (horizontale et verticale, ou normale et tangentielle) à chaque sommet et l'on vérifiera ensuite que la direction de la résultante générale des charges en ce sommet fait, avec la normale à l'arc, un angle inférieur à l'angle de frottement (Figure IV.6).

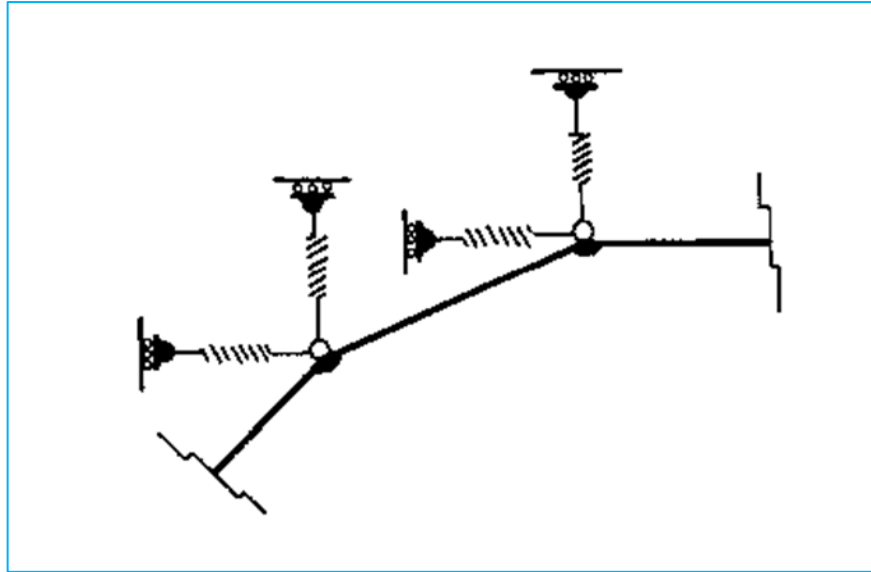


Figure IV. 7 : Disposition des ressorts, cas glissement avec frottement.

On admet généralement que la rigidité des ressorts est nulle dans le sens de l'extension. La résolution du système se fait par les méthodes classiques de la résistance des matériaux en utilisant des programmes de calcul de structures à barres.

Quoi qu'il en soit, cette méthode reste évidemment soumise aux restrictions d'emploi liées aux hypothèses générales de l'ensemble des méthodes aux réactions hyperstatiques (revêtement rigide, terrain homogène et peu résistant, hauteur de couverture moyenne).

IV.3 CHOIX DES CINTRES MÉTALLIQUE :

IV.3.1 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté :

La voûte en béton projeté remplira l'espace entre les cintres pour le calcul. On admet une épaisseur e :

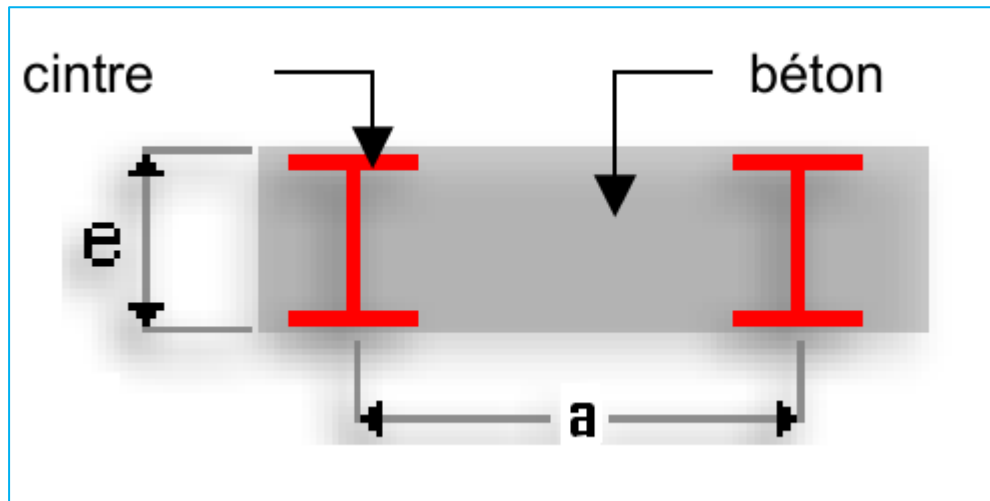


Figure IV. 8 : Section droite du soutènement provisoire.

On définit :

$$\theta_N = \frac{E_b A'_b}{E_s A'_s} \quad (\text{IV.21})$$

$$\theta_M = \frac{E_b I'_b}{E_s I'_s} \quad (\text{IV.22})$$

- a : espacement entre deux axes de cintres
- A_s Section droite du cintre métallique
- E_s Module d'élasticité du cintre
- E_b Module d'élasticité du béton projeté
- A_b Section droite du béton projeté
- I_s Moment d'inertie du cintre
- I_b Moment d'inertie du béton projeté
- E_h Module d'élasticité de la section homogène
- A_h Section droite de la section homogène
- I_h Moment d'inertie de la section homogène

IV.3.2 Rigidité du cintre métallique :

- À la compression :

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} \quad (\text{IV.23})$$

- À la flexion :

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} \quad (\text{IV.22})$$

IV.3.3 Rigidité de la voute en béton projeté soumise aux charges de courte durée :

- À la compression :

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \frac{E_b (a \cdot e)}{a} = e \cdot E_b = \theta_N \cdot E_s A'_s \quad (\text{IV.23})$$

- À la flexion :

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \frac{E_b}{a} \cdot \frac{a e^3}{12} = \frac{e^3}{12} \cdot E_b = \theta_M \cdot E_s \cdot I'_s \quad (\text{IV.24})$$

IV.3.4 Rigidité du soutènement provisoire soumis aux charges de courte durée :

- À la compression :

$$E_h A'_h = E_b A'_b + E_s A'_s = E_s A'_s \cdot (1 + \theta_N) \quad (\text{IV.25})$$

- À la flexion :

$$E_h I'_h = E_b I'_b + E_s I'_s = E_s I'_s \cdot (1 + \theta_M) \quad (\text{IV.26})$$

IV.3.5 Propriétés du béton équivalent (Section homogène) :

$$\begin{cases} E_h \cdot e_h = \sum E_i \cdot A'_i \\ E_h \cdot e_h^3 = 12 \cdot \sum E_i \cdot I'_i \end{cases} \quad (\text{IV.27})$$

$$\begin{cases} e_h = \sqrt{\frac{12 \cdot \sum E_i \cdot I'_i}{\sum E_i \cdot A'_i}} \\ E_h = \frac{\sum E_i \cdot A'_i}{e_h} \end{cases} \quad (\text{IV.28})$$

IV.3.6 Coefficients de répartition d'efforts normaux et moments fléchissant :

$$\%M_{\text{béton}} = \frac{\theta_M}{1 + \theta_M} \quad (\text{IV.29})$$

$$\%N_{\text{béton}} = \frac{\theta_N}{1 + \theta_N} \quad (\text{IV.30})$$

$$\%M_{\text{cintre}} = \frac{1}{1 + \theta_M} \quad (\text{IV.31})$$

$$\%N_{\text{cintre}} = \frac{1}{1 + \theta_N} \quad (\text{IV.32})$$

On peut procéder aux choix du cintre métallique adéquat par le biais des coefficients de répartition d'efforts normaux et moments fléchissant en cherchant à optimiser notre choix de telle façon à ce que le cintre métallique reprend un pourcentage d'efforts internes plus important que le béton projeté.

IV.3.7 Répartition des efforts internes :

$$M_{\text{béton}} = \%M_{\text{béton}} \cdot M_{\text{max}}$$

$$N_{\text{béton}} = \%N_{\text{béton}} \cdot N_{\text{max}}$$

$$M_{\text{cintre}} = \%M_{\text{cintre}} \cdot M_{\text{max}}$$

$$N_{\text{cintre}} = \%N_{\text{cintre}} \cdot N_{\text{max}}$$

IV.4 METHODES EMPIRIQUES :

Les méthodes empiriques (qualitatives) permettent de définir un ordre de grandeur du dimensionnement des soutènements à mettre en œuvre. Elles sont essentiellement fondées sur une description qualitative du massif et des conditions dans lesquelles doit être creusé le tunnel, ce qui se traduit souvent par l'utilisation de classifications (AFTES, 1978 ; Bieniawski, 1974 & 1989 ; Barton et al., 1974 & 1975, Barton, 1983). Il ne s'agit donc pas de calculs à proprement parler, mais d'une approche essentiellement empirique, basée sur de très nombreuses expériences, et qui ne prennent donc pas en compte explicitement les aspects d'interaction «terrain / structure», ni a fortiori les problèmes de déformations.

Elles sont donc à réserver aux catégories d'utilisation de type 1 (toutes phases d'étude), voire de type 2 et 3 lors des stades d'études préliminaires. Par ailleurs, elles sont généralement limitées à des catégories particulières de terrains, et sont d'autant plus pertinentes que les terrains concernés sont mieux caractérisés.

IV.4.1 Classification de l'AFTES :

IV.4.1.1 Comportement mécanique du terrain :

Pour définir le comportement mécanique du terrain en y intégrant le cas des sols et celui des terrains intermédiaires entre sols et roches, dix classes ont été définies à partir de la classification de l'AFTES.

On peut ainsi dresser le (Tableau IV.1) définissant dix classes de terrain d'après leur comportement mécanique. L'analyse de l'emploi de différents soutènements en fonction de ces catégories est donnée au (Tableau IV.2).

Catégories	Désignation	Exemples	R _c (Mpa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartz et basaltes de résistance élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granits, grès et calcaires de très bonne tenu ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grès ordinaire, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes compactées, conglomérats peu	40 à 20
R4	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendre ou très faible facturés, gypses, grès très facturés ou marneux, poudingues,	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux gypses ou craies altérés.	6 à 0.5
R5b		Alluvions graveleuses sables argileux normalement consolidés.	< 0.5
R6a	Sols plastique ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux limons fins	
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sable fins sans cohésion.	

Tableau IV. 1 : Classification des terrain selon AFTES(comportement mécanique).

IV.4.1.2 Choix du mode de soutènement :

Les tableaux qui suivent donnent, pour chacun des critères étudiés, des indications propres à orienter le choix du soutènement. Pour chaque type de soutènement, on indique, en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, si le soutènement considéré est :

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

La superposition des résultats relatifs à chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

Comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers couissants	placques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	congélation
R1	•		•		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R2a	•		•		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R2b		•	•	•	✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R3a		•	•	•	✗		•	✗	✗	✗	✗		✗	
R3b		•		•	✗		•		✗	✗	✗			
R4	✗	•	✗			•	•							
R5a	✗	•	✗			•	•	•						
R5b	✗		✗	✗		•	•	•	•	•	•	•		
R6a	✗	✗	✗	✗	✗	Enf	Enf	Enf	Bcl		•	•		
R6b	✗	✗	✗	✗	✗	Enf Bif	Enf Bif	Enf Bif	Bcl Bif Bif	Bif	•	•		•

Tableau IV. 2 : Mode de soutènement selon les classes de comportement des terrains.

IV.4.2 Prédimensionnement de la couche de béton projeté :

Trois cas de figures doivent être considérés pour le dimensionnement des ouvrages en béton projeté :

- Formation d'une peau permettant d'empêcher la détérioration à l'air ou à l'eau du terrain.
- Action de soutènement pour aider le terrain à se supporter, dans le cas de charges induites par des effets tels que le détachement de blocs dans les massifs fracturés.
- Constitution d'une structure de soutènement, destinée à reprendre tout ou partie du chargement libéré par le creusement (pour des résistances trop faibles du massif encaissant, compte tenu du niveau de chargement, ou dans le cas de terrains gonflants).

L'utilisation de béton projeté est plus particulièrement adaptée à la deuxième configuration, dans la mesure où l'effet de soutènement doit intervenir après un certain temps, correspondant à la décompression du terrain en voûte ; le troisième cas est plus délicat, d'une part, car il y a risque de rupture si la prise du béton n'est pas assez rapide

par rapport au temps de stabilité du terrain encaissant, et d'autre part, car une installation (et une prise) prématurée du béton projeté pourrait conduire à des efforts trop importants, compte tenu de la capacité de résistance du béton.

Dans la première configuration (peau de protection), l'épaisseur de béton recommandée est de 2 cm (avec des tolérances locales à 0,5 - 1 d'épaisseur), pour les risques d'altération du terrain par l'air ; en présence d'eau, il est recommandé de constituer rapidement un anneau fermé de béton projeté ou de renforcer la peau en béton à l'aide de treillis.

les règles suivantes peuvent être appliquées pour la deuxième configuration, dans le cas d'ouvrages de 4 à 6 m de diamètre :

- RQD > 75 %, on peut se contenter d'une épaisseur de béton projeté de $e = 2$ cm, appliquée en voûte.
- RQD compris entre 50 et 75 %, il faut une épaisseur de béton projeté de l'ordre de 3 cm.
- RQD compris entre 25 et 50 %, il faut projeter de 3 à 4 cm de béton en voûte et environ 3 cm pour les piédroits, voire pour le reste de l'ouverture.
- pour des caractéristiques plus faibles de la roche, il convient d'ajouter 1 cm de béton projeté au cas précédent, sauf dans le cas de terrains instables.

La troisième configuration correspond soit à des situations où les chargements induits par le creusement sur le massif encaissant excèdent ses capacités de résistance ou à des cas de terrains gonflants. Dans ces conditions, le béton projeté doit être dimensionné comme un anneau en béton armé, en appliquant les règles de calcul à l'état limite ultime ; cette situation correspond à des épaisseurs de béton supérieures à 6. Une première estimation de l'épaisseur du soutènement peut être obtenue à l'aide de la relation :

$$e = 2 \cdot \frac{\sigma_v R}{f_{bu}} + "2 \text{ à } 4" \quad (\text{IV.33})$$

- R représente le rayon du tunnel,
- f_{bu} la résistance en compression simple du béton,
- σ_v la pression induite par le terrain sur la structure,

Cette formule tient compte d'un coefficient de sécurité global de 2, adapté au calcul du soutènement, la valeur du coefficient de sécurité global doit être augmentée à une valeur de 2,5 à 3 pour le calcul du revêtement définitif.

Il existe une autre alternative pour le choix de l'épaisseur du béton projeté pour le soutènement provisoire en utilisant le tableau ci-dessous qui résume l'ordre de grandeur de l'épaisseur à prendre en compte en fonction de la surface excavée.

Section excavée supérieure à 50 m^2	$\geq 20\text{cm}$
Section excavée entre 50 et 100 m^2	$\geq 25\text{cm}$

Tableau IV. 3 : Epaisseurs du béton projeté en fonction de la section excavée.

IV.5 MÉTHODE DES REACTIONS HYPERSTATIQUES :

Dans ces méthodes, on étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures. On distingue des charges dites « actives », qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (poids mort, charges et surcharges intérieures et extérieures, actions du terrain encaissant), et des charges dites « passives », qui sont des réactions hyperstatiques du terrain dépendant de sa déformation.

Les déformations du revêtement sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux, en l'assimilant à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres.

Les déformations du terrain sont estimées à partir de la notion schématique du module de réaction, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction de la déformation en ce point et, généralement même, lui est proportionnelle. Le coefficient k de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation (ou mieux de la surface sur laquelle agissent les charges passives) et de sa forme. C'est le module de réaction.

La simplification fondamentale introduite dans ces méthodes porte sur le fait que la totalité des facteurs liés au terrain est représentée par l'ensemble des charges actives (verticales σ_v et horizontales σ_h) et passives (module de réaction k).

On peut, avec la plupart des programmes numériques existants, traiter le problème sous son aspect le plus général, c'est-à-dire que l'on peut introduire :

- La forme exacte de la galerie (le revêtement est introduit sous forme d'une structure à barres).
- Les charges actives calculées, sous forme de charges concentrées aux nœuds de la structure.
- La réaction du terrain, sous forme de ressorts (généralement horizontaux et verticaux (Figure 1) agissant en chacun des nœuds et affectés de coefficients de raideur tenant compte du module de réaction du terrain et de la surface de contact correspondant à chaque nœud.

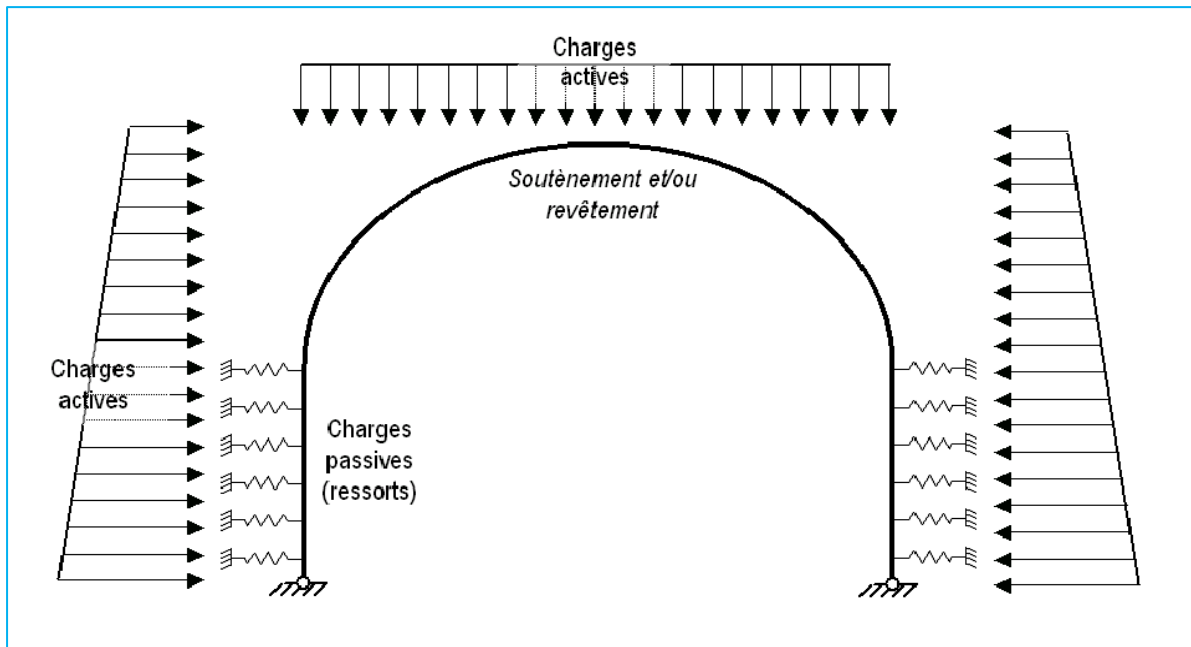


Figure IV. 9 : Modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).

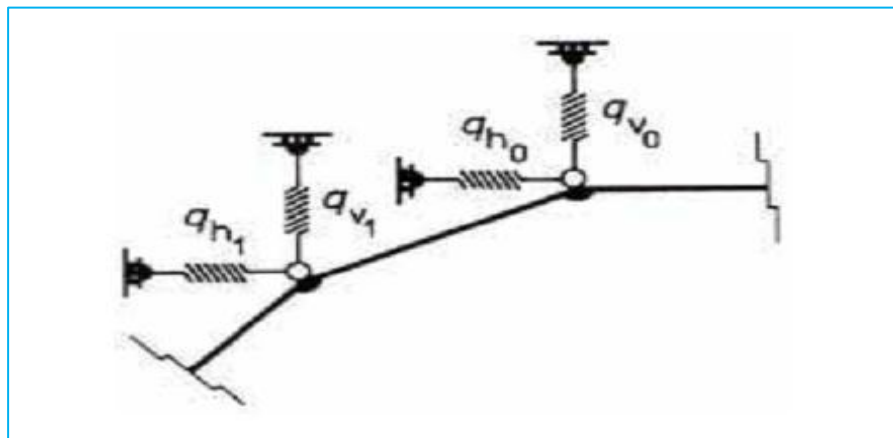


Figure IV. 10 : Méthode des réactions hyperstatiques. Modélisation des efforts de réaction du terrain.

Conditions d'utilisation de la méthode :

- Introduire la condition selon laquelle la raideur des ressorts est nulle lorsque les déformations ont pour effet d'éloigner le revêtement du terrain.
- Vérifier que l'inclinaison de la résultante de toutes les forces en un nœud n'est pas, par rapport à la direction radiale, supérieure à l'angle de frottement revêtement/terrain. Si ce n'est pas le cas, on doit reprendre le calcul en réduisant les forces passives jusqu'à ce que cette condition soit vérifiée.

IV.6 METHODES DU SOLIDE COMPOSITE :

Dans ce type de méthodes, on utilise un modèle mathématique dans lequel le terrain et le revêtement de l'ouvrage, considérés comme constituant ensemble un solide composite, avec des comportements mécaniques différents, sont représentés par des mailles (ou des volumes) élémentaires liés les uns aux autres en fonction de lois qui traduisent ce comportement (figure IV.10).

On fait l'hypothèse que les déformations aux frontières du modèle sont nulles, mais cette hypothèse n'est pas pénalisante si le modèle est assez étendu.

Le calcul fait obligatoirement appel à l'ordinateur. Certaines hypothèses complémentaires sont introduites qui dépendent de la nature de ces programmes. Elles sont évidemment d'autant moins restrictives que le programme est plus sophistiqué.

Les différences entre plusieurs programmes de ce type peuvent porter sur :

- le type de méthode (éléments finis, différences finies, équivalence),
- la plus ou moins grande finesse du découpage,
- l'étendue du modèle étudié,
- le type de matrice (rigidité ou flexibilité) caractérisant les éléments,
- la méthode de calcul (déplacement ou équilibre),
- l'étude en section plane ou en tridimensionnel,
- la possibilité d'introduire des équations constitutives des matériaux (loi de comportement) différentes de l'élasticité linéaire (notamment par des méthodes incrémentales),
- la possibilité de tenir compte des anisotropies du milieu,
- la possibilité de tenir compte des discontinuités du milieu et de la surface de contact entre le terrain et le revêtement.

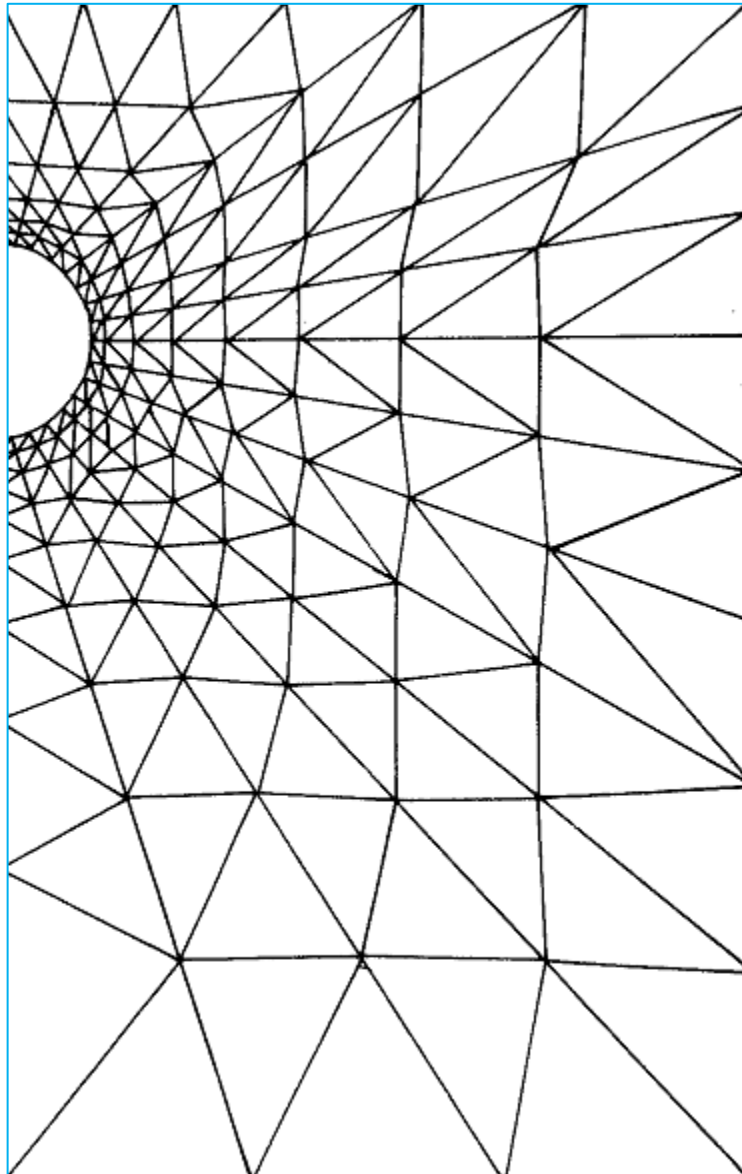


Figure IV. 11 : Méthode des éléments finis. Modèle de maillage.

Hypothèses de calculs :

Si l'on se réfère à nouveau aux conditions du calcul idéal, le principe même de ces méthodes en est beaucoup plus proche puisque l'état de contraintes initiales du massif peut y être introduit directement sous la forme des conditions aux limites du modèle. Les lois de comportement du terrain et du revêtement peuvent être individualisées pour chaque élément du modèle. De même certains équilibres intermédiaires correspondant aux phases d'exécution peuvent être étudiés, notamment si le modèle est tridimensionnel.

Les approximations et les incertitudes ou les difficultés concernent dans ce cas les points suivants :

- Les hypothèses fondamentales et plus spécialement celles qui concernent l'amplitude maximale des déformations et la continuité du milieu. Ces hypothèses, qui sont généralement bien vérifiées dans le cas où il s'agit de terrain rocheux peu fracturé, risquent d'être plus éloignées de la réalité en cas de sols peu cohérents ou de rocher très fracturé ou très ébranlé par les tirs.
- Les difficultés de traduction mathématique des qualités réelles du terrain, compte tenu du nombre obligatoirement limité des investigations et des essais. Il faudrait en particulier connaître l'influence du temps dans le processus de déformation différée sous charge constante qui constitue en réalité la caractéristique fondamentale de certains terrains.
- Les difficultés pratiques liées à la définition du modèle mathématique au voisinage et à l'intérieur du revêtement. Dans cette zone, la variation des contraintes et des déformations entre deux éléments voisins est en effet beaucoup plus rapide que dans le corps du massif et, si le maillage est constant, la précision sera donc beaucoup moins bonne. Une augmentation de la densité du maillage dans la zone de revêtement est toujours nécessaire.

Les avantages de la méthode résultent de son caractère de grande généralité et notamment :

- Du fait que sa représentativité est absolument indépendante de la hauteur de couverture au-dessus du tunnel, ce qui la rend particulièrement adaptée et pratiquement irremplaçable dans le cas des tunnels à grande profondeur.
- De la possibilité de tenir compte des grandes discontinuités du terrain (plans de glissement principaux, failles caractérisées, formations différenciées) ou des charges isolées (fondations d'immeubles, autres ouvrages souterrains...).
- De sa possibilité d'adaptation sans complication supplémentaire à toutes les formes de section de l'ouvrage et à tous les types de contact terrain-revêtement y compris le contact parfait.
- De sa possibilité de traduire les comportements non linéaires qui sont les comportements réels des terrains dans les zones proches de l'excavation.

CHAPITRE V

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

V.1 INTRODUCTION :

Le métro d'Alger est un réseau ferroviaire de transport urbain de type métro desservant la ville d'Alger.

Le premier projet de métro d'Alger date de 1928 mais il ne verra jamais le jour. L'initiative du métro actuel est lancée à la fin des années 1970 afin de parer à l'explosion démographique de la ville d'Alger et au besoin de transport collectif qui en résulte. Lancée dans les années 1980, sa construction est ralentie du fait de difficultés financières et de l'insécurité dans les années 1990. Le projet est relancé en 2003.

La construction de la première section de la ligne 1 « Haï el Badr » - « Tafourah-Grande poste», d'une longueur de 9,5 km et comportant dix stations, est achevée à la fin des années 2000. Inaugurée officiellement par le Président Bouteflika le 31 octobre 2011, la ligne est mise en service commercial le 1er novembre 2011. Le métro d'Alger constitue, avec le métro du Caire, le seul métro lourd du continent africain

V.2 TRACÉ DE LA LIGNE N°01 :

Les études de conception générale ont abouti à la définition d'un schéma de réseau à long terme constitué de trois lignes, totalisant environ 56 Km avec 54 stations. Toutefois, l'envergure du projet et les moyens financiers importants à mettre en œuvre commandaient une démarche progressive dans la réalisation. La priorité a été donnée à la ligne 1 qui s'étend de Hai El Badr à Tafourah Grande Poste sur 9 km, identifiée comme axe le plus chargé (21.000 personnes par heure et par direction en heure de pointe). Sa réalisation se fera en deux étapes :

- La première étape concerne le tronçon de la ligne Hai El Badr – Grande Poste constitué de 9 KM de ligne avec 10 stations pour desservir les communes de Bachdjarah –El Magharia-Hussein Dey- Hamma –Sidi Mhamed et Alger Centre.
- La deuxième étape concerne les trois extensions vers Place des martyrs, El Harrach et Ain Naadja.

Ces extensions portent sur les tronçons suivants :

- Tafoura Grande Poste vers Place des martyrs soit 1.6 km de tunnel et 03 stations.
- Hai El Badr vers El Harrach soit 3.60 km et 04 stations.
- Hai El Badr vers El Harrach soit 3.60 km et 04 stations.
- Hai El Badr vers Ain Naadja soit 3.07 km et 02 stations.

La ligne 1 s'inscrit totalement en souterrain. Les tunnels se situent à une profondeur moyenne de 16m et en une ouverture utile de 78m² environ permettant des trains dans les deux sens sur la double voie.

L'étape 1 de la ligne 1 compte 10 stations souterraines, excepte la station terminus de Hai El Badr qui est aérienne. De dimensions : 115m de long 23m de large avec 04 accès en général,

Notre étude concerne l'extension 1-B Hai El Badr vers El Harrach Centre.

V.3 TUNNEL EN MINE :

Les études d'exécution des tunnels en mine correspondent à

- Partie D4 : PK 1+340,665 à 2+062,913 (722,248 m)
- Partie D6 : PK 2+177,913 à 3+247,000 (1.069,087 m)
- Partie D8 : environ PK 3+417,8 à 3+630,0 (213,2 m)
- Partie D10 : environ PK 3+940,0 à 3+997,4 (57,4 m)

Dans notre cas on va s'intéresser aux parties D4 et D6. Composées par les tunnels en mine D4.1, D4.3, D6.1, D6.2 et D6.4 localisées comme suite:

- Partie D4.1 : PK 1+340,665 à 1+648,519 (307,854 m)
 - Partie D4.3 : PK 1+648,519 à 2+062,913 (414,394 m)
 - Partie D6.1 : PK 2+177,913 à 2+530,000 (352,087 m)
 - Partie D6.2 : PK 2+530,000 à 2+749,250 (219,250 m)
 - Partie D6.4 : PK 2+749,250 à 3+247,000 (497,750 m)
-
- En PK 1+340,665, partie de tunnel en mine 4.1 se combine avec la section est de station Bachdjarah 1 (D3)
 - PK 1+648,519, partie de tunnel en mine 4.1 et 4.3 se combinent avec le tunnel de connexion de PV 1 / SV 1 (D4.2)
 - PK 2+062,913, partie de tunnel en mine 4.3 se combine avec la section ouest de station Bachdjarah 2 (D5)
 - PK 2+177,913, partie de tunnel en mine 6.1 se combine avec la section est de station Bachdjarah 2 (D5)
 - PK 2+530,000, partie de tunnel en mine 6.1 se combine avec la partie de tunnel en mine 6.2
 - PK 2+749,250, partie de tunnel en mine 6.2 et 6.4 se combinent avec le tunnel de connexion de PV 2 / SV 2 (D6.3)

- PK 3+247,000, partie de tunnel en mine 6.4 se combine avec la section ouest de station Harrach Gare (D7)

La structure de soutènement provisoire se compose de béton projeté et armé et en plus, des cintres HEB. Les tunnels en mine seront construits aux règles de NATM.

V.4 TRACÉ EN PLAN ET PROFIL EN LONG:

Plus précisément le tracé en plan et le profil en long sont conditionnés par :

- La nature des terrains traversés
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités
- La présence d'accidents géologiques le plus souvent accompagnés de broyage et de venues d'eau
- La présence d'eau
- Les débits d'eau prévisibles

V.5 TRACÉ EN PLAN: Annexes 2

V.6 PROFIL EN LONG: Annexes 2

V.7 CARACTÉRISTIQUE GÉOMÉTRIQUES :

La géométrie du tunnel correspond à la géométrie « gueule » avec une largeur théorique de 10.00 m. un demi cercle supérieure (calotte) avec un Rayon de 4.98 m et deux pieds droits (stross) de longueur 1.13m et un radier.

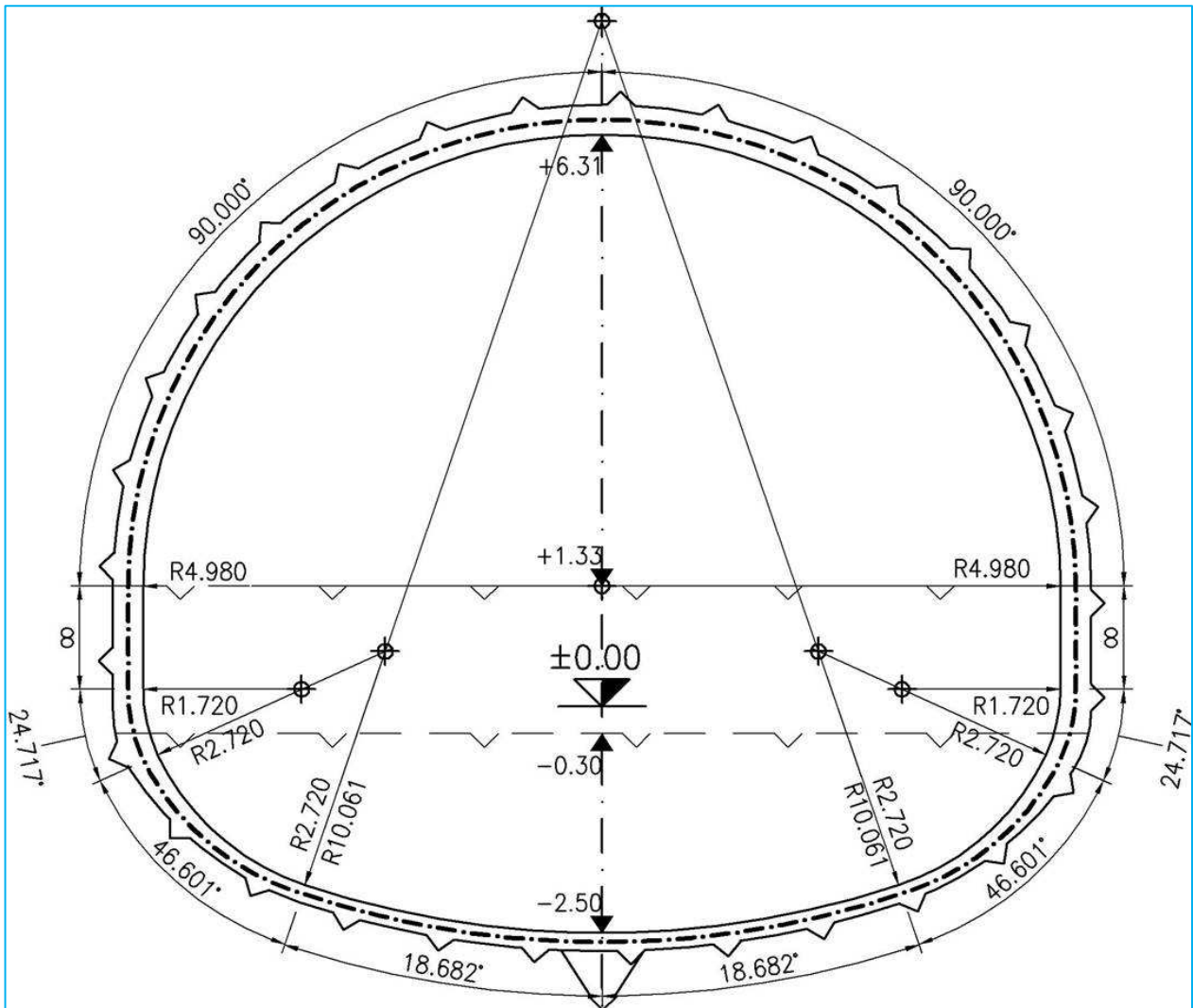


Figure V. 1 : Géométrie du soutènement provisoire pour les sections D4 et D6

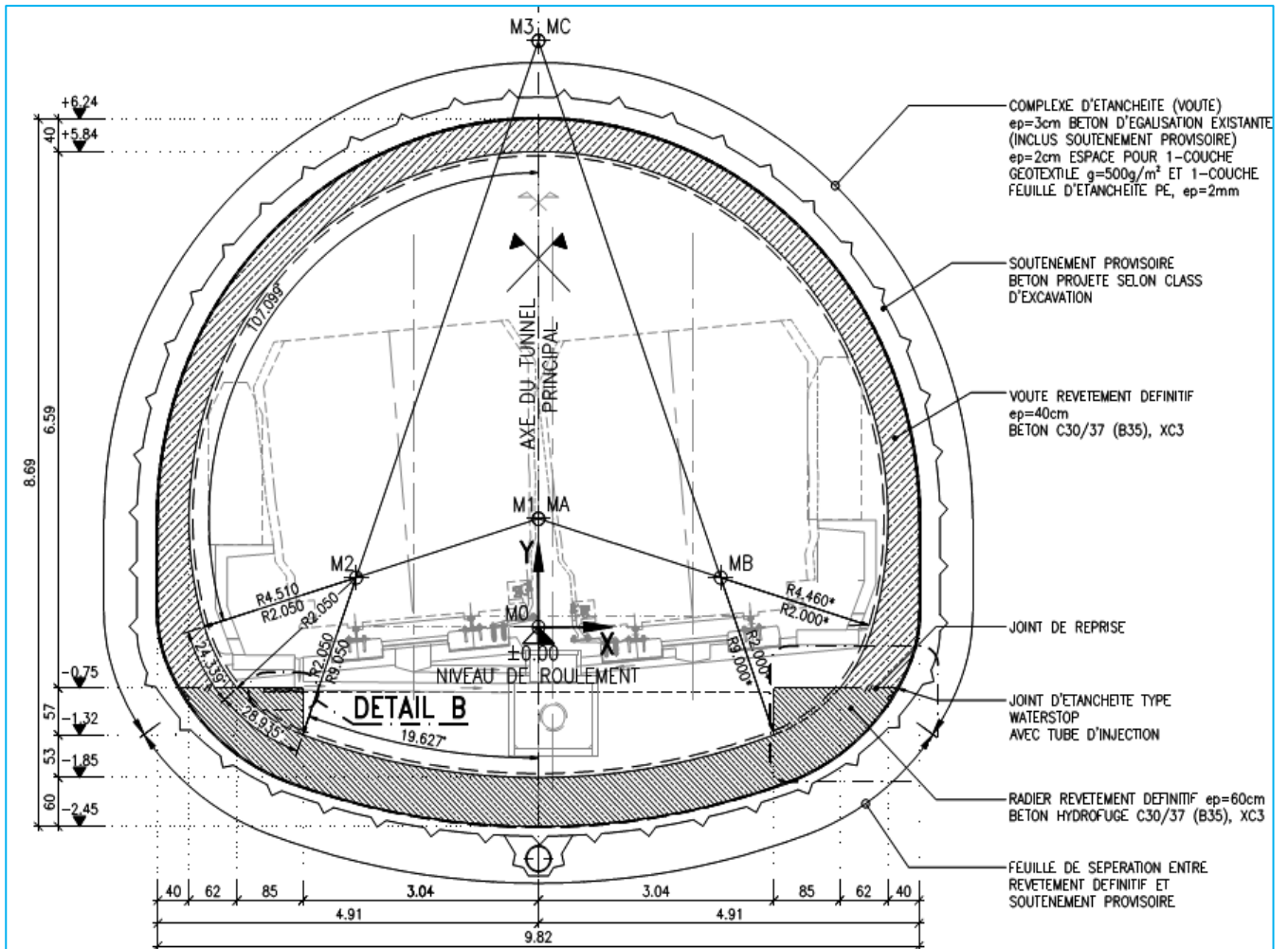


Figure V. 2 : Géométrie durevêtement définitif.

V.8 MATÉRIAUX D'EXÉCUTION :

V.8.1 Cintre :

Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. sont généralement en profile d'acier.

V.8.2 Béton projeté :

Le béton projeté est un béton (eau, ciment, gravier 3/8 et adjuvant), qui est projeté à grande vitesse sur une surface au moyen d'air comprimé afin d'obtenir une compaction adéquate. La force de l'impact sur la surface compacte le matériau. L'expulsion de l'air augmente le seuil et permet au matériau de se supporter lui-même sans s'affaisser ou couler, même sur une surface en surplomb.

V.8.3 Matériaux de déblais :

Les déblais de creusement de tunnels en mine et rameaux extraits au niveau des puits de ventilations pour les tunnels souterrains et emprises des tranchées pour le tronçon de tunnel à ciel ouvert sont évacués soit directement aux décharges convenues avec les autorités et selon les dispositions contractuelles, soit en transitant par les zones de stockage si l'enclavement de certaines emprises le nécessitent.

CHAPITRE VI

RESULTATS DE CALCULS

VI.1 DETERMINATION DES CHARGES :

VI.1.1 CHARGES ACTIVES

VI.1.1.1 Charges et surcharges à la surface du sol :

Pour la charge en surface, on considère une charge d'installation de chantier d'une valeur de 10 KN/m^2 et les charges de trafic(charge de camion) égale à $33,3 \text{ KN/m}^2$, ce qui nous donne une charge totale de :

$$q = 43,3 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge des bâtiments résidentiels :**

Sur le tracé de la ligne 1-B..... ;

En considérant que la poids de chaque étage est égale à : $w_i = 12,5 \text{ KN/m}^2$
et le poids de la cave est : $w' = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

- Charge du bâtiment :

$$R + 5 = 6 \cdot 12,5 = 75 \text{ KN/m}^2$$

- Charge de la cave :

$$C = 1 \cdot 25,0 \text{ KN/m}^2$$

Les bâtiments voisins sont pris en compte avec une charge de $75 + 25 = 100 \text{ KN/m}^2$

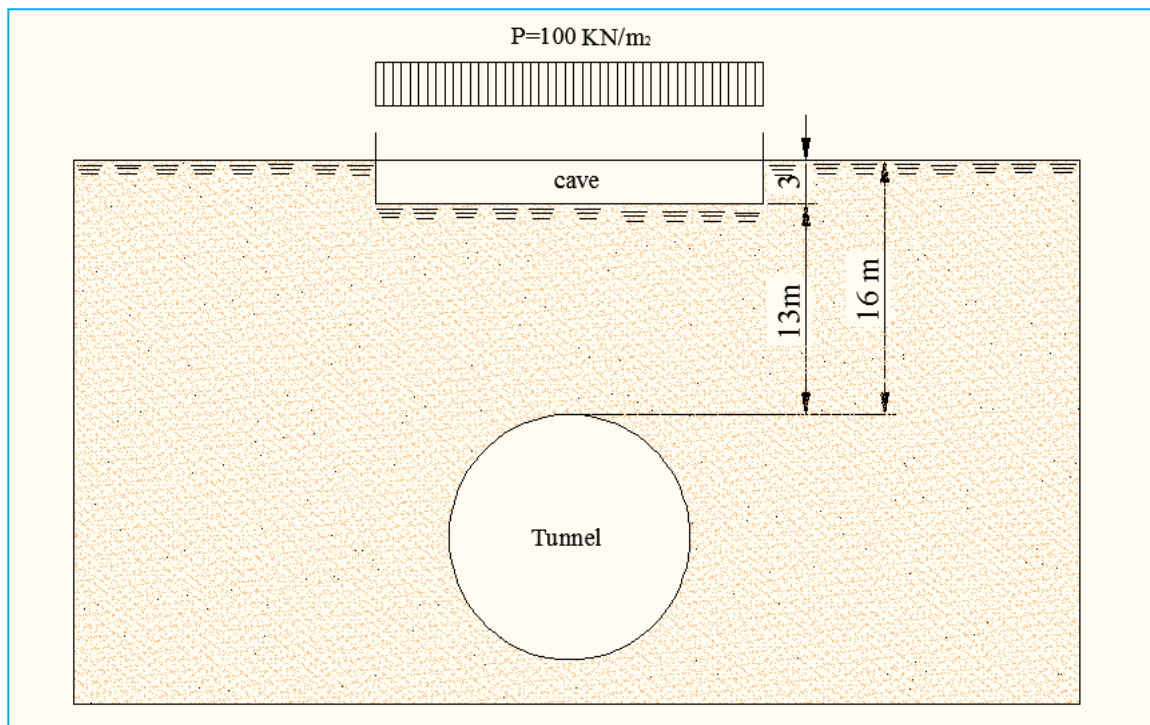


Figure VI. 1 : Section de calcul de l'influence de la charge du bâtiment.

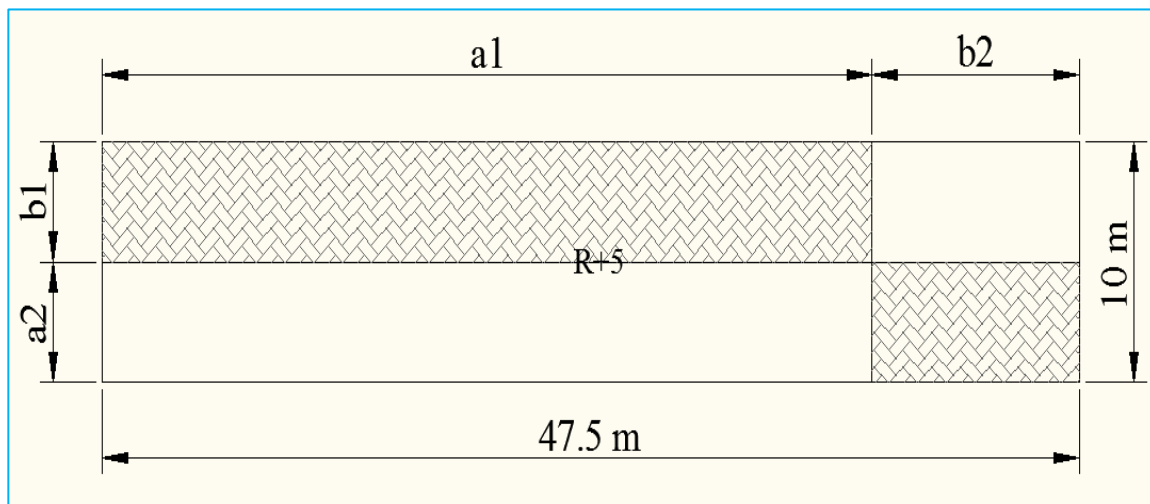


Figure VI. 2 : Charge du bâtiment sous forme rectangulaire.

$$\begin{cases} a_1 = 45.2 \text{ m} \\ b_1 = 5.00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_2 = 5.00 \text{ m} \\ b_2 = 2.30 \text{ m} \end{cases}$$

On utilise l'abaque (Annexe 3) pour le calcul du facteur d'influence $I_z(m, n)$ pour une plaque rectangulaire uniformément chargée

$$\begin{cases} m = \frac{a_1}{z} = \frac{45.2}{13} = 3.477 \\ n = \frac{b_1}{z} = \frac{5.00}{13} = 0.384 \end{cases} \quad I_z^1(m, n) = 0.12$$

Et

$$\begin{cases} m = \frac{a_2}{z} = \frac{5.00}{13} = 0.384 \\ n = \frac{b_2}{z} = \frac{2.30}{13} = 0.177 \end{cases} \quad I_z^2(m, n) = 0.038$$

a) La pression verticale :

$$\sigma_z(z) = (2 \cdot I_z^1(m, n) + 2 \cdot I_z^2(m, n)) \cdot 100 = (2 \times 0.12 + 2 \times 0.038) \cdot 100$$

$$\sigma_z(z) = 31.60 \text{ KN/m}^2$$

b) La pression horizontale :

$$\sigma_h(z) = K_0 \cdot \sigma_z(z)$$

- Tel que $K_0 = (1 - \sin \varphi)$

$$\sigma_h(z) = (1 - \sin 22) \cdot 31.60 = 19.76 \text{ KN/m}^2$$

Comparaisons des pressions avec/sans charge de bâtiments :

Avec bâtiment [KN/m ²]	Sans bâtiment [KN/m ²]
$\sigma_{v1} = 165 + 31.60 = 196,61$	$\sigma_{v2} = 198,77$
$\sigma_{h1} = 103,2 + 19.76 = 122,96$	$\sigma_{h2} = 124,31$
$\sigma_{v1} = 196,611 < \sigma_{v2} = 199$ $\sigma_{h1} = 122,96 < \sigma_{h2} = 124,31$	

- σ_{v1} , σ_{h1} Contrainte verticale et horizontale à 13 m de profondeur en tenant compte de la charge du bâtiment.
- σ_{v2} , σ_{h2} Contrainte verticale et horizontale à 16 m de profondeur.

D'après les résultats, on conclue qu'on peut négliger la charge du bâtiment (R+5) considéré qui s'élève à 16m de profondeur de la clé de voute du tunnel à condition qu'il y ait une cave de 3m de profondeur. On peut même exiger la construction de cave pour les bâtiments de grande importance (Minimum R+5) qui peuvent induire des tensions importantes dans les terrains en zone urbaine pour prévoir une construction éventuelle d'un tunnel.

VI.1.1.2 Charge active verticale due au terrain encaissant :

VI.1.1.2.1 Contrainte géostatique verticale :

Dans le cas des tunnels peu profonds (Couverture du terrain moyenne) La contrainte géostatique verticale est égale à :

$$\sigma_{vo} = \gamma(H) \cdot dH$$

h [m]	γ [m]	σ_{vo} [KN/m ²]
1,5	19	28,5
5	20	100
10	20	200
4,5	21	94,5

$$\sum \sigma_{vo} = 423 \text{ KN/m}^2$$

VI.1.1.2.2 Charge verticale descendante en voûte du tunnel :

- **Théorie de TERZAGHI :**

Pour le calcul de la charge de Terzaghi avec différentes couches, on calcule le chargement vertical de Terzaghi pour la première couche, ensuite pour la deuxième couche en considérant le chargement de la première couche comme une charge en surface et ainsi de suite jusqu'à la profondeur concernée c.à.d. à la clé de voûte.

La forme de la demie section supérieure du tunnel est plus proche de la forme en fer à cheval que du circulaire, dans ce cas on utilise :

$$B = b + 2h \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

	Couche	b [m]	h [m]	φ [°]	B [m]
Soutènement provisoire	TA	10,19	6,725	25	18,758
Revêtement définitif	TA	10,19	9	25	21,657

Tableau IV. 4 : Valeurs de B.

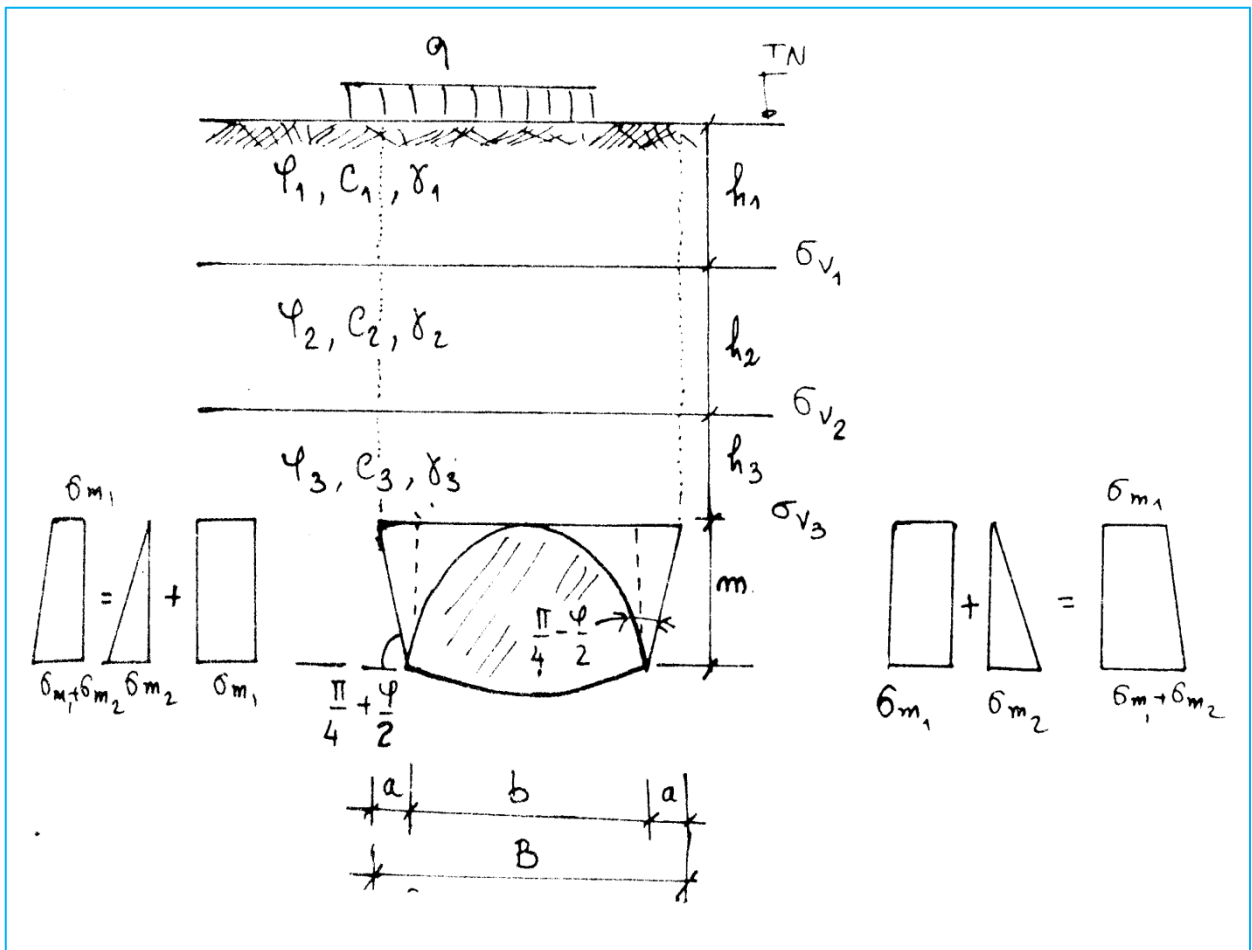


Figure VI. 3 : Terzaghi avec différentes couches.

$$\sigma_{v1} = \frac{B(\gamma_1 - \frac{2C_1}{B})}{2K \tan \varphi_1} \left(1 - e^{\frac{-2KH \tan \varphi_1}{B}} \right) + q \cdot e^{\frac{-2KH \tan \varphi_1}{B}}$$

$$\sigma_{v2} = \frac{B(\gamma_2 - \frac{2C_2}{B})}{2K \tan \varphi_2} \left(1 - e^{\frac{-2KH \tan \varphi_2}{B}} \right) + \sigma_{v1} \cdot e^{\frac{-2KH \tan \varphi_2}{B}}$$

$$\sigma_{v3} = \frac{B(\gamma_3 - \frac{2C_3}{B})}{2K \tan \varphi_3} \left(1 - e^{\frac{-2KH \tan \varphi_3}{B}} \right) + \sigma_{v2} \cdot e^{\frac{-2KH \tan \varphi_3}{B}}$$

- **Soutènement provisoire :**

	φ [°]	C [KN/m ²]	γ_i [KN]		h_i [m]	K	σ_v [KN/m ²]
Rx	25	5	19		1,5	0,577	68,587
QA	22	48	20		5	0,625	129,561
QS	22	46	20		10	0,625	231,296
TA	25	53	21		4,5	0,577	268,064

Tableau VI. 1 : Charge active verticale de Terzaghi pour le soutènement.

$$\sigma_v = 268,064 \text{ KN/m}^2$$

- **Revêtement définitif :**

	φ [°]	C [KN/m ²]	γ_i [KN]		h_i [m]	K_0	σ_v [KN/m ²]
Rx	25	5	19		1,5	0,577	69,01
QA	22	48	20		5	0,625	134,878
QS	22	46	20		10	0,625	247,299
TA	25	53	21		4,5	0,577	289,689

Tableau VI. 2 : Chage active verticale de Terzaghi pour le revêtement définitif.

$$\sigma_v = 289,689 \text{ KN/m}^2$$

VI.1.1.2.3 Charge verticale active ascendante en radier :

- **Théorie de TSIMBARIÉVITCH :**

La condition de non-soulèvement du terrain en l'absence de radier (Demei section supérieure) est :

$$P < P_{vlim} = \frac{4C}{(1 - \sin \varphi)} \times (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

- φ et C caractéristiques du terrain situé sous le radier.
- P contrainte géostatique verticale au niveau du piédroit

h [m]	γ [m]	P_i [KN/m ²]
1,5	19	28,5
5	20	100
10	20	200
4,5	21	94,5
6,84	21	143,64

$$P = \sum P_i = 566,64 \text{ KN/m}^2$$

Couches	φ [°]	C [KN/m ²]	P_{vlim} [KN/m ²]
TA	25	53	806,18

$$P_{vlim} = 806,18 \text{ KN/m}^2$$

$P < P_{vlim}$ la condition de non-soulèvement du terrain est vérifiée, par conséquent on peut même construire notre tunnel sans radier sans qu'il y ait risque de renversement.

Ka	Kp	x	$E = Ea - Ep$	To	Y	σ
0,405	2,463	-0,091	-25,653	-16,343	-0,143	114,198

Tableau VI. 3 : Charge verticale ascendante en radier.

VI.1.1.3 Charge horizontale active due au terrain encaissant :

VI.1.1.3.1 Contrainte géostatique horizontale :

$$\sigma_{h0} = K_0 \sigma_{v0}$$

En utilisant la relation de Jaky (1944) pour les sols grenus :

- $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,577381738$

$$\sigma_{h0} = 0,577 \cdot 423 = 244,071 \text{ KN/m}^2$$

VI.1.1.3.2 Pression horizontale active sollicitant le revêtement :

- **Soutènement provisoire :**

Selon la théorie de coulomb-Rankine :

$$\sigma_{m1} = \sigma_v \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \sqrt{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$\sigma_{m2} = h \gamma \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \sqrt{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Ka	C [KN/m ²]	φ [°]	σ_v [KN/m ²]	σ_{m1} [KN/m ²]	σ_{m2} [KN/m ²]
0,405	53	25	268,064	41,266	10,212

- **Revêtement définitif :**

$$\sigma_{m1} = \sigma_v \cdot K_0 - \frac{C}{\tan \varphi}$$

$$\sigma_{m2} = h \gamma \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \sqrt{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Ka	C [KN/m^2]	φ [$^\circ$]	σ_v [KN/m^2]	σ_{m1} [KN/m^2]	σ_{m2} [KN/m^2]
0,405	53	25	289,689	50,043	9,177

VI.1.1.4 Charges hydrostatiques :

Les charges d'eau sont à négliger dans notre cas parce que le soutènement provisoire est drainé donc aucune pression d'eau importante ne peut s'établir

VI.1.1.5 Poids propre du revêtement :

Le poids propre du soutènement en béton armé ($\gamma = 25$ [KN/m^3]) crée une charge d'aplomb.

VI.1.2 CHARGES PASSIVES :

- Détermination du module de réaction :

Couche	ν	$E_s [KN/m^2]$	$E [KN/m^2]$
TA	0,339	75000	49000

- Soutènement provisoire :

$e_1 [m]$	$R_{int1} [m]$	$R_0 [m]$	$R_e [m]$	k_0	k
0,23	4,98	5,095	5,21	10993,513	10750,853

$$k = 10750,853 \text{ KN/m}$$

- Revêtement définitif :

$e_2 [m]$	$R_{int2} [m]$	$R_a [m]$	k
0,4	4,51	4,71	9938,47345

$$k = 9938,473 \text{ KN/m}$$

VI.2 METHODES EMPIRIQUES :

VI.2.1 Classification des terrains selon AFTES :

En utilisant les classification des terrain d'après leur comportement mécanique on aboutis au résultat suivant :

La résistance à la compression simple de chaque couche se calcule par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

	φ [°]	C [m]	γ [m]	h [m]	σ_c [KN/m ²]
<i>Rx</i>	25	5	19	1,5	15,696
<i>QA</i>	22	48	20	5	142,325
<i>QS</i>	22	46	20	10	136,395
<i>TA</i>	25	53	21	16,5	166,386
<i>TS</i>	27	55	21	13	179,503

$$\sigma_c (\text{terrain}) = \frac{h_c}{\sum_1^n \left(\frac{h_i}{\sigma_{ci}} \right)} = 122,4720691 \text{ KN/m}^2$$

Tel que :

- h_c épaisseur totale des couches de sols cohérents, argile et/ou marne.
- σ_{ci} résistance en compression simple à travers la couche (i) d'épaisseur h_i .

$$\sigma_c (\text{terrain}) < 0,5 \text{ MPA}$$

D'après le (Tableau 4) notre sol est de classe **R5b**, roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés, alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés.

➤ **Choix du mode de soutènement :**

D'après Tableau 5 qui résume le mode de soutènement selon les classes de comportement mécanique des terrains, pour un terrain de classe **R5b** on a :

- Soutènement obligatoire.
- Béton projeté possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable).
- Boulons à ancrage ponctuel en principe impossible (nettement défavorable).
- Boulons à ancrage réparti très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- Barres foncées possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable).
- Cintres lourds particulièrement recommandé (nettement favorable).
- Cintres légers coulissants particulièrement recommandé (nettement favorable).
- Voussoirs en plaques métalliques assemblées particulièrement recommandé (nettement favorable).
- Voussoirs en béton particulièrement recommandé (nettement favorable).

VI.2.2 Pré-dimensionnement de la couche de béton projeté :

Comme notre terrain est de classe **R5b** de faible résistance. Notre soutènement appartient à la troisième configuration c.-à-d. constitution d'une structure de soutènement, destinée à reprendre tout ou partie du chargement libéré par le creusement (pour des résistances trop faibles du massif encaissant, compte tenu du niveau de chargement)

Le béton projeté doit être dimensionné comme un anneau en béton armé, en appliquant les règles de calcul à l'état limite

En utilisant la relation (IV.33):

$$e = 2 \cdot \frac{\sigma_v R}{f_{bu}} + "2 \text{ à } 4"$$

σ_v [KN/m ²]	R [m]	f_{bu} [KN/m ²]	e [m]
268,0644	5,21	14166,66667	0,22716925

Donc on va prendre une valeur de l'épaisseur $e = 23 \text{ cm}$.

Etant donné le chargement important que va devoir supporter notre soutènement provisoire à 21 m de profondeur, et vu la faible résistance de notre sols qui est de classe **R5b**, on va considérer notre béton projeté de type 3 (béton projeté comme anneau de structure) le béton projeté doit être conçu comme une véritable structure, capable de reprendre à la fois des efforts normaux et des moments.

Pour la première couche de béton projetée immédiatement après l'excavation qui a pour rôle essentiel de protéger le terrain contre l'altération superficielle.

Cette première couche de béton projeté a aussi une action mécanique très locale, d'ordre centimétrique, mais son rôle est capital car elle empêche les micro-déplacements, et par suite les micro-ruptures, qui seraient susceptibles de conduire à une dégradation des caractéristiques du massif en profondeur, par un phénomène de «décohésion en chaîne» : le grain de sable qui s'échappe libère le caillou qui assurait le calage du bloc, et ainsi de suite.

L'épaisseur de cette couche doit être comprise entre 2 et 5 cm. Dans notre cas on va considérer une épaisseur $e_0 = 3 \text{ cm}$

VI.3 CHOIX DES CINTRES MÉTALLIQUE :

Le choix des cintres métalliques adéquats dépend de l'épaisseur de la couche en béton projeté choisie.

On commence par choisir un profilé HEB, ensuite on répartit les efforts normaux et moments fléchissant entre les deux composants du soutènement jusqu'à l'obtention de la répartition optimale.

$$a = 1,5 \text{ m}$$

	$\%M_{\text{béton}}$	$\%N_{\text{béton}}$	$\%M_{\text{cintre}}$	$\%N_{\text{cintre}}$
HEB120	89,34%	82,85%	10,66%	17,15%
HEB140	82,76%	79,26%	17,24%	20,74%
HEB160	74,40%	75,16%	25,60%	24,84%
HEB180	65,40%	71,56%	34,60%	28,44%
HEB200	55,98%	67,78%	44,02%	32,22%
HEB220	47,23%	64,35%	52,77%	35,65%
HEB240	39,14%	60,78%	60,86%	39,22%

$$a = 1,2 \text{ m}$$

	$\%M_{\text{béton}}$	$\%N_{\text{béton}}$	$\%M_{\text{cintre}}$	$\%N_{\text{cintre}}$
HEB120	87,02%	79,45%	12,98%	20,55%
HEB140	79,34%	75,35%	20,66%	24,65%
HEB160	69,92%	70,76%	30,08%	29,24%
HEB180	60,20%	66,81%	39,80%	33,19%
HEB200	50,43%	62,73%	49,57%	37,27%
HEB220	41,73%	59,09%	58,27%	40,91%
HEB240	33,97%	55,35%	66,03%	44,65%

$$a = 1 \text{ m}$$

	$\%M_{\text{béton}}$	$\%N_{\text{béton}}$	$\%M_{\text{cintre}}$	$\%N_{\text{cintre}}$
HEB120	84,82%	76,31%	15,18%	23,69%
HEB140	76,19%	71,81%	23,81%	28,19%
HEB160	65,96%	66,85%	34,04%	33,15%
HEB180	55,76%	62,65%	44,24%	37,35%
HEB200	45,88%	58,37%	54,12%	41,63%
HEB220	37,37%	54,62%	62,63%	45,38%
HEB240	30,01%	50,82%	69,99%	49,18%

$$a = 0,8 \text{ m}$$

	$\%M_{\text{béton}}$	$\%N_{\text{béton}}$	$\%M_{\text{cintre}}$	$\%N_{\text{cintre}}$
HEB120	81,71%	72,04%	18,29%	27,96%
HEB140	71,91%	67,08%	28,09%	32,92%
HEB160	60,78%	61,74%	39,22%	38,26%
HEB180	50,20%	57,30%	49,80%	42,70%
HEB200	40,41%	52,87%	59,59%	47,13%
HEB220	32,31%	49,05%	67,69%	50,95%
HEB240	25,54%	45,25%	74,46%	54,75%

- Pour les valeurs de l'espacement a suivantes : $\begin{cases} a = 1,5 \text{ m} \\ a = 1,2 \text{ m} \\ a = 1 \text{ m} \end{cases}$

D'après les Coefficients de répartition d'efforts normaux et moments fléchissant obtenues on constate que la part du moment fléchissant et de l'effort normal reprise par le béton projeté est plus importante que celle reprise par le cintre pour le cas des profilés suivants :

- HEB120, HEB140, HEB160, HEB180, HEB200

Par contre en utilisant les HEB220, HEB240, on constate que le cintre commence à reprendre un moment fléchissant plus important que celui du béton projeté, mais l'effort normal est toujours plus important au niveau du béton projeté. Dans ce cas, par mesure de sécurité on ne peut choisir ni l'un des cintre HEB ni l'une des valeurs de l'espacement citées.

- Pour les valeurs de l'espacement $a = 0,8 \text{ m}$

On remarque que la répartition deviens plus équitable, de telle façon à ce que le cintre puisse reprendre plus d'efforts interne que le béton projeté en utilisant les cintres HEB 220, HEB 240.

- **Conclusion :**

Dans notre cas on va choisir un cintre de profilé HEB 220 au lieu de HEB 240 par mesure d'économie.

$$\begin{cases} \%M_{\text{béton}} = 32,31 \% \\ \%N_{\text{béton}} = 49,05\% \end{cases}$$

$$\begin{cases} \%M_{\text{cintre}} = 67,69\% \\ \%N_{\text{cintre}} = 50,95\% \end{cases}$$

VI.4 MÉTHODE DES REACTIONS HYPERSTATIQUES :

VI.4.1 Combinaisons d'action aux ELU :

Différentes combinaisons d'actions sont à prendre en compte, selon les situations considérées. La combinaison fondamentale conduit à évaluer les sollicitations dans la structure dues aux actions permanentes G_j combinées avec une action variable principale Q_1 et une ou plusieurs actions variables d'accompagnement compatibles entre elles.

Formulation générale :

$$E = E (\gamma_{gj} G_{kj}, \gamma_{qi} Q_{ki})$$

soit formellement :

$$\sum_j \gamma_{gj} G_{kj} + \gamma_{q1} Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{qi} \psi_{oi} Q_{ki}$$

Dans ces formulations :

- E désigne la valeur des sollicitations directement issue de la méthode de calcul employée,
- l'indice k indique que l'action considérée est prise avec sa valeur caractéristique,

Dans la pratique du calcul des tunnels, les coefficients partiels γ_{gj} et γ_{qi} ne sont pas appliqués directement aux actions, mais aux sollicitations calculées, introduire dans un calcul de tunnel des valeurs d'action majorées par les coefficients $\gamma_{gj} = 1.35$ et $\gamma_{qi} = 1.5$ risque d'amplifier faussement les sollicitations de calcul aux ELU.

Les coefficients $\gamma_{gj} = 1$ pour les actions permanentes géotechniques et non géotechniques. Les coefficients partiels $\gamma_{qi} = 1,11$.

La combinaison introduite dans les calculs .en situation non accidentelle devient :

$$G_k + 1.11Q_k$$

Les sollicitations aux ELU sont ensuite déduites des sollicitations E avec la combinaison précédente par la formule :

$$E_d = \gamma_E \cdot E$$

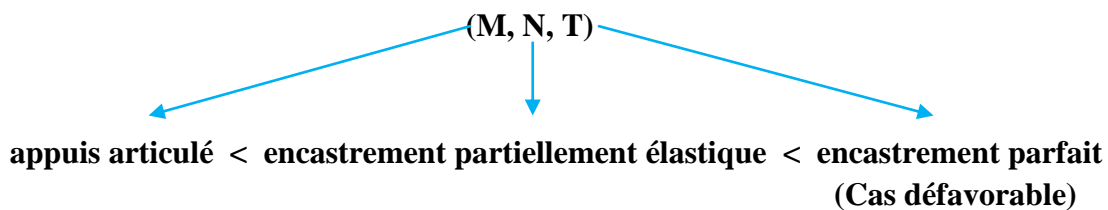
- E_d valeur de sollicitation de calcul..

VI.4.2 Soutènement provisoire :

VI.4.2.1 Modélisation :

Le soutènement provisoire (la demie section supérieure) à été modélisé en éléments FRAME avec encastrement aux appuis, mais en réalité on ne peut pas considérer le soutènement provisoire comme encastrement rigide dans la roche, encastrement partiellement élastique du cintre résulte de la déformation de la roche elle-même, les efforts internes du soutènement provisoire encastrement élastiquement se renferment dans les limites entre les valeurs déterminées pour l'encastrement et pour appui articulé.

Donc pour se mettre dans le cas le plus défavorable vis à vis des efforts internes (M, N, T), on va supposer que les appuis sont encastrés.



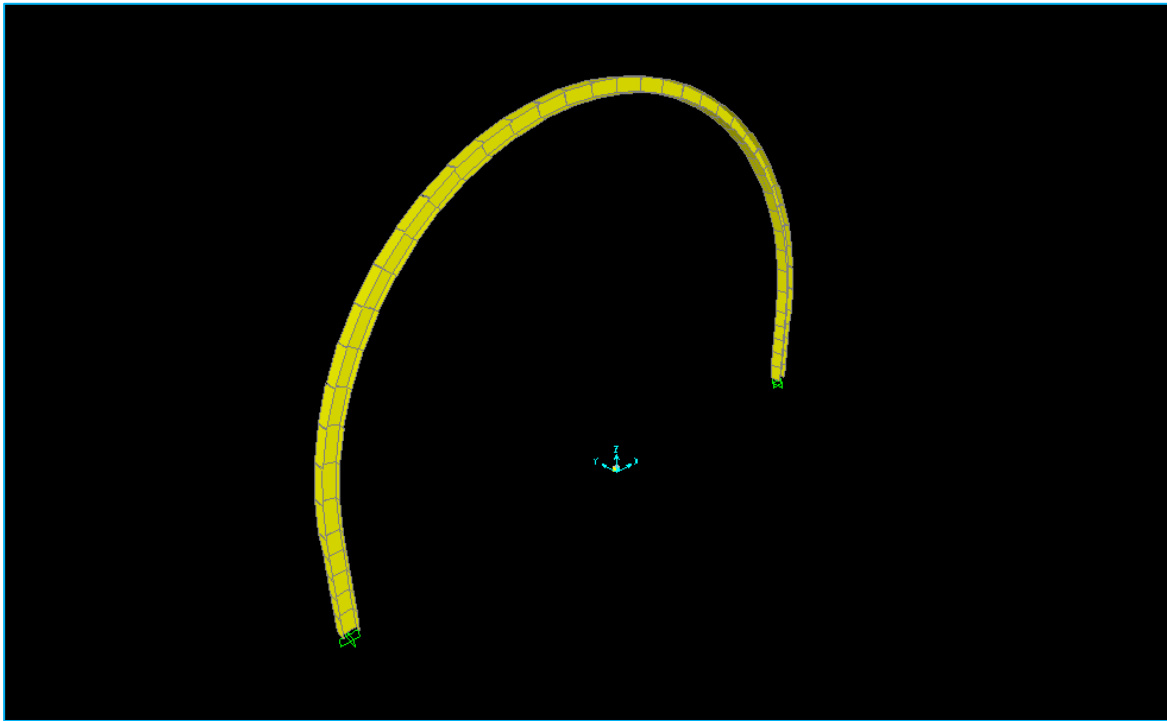


Figure VI. 4 : Modèle de calculs du soutènement provisoire.

VI.4.2.2 Détermination des points d'application de la force passive :

Pour représenter la butée du terrain, on va remplacer la force passive en chaque nœuds par un ressort de rigidité k .

En premier lieu on suppose qu'il y a butée en tout point du soutènement provisoire, puis on calcule les réactions aux nœuds pour chaque ressort, ensuite on procède par élimination des ressorts lorsque la réaction représente une traction car la terre ne travaille pas à la traction, seulement à la compression.

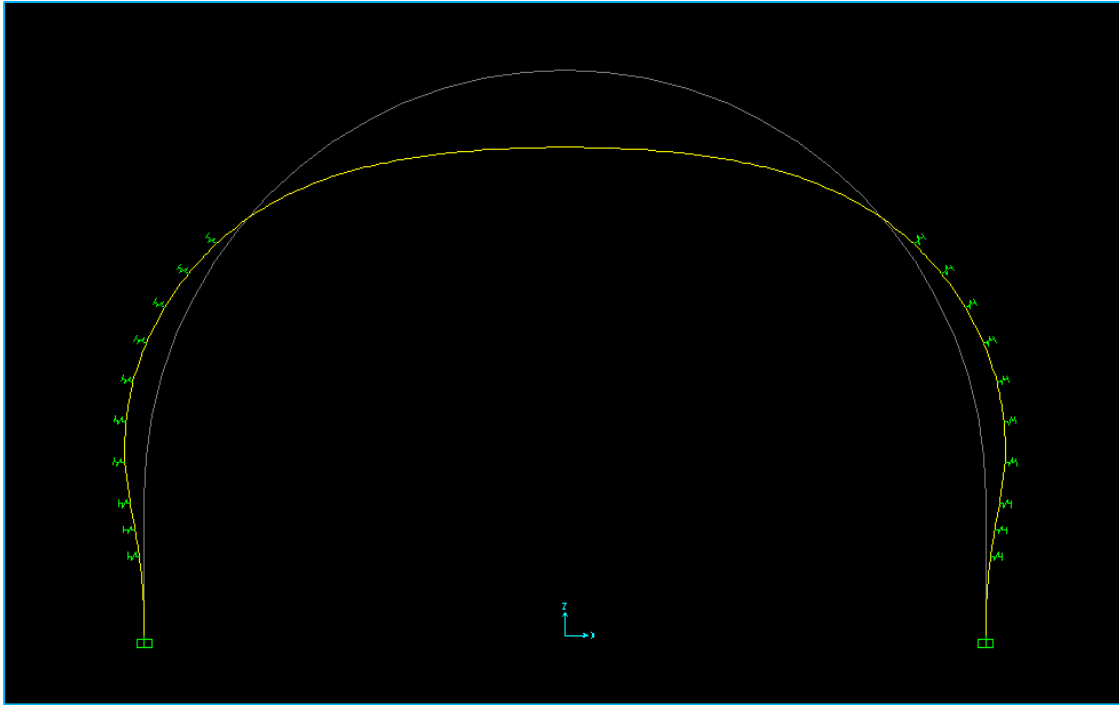
VI.4.2.3 Déformée :

Figure VI. 5 : Déformation en 2D du soutènement provisoire

$$\begin{cases} U_{z \max} = 0,0303 \text{ m} \\ U_{x \max} = 0,0119 \text{ m} \end{cases}$$

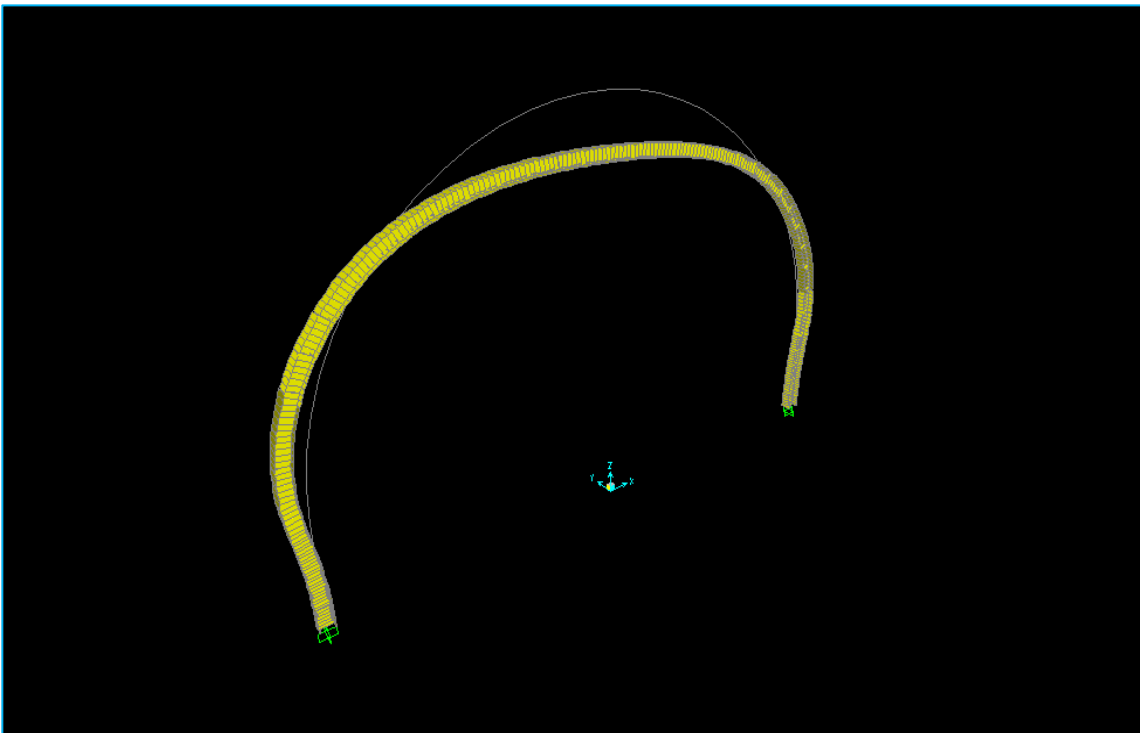


Figure VI. 6 :Déformation en 2D du soutènement provisoire.

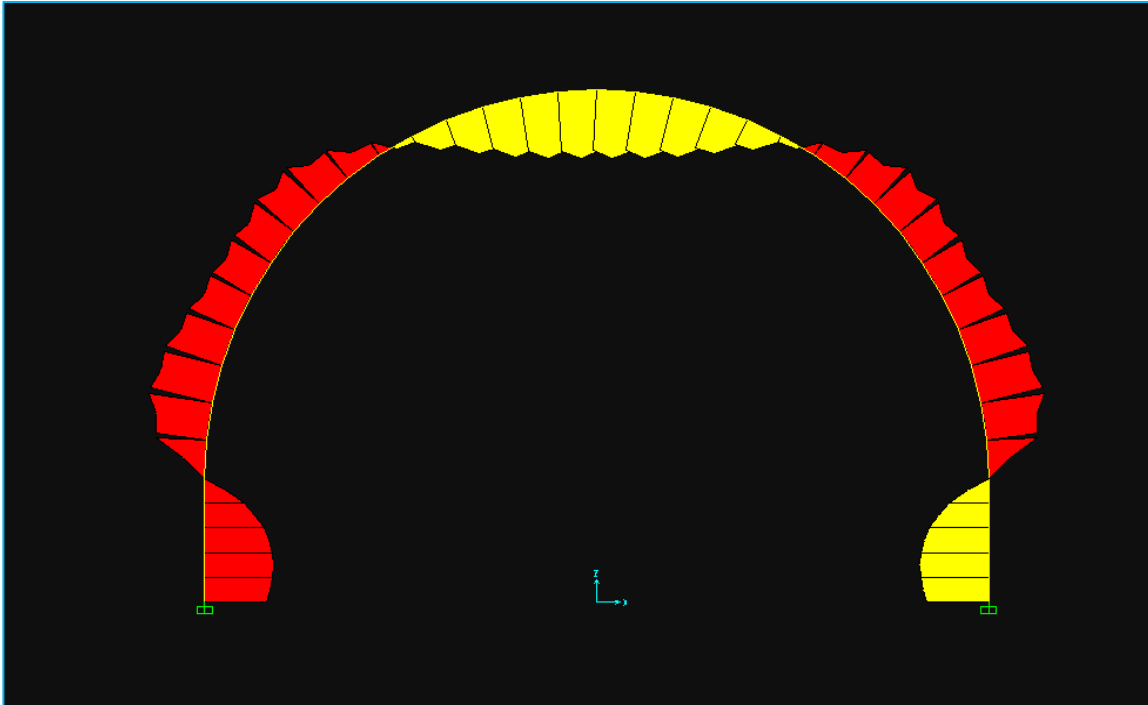
VI.4.2.4 Efforts internes :

Figure VI. 7 : Digramme du moment fléchissant du soutènement provisoire.

Le moment max se trouve au niveau du pieds droit et sa valeur est:

$$M_{max} = 73,3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

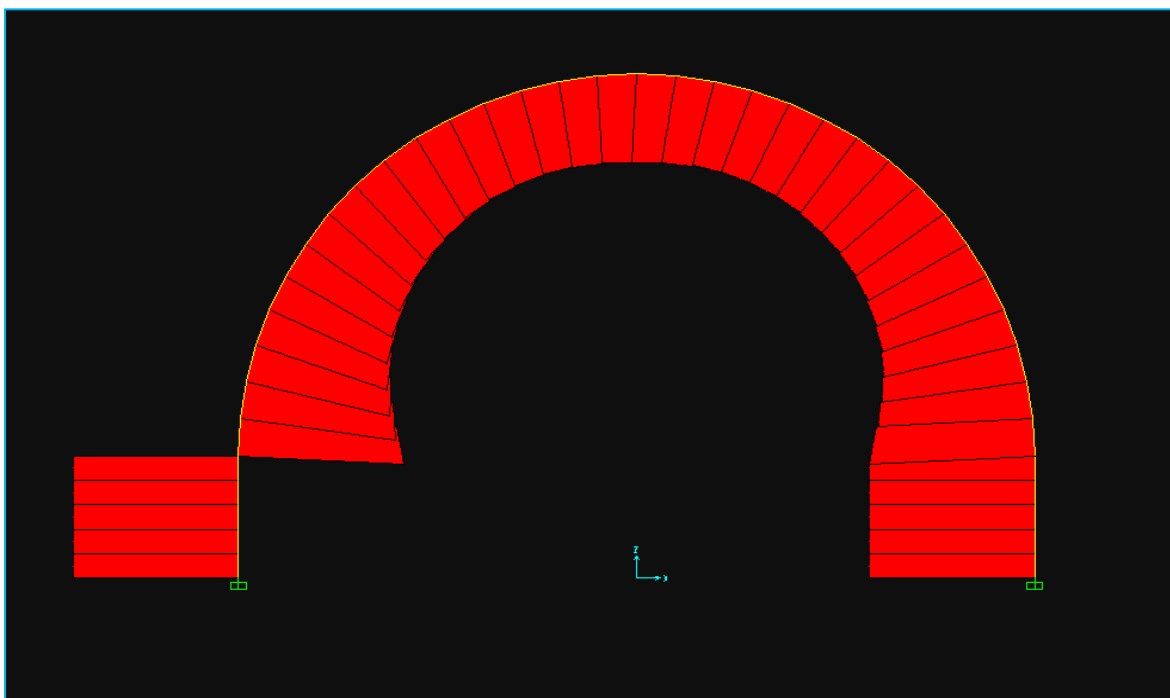


Figure VI. 8 : Digramme de l'effort normal.

L'effort normal max se trouve au niveau du pieds droit et sa valeur est:

$$N_{max} = 2350 \text{ KN}$$

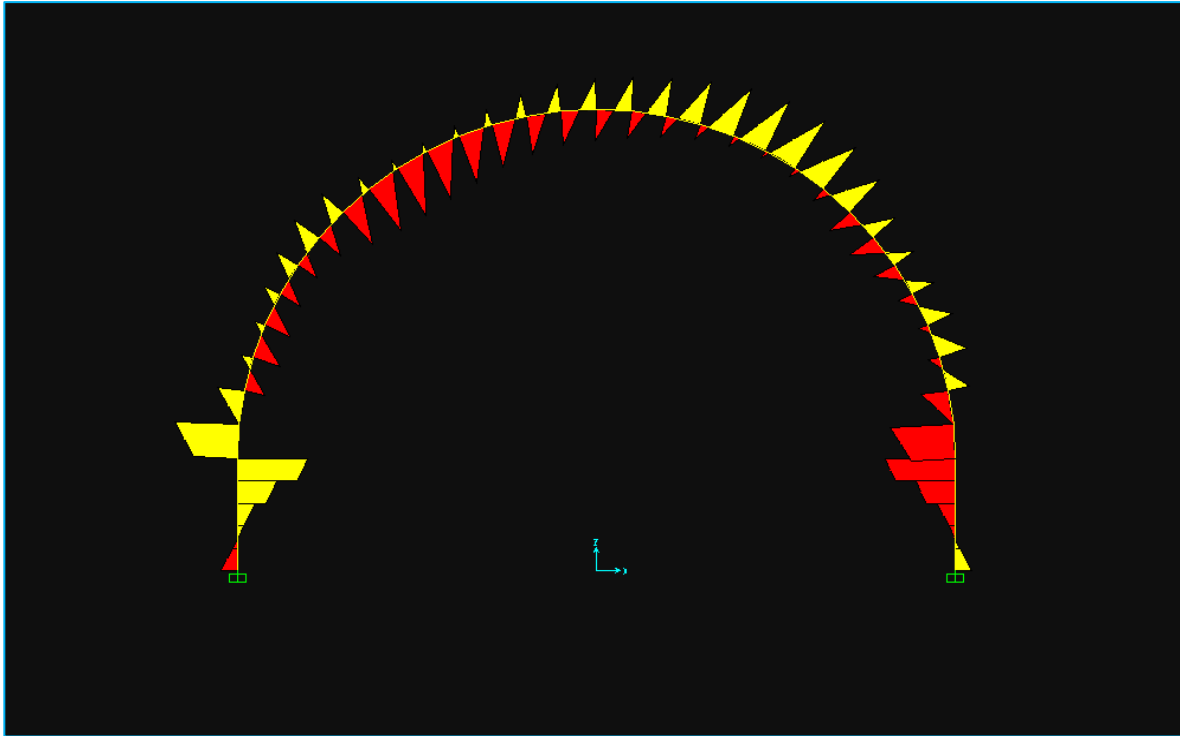


Figure VI. 9 : digramme de l'effort tranchant.

L'effort tranchant max se trouve au niveau du pieds droit et sa valeur est:

$$T_{max} = 142,56 \text{ KN}$$

VI.4.2.5 Répartition des efforts internes :

	M_{max} [KN · m]	N_{max} [KN]	T_{max} [KN]
HEB220	73,3	2350	142,56

$M_{béton}$ [KN · m]	$N_{béton}$ [KN]	M_{cintre} [KN · m]	N_{cintre} [KN]
30,58	1388,56	42,713	961,43

VI.4.2.6 Vérification du soutènement provisoire vis-à-vis des ELU :

VI.4.2.6.1 Vérification du béton projeté :

- **Contraintes normales :**

$$\sigma_b = 1,35 \cdot \left(\frac{N_{\text{béton}}}{A'_b} \pm \frac{M_{\text{béton}}}{w'_b} \right) < f_{bu} \quad (\text{VI.1})$$

Tel que

- $A'_b = \frac{A_b}{a}$
- $w'_b = e^2 \cdot \frac{a}{6a}$
- σ_b Contrainte maximale du béton (c : compression ; t : traction)
- f_{bu} Contrainte du béton admissible $f_{bu} = \frac{f_{ck}}{1,5}$

σ_c [KN/m ²]	σ_t [KN/m ²]	f_{bu} [KN/m ²]	Compression	Traction
10393	3140	14166,67	<i>Oui</i>	<i>Oui</i>

- **Oui** désigne que ça vérifie
- **Non** désigne que ça ne vérifie pas

VI.4.2.6.2 Vérification du cintre :

- **Contraintes normales :**

$$\sigma_s = \left(\frac{4}{3}\right) \cdot \left(\frac{N_{cintre}}{A'_s} \pm \frac{M_{cintre}}{w'_s} \right) < f_{su} \quad (VI.2)$$

Tel que

- $A'_s = \frac{A_s}{a}$
- $w'_s = \frac{I_x/v}{a}$
- σ_s Contrainte maximale de l'acier (c : compression ; t : traction)
- f_{su} Contrainte de l'acier admissible $f_{su} = \frac{f_{yk}}{1,1}$

σ_{sc} [KN/m ²]	σ_{st} [KN/m ²]	f_{su} [KN/m ²]	Compression	Traction
194000	86400	218181,81	<i>Oui</i>	<i>Oui</i>

- **Oui** désigne que ça vérifie
- **Non** désigne que ça ne vérifie pas

- **Cisaillement des cintres :**

$$\tau < \frac{\gamma_f \cdot T \cdot a \cdot S}{I \cdot \delta} < \frac{f_{su}}{\sqrt{3}} \quad (VI.3)$$

- a : espacement entre deux axes de cintres
- I Moment d'inertie par rapport à l'axe fort
- S moment statique de la demie-section par rapport à l'axe fort
- δ épaisseur de lame du profilé
- T effort tranchant calculé
- γ_f coefficient de pondération = $4/3$

S [m ³]	I [m ⁴]	t_w [m]	τ [KN/m ²]	τ_{adm} [KN/m ²]	Cisaillement
$4,14 \cdot 10^{-4}$	$8,091 \cdot 10^{-5}$	$9,5 \cdot 10^{-3}$	81800	125967,33	<i>Oui</i>

VI.4.3 Revêtement définitif :

VI.4.3.1 Modélisation :

Le revêtement définitif a été modélisé en éléments FRAME. 40 cm de béton coffré en voute et 60 cm en radier.

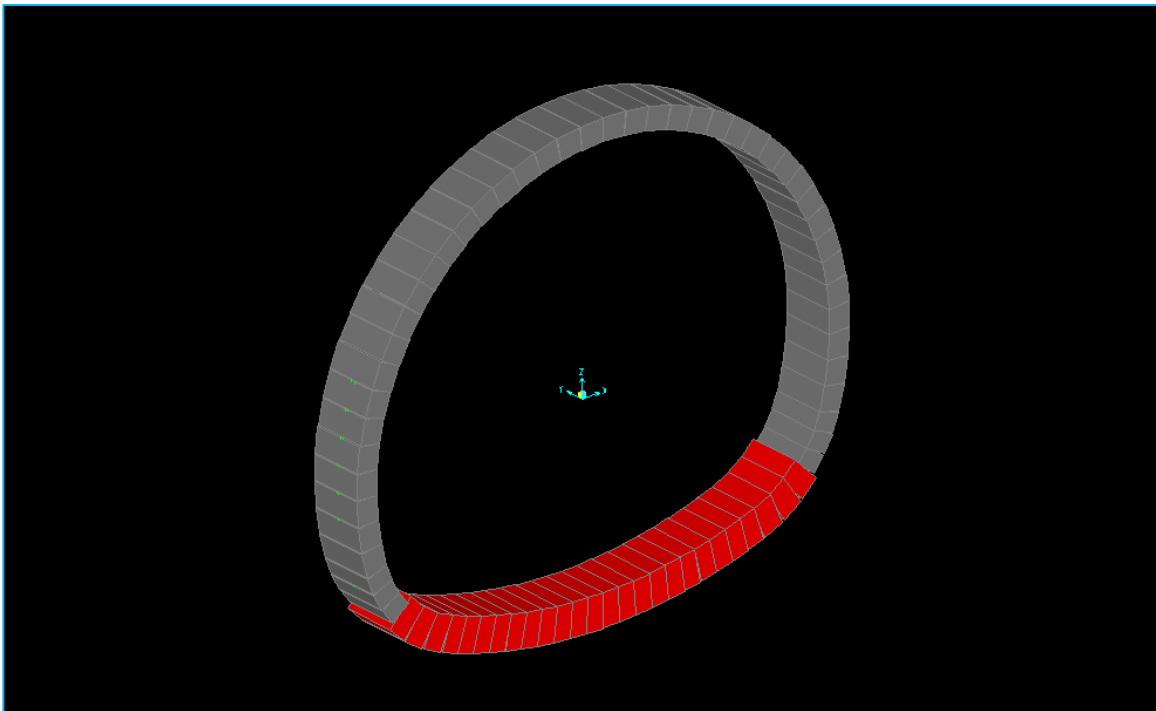


Figure VI. 10 : Modèle de calcul du revêtement définitif.

VI.4.3.2 Détermination des points d'application de la force passive :

On va procéder de la même façon que pour le cas du soutènement provisoire (Par élimination)

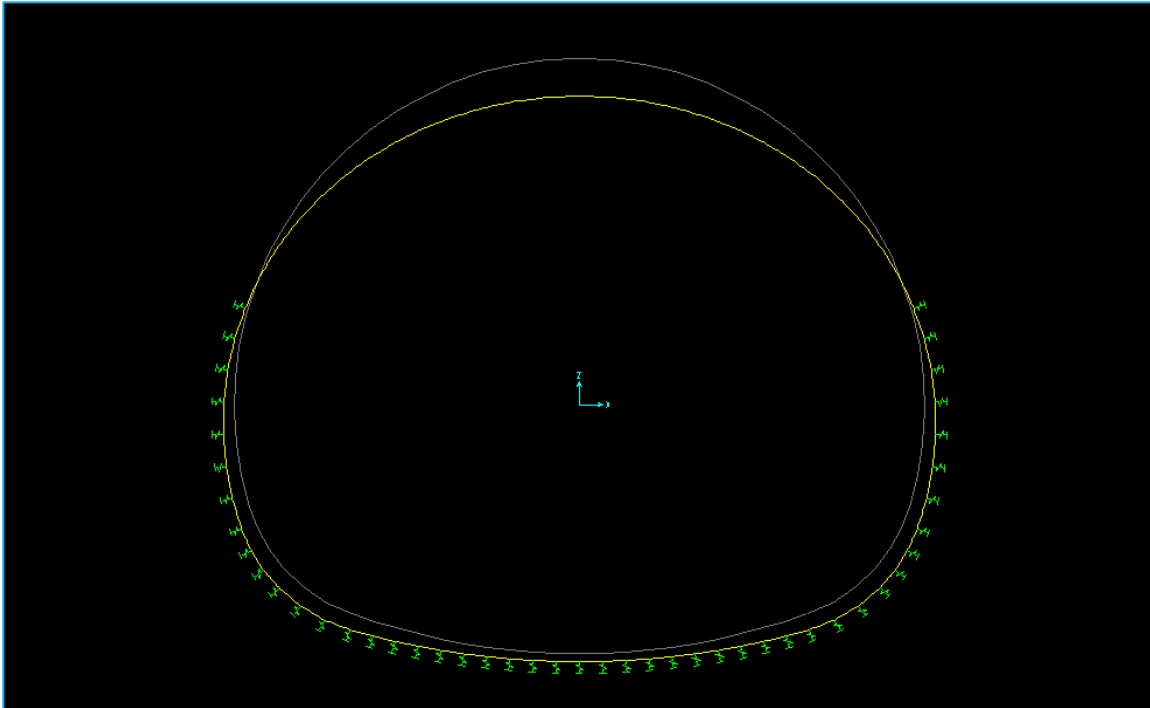
VI.4.3.3 Déformée :

Figure VI. 11 : Déformation en 2D du revêtement définitif.

$$\begin{cases} U_z \max = 0,0512 \text{ m} \\ U_x \max = 0,0356 \text{ m} \end{cases}$$

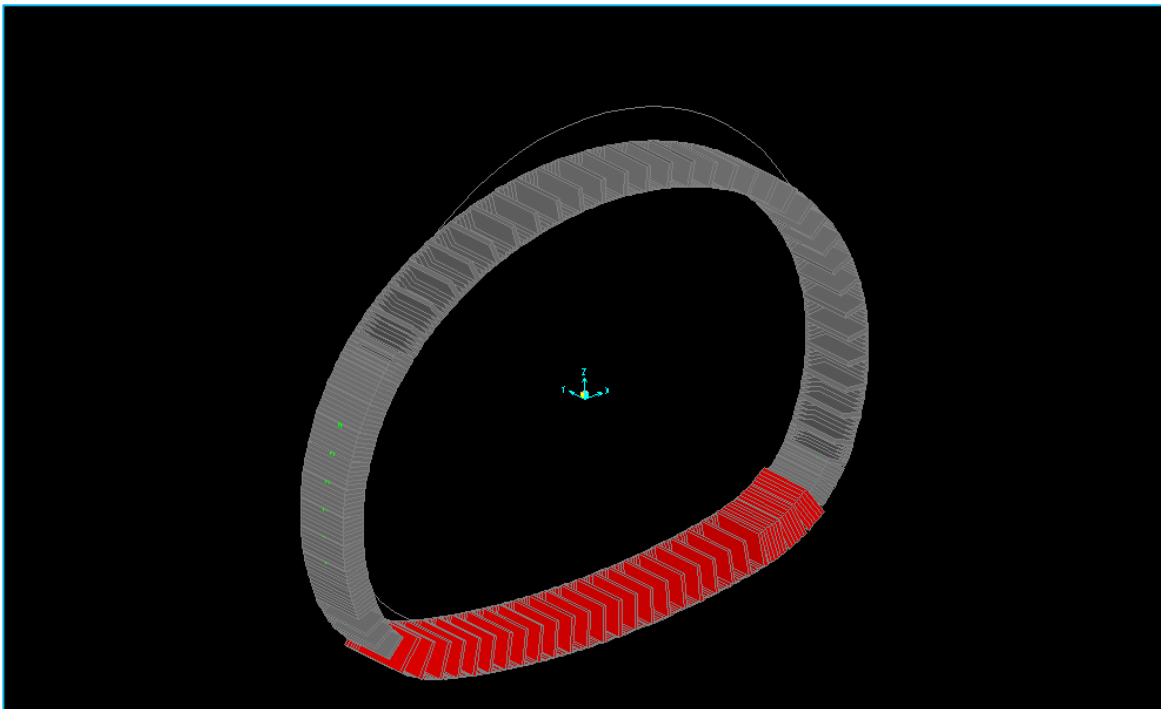


Figure VI. 12 : Déformation en 3D du revêtement définitif.

VI.4.3.4 Efforts internes :

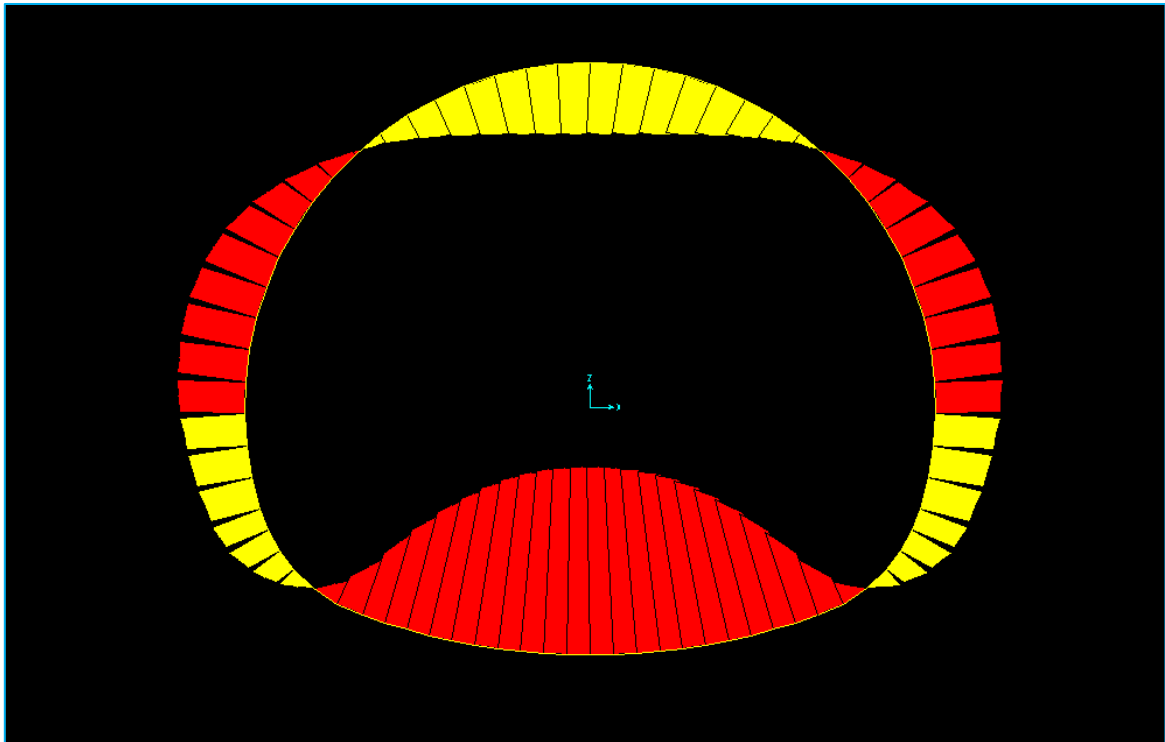


Figure VI. 13 : Diagramme du moment fléchissant du revêtement définitif.

Le moment max sont :

- Voûte $M_{max} = 478,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- Radier $M_{max} = 1268,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$

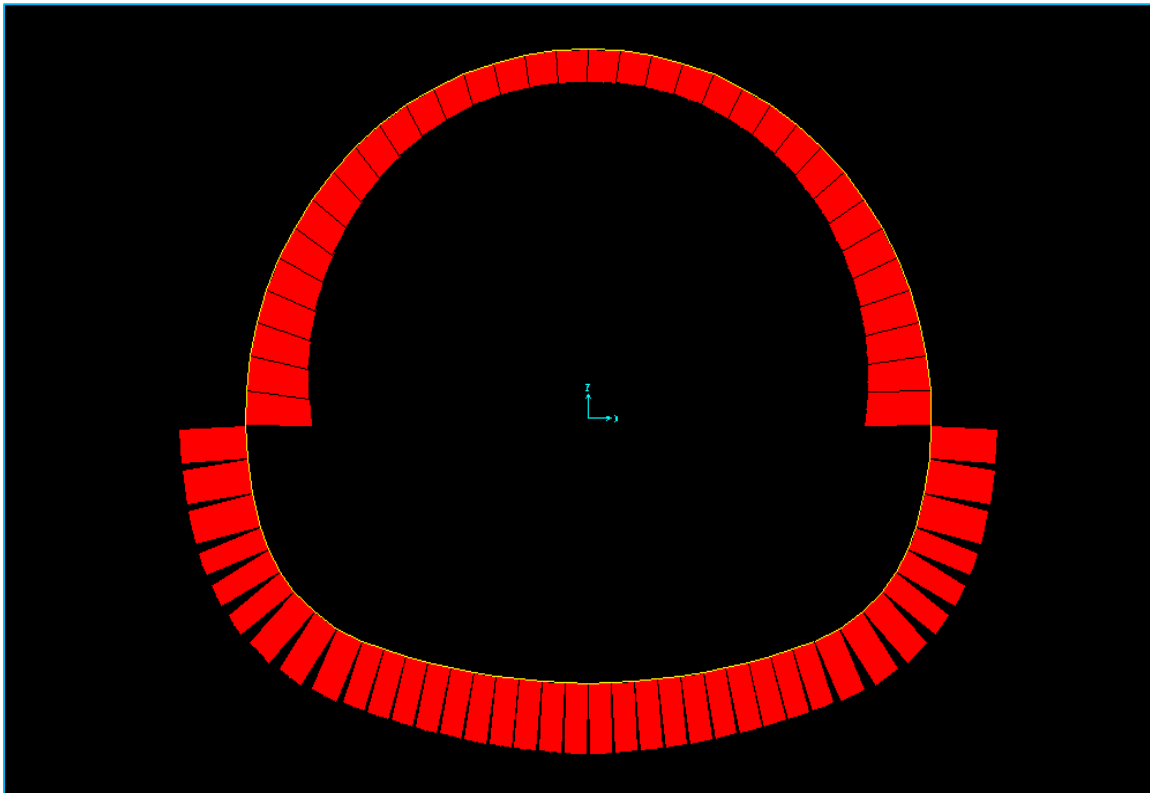


Figure VI. 14 : Diagramme de l'effort normal du revêtement définitif.

Les efforts normaux max sont :

- Voûte $N_{max} = 2313,77$ KN
- Radier $N_{max} = 2292$ KN

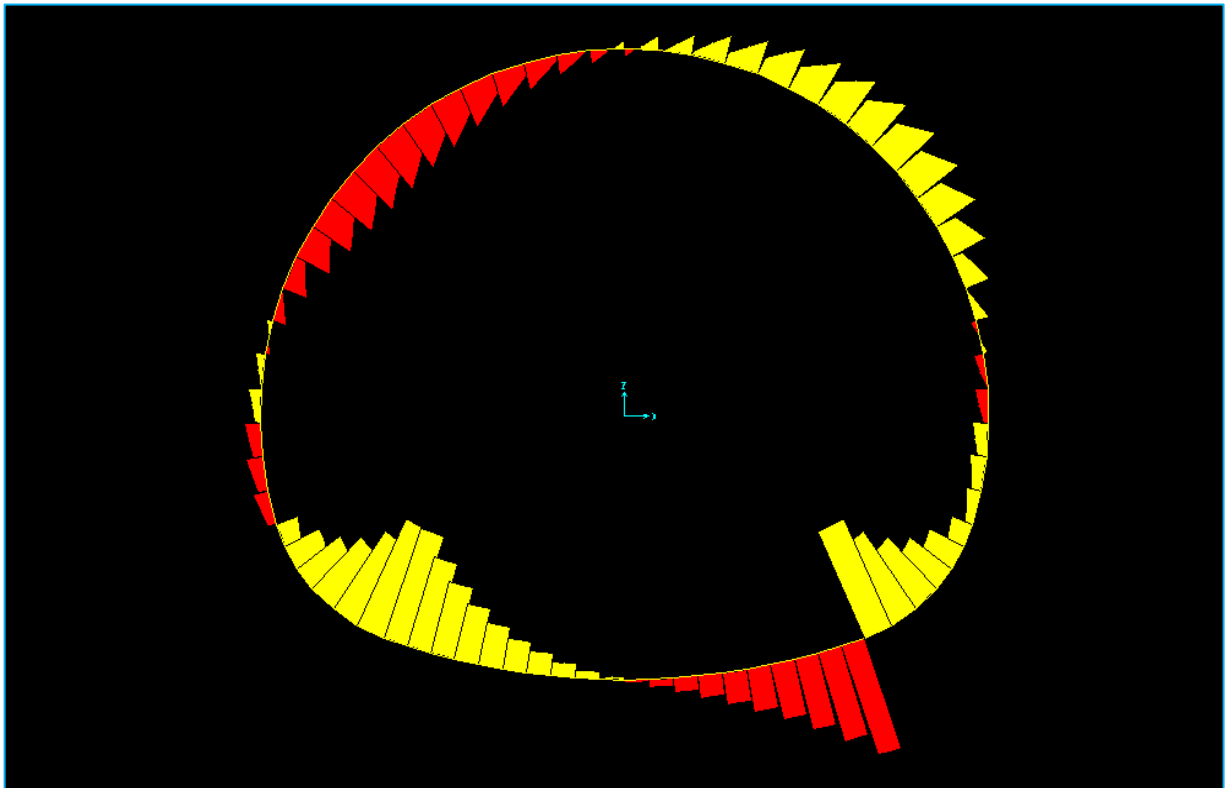


Figure VI. 15 : Diagramme de l'effort tranchant du revêtement définitif.

Les efforts tranchants max sont :

- Voûte $T_{max} = 312$ KN
- Radier $T_{max} = 650$ KN

VI.4.3.5 Vérification du revêtement définitif vis-à-vis des ELU :

- **Flexion composée :**

La vérification à la flexion d'une section en béton non armé est effectuée à l'état limite ultime (*ELU*) en considérant que le béton ne résiste pas à la traction

Pour la vérification de la résistance de la section, la profondeur de la fissure est limitée à la moitié de la profondeur de la section, En accord avec le Maître d'Ouvrage, ce critère peut être rendu moins sévère pour les pièces massives (épaisseur de béton supérieure à 50 cm par exemple).

La contrainte du palier plastique est égale à:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\gamma_c}$$

La valeur généralement retenue pour le coefficient de sécurité partiel γ_c , sur la résistance caractéristique à la compression f_{cj} du béton non armé est la suivante :

$$\gamma_c = 1.5$$

- **Calcul de :**

- $N_{Rd} = 0.57 \cdot b \cdot e \cdot f_{cj} \left(1 - \frac{2M}{N \cdot e}\right)$ (*ELU* Fondamental)
- $N_{Rd} = 0.74 \cdot b \cdot e \cdot f_{cj} \left(1 - \frac{2M}{N \cdot e}\right)$ (*ELU* Accidentel)
- $N_{Rd0} = 0.027 \cdot b \cdot e \cdot f_{cj}$

1	Si $1.35N < N_{Rd0}$	Pas de vérification nécessaire
2	Si $1.35N > N_{Rd}$	Ferraillage nécessaire ou augmentation de l'épaisseur
3	Si $N_{Rd0} < 1.35N < N_{Rd}$ <ul style="list-style-type: none"> • $M/N < 0.3 \cdot e$ • $M/N > 0.3 \cdot e$ 	<ul style="list-style-type: none"> • Pas de ferraillage nécessaire • Section inadmissible (augmentation de l'épaisseur e)

	M_{max}	N_{max}	T_{max}	N_{Rd}	N_{Rd0}	Flexion composée
Voûte	478,5	2313,77	312	-233	324	ferraillage ou redimensionnement
Radier	1268,4	2292	650	-8670	486	ferraillage ou redimensionnement

- **Effort tranchant :**

$$\tau_{sd} \leq \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cm} f_{ctd}} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- $\tau_{sd} = \frac{V_U}{Y_u \cdot b}$ Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement
- $\sigma_{cm} = \frac{N_U}{Y_u \cdot b}$ Contrainte de compression moyenne du béton
- Y_u Épaisseur de la section résiduelle non fissurée
- $f_{ctd} = \frac{f_{ct0.05}}{\gamma_c}$ Valeur de calcul de la résistance à la traction du béton, avec la valeur de γ_c
- $f_{ct0.05} = 0.7 f_{ctm} = 0.7 \times 0.3 \cdot f_{cj}^{\frac{2}{3}}$

	Y_u [m]	σ_{cm} [KN/m ²]	τ_{sd} [KN/m ²]	τ_{ad} [KN/m ²]	Effort tranchant
Voûte	0,216	14461	1950	4625,61	<i>Oui</i>
Radier	0,34	9100,6	1911,76	3760,81	<i>Oui</i>

On adopte l'espacement $S_t \leq S_{tmax} = \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\}$.

- Voûte $S_t = 30 \text{ cm}$
- Radier $S_t = 40 \text{ cm}$

VI.4.3.6 Ferrailage :

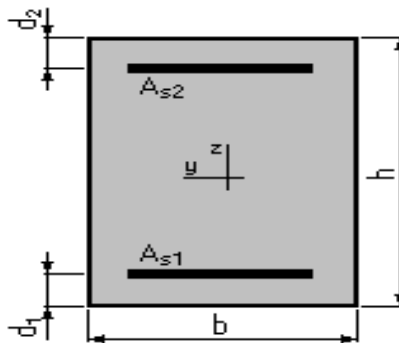
- **Voûte :**

Béton: $f_{c28} = 30$ [MPa]

Acier: $f_e = 500$ [MPa]

- Fissuration classe d'exposition 3
- Contraintes limites dans l'ELS : $béton = 0,60f_{c28}$, $acier = 500$ [MPa]
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant EC2 / DAN français

- **Section:**



$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 40 \text{ [cm]}$$

$$d_1 = 5 \text{ [cm]}$$

$$d_2 = 5 \text{ [cm]}$$

- **Résultats:**

$$A_{s1} = 22,7145 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{s2} = 26,1351 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On prends :

$$A_{s1} = 21 \text{ } \emptyset 12 / m = 23,75 \text{ [cm}^2 / m\text{]}$$

$$A_{s2} = 24 \text{ } \emptyset 12 / m = 27,14 \text{ [cm}^2 / m\text{]}$$

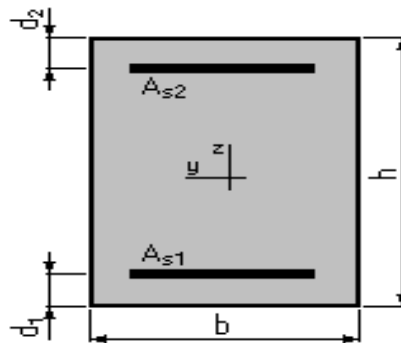
- **Radier:**

Béton: $f_{c28} = 30$ [MPa]

Acier: $f_e = 500$ [MPa]

- Fissuration classe d'exposition 3
- Contraintes limites dans l'ELS : $béton = 0,60f_{c28}$, $acier = 500$ [MPa]
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant EC2 / DAN français

- **Section:**



$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 60 \text{ [cm]}$$

$$d_1 = 5 \text{ [cm]}$$

$$d_2 = 5 \text{ [cm]}$$

- **Résultats:**

$$A_{S1} = 62,6966 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{S2} = 26,3762 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On prends :

$$A_{S1} = 20/\emptyset 20 / \text{m} = 62,83 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$A_{S2} = 34/\emptyset 10 / \text{m} = 26,7 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

VI.5 METHODE DU SOLIDE COMPOSITE :

VI.5.1 Combinaisons d'action aux ELU :

C'est la même que pour le cas de la méthode hyperstatique, l'utilisation des valeurs d'action majorées par les coefficients $\gamma_{gj} = 1.35$ et $\gamma_{qi} = 1.5$ aurait pour effet de faire apparaître dans les calculs avec la méthode du solide composite (en particulier modélisation du terrain et de la structure par éléments finis), des zones de terrain plastifiées plus importantes qu'elles n'ont lieu d'être.

VI.5.2 Soutènement provisoire :

VI.5.2.1 Modélisation :

Le soutènement provisoire (la demie section supérieure) à été modélisé en éléments SHELL avec des pattes d'éléphants aux appuis (Pieds droit).

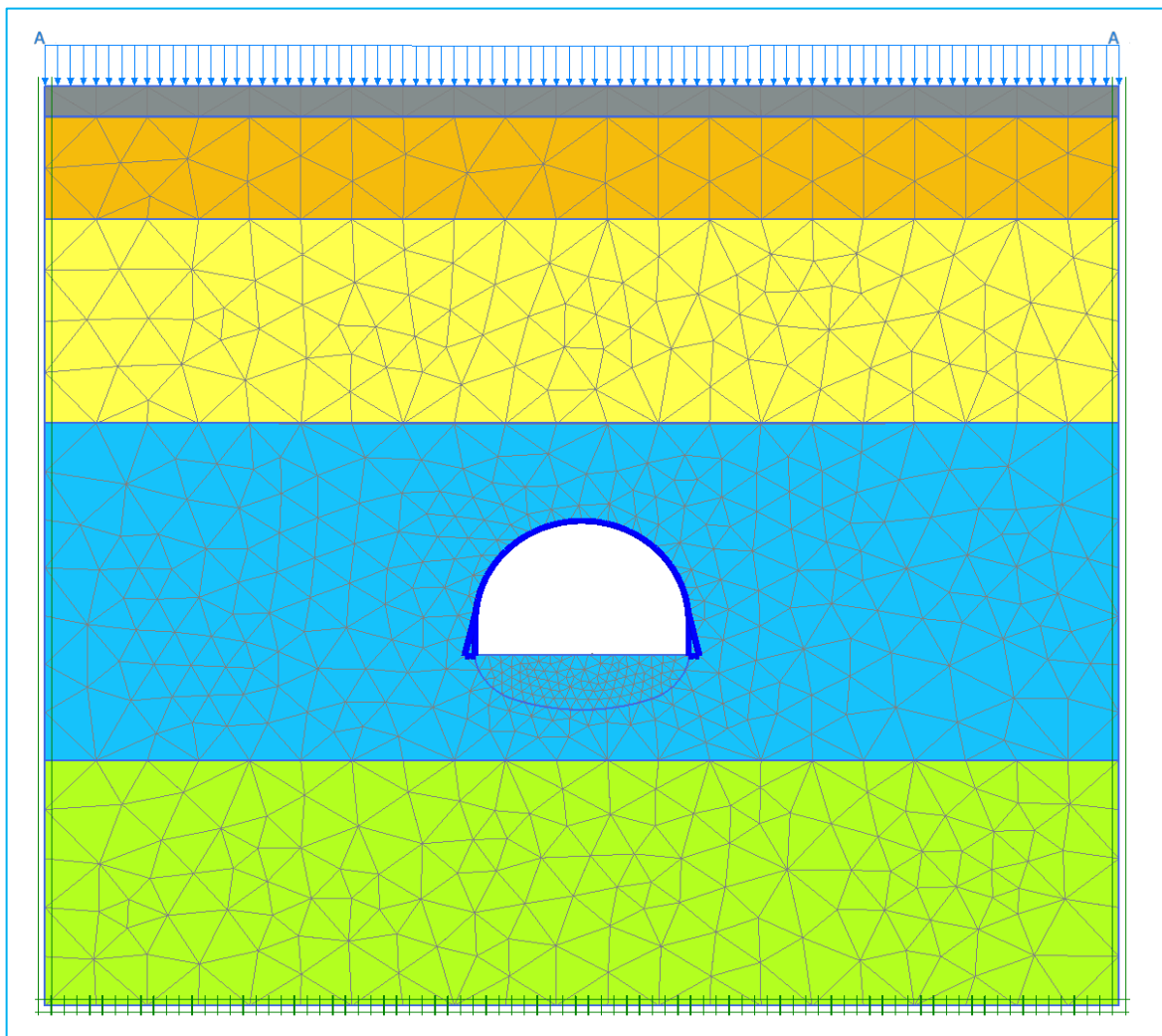


Figure VI. 16 : Modèle de calcul en éléments finis du Sol – Soutènement provisoire(Solide composite).

On prends la section de calcul comme une section homogène pour la voûte (Béton projeté+Cintre HEB) avec ses propriétés homogènes :

$$\begin{cases} e_h = 0,273 \text{ (m)} \\ E_h = 14200000 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Et les rigidités à la compression et à la flexion suivantes :

	$E_h A'_h$ [KN/m]	$E_h I'_h$ [KN · m ² /m]
Voûte	3890000	24300
Radier	1500000	2812,5

VI.5.2.2 Déplacement total :

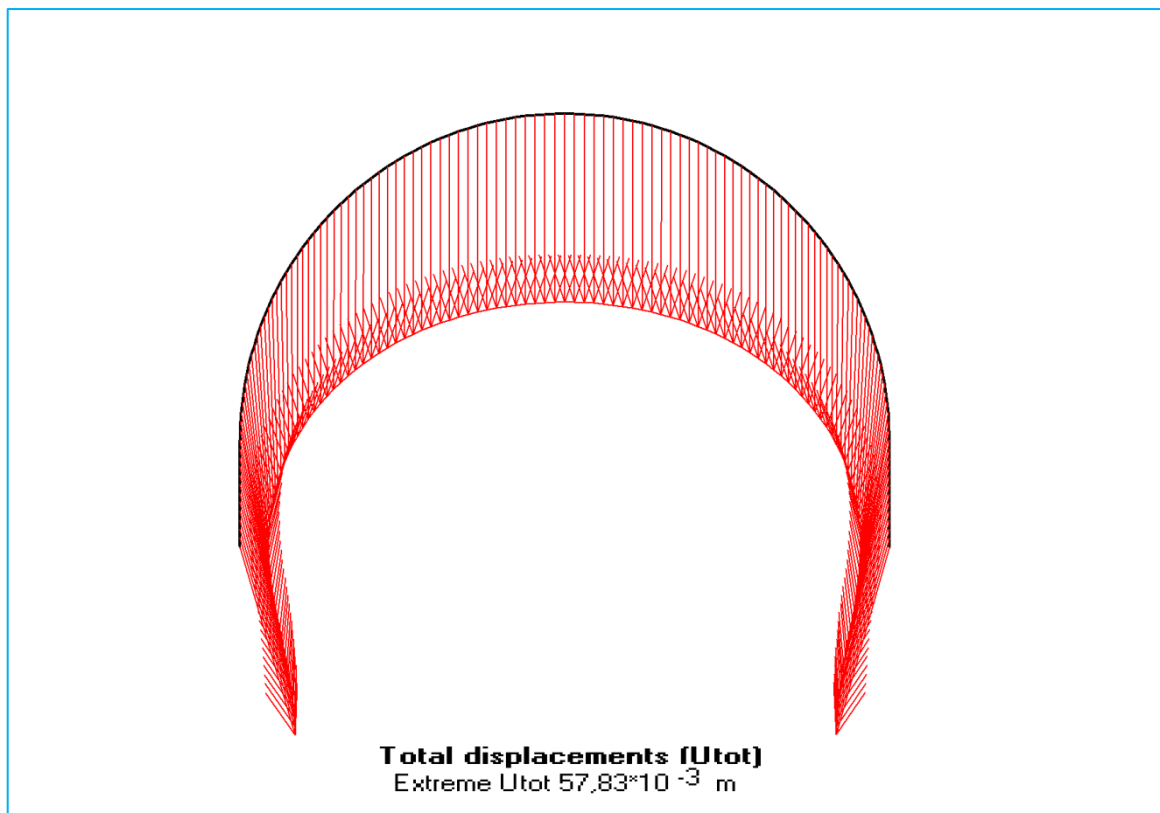


Figure VI. 17 : Déplacement total du soutènement provisoire.

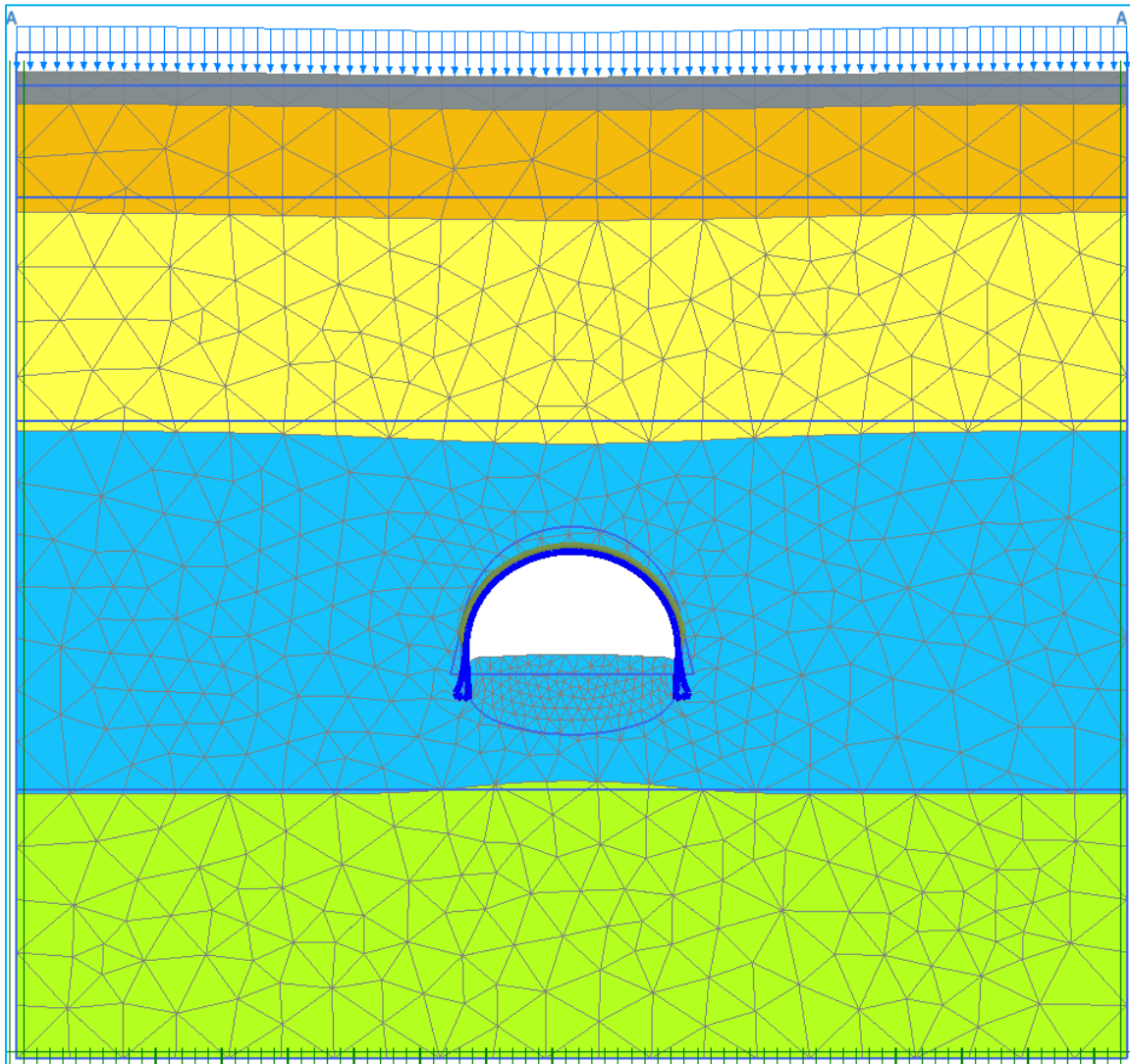


Figure VI. 18 : Déformation sol-structure (Maillage déformé).

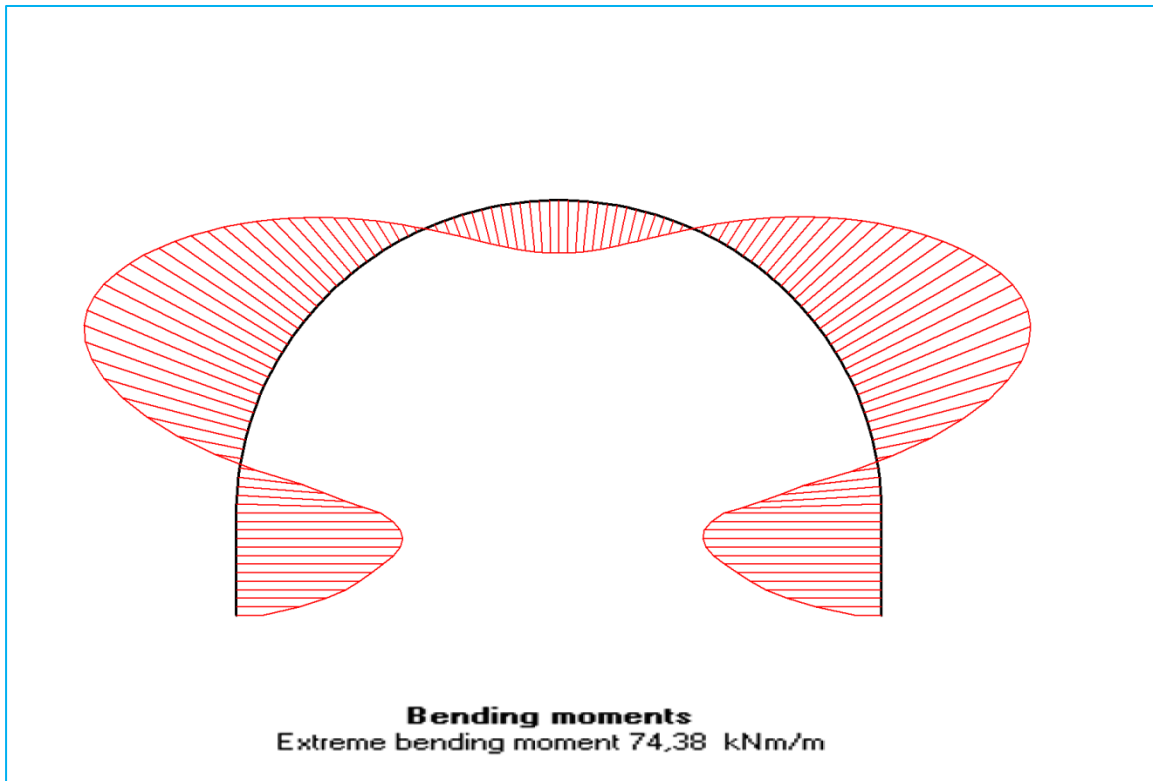
VI.5.2.3 Efforts internes :

Figure VI. 19 : Digramme du moment fléchissant du soutènement provisoire.

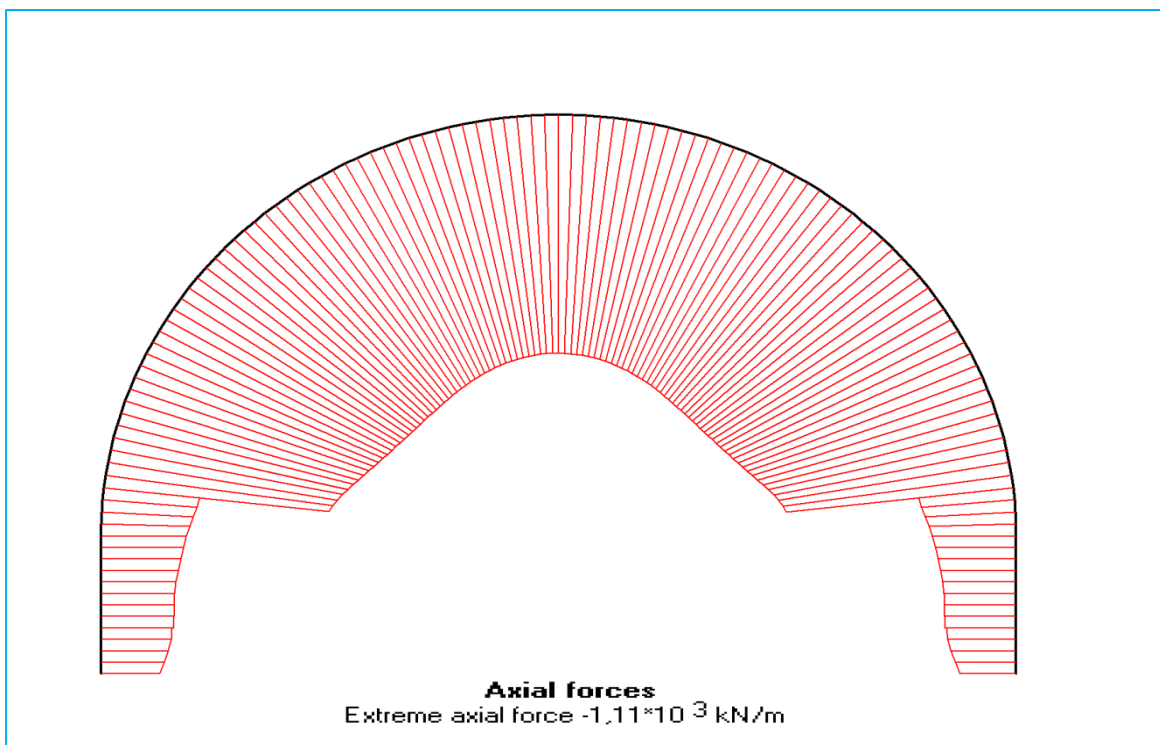


Figure VI. 20 : Digramme de l'effort normal.

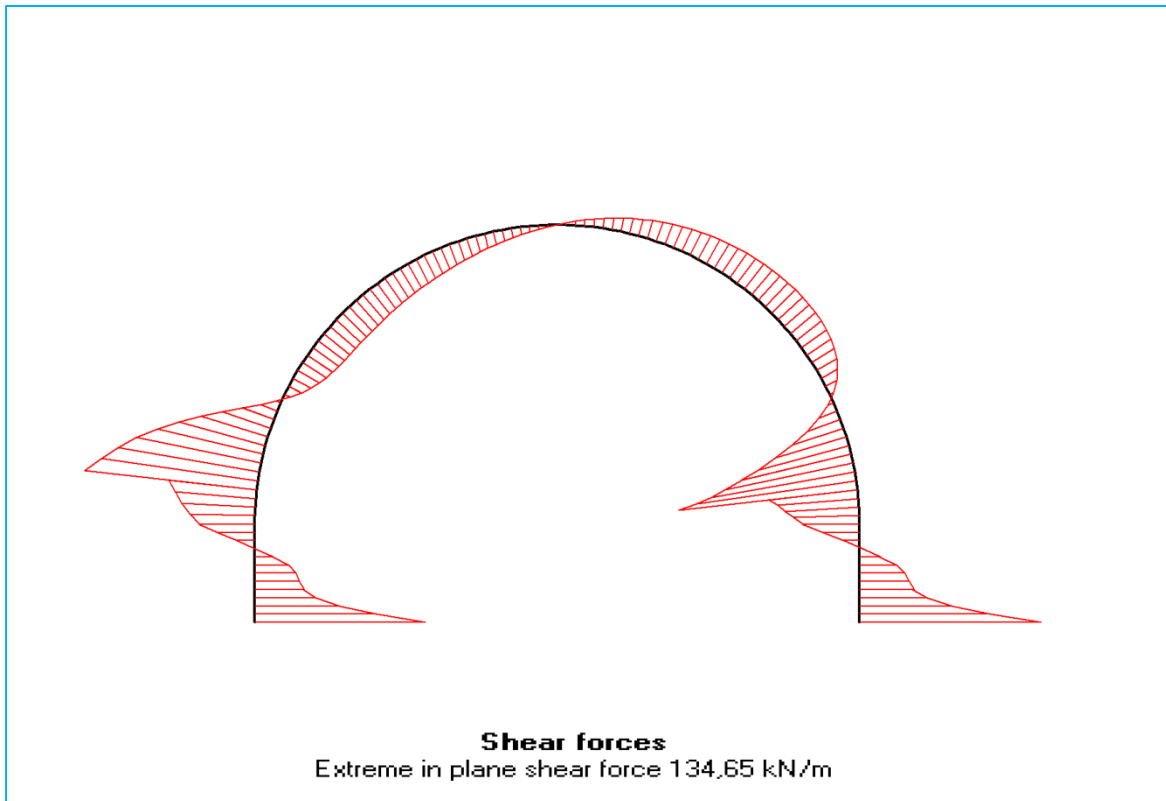


Figure VI. 21 : digramme de l'effort tranchant.

VI.5.2.4 Répartition des efforts internes :

	M_{max} [KN · m]	N_{max} [KN]	T_{max} [KN]
HEB220	74,38	1110	134,65

$M_{béton}$ [KN · m]	$N_{béton}$ [KN]	M_{cintre} [KN · m]	N_{cintre} [KN]
31,037	655,9	43,343	454,123

VI.5.2.5 Vérification du soutènement provisoire vis-à-vis des ELU :

VI.5.2.5.1 Vérification du béton projeté :

- Contraintes normales

$$\sigma_b = 1,35 \cdot \left(\frac{N_{\text{béton}}}{A'_b} \pm \frac{M_{\text{béton}}}{w'_b} \right) < f_{bu}$$

Tel que

- $A'_b = \frac{A_b}{a}$
- $w'_b = e^2 \cdot \frac{a}{6a}$
- σ_b Contrainte maximale du béton (c : compression ; t : traction)
- f_{bu} Contrainte du béton admissible $f_{bu} = \frac{f_{ck}}{1,5}$

σ_c [KN/m ²]	σ_t [KN/m ²]	f_{bu} [KN/m ²]	Compression	Traction
8602,076	-903	14166,67	<i>Oui</i>	<i>Oui</i>

- **Oui** désigne que ça vérifie
- **Non** désigne que ça ne vérifie pas

VI.5.2.5.2 Vérification du cintre :

- **Contraintes normales :**

$$\sigma_s = \left(\frac{4}{3}\right) \cdot \left(\frac{N_{cintre}}{A'_s} \pm \frac{M_{cintre}}{w'_s} \right) < f_{su}$$

Tel que

- $A'_s = \frac{A_s}{a}$
- $w'_s = \frac{I_x/v}{a}$
- σ_s Contrainte maximale de l'acier (c : compression ; t : traction)
- f_{su} Contrainte de l'acier admissible $f_{su} = \frac{f_{yk}}{1,1}$

σ_{sc} [KN/m ²]	σ_{st} [KN/m ²]	f_{su} [KN/m ²]	Compression	Traction
151000	9130	218181,81	<i>Oui</i>	<i>Oui</i>

- **Oui** désigne que ça vérifie
- **Non** désigne que ça ne vérifie pas

- **Cisaillement des cintres :**

$$\tau < \frac{\gamma_f \cdot T \cdot a \cdot S}{I \cdot \delta} < \frac{f_{su}}{\sqrt{3}}$$

- a : espacement entre deux axes de cintres
- I Moment d'inertie par rapport à l'axe fort
- S moment statique de la demie-section par rapport à l'axe fort
- δ épaisseur de lame du profilé
- T effort tranchant calculé
- γ_f coefficient de pondération = $\frac{4}{3}$

S [m ³]	I [m ⁴]	t_w [m]	τ [KN/m ²]	τ_{adm} [KN/m ²]	Cisaillement
$4,14 \cdot 10^{-4}$	$8,091 \cdot 10^{-5}$	$9,5 \cdot 10^{-3}$	77270	125967,33	<i>Oui</i>

VI.5.3 Revêtement définitif :

VI.5.3.1 Modélisation :

Le revêtement définitif a été modélisé en éléments SHELL. 40 cm de béton coffré en voûte et 60 cm en radier.

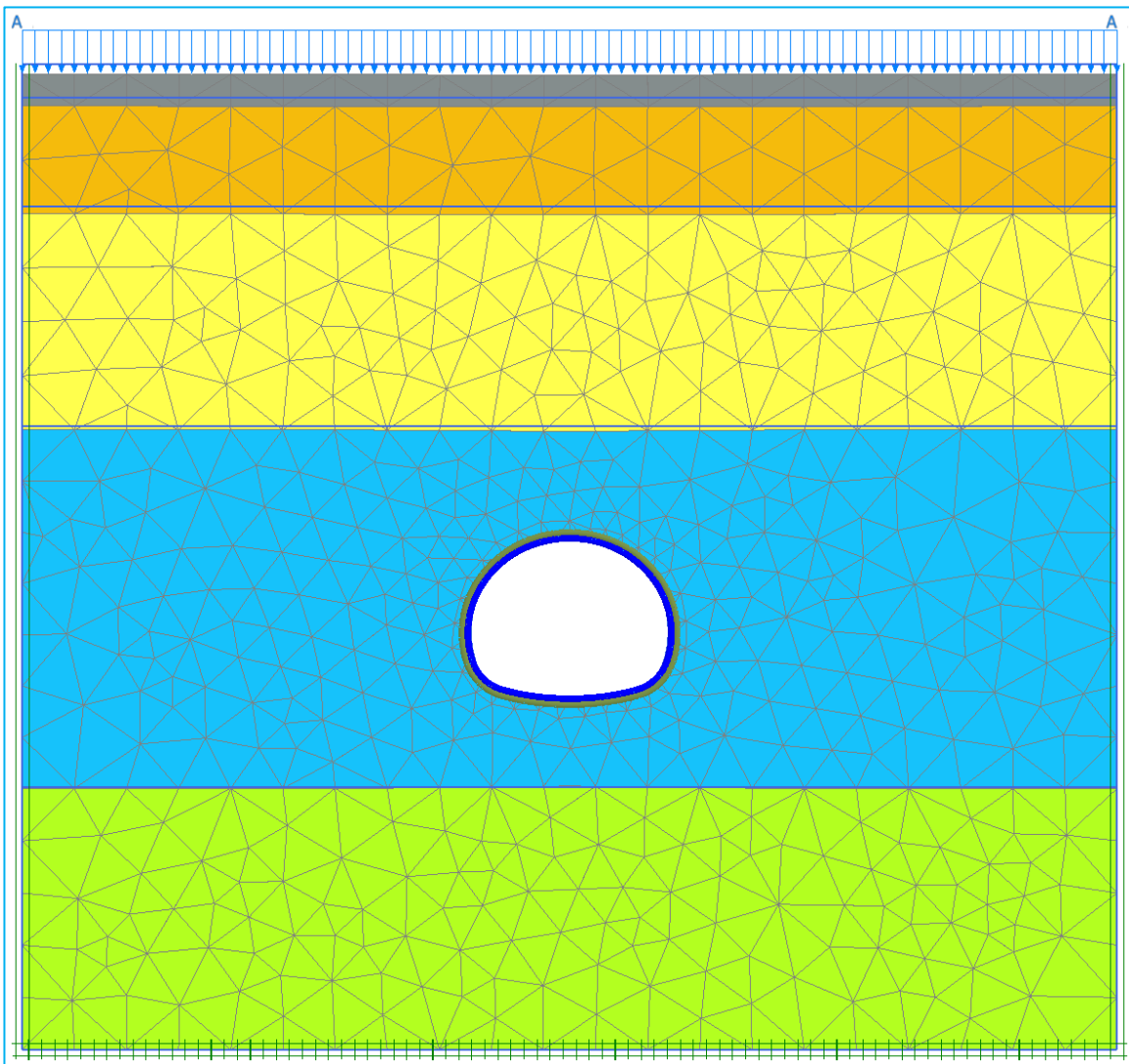


Figure VI. 22 : Modèle de calcul en éléments finis du Sol - Revêtement définitif (Solide composite)

On prends la section de calcul de caractéristiques suivantes :

	$E_h A'_h$ [KN/m]	$E_h I'_h$ [KN · m ² /m]
Voûte	13200000	176000
Radier	19800000	594000

VI.5.3.2 Déplacement total :

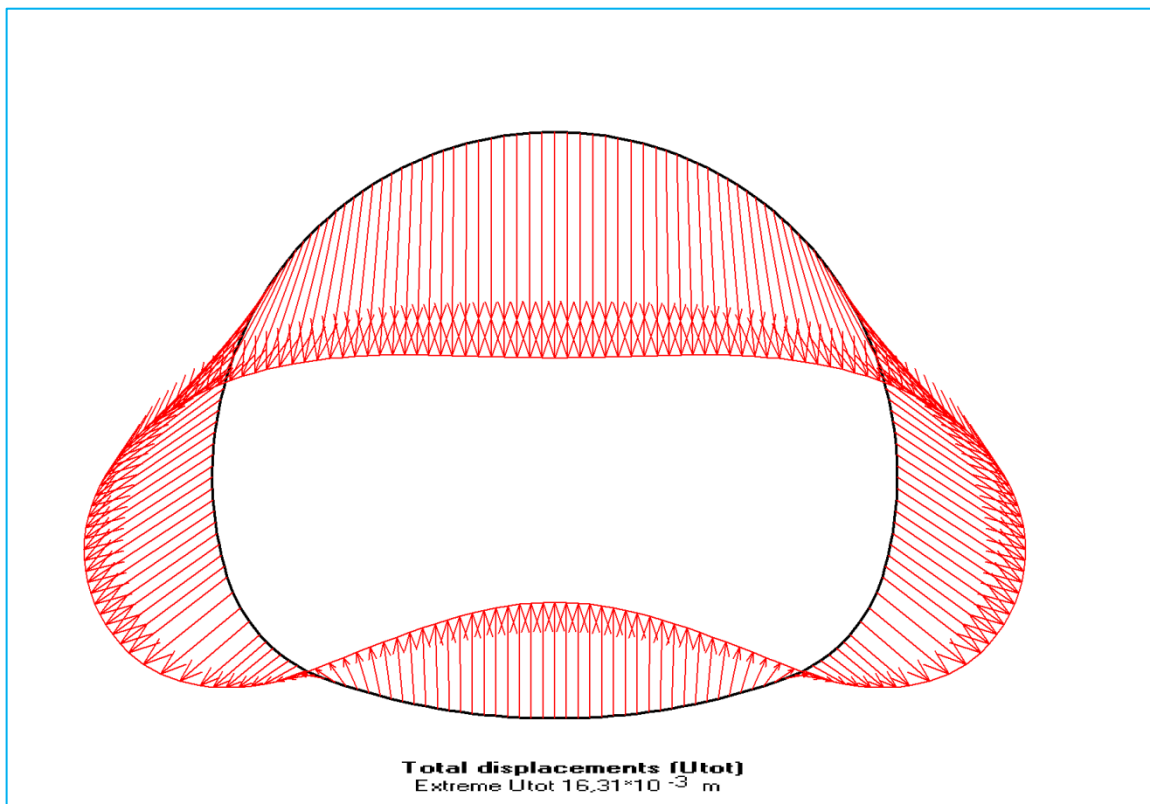


Figure VI. 23 : Déplacement total du revêtement définitif..

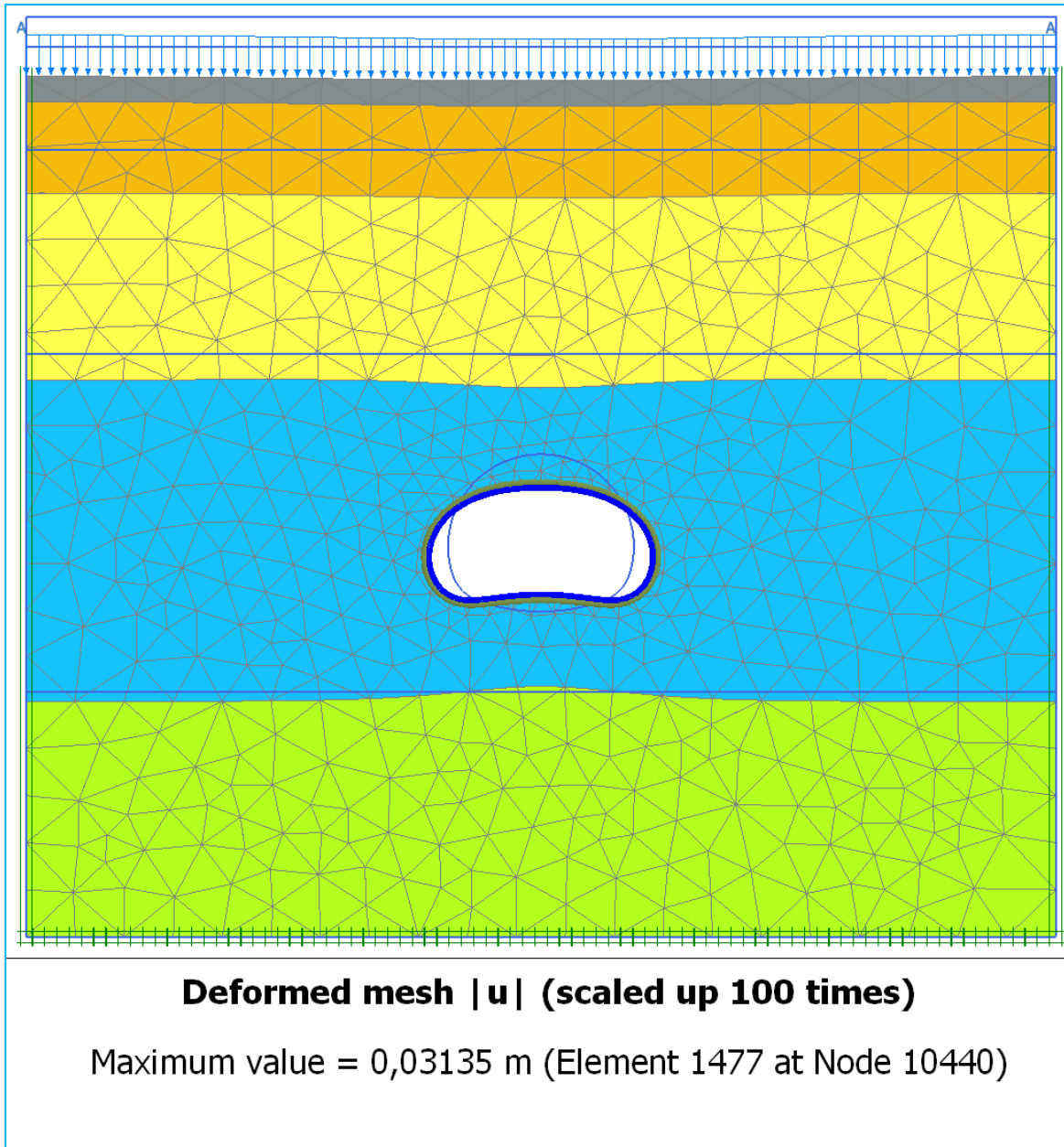


Figure VI. 24 : Déformation sol-structure (Maillage déformé).

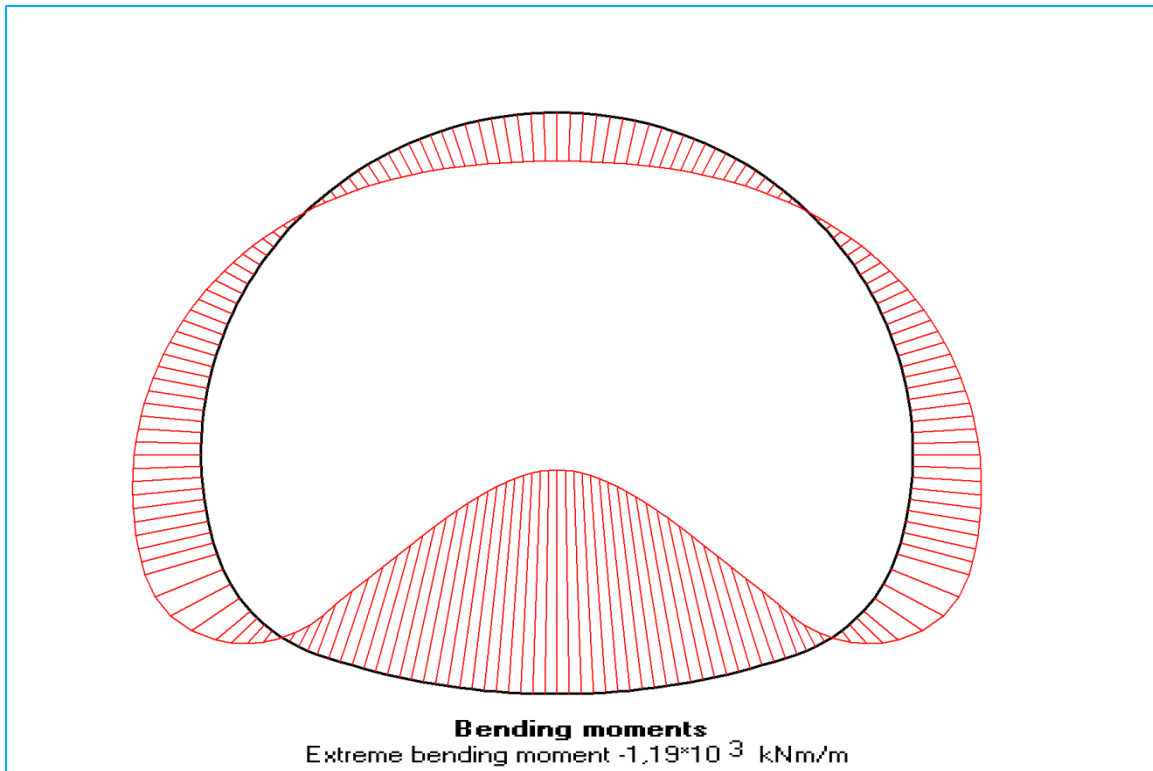
VI.5.3 Efforts internes :

Figure VI. 25 : Digramme du moment fléchissant du revêtement définitif.

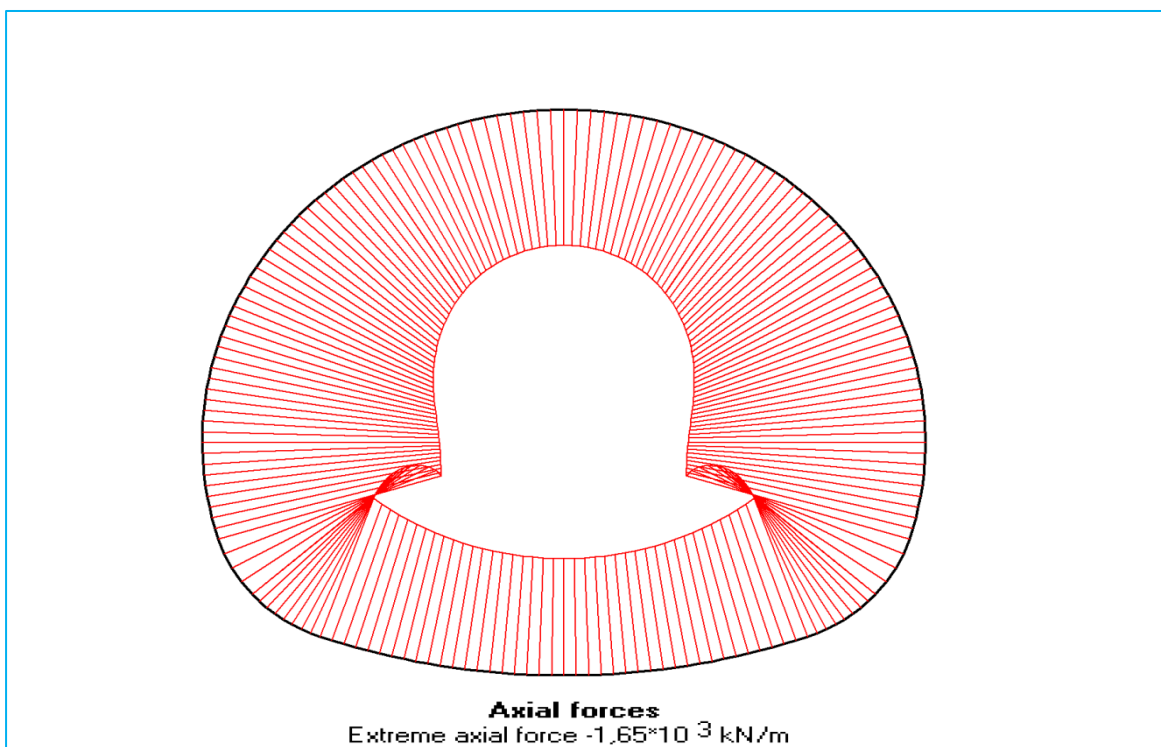


Figure VI. 26 : Digramme de l'effort normal du revêtement définitif.

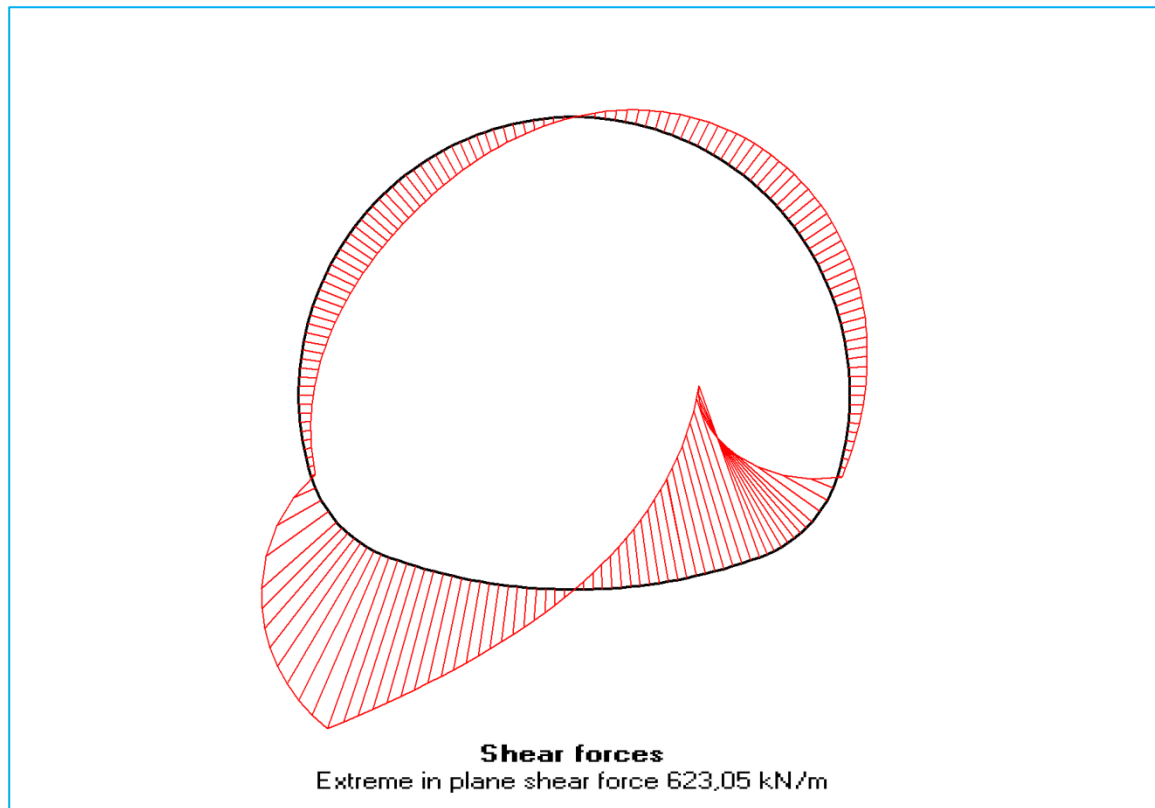


Figure VI. 27 : Digramme de l'effort tranchant du revêtement définitif

VI.5.3.4 Vérification du revêtement définitif vis-à-vis des ELU :

La vérification du revêtement définitif dans le cas de la méthode du solide composite se fait de la même manière que la méthode des réactions hyperstatiques.

Les efforts internes pour le cas de la méthode du solide composite sont moins important que ceux de la méthode des réactions hyperstatiques, dans ce sa il n'est pas nécessaire de revérifier

CHAPITRE VII

**COMPARAISON ENTRE LA MÉTHODE
DES REACTIONS HYPERSTATIQUES
ET LA METHODE DU SOLIDE
COMPOSITE**

VII.1 Introduction :

Les renseignements à tirer de la comparaison entre les deux méthodes, c'est qu'en matière de tunnels, autant et probablement plus qu'ailleurs, l'important est de bien apprécier l'effet des hypothèses implicites ou explicites contenues dans chaque méthode de calcul et le poids des paramètres mécaniques.

Pour juger de la validité d'une méthode, il faut tenir compte, non seulement de la rigueur du modèle, mais aussi de la représentativité des paramètres introduits dans ces calculs pour caractériser les qualités physiques des matériaux en cause (terrain et revêtement).

Les données relatives au revêtement étant analogues dans tous les cas, nous essaierons d'analyser dans ce qui suit la validité des données relatives au terrain dans les deux types de méthodes par comparaison avec le processus réel de déformation et d'en déduire les domaines d'utilisation privilégiés de chacune d'elles.

VII.2 COMPARAISON ENTRE RÉACTIONS HYPERSTATIQUES ET SOLIDE COMPOSITE :

Méthode des réactions hyperstatiques	Méthode du solide composite
<ul style="list-style-type: none"> -Etudier le comportement du revêtement sous l'effet de forces extérieures représentant le terrain encaissant. -La totalité des facteurs liés au terrain est représentée par l'ensemble des charges actives (verticales et horizontales) et passives (module de réaction). -L'impossibilité d'intégrer les phases d'exécution et leur déroulement dans le temps. - L'impossibilité d'intégrer les caractéristiques purement physiques du terrain. -Pour la charge active verticale, l'incertitude est d'autant plus grande que la couverture de terrain est plus épaisse. L'incertitude est également beaucoup plus forte dans le cas de terrain rocheux que dans le cas des sols en raison de l'influence prédominante des grandes discontinuités susceptibles de provoquer l'apparition des charges concentrées ou dissymétriques. - La prise en considération des phénomènes liés à la décompression, au soutènement ou à l'exécution par parties ne peut se faire que de façon très imparfaite. 	<ul style="list-style-type: none"> -Le calcul des déformations et des contraintes est étendu à l'ensemble terrain encaissant - revêtement, considéré comme un solide composite dont on connaît les conditions aux limites. -L'état de contraintes initiales du massif peut y être introduit directement sous la forme des conditions aux limites du modèle. - Certains équilibres intermédiaires correspondant aux phases d'exécution (excavation du terrain en pleine section ou en sections divisées, installation du soutènement, réalisation du revêtement définitif...) peuvent être étudiés, notamment si le modèle est tridimensionnel. -Les lois de comportement du terrain et du revêtement peuvent être individualisées pour chaque élément du modèle. -La possibilité de tenir compte des grandes discontinuités du terrain (plans de glissement principaux, failles caractérisées, formations différenciées) ou des charges isolées (fondations d'immeubles, autres ouvrages souterrains...). -La prise en considération des phénomènes liés à la décompression et au soutènement.

<p>-Un maniement très facile. Certaines d'entre elles peuvent être utilisées sous forme d'abaques et la résolution des problèmes est quasi instantanée (estimation courante et économique dans son domaine d'application.</p> <p>-La méthode des réactions hyperstatiques est bien adaptée au dimensionnement des structures rigides et des ouvrages construits sous faible couverture ou dans des rochers sains ou peu fracturés, susceptibles de provoquer des chargements localisés de la structure par détachement de blocs.</p>	<p>-La complexité et le coût des programmes nécessaires.</p> <p>-Indépendante de la hauteur de couverture au-dessus du tunnel, ce qui la rend particulièrement adaptée et pratiquement irremplaçable dans le cas des tunnels à grande profondeur.</p>
--	---

Tableau VII. 1 : Différences entre les deux méthodes.

Méthode des réactions hyperstatiques	Méthode du solide composite
<ul style="list-style-type: none"> • L' étude peut être faite, soit en phase de déformation élastique du revêtement lui - même, soit en phase plastique en prenant en considération les états ultimes au voisinage de la rupture dans les hypothèses extrêmes de chargement. • La méconnaissance de la qualité réelle du contact entre le terrain et le revêtement et de la difficulté de traduire l'absence habituelle de résistance à la traction le long de l'interface. 	

Tableau VII. 2 : Points communs entre les deux méthodes.

Le tableau suivant montre les écarts constatés entre les résultats obtenus par les deux méthodes :

Efforts internes		
	Méthode des réactions hyperstatiques	Méthode du solide composite
Soutènement provisoire		
	<ul style="list-style-type: none"> • $M_{max} = 73,3$ [KN · m] • $N_{max} = 2350$ [KN] • $T_{max} = 203,71$ [KN] 	<ul style="list-style-type: none"> • $M_{max} = 74,38$ [KN · m] • $N_{max} = 1110$ [KN] • $T_{max} = 134,65$ [KN]
Revêtement définitif		
Voûte	<ul style="list-style-type: none"> • $M_{max} = 478,5$ [KN · m] • $N_{max} = 2313,77$ [KN] • $T_{max} = 312$ [KN] 	<ul style="list-style-type: none"> • $M_{max} = 383,77$ [KN · m] • $N_{max} = 1650$ [KN] • $T_{max} = 344,12$ [KN]
Radier	<ul style="list-style-type: none"> • $M_{max} = 1268,4$ [KN · m] • $N_{max} = 2292$ [KN] • $T_{max} = 650$ [KN] 	<ul style="list-style-type: none"> • $M_{max} = 1190$ [KN · m] • $N_{max} = 1650$ [KN] • $T_{max} = 623,05$ [KN]

VII.3 Commentaire :

On constate que les valeurs des efforts internes dans les deux méthodes sont très proches, ça s'explique par le fait qu'on est dans le cas d'un tunnel peu profond dans un sol peu résistant et ces dans ces conditions que la méthode des réactions hyperstatiques donne de bon résultats.

Dans le méthode des réactions hyperstatiques, l'incertitude essentielle réside dans l'appréciation de la charge verticale σ_v . Or, si l'on examine la sensibilité du résultat aux différents paramètres, la charge verticale est effectivement celle dont la variation influe le plus directement sur la valeur des efforts, et notamment sur N alors que les variations de

k et de P_h/P_v n'ont ici qu'une influence réduite, c'est pour cette raison que les valeurs de l'efforts normal dans la méthode des réactions hyperstatiques sont plus importants que ceux obtenus par la méthode du solide composite.

VII.4 Critères de choix des méthodes :

S'il s'agit d'un revêtement très rigide dans un sol peu résistant et sous faible couverture, les résultats obtenus par les deux types de méthodes seront généralement du même ordre dans la mesure où les hypothèses introduites sont comparables. On peut estimer, dans ce cas, que les incertitudes et les approximations du calcul, quoique de nature différente, sont souvent analogues dans toutes les méthodes.

S'il s'agit par contre d'un revêtement très souple dans un rocher résistant, le rôle principal est joué par le terrain, le revêtement n'ayant plus qu'un rôle secondaire. On comprend alors que les méthodes aux réactions hyperstatiques ne soient plus en mesure de traduire la réalité des phénomènes et conduisent à des résultats incertains.

Les méthodes des réactions hyperstatiques pourront être généralement utilisées si les conditions suivantes sont remplies :

- Revêtement rigide dans un terrain encaissant homogène constitué de sol peu résistant ou de roche très finement fracturée.
- Couverture de terrain moyenne $H < 10 R$

Par contre, les méthodes du solide composite seront en général préférées si l'une des conditions suivantes est remplie :

- terrain encaissant de nature rocheuse,
- revêtement souple,
- terrain encaissant constitué de plusieurs formations distinctes dont les délimitations et les caractéristiques sont bien connues,
- très forte ou très faible couverture,
- ouvrage présentant une section très allongée ou très aplatie ou de forme complexe,
- présence d'autres ouvrages à proximité immédiate (fondations d'ouvrages, autres souterrains).

VII.5 Conclusion :

Aucune des deux méthodes ne peut prétendre résoudre à elle seule, en l'état actuel des connaissances, l'infinie variété des cas qui s'offrent. La sanction de l'expérience doit toujours compléter et éventuellement corriger les résultats du calcul. Mais le degré de validité d'une méthode n'est pas constant dans tous les cas.

Cette étude de comparaison montre que les écarts entre les résultats obtenus par les deux méthodes sont souvent dus au choix d'hypothèses différentes

CHAPITRE VIII

ETUDE DYNAMIQUE

VIII.1 INTRODUCTION :

Le concepteur adaptera au mieux l'ouvrage aux zones sismiques et en particulier il veillera à ce que le tracé évite les singularités telles que les failles actives reconnues, les traversées de terrains fortement contrastés, ainsi que les zones susceptibles d'instabilité (liquéfaction, glissement de terrain...). La présence de singularités, au regard d'un contexte sismique, donne lieu à des dispositions constructives spécifiques.

Il en est de même de la transition d'une catégorie d'ouvrage à l'autre ou bien dans le cas de variations brusques de la géométrie du revêtement.

VIII.2 CLASSIFICATION DES TUNNELS :

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.

VIII.2.1 Groupe 1 : Tunnel 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.

VIII.2.2 Groupe 2: Tunnel importants :

Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

Les tunnels classés dans le groupe 2 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage.

VIII.3 ACTION SISMIQUE LE LONG DE L'AXE DU TUNNEL: COMPRESSION ET FLEXION :

L'action sismique le long de l'axe du tunnel est déterminée à partir des déplacements en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel. Ceux-ci induisent, selon les modalités d'interaction terrain- structure, des efforts de compression-traction et de flexion longitudinale, le tunnel étant considéré comme un élément linéique de type poutre. Les déplacements en champ libre sont déterminés comme indiqué ci-après.

VIII.3.1 Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel :

VIII.3.1.1 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 en déplacement D_0 et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel sont donnés par les formules suivantes :

$$U_x(x) = D_0 \sin \theta \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (\text{VIII.1})$$

Avec

$$D_0 = A \cdot g \cdot D \quad (\text{VIII.2})$$

- A coefficient d'accélération de zone
- g est l'accélération de la pesanteur
- Le calcul de D est détaillé en [13]

D'où, après dérivation, la déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel :

$$\varepsilon(x) = \frac{V_0}{c} \sin \theta \cos \theta \cos \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (\text{VIII.3})$$

V_0 étant la vitesse particulière au niveau de l'axe du tunnel, et la longueur d'onde L étant donnée par :

$$L = \frac{c}{f} \quad (\text{VIII.3})$$

ou :

- f = fréquence fondamentale du mouvement,
- C = vitesse apparente de propagation d'onde.

La vitesse particulière V_0 est la vitesse du mouvement du terrain.

La vitesse apparente de propagation d'onde C n'est pas nécessairement la vitesse de propagation dans les terrains traverses.

A défaut de justification plus précise, on peut prendre :

$$C = \min(1000 \text{ m/s}, V_0) \quad (\text{VIII.4})$$

ou V_s représente la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les terrains traverses.

VIII.3.1.2 Déplacement transversal :

Le déplacement est donné par la formule suivante :

$$U_y(x) = D_0 \cos \theta \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (\text{VIII.5})$$

La courbure de la ligne matérialisant le tunnel est donnée par :

$$\frac{1}{r}(x) = \frac{A_0}{C^2} \cos^3 \theta \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (\text{VIII.6})$$

A_0 étant l'accélération particulière au niveau de l'axe du tunnel.

Dans le cas où l'on connaît les mouvements 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 ($V_0 = D_0 2\pi f$) et l'accélération A_0 ($A_0 = 4\pi^2 f D_0$) 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 volumiques, vitesses de propagation des ondes ou modules de rigidité au cisaillement, coefficients de Poisson, niveaux de nappe. A défaut.

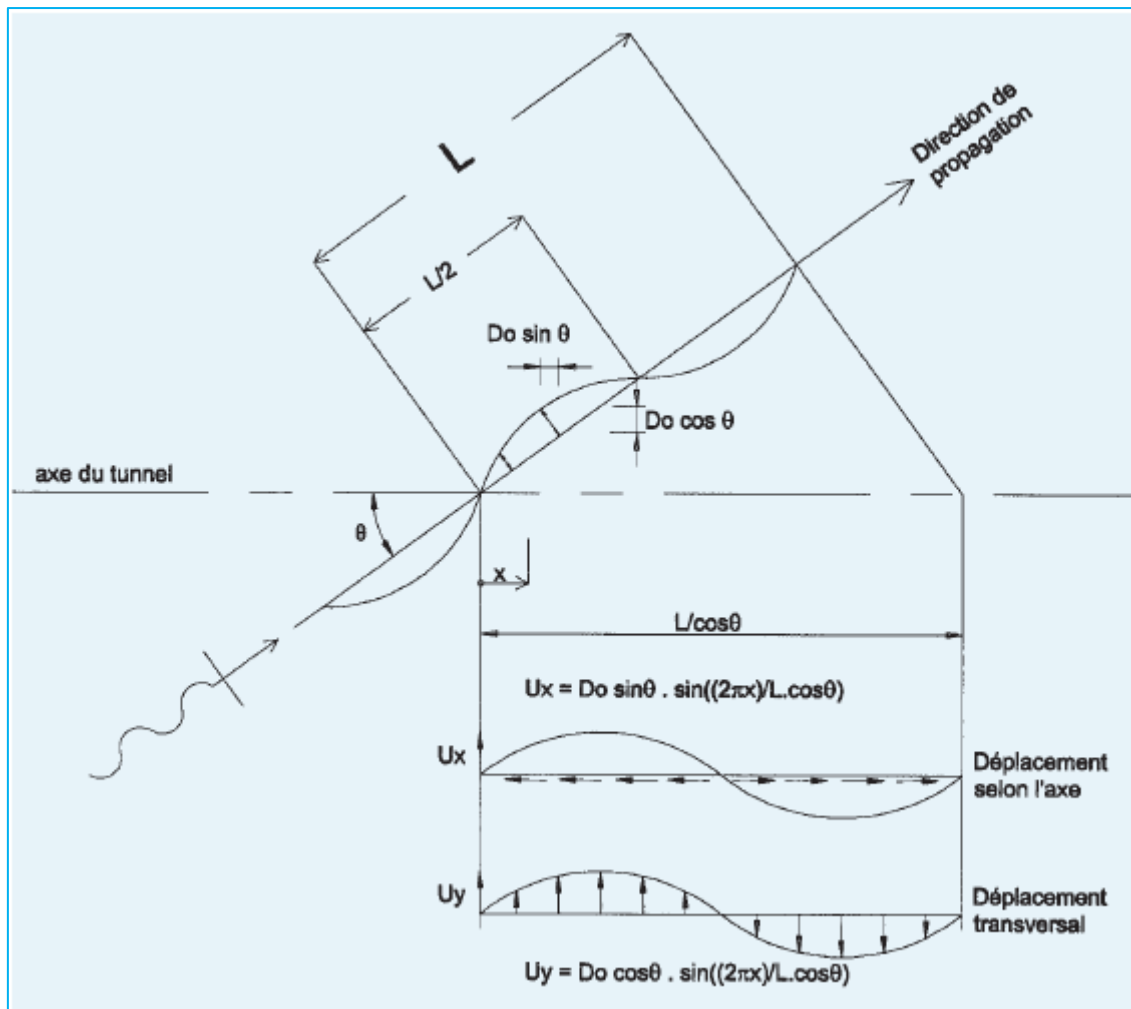


Figure VIII. 1 : Déplacement du terrain en champ libre.

VIII.4 SOLLICITATIONS INDUITES SUR LE TUNNEL :

VIII.4.1 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 de la déformation en champ libre.

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 :

- **Effort axial (compression- traction)**

$$N = \frac{2\pi}{L} ESD_0 \sin \theta \cos \theta \quad (\text{VIII.7})$$

Cet effort est maximum pour $\theta = 45^\circ$:

$$N = \frac{\pi}{L} ESD_0 \quad (\text{VIII.8})$$

- **Flexion longitudinale**

Pour $x = L$,

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \cos^3 \theta \quad (\text{VIII.9})$$

Ce moment est maximal pour $\theta = 0$:

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \quad (\text{VIII.10})$$

- **Effort tranchant**

$$V = \frac{2\pi}{L} \cos \theta M \quad (\text{VIII.11})$$

La non prise en compte de l'interaction terrain structure correspond au cas d'un tunnel dont la structure peut être considérée comme très souple par rapport au terrain encaissant.

VIII.4.2 Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure :

VIII.4.2.1 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 VIII.2).

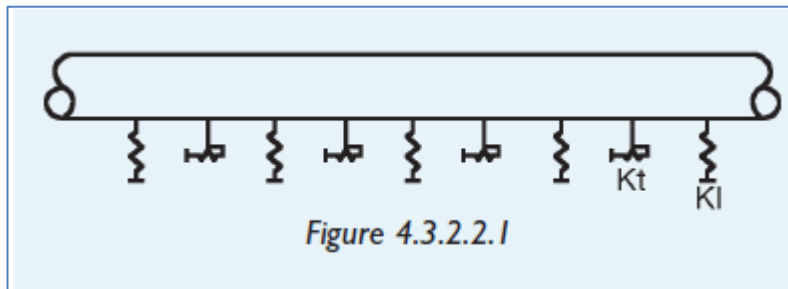


Figure VIII. 2 : Interaction terrain structure.

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

VIII.4.2.2 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 continue sur appuis élastiques dont la raideur est fournie par les coefficients K_l et K_t , ces appuis étant soumis aux déplacements imposés déterminés dans l'analyse en champ libre.

Les valeurs maximales des sollicitations ont pour expression :

- **Effort axial :**

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} ESD_0 \frac{K_l}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_l} \quad (\text{VIII.12})$$

- **Flexion longitudinale :**

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \frac{K_t}{EI \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t} \quad (\text{VIII.13})$$

- **Effort Tranchant:**

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max} \quad (\text{VIII.14})$$

Dans cette approche, les déplacements imposés ont été remplacés par l'application directe, sur la poutre élastiquement appuyée, de forces par unité de longueur :

- Longitudinale $P_l(x) = K_l U_x(x)$
- Transversale $P_t(x) = K_t U_y(x)$

VIII.5 RESULTAT DE CALCUL :**VIII.5.1 Données de calcul :**

$V[m/s]$	$E[KN/m^2]$	$Vs[m/s]$	$C[m/s]$	$f[HZ]$	$L[m]$	A	$g[m/s^2]$
0,1	30000000	400	400	0,086	4654,64	1	9,81

D	a	$Do[m]$	$S[m^2]$	$I[m^4]$	$G[[KN/m^2]]$	$K_l[KN/m^2]$	$K_t[KN/m^2]$
0,07	0,3	0,206	0,7	134	400000	400000	400000

VIII.5.2 Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure :

$N_{max}[KN]$	$M_{max}[KN \cdot m]$	$V_{max}[KN]$
2919,91	1509,04	2,04

VIII.5.3 Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure :

$N_{max}[KN]$	$M_{max}[KN \cdot m]$	$V_{max}[KN]$
2919,77	1509,04	2,04

VIII.6 CONCLUSION :

Le moment fléchissant et l'effort normal dans le cas dynamique sont plus importants que le cas statique. Dans ce cas on adopte le ferrailage longitudinale calculé pour le cas dynamique

CHAPITRE IX

CONVERGENCE - CONFINEMENT

IX.1 LA METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT :

IX.1.1 Description de la méthode :

Le problème du comportement tridimensionnel du massif encaissant autour de l'ouvrage est ramené à un problème de déformation plane en étudiant, dans une section transversale type, l'influence d'une décroissance continue de la contrainte radiale P_r qui s'exerce sur les parois de l'ouvrage depuis la valeur initiale à P_0 de la contrainte jusqu'à zéro.

L'annulation de la contrainte radiale correspond à l'état de la paroi après creusement en l'absence de tout soutènement dans un tunnel de longueur indéfinie. On a pu montrer, avec une bonne approximation, que la proximité du front est équivalente du point de vue mécanique, à l'application le long de la paroi d'une pression de soutènement fictive égale à $(1 - \lambda)P_0$. L'état initial en avant du front est à une distance suffisante pour négliger son influence correspondant à $\lambda = 0$. Au fur et à mesure que le creusement se rapproche de la section considérée, puis la dépasse et s'en éloigne, λ croît progressivement de 0 à 1 (Figure IV.11), le déplacement radial des parois du tunnel U_r croît également : il y a convergence (Figure IV.12).

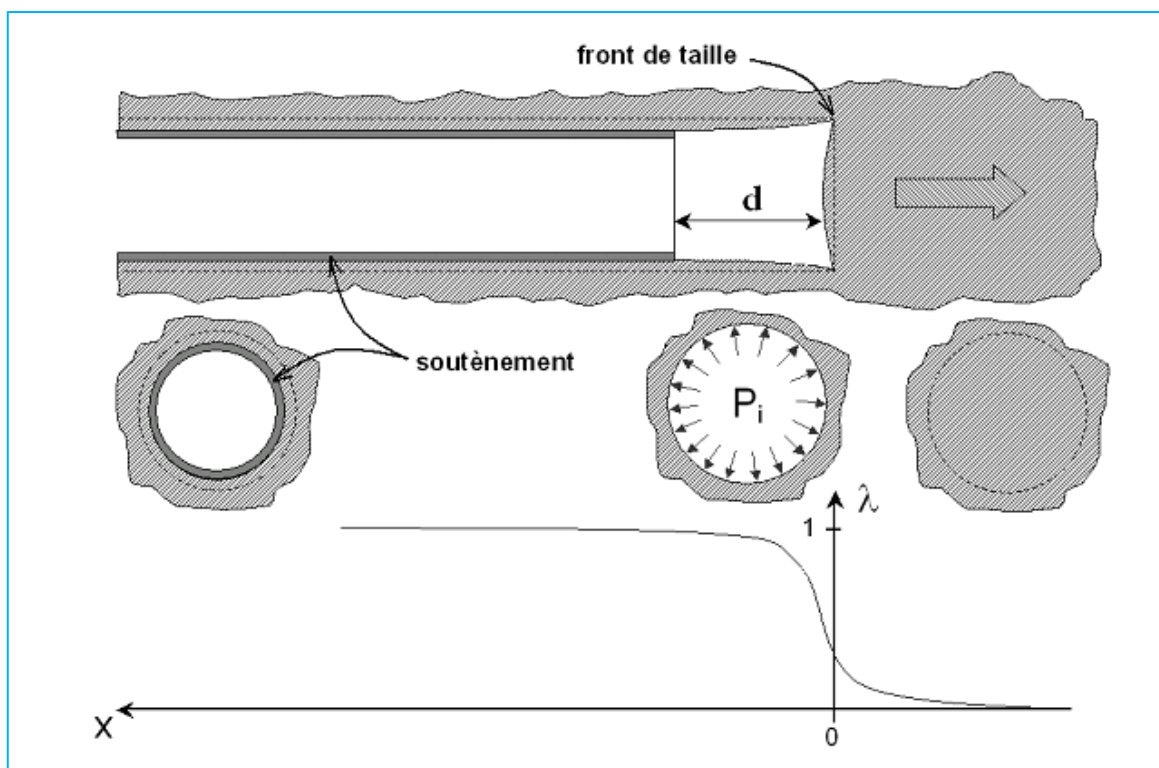


Figure IX. 1 : Notion de pression fictive et de déconfinement autour du front de taille.

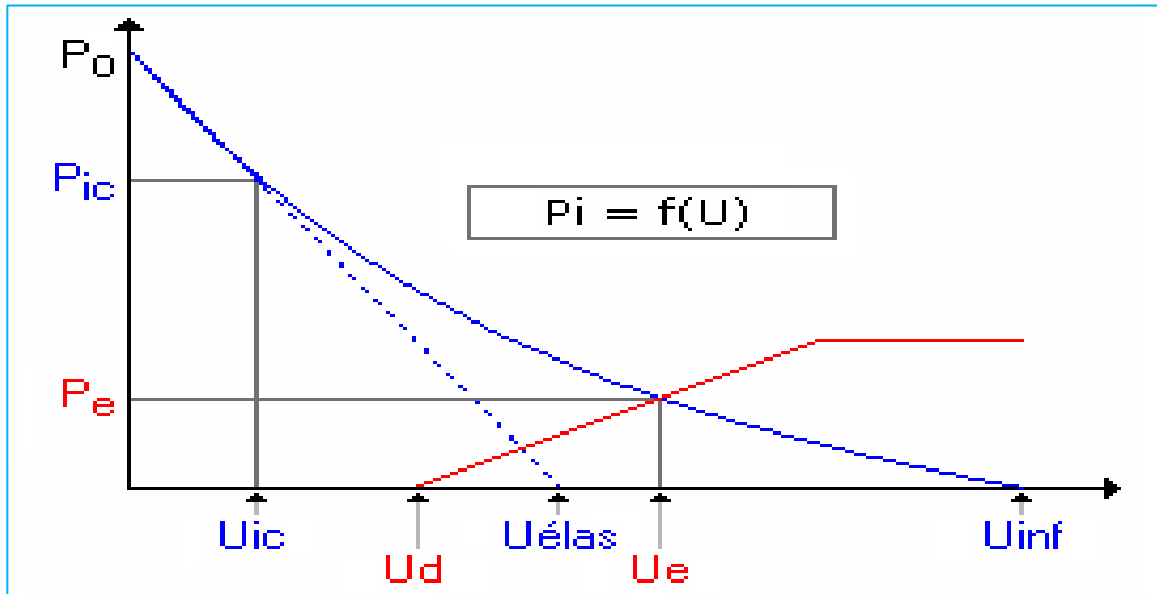


Figure IX. 2 : Méthode convergence-confinement. Courbes caractéristiques du terrain et du soutènement.

IX.1.2 Calcul de la courbe de convergence :

On suppose la plasticité apparue dans le terrain. Deux domaines disjoints sont clairement identifiables :

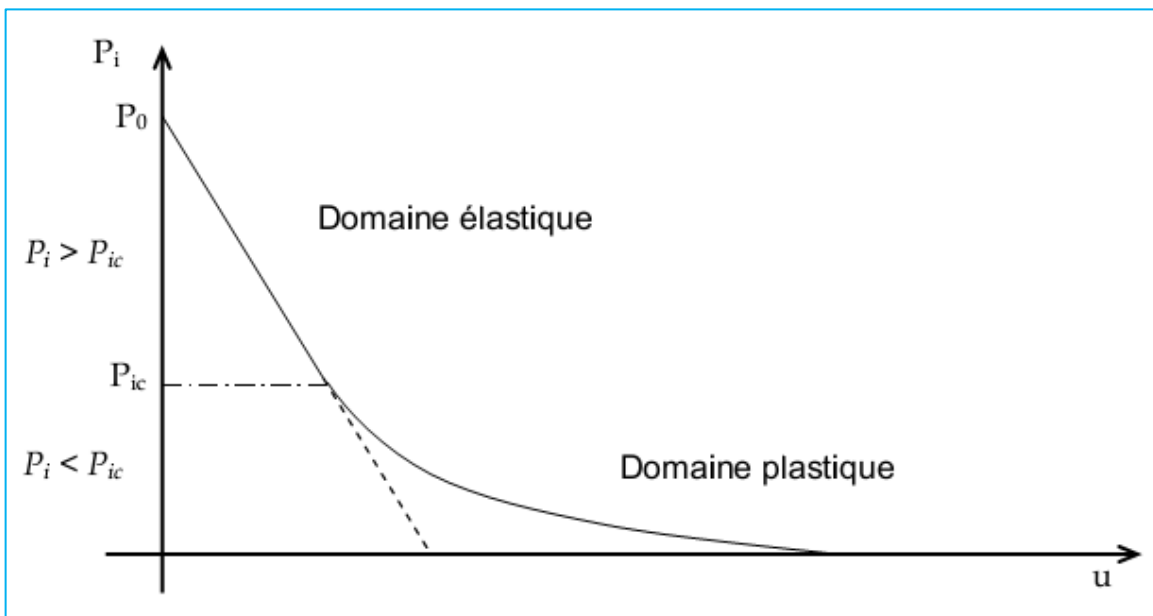


Figure IX. 3 : Courbe de convergence élastoplastique.

Les formules dépendent en particulier du mode de comportement du terrain, les hypothèses les plus fréquentes étant les suivantes :

- milieu élastique,
- milieu élastoplastique parfait,
- milieu élastofragile avec radoucissement.

Les paramètres utilisés sont les suivants :

- r rayon d'excavation
- P_0 contrainte initiale homogène isotrope
- P_r pression radiale fictive de soutènement sur les parois du tunnel
- λ taux de déconfinement tel que $1 - \lambda = \frac{P_r}{P_0}$
- r_d rayon de détente (limite de la zone plastifiée)
- U_r amplitude de la convergence à la paroi
- E module de déformation du terrain dans la phase de comportement élastique
- ν coefficient de Poisson du terrain dans cette même phase
- σ_c résistance en compression simple du terrain ($\sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$)
- $k_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$.

IX.1.2.1 Facteur de stabilité :

Lorsque le terrain est de bonne qualité, dans les roches dures par exemple, il se peut que la paroi reste en élasticité durant tout le déconfinement. Un critère très utilisé en travaux souterrains pour déterminer si le massif encaissant risque de rentrer en plasticité est le facteur de stabilité :

$$F = \frac{2P_0}{\sigma_c} \quad (\text{IX.34})$$

- Si $F < 1$ la totalité de la déformation est de type élastique.
- Si $F > 1$ le début de la déformation s'opère de façon élastique tant que la pression fictive de soutènement P_r reste supérieure à une valeur P_{ic} pour laquelle les contraintes dans le terrain encaissant atteignent la limite de rupture.

IX.1.2.2 Domaine élastique :

La courbe caractéristique du terrain relative à la phase élastique de la déformation est une droite qui recoupe l'axe des U_r en un point d'abscisse $U_{élast}$ tel que :

$$U_{élast} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_0 \cdot r \quad (\text{IX.35})$$

Les coordonnées du point correspondant à l'état limite élastique $\lambda = \lambda_c$ élastique sont :

$$P_{ic} = (1 - \lambda_c)P_0 \quad (\text{IX.36})$$

$$U_{ic} = \lambda_c \cdot U_{élast} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \lambda_c \cdot \sigma_0 \cdot r \quad (\text{IX.37})$$

- Tel que $\lambda_c = \frac{1}{k_p+1} (k_p - 1 + \frac{\sigma_c}{P_0})$ (IX.38)

IX.1.2.3 Domaine plastique :

Le terrain en paroi passe dans un état de déformations irréversible. Il y a rupture par excès de compression, par écrasement. Parfois la courbe ne recoupe pas l'axe des abscisses, et la paroi se referme sur elle-même (très grandes déformations). L'état plastique est à éviter, c'est un des rôles du soutènement.

IX.1.2.3.1 Formules de Labasse :

Dans le premier cas, on fixe au départ une augmentation de volume uniforme et prédéterminée pour l'ensemble de la zone concernée, en donnant un coefficient de foisonnement k tel que :

$$k = \frac{\pi r_d^2 - \pi(r - U_r)^2}{\pi(r_d^2 - r^2)} \quad (\text{IX.39})$$

On aboutit alors aux formules de Labasse qui lient la pression fictive de soutènement P_r à la convergence U_r le long de la paroi, par l'intermédiaire des paramètres c et ϕ et du foisonnement k .

Avec ces notations. La formule de Labasse peut s'écrire :

$$P_r = -c \cot \varphi + \left((P_0 + c \cot \varphi) \frac{1}{1 + 2 \frac{U_r - U_{ic}}{(k-1)r}} \right) \sin \varphi \quad (\text{IX.40})$$

Le rayon limite r_d de la zone en déformation plastique est tel que :

$$r_d^2 = r^2 \left(1 + 2 \frac{U_r - U_{ic}}{(k-1)r} \right) \quad (\text{IX.41})$$

On peut ainsi, pour toute valeur de U_r supérieure à U_{ic} calculer la valeur correspondante de P_r et celle du rayon de détente r_d .

On peut donc tracer la courbe caractéristique du terrain et courbe de variation de la limite de la zone en déformation plastique en fonction de la pression fictive du soutènement.

IX.1.2.3.2 formules de Panet (1976) :

Elles sont établies à partir des équation de définition des déformation radiale ε_ρ et tangentielle ε_θ dans le cas d'une symétrie cylindrique :

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \quad (\text{IX.42})$$

$$\varepsilon_\rho = \frac{u}{\rho} \quad (\text{IX.43})$$

Et la condition à limite pour $\rho = r_d$

$$U_\rho = \lambda_c \frac{1+\nu}{E} P_0 r_d \quad (\text{IX.44})$$

On peut alors considérer plusieurs hypothèses :

Hypothèse 1 :

Les déformation dans la zone plastique se font à volume constant , donc en déformation plane :

$$\varepsilon_\theta + \varepsilon_\rho = 0 \quad (\text{IX.45})$$

Dans ce cas :

$$U_r = \lambda_c \frac{1+\nu}{E} P_0 \left(\frac{r_d}{r} \right)^2 r \quad (\text{IX.46})$$

Hypothèse 2 :

Les déformations dans la zone plastique se font avec une augmentation de volume et on suppose que :

$$\alpha \varepsilon_\theta + \varepsilon_\rho = 0 \quad (\text{IX.47})$$

Ce qui entraîne :

$$U_r = \lambda_c \frac{1+\nu}{E} P_0 \left(\frac{r_d}{r} \right)^{\alpha+1} r \quad (\text{IX.48})$$

Hypothèse 3 :

Les déformations dans la zone décomprimée qui se produisent après que la résistance maximale ait été atteinte, $\Delta \varepsilon_\rho$ et $\Delta \varepsilon_\theta$ obéissent à la relation :

$$\alpha \Delta \varepsilon_\theta + \Delta \varepsilon_\rho = 0 \quad (\text{IX.49})$$

Avec

$$\varepsilon_\rho = -\frac{1+\nu}{E} \lambda_c P_0 + \Delta \varepsilon_\rho \quad (\text{IX.50})$$

$$\varepsilon_\theta = -\frac{1+\nu}{E} \lambda_c P_0 + \Delta \varepsilon_\theta \quad (\text{IX.51})$$

En utilisant l'une des 03 hypothèses précédentes on trouve :

$$U_r = \lambda_c \frac{1+\nu}{E} P_0 \frac{1}{\alpha+1} \left[2 \left(\frac{r_d}{r} \right)^{\alpha+1} + \alpha - 1 \right] r \quad (\text{IX.52})$$

Dans le cas d'un milieu élastoplastique parfait, le rayon r_d est donné par :

$$\frac{r_d}{r} = \left[\frac{2}{k_p+1} \times \frac{(k_p-1)P_0 + \sigma_C}{(1-\lambda)(k_p-1)P_0 + \sigma_C} \right]^{\frac{1}{k_p-1}} \quad (\text{IX.53})$$

Ainsi, à toute valeur de P_r correspond une valeur λ telle que $P_r = (1 - \lambda)P_0$; en fonction de λ on peut donc calculer r_d puis U_r qui détermine un point de la courbe caractéristique que l'on peut ainsi tracer point par point.

On remarque que l'expression de r_d est indépendante de la valeur de α et que pour $\alpha = 1$, la relation entre U_r et r_d s'écrit :

$$U_r = U_{ic} \left[\left(\frac{r_d}{r} \right)^2 \right] \quad (\text{IX.54})$$

IX.1.3 Calcul de la courbe de confinement :

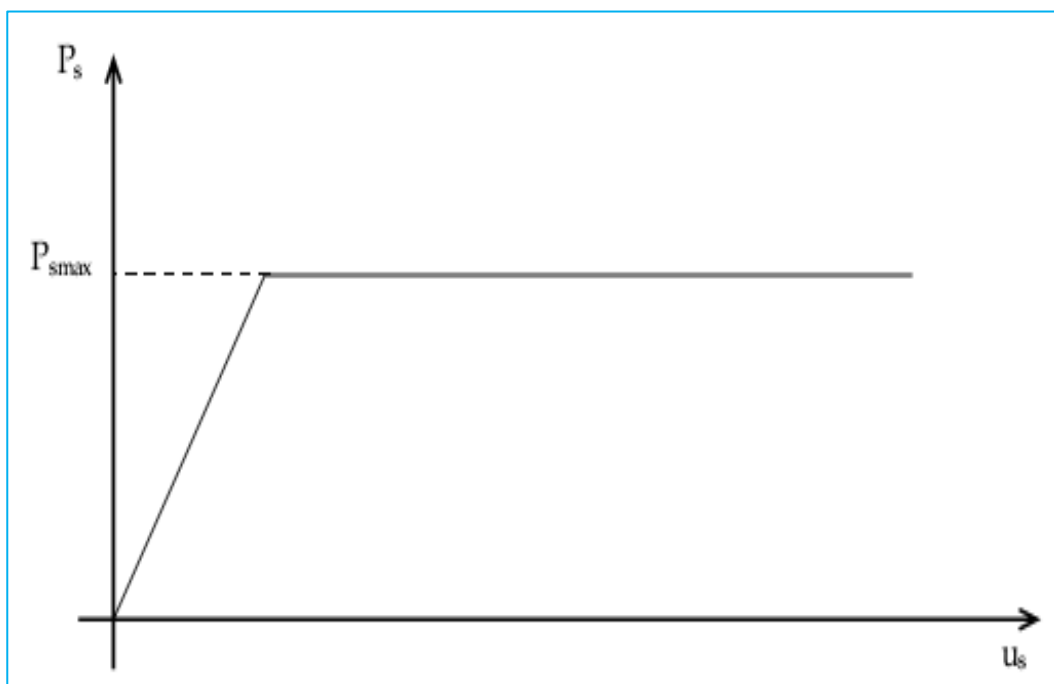


Figure IX. 4 : Courbe de confinement élastoplastique.

Le calcul du déplacement radial du soutènement en fonction du chargement P_s se fait en utilisant les résultats de la théorie des coques. La plupart des soutènements classiques sont modélisables en coques (condition $e/R < 0.1$).

On considérera également que les sollicitations engendrées dans la structure sont uniquement des efforts normaux. En d'autres termes, la coque est suffisamment large pour la considérer comme parfaitement circulaire (pas de moments parasites).

Cette coque va être soumise à un chargement radial progressif du terrain, que nous appelons P_s .

Ce qui nous intéresse, c'est le déplacement pour $r = R$ avec $e \ll R$. Cela conduit à des simplifications importantes :

$$U_s = -\frac{R^3(1-\nu_s^2)}{eE_s} P_s \quad (\text{IX.55})$$

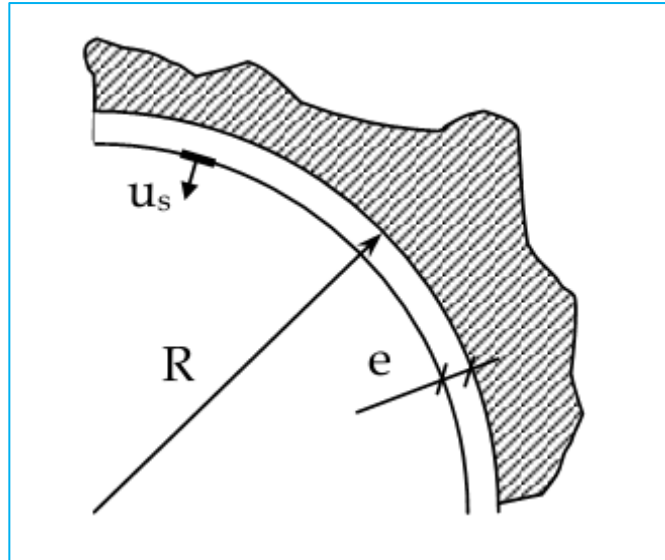


Figure IX. 5 : Déplacement U_s

Dans la phase de comportement purement élastique du soutènement, le déplacement radial est donc proportionnel à P_s :

$$P_s = -K_s \frac{U_s}{R} \quad (\text{IX.56})$$

Où K_s est le module de rigidité normal du soutènement :

$$K_s = \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)} \frac{e}{R} \quad (\text{IX.57})$$

Si U_d est le déplacement radial initial du terrain au-delà duquel la mise en charge du soutènement commence à se produire, la droite de confinement pour la partie élastique de la déformation a pour équation :

$$U = U_d + U_s \quad (\text{IX.58})$$

Cette équation s'applique tant que la limite d'élasticité du matériau n'est pas atteinte. Au-delà de cette limite, on admet généralement que les déformations ultérieures se produisent à pression de confinement constante P_{smax} tel que :

$$P_{smax} = \frac{e\sigma_c}{R} \quad (\text{IX.59})$$

- σ_c est la résistance à la compression du matériau.

On obtient donc une courbe de confinement du type de celle de la (Figure IV.14).

IX.1.4 Détermination du profil de déformations longitudinal :

- **Méthode élastique :**

Pour tracer la courbe de confinement il est nécessaire de déterminer son origine ; il s'agit du déplacement de la paroi à la pose, que nous avons appelé u_d . Ce déplacement radial est directement lié à la distance de pose d_{pose} du soutènement à partir du front de taille. Pour relier d_{pose} à u_d , on ne dispose pas d'outils analytiques simples. Tout le problème se situe donc à ce niveau, la détermination du profil des déformations longitudinales. Des études numériques à l'aide de calculs par éléments finis simulant l'excavation de tunnels non soutenus en condition de géométrie axisymétrique ont été réalisées dans cet unique but. Ces recherches ont permis, dans le cadre d'un massif parfaitement élastique, de définir une fonction de forme unique qui donne le déplacement u de la paroi du tunnel en fonction de la distance d du front de taille.

Cette forme s'écrit :

$$U(d) = -\frac{(1+\nu)}{E} PR \left(\alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + d} \right)^2 \right) \right) \quad (\text{IX.60})$$

Avec $\alpha = 0,28$ et $m_0 = 0,84$ ou bien $\alpha = 0,25$ et $m_0 = 0,75$

En égalisant cette équation avec celle du déplacement élastique, on peut obtenir immédiatement le taux de déconfinement du massif à la pose du soutènement :

$$\lambda_p = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + d} \right)^2 \right) \quad (\text{IX.61})$$

IX.2 RÉSULTATS :

IX.2.1 Données de calculs :

	Propriétés	Unités	Etude 1
<input type="checkbox"/>	Etat initial		
	Contrainte initiale P_0	MPa	0.550
<input type="checkbox"/>	Droite élastique		
	Déplacement $U_{élas}$	mm	51.1969
	Déplacement relatif $U_{élas}/R$	mm/m	9.8267
<input type="checkbox"/>	Courbe de convergence		
	Pression limite: P_{ic}	MPa	0.270
	Déplacement: U_{ic}	mm	26.1047
	Déplacement relatif: U_{ic}/R	mm/m	5.0105
	Coef de déconfinement λ_c		0.5099
<input type="checkbox"/>	Tunnel non soutenu		
	Déplacement: U_{inf}	mm	165.2353
	Déplacement relatif: U_{inf}/R	mm/m	31.7150
	Rayon plastique relatif: R_{pinf}/R		2.2947
<input type="checkbox"/>	A la pose du soutènement		
	Méthode de calcul		Principe de similitude
	Pression: P_p	MPa	0.118
	Déplacement: U_d	mm	55.6526
	Déplacement relatif: U_d/R	mm/m	10.6819
	Rayon plastique relatif: R_{pp}/R		1.4099
	Rigidité K_s	MPa	937.451
	Coefficient de déconfinement λ		0.7852
<input type="checkbox"/>	A l'équilibre		
	Pression: P_e	MPa	0.117
	Déplacement: U_e	mm	56.3008
	Déplacement relatif: U_e/R	mm/m	10.8063
	Rayon plastique relatif: R_{pe}/R		1.4170
	Effort normal soutènement: N_e	kN	590.56956
	Contrainte normale soutènement: σ_e	MPa	2.084
	Coefficient de déconfinement		0.7883

Tableau IX. 1 : Données de calcul C-Lambda (Convergence - Confinement).

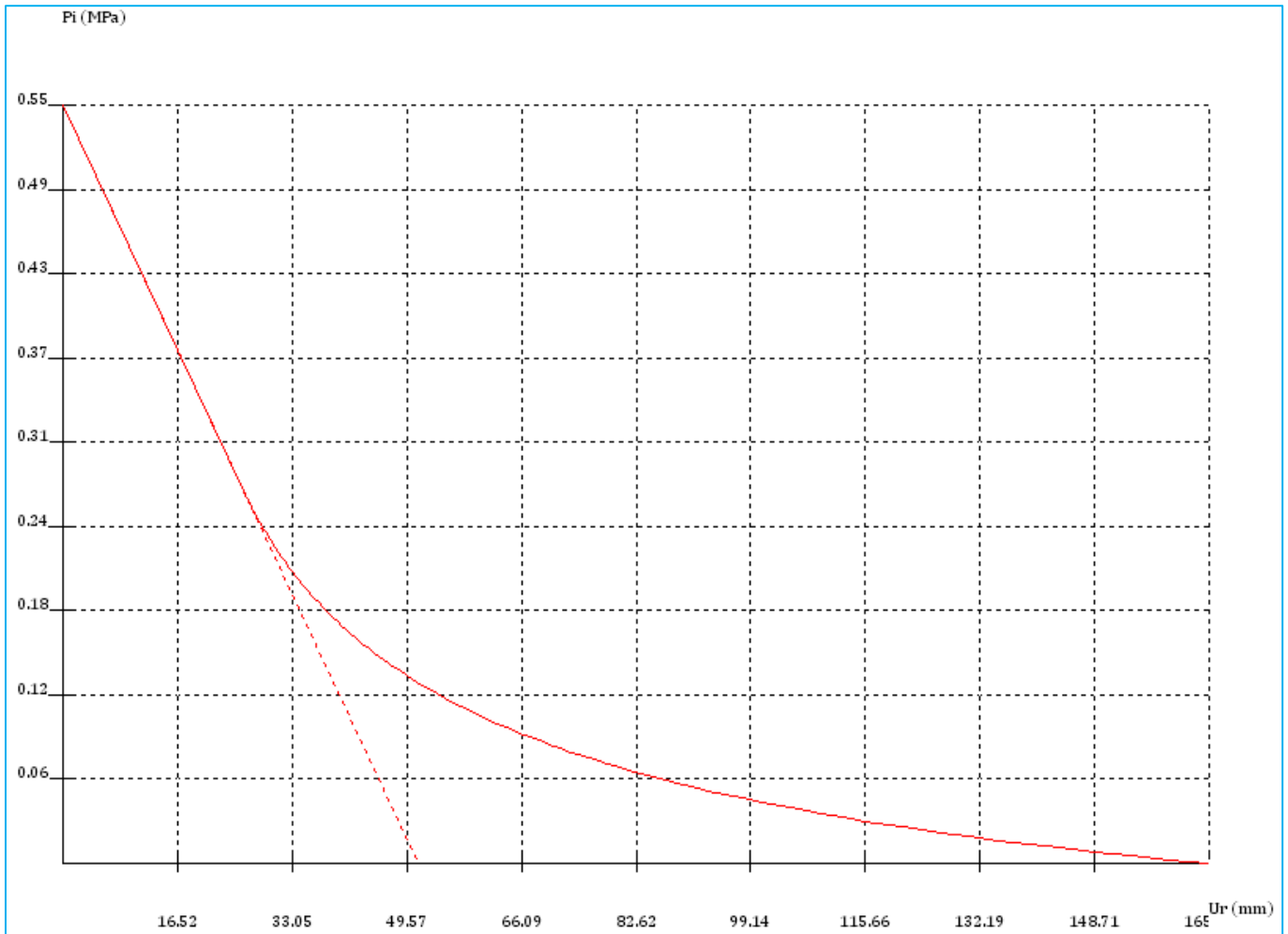
IX.2.2 Calcul de la courbe de convergence :

Figure IX. 6 : La pression de convergence P_i en fonction de U_r .

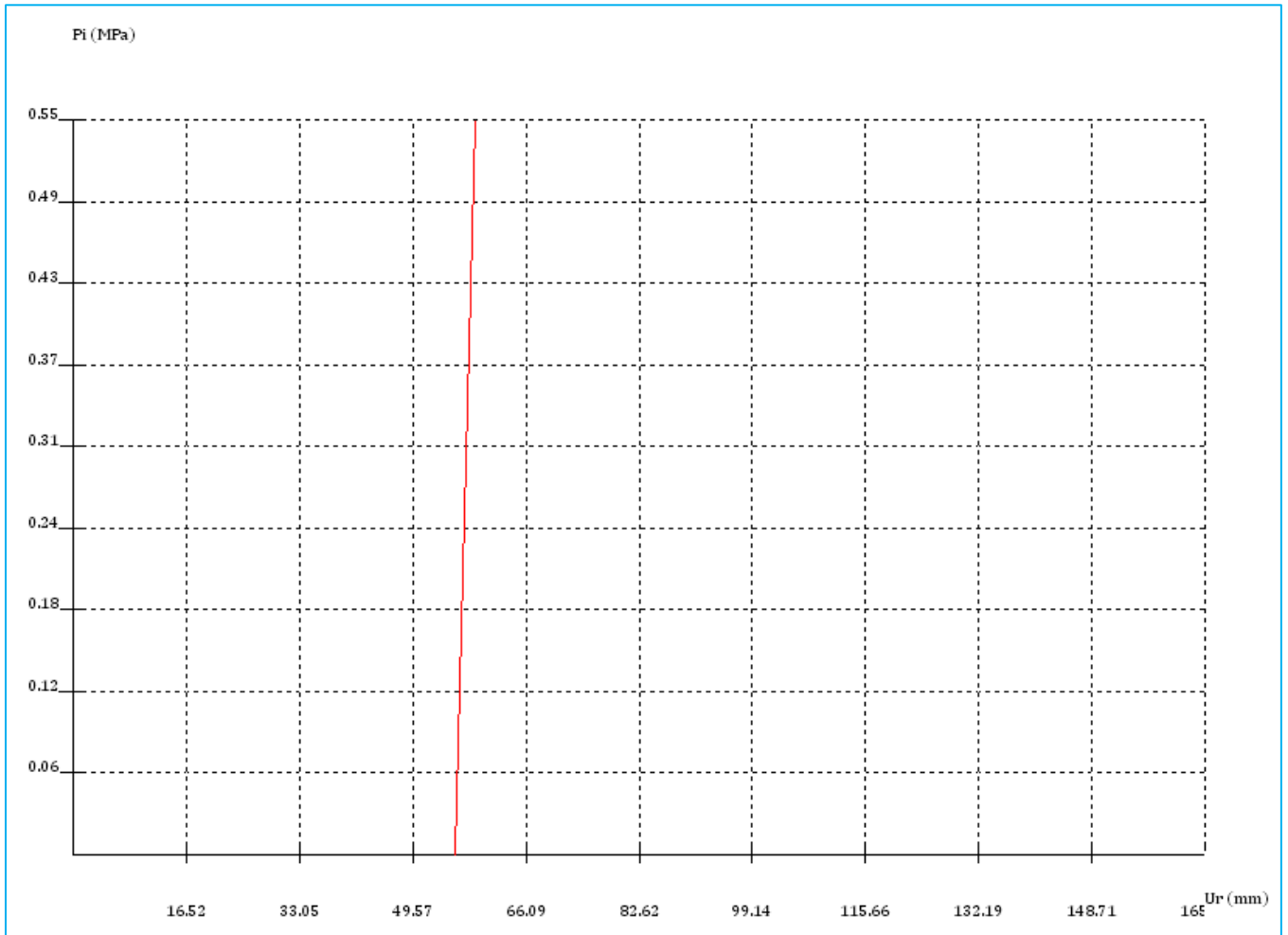
IX.2.3 Calcul de la courbe de confinement :

Figure IX. 7 : La pression de confinement P_i en fonction de U_r .

IX.2.4 Courbe de Convergence Confinement :

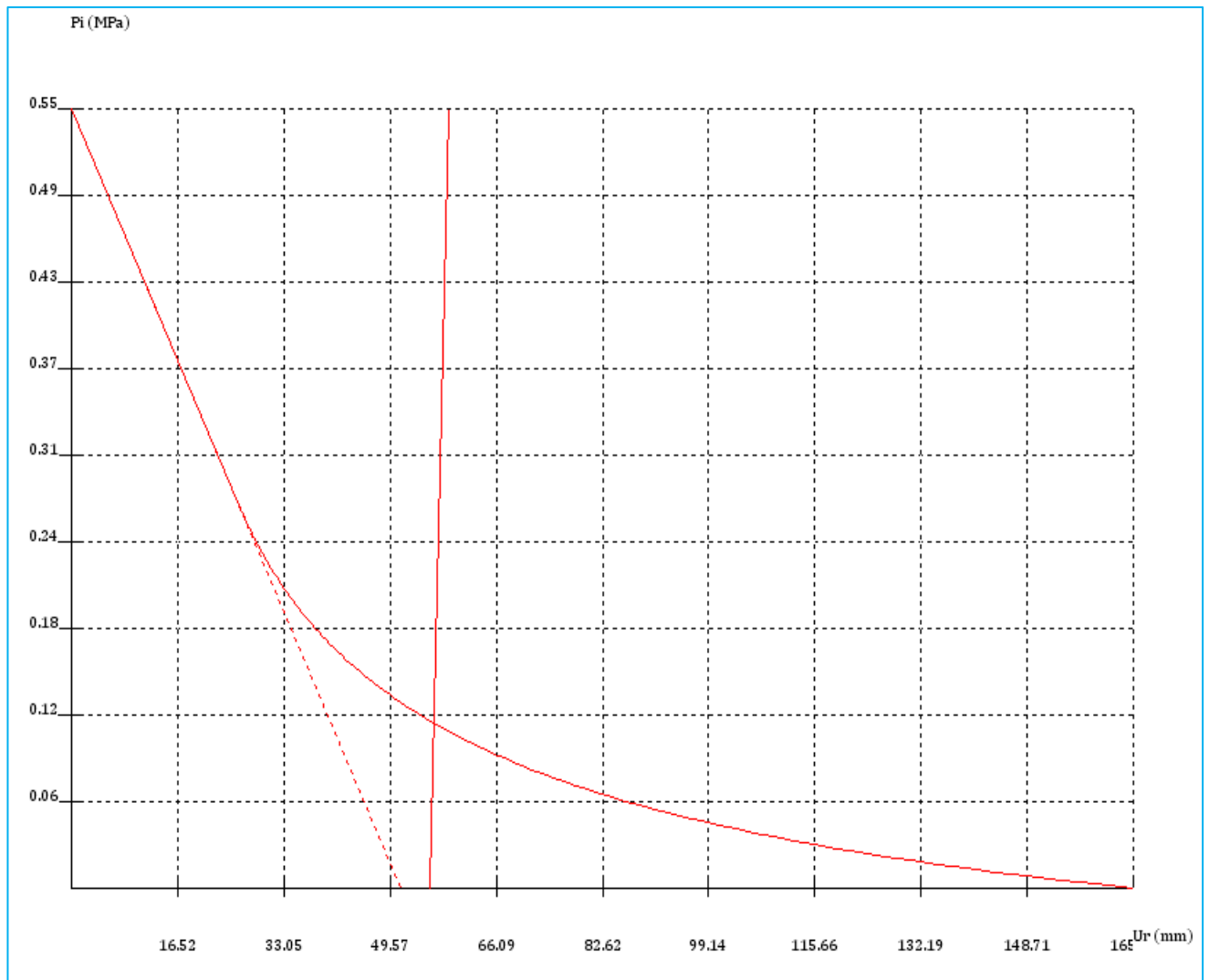


Figure IX. 8 : Courbe de Convergence-Confinement P_i en fonction de U_r .

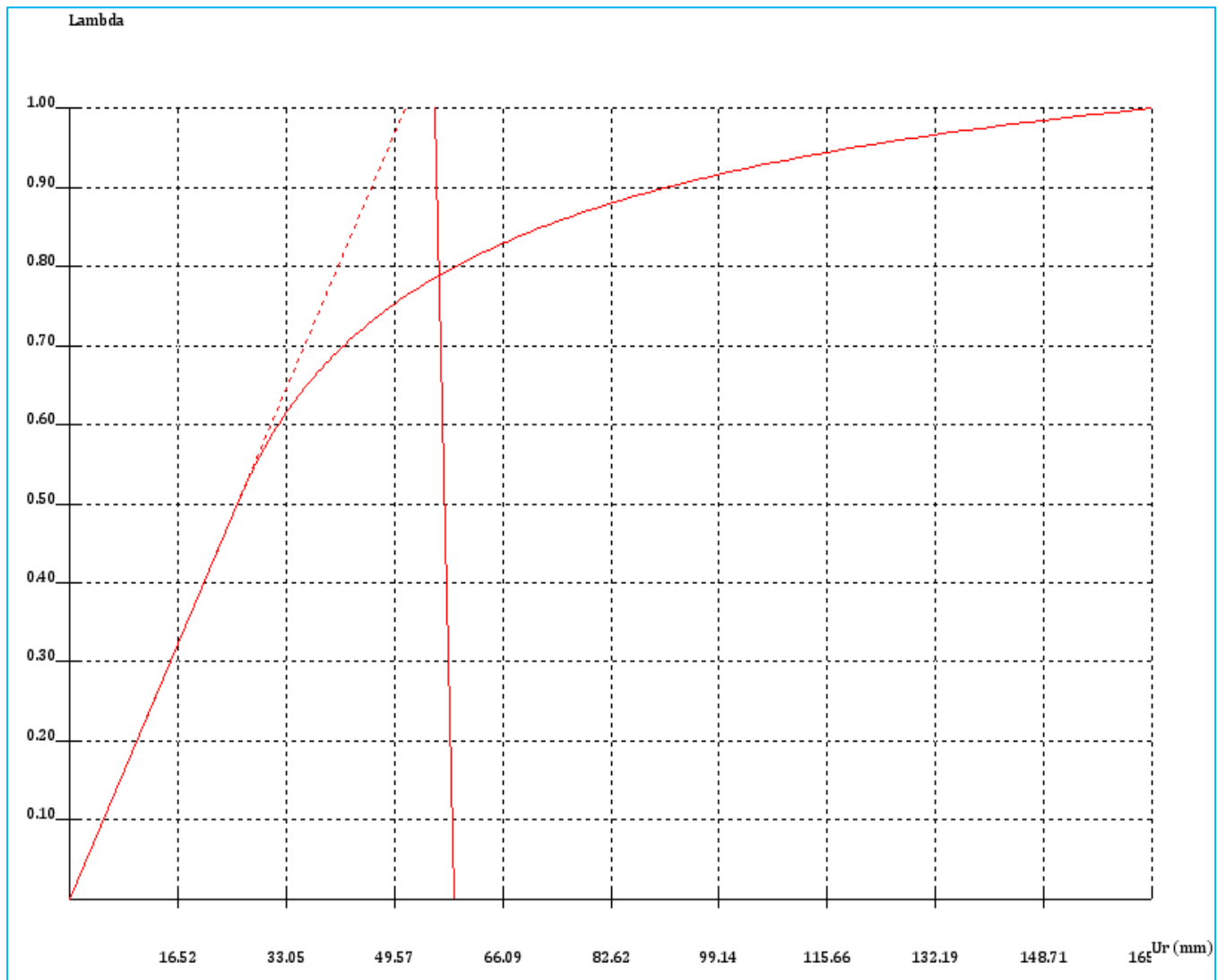


Figure IX. 9 : Courbe du taux de déconfinement λ en fonction de U_r .

IX.2.5 Résultats de calcul :

	Propriétés	Unités	Etude 1
<input type="checkbox"/>	Etat initial		
	Contrainte initiale P_0	MPa	0.550
<input type="checkbox"/>	Droite élastique		
	Déplacement $U_{élas}$	mm	51.1969
	Déplacement relatif $U_{élas}/R$	mm/m	9.8267
<input type="checkbox"/>	Courbe de convergence		
	Pression limite: P_{ic}	MPa	0.270
	Déplacement: U_{ic}	mm	26.1047
	Déplacement relatif: U_{ic}/R	mm/m	5.0105
	Coef de déconfinement λ_c		0.5099
<input type="checkbox"/>	Tunnel non soutenu		
	Déplacement: U_{inf}	mm	165.2353
	Déplacement relatif: U_{inf}/R	mm/m	31.7150
	Rayon plastique relatif: R_{pinf}/R		2.2947
<input type="checkbox"/>	A la pose du soutènement		
	Méthode de calcul		Principe de similitude
	Pression: P_p	MPa	0.118
	Déplacement: U_d	mm	55.6526
	Déplacement relatif: U_d/R	mm/m	10.6819
	Rayon plastique relatif: R_{pp}/R		1.4099
	Rigidité K_s	MPa	937.451
	Coefficient de déconfinement λ		0.7852
<input type="checkbox"/>	A l'équilibre		
	Pression: P_e	MPa	0.117
	Déplacement: U_e	mm	56.3008
	Déplacement relatif: U_e/R	mm/m	10.8063
	Rayon plastique relatif: R_{pe}/R		1.4170
	Effort normal soutènement: N_e	kN	590.56956
	Contrainte normale soutènement: σ_e	MPa	2.084
	Coefficient de déconfinement		0.7883

Tableau IX. 2 : Résultats de calculs C-Lambda (Etat d'équilibre).

CHAPITRE X

PHASAGE

X.1 INTRODUCTION :

Afin de modéliser le creusement d'un tunnel, il faut prendre en compte plusieurs étapes de calcul après avoir défini l'état initial.

Le nombre de ces phases de calcul dépend du choix du mode de creusement : pleine section ou demie-section.

X.2 EXECUTION :

Si le creusement se fait en pleine section :

Phase 0 : Génération de l'état de contrainte initiale

Phase 1 : Charge et surcharge à la surface du sol

Phase 2 : Creusement avec déconfinement λ

Phase 3 : Soutènement avec déconfinement $1 - \lambda$

Phase 4 : Revêtement à court terme

Phase 5 : Revêtement à long terme

Phase 6 : Calcul à la rupture

Si le creusement se fait en demi section :

Phase 0 : Génération de l'état de contrainte initiale

Phase 1 : Charge et surcharge à la surface du sol q

Phase 2 : Creusement de la partie supérieure avec déconfinement λ_1

Phase 3 : Soutènement de la partie supérieure avec déconfinement $1 - \lambda_1$

Phase 4 : Creusement de la partie inférieure avec déconfinement λ_2

Phase 5 : Soutènement de la partie inférieure avec déconfinement $1 - \lambda_2$

Phase 6 : Revêtement à court terme

Phase 7 : Revêtement à long terme

Phase 8 : Calcul à la rupture

➤ **Remarque :**

Les phases 2 et 3 lors du creusement à demi-section sont identiques aux phases 2 et 3 correspondant au creusement à pleine section, sauf que la valeur du déconfinement λ n'est pas le même dans les deux cas.

Le principe des phases 4 et 5 lors du creusement à demi-section est identique à celui des phases 2 et 3 répétant la méthode appliquée à la partie supérieure sur la partie inférieure.

Dans ce cas on va se restreindre à détailler les étapes du creusement en pleine section.

Phase 0 : Génération de l'état de contraintes initial.

Cette première étape, qui a pour objet de générer l'état de contraintes dans le sol avant le creusement, ne prend en compte que les contraintes dues au poids des terres.

On obtient en contrainte verticale :

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h \quad (\text{X.1})$$

- ρ : Masse volumique du sol
- g : Accélération de la pesanteur : 9.81 m/s²
- h : Hauteur de la couche de sol au-dessus du point de calcul

Et en contrainte horizontale :

$$\sigma_h = k_0 \cdot \sigma_v \quad (\text{X.2})$$

- k : Coefficient de poussée latérale du sol

Phase 1 : Charge et surcharge à la surface du sol

On prend en compte ces charges après génération des contraintes initiales dans la phase 0

Phase 2 : Excavation et prise en compte d'un déconfinement caractérisé par le coefficient λ .

Cette phase représente le creusement du sol avant la mise en place du soutènement. On suppose ainsi que le calcul est effectué à proximité du front de taille. La relaxation des contraintes normales à la surface d'excavation n'est que partielle et se caractérise par un coefficient de déconfinement λ compris entre 0 et 1. Ce coefficient λ permet d'appliquer une fraction des forces de déconfinement.

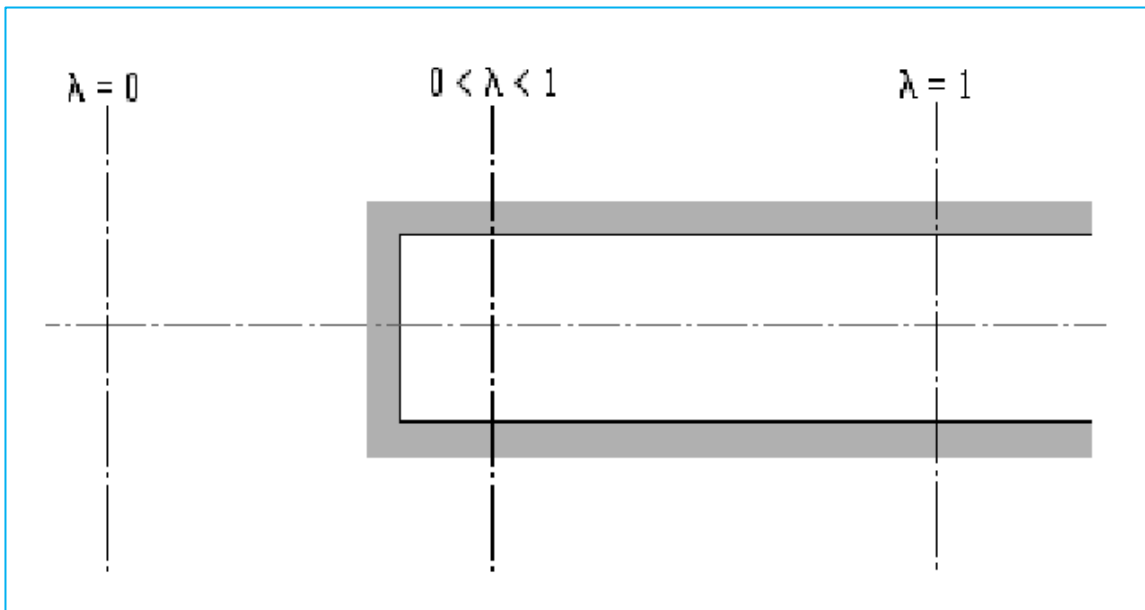


Figure X. 1 : Simulation de la proximité du front de taille par le coefficient λ

Les forces appliquées sur la surface d'excavation sont donc :

$$P_i = -\lambda \cdot \sigma_0 \quad (\text{X.3})$$

- σ_0 État de contraintes initial dans le sol (calculé en phase 0)
- λ Coefficient de déconfinement

Phase 3 : Mise en place du soutènement et prise en compte d'un déconfinement caractérisé par le coefficient $1 - \lambda$

Cette phase modélise la mise en place du soutènement. Le front de taille est repoussé « à l'infini » et on peut supposer que les forces de déconfinement vont finir de se relaxer. On applique donc à l'interface entre le soutènement et la surface d'excavation un chargement :

$$P_i = -(1 - \lambda) \cdot \sigma_0 \quad (\text{X.4})$$

- σ_0 État de contraintes initial dans le sol (calculé en phase 0)
- λ Coefficient de déconfinement

Un chargement correspondant à la prise en compte du poids propre du soutènement est également pris en compte.

Phase 4 : Mise en place du revêtement avec les caractéristiques à court terme

Cette phase modélise la mise en place du revêtement avec ces caractéristiques à court terme. Un chargement correspondant à la prise en compte du poids propre du revêtement est pris en compte

Phase 5 : Prise en compte des caractéristiques à long terme du revêtement

Cette phase modélise la mise en place du revêtement avec ses caractéristiques à long terme.

Phase 6 : Calcul à la rupture, $\Phi - C - Réduction$

Les paramètres de résistance du sol $\tan\varphi$ et c sont successivement réduites jusqu'à ce que la rupture de la structure se produise. La force des interfaces, si utilisée, est réduite de la même manière. La force des objets structuraux n'est pas influencée par réduction de $\Phi - c$, cette phase sert à calculer le facteur de sécurité.

$$\Sigma Msf = \frac{\tan\varphi_{input}}{\tan\varphi_{failure}} = \frac{c_{input}}{c_{failure}} \quad (\text{X.5})$$

$$SF = \frac{\text{available strength}}{\text{strength of failure}} = \sum Msf \tag{X.6}$$

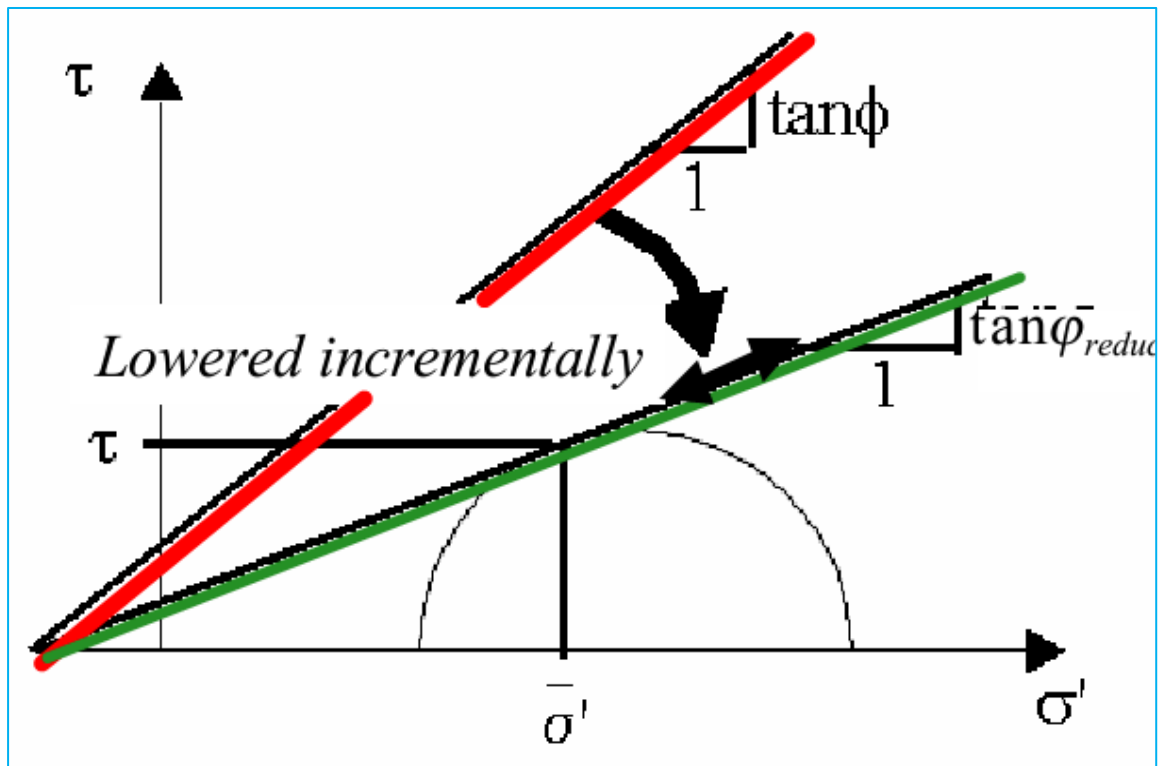
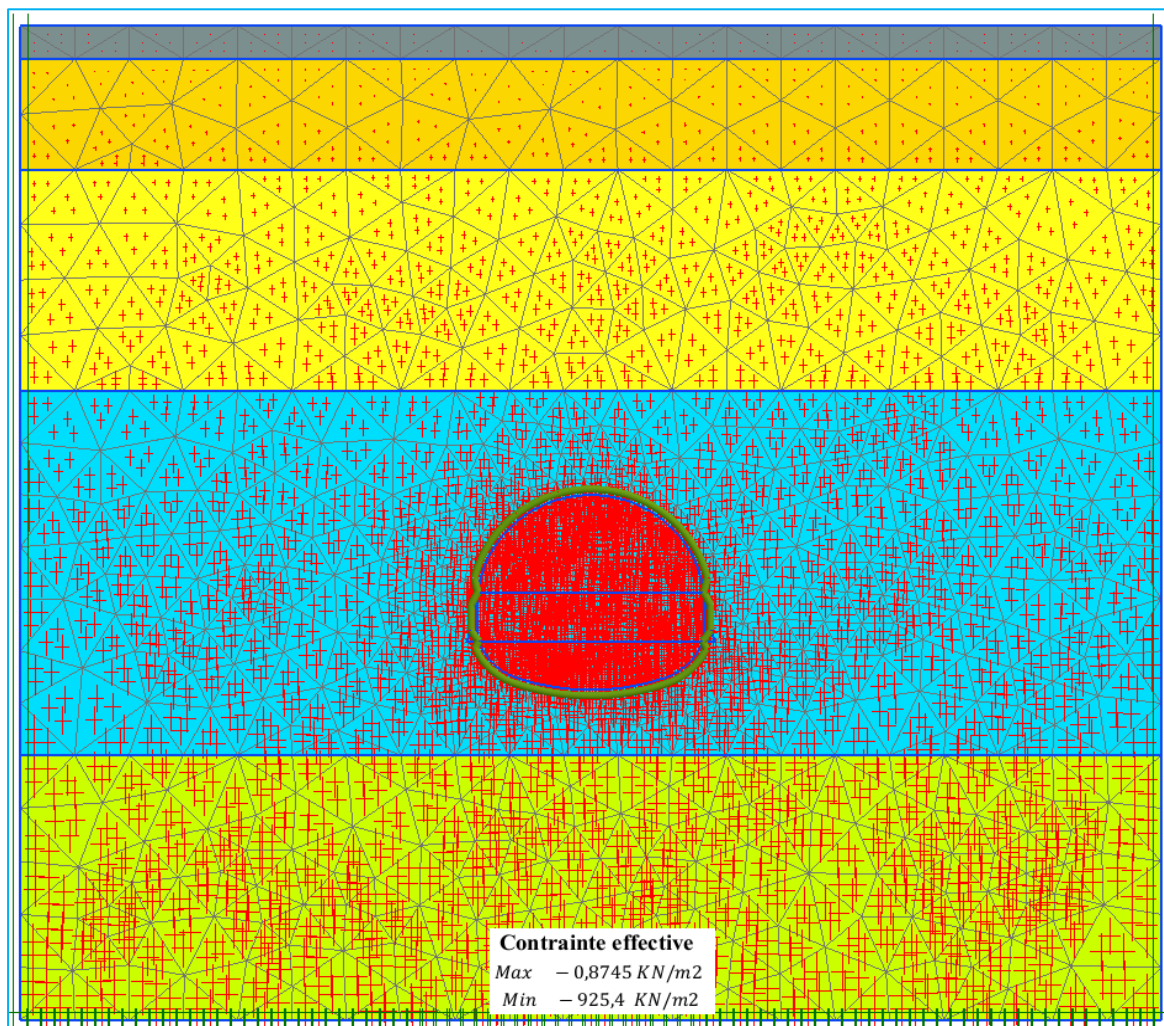


Figure X. 2 : Phi – C – Réduction

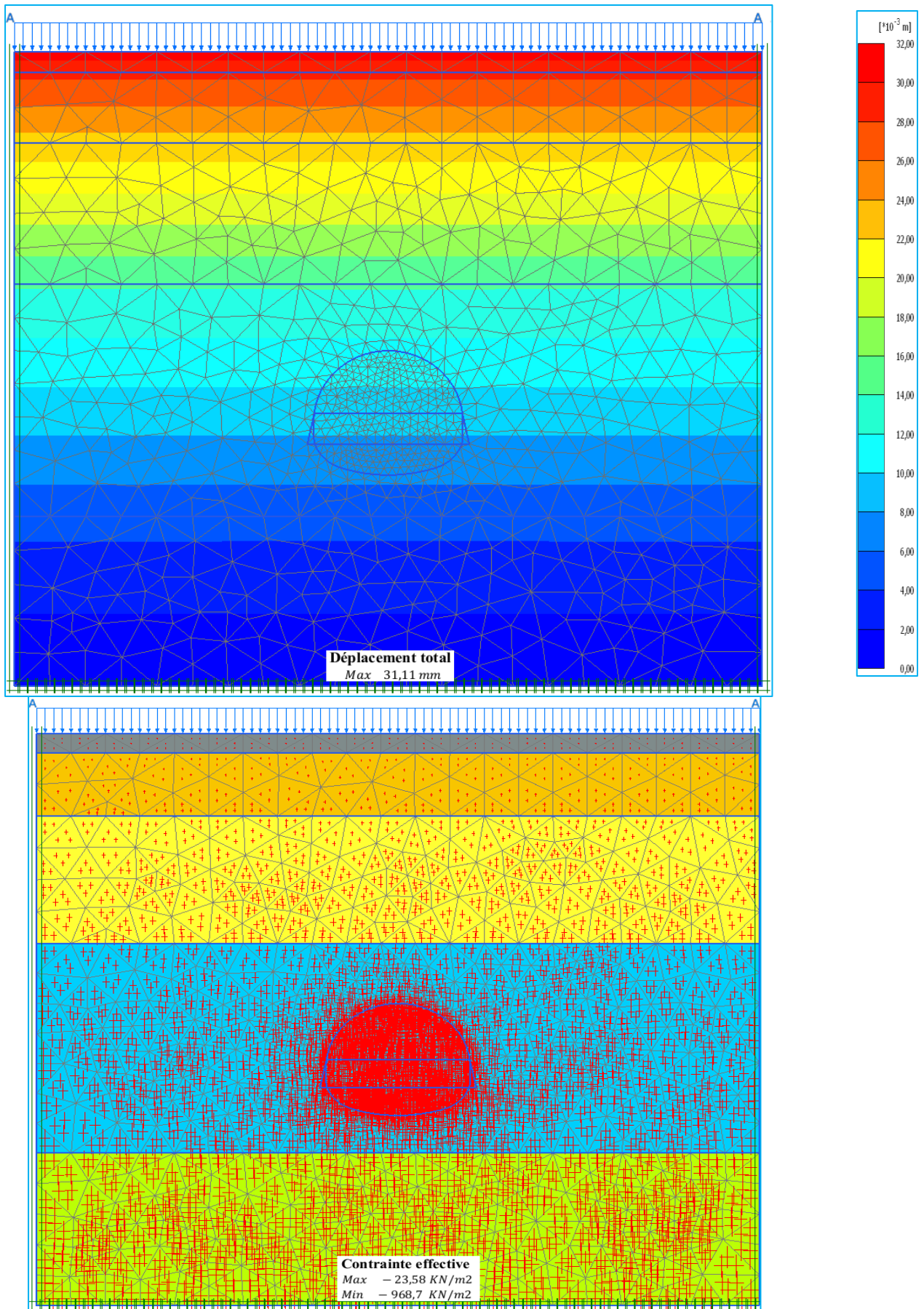
X.3 RÉSULTATS :

Notre tunnel est réalisé par la méthode de creusement en demi – section, dans ce cas on utilise le phasage pour le creusement à demi - setion

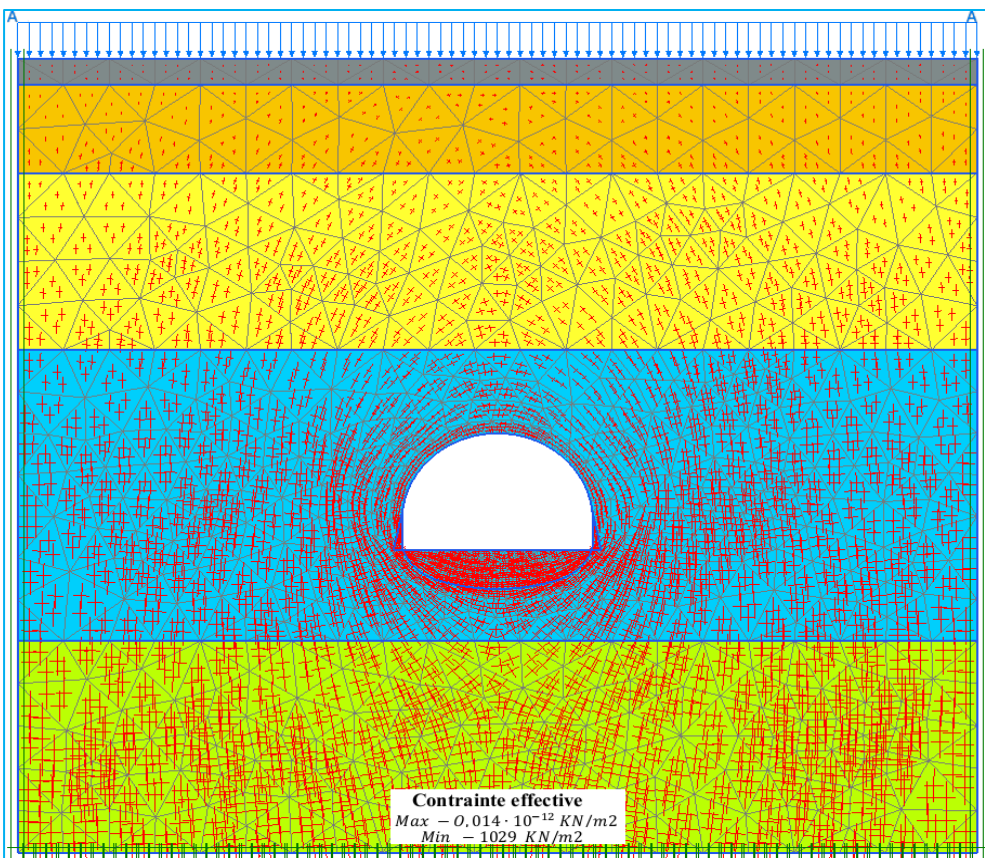
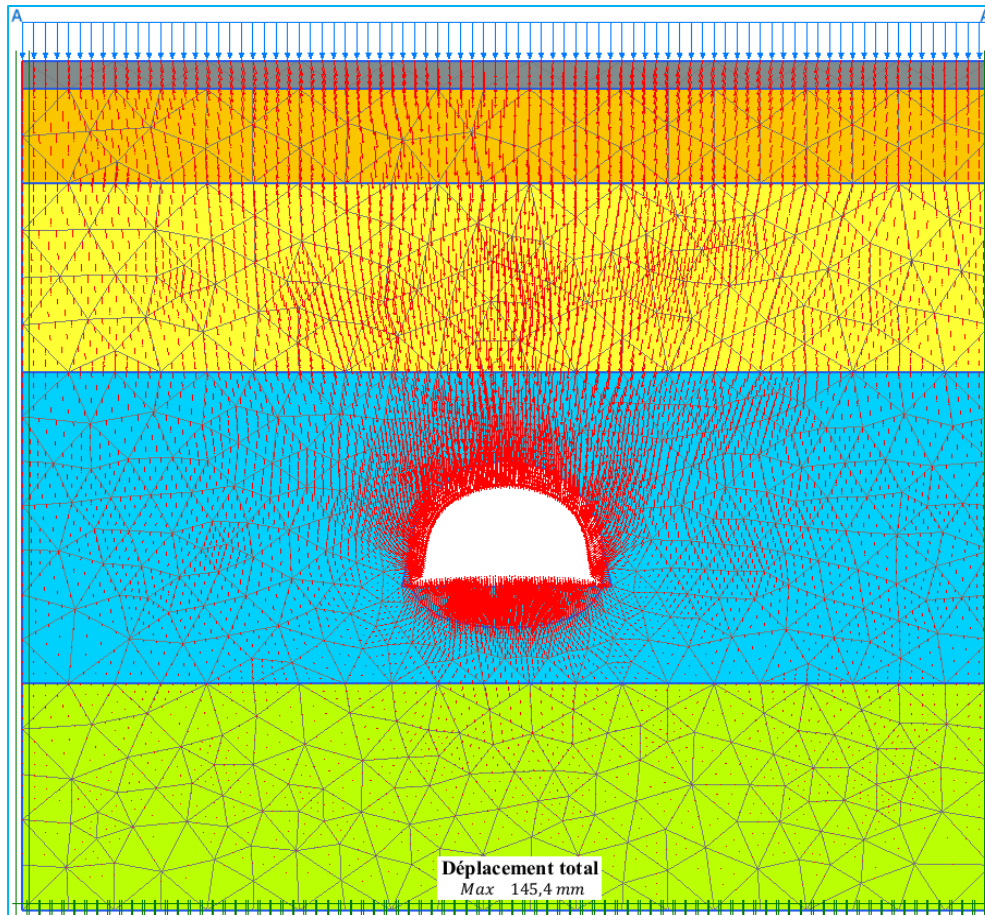
Phase 0 : Génération de l'état de contraintes initial.



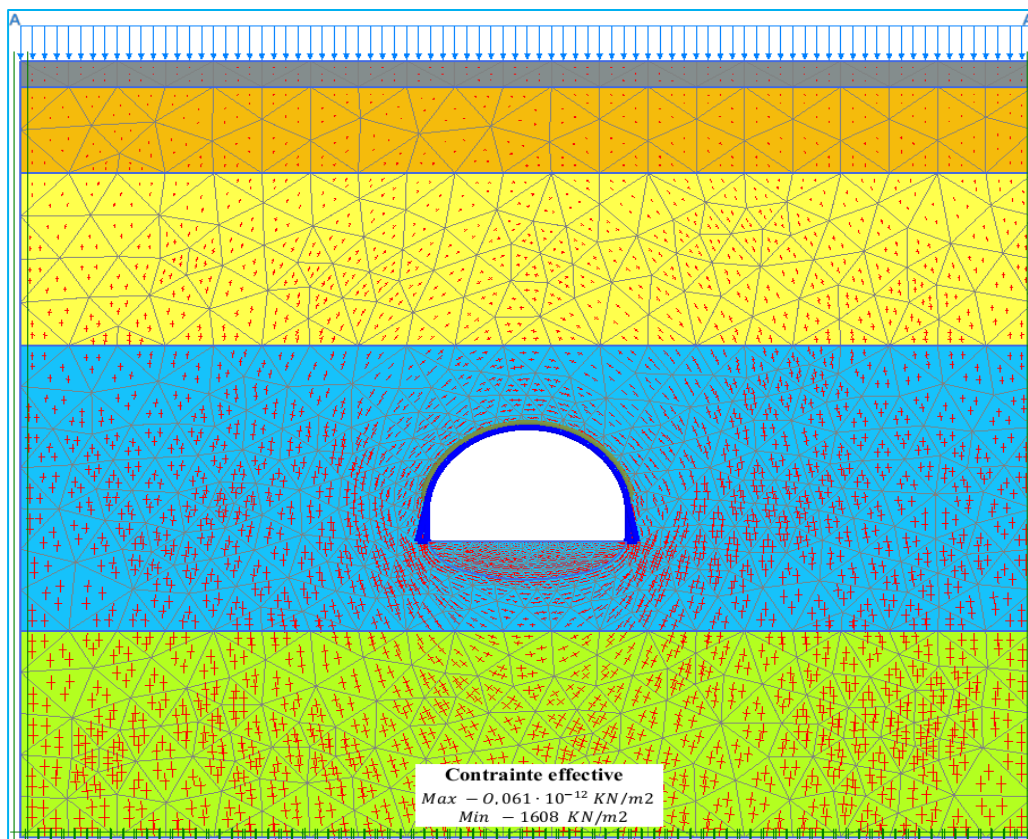
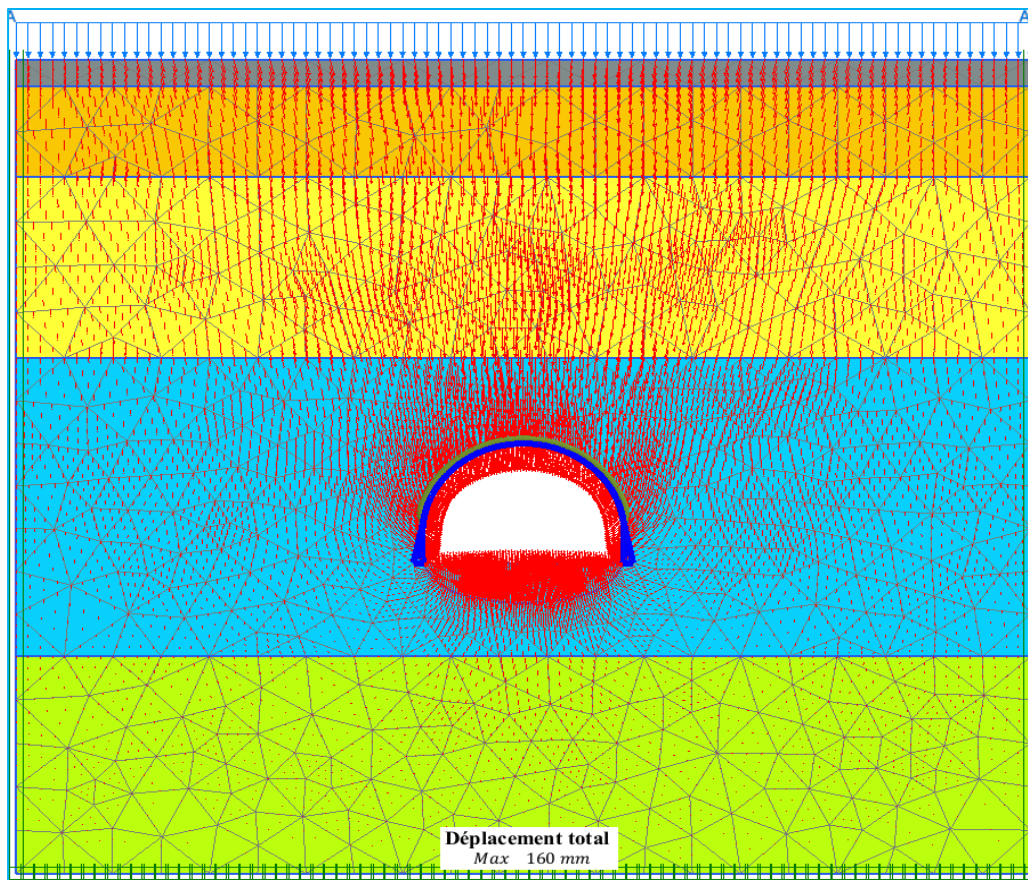
Phase 1 : Charge et surcharge à la surface du sol

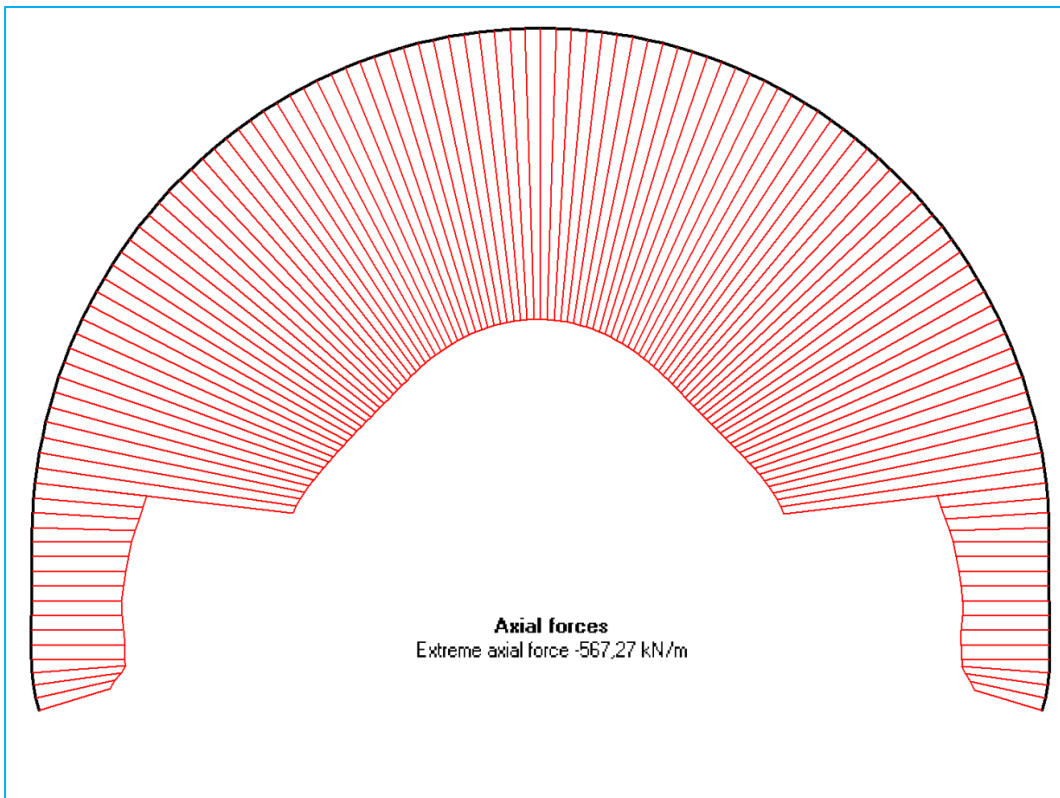
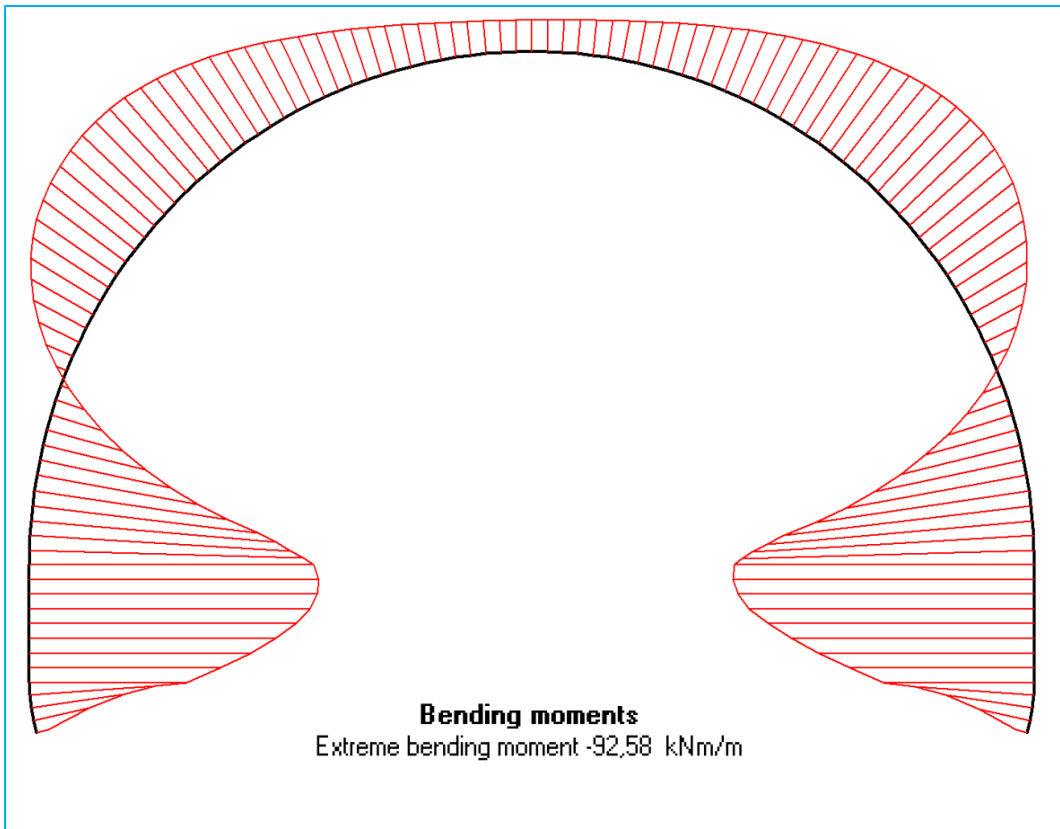


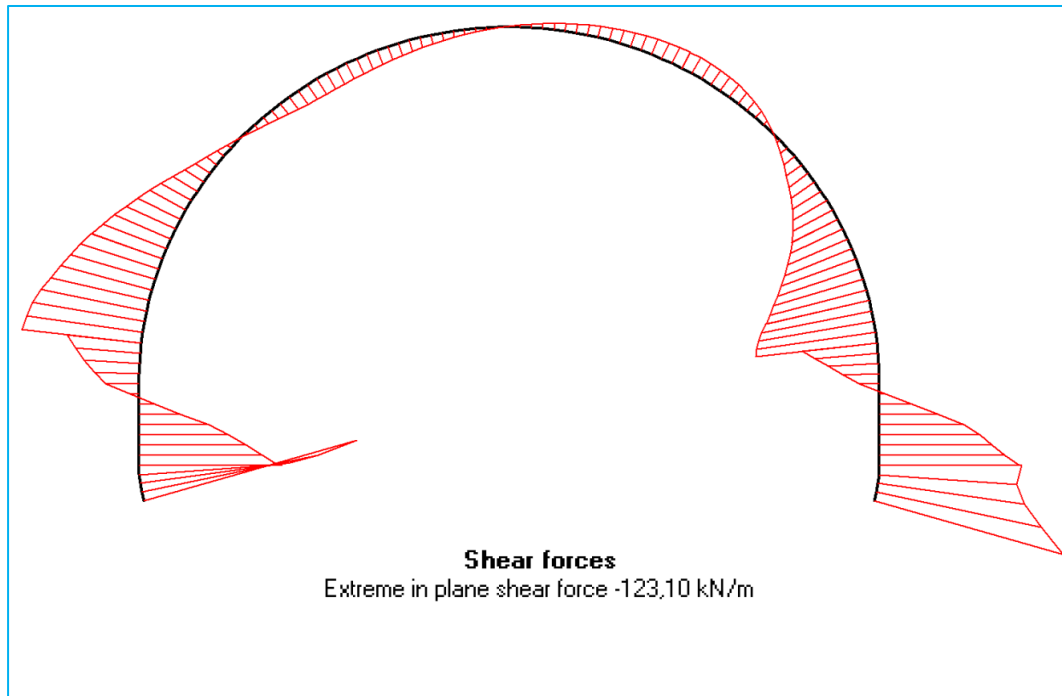
Phase 2 : Excavaet prise en compte d'un déconfinement caractérisé par le coefficient λ .



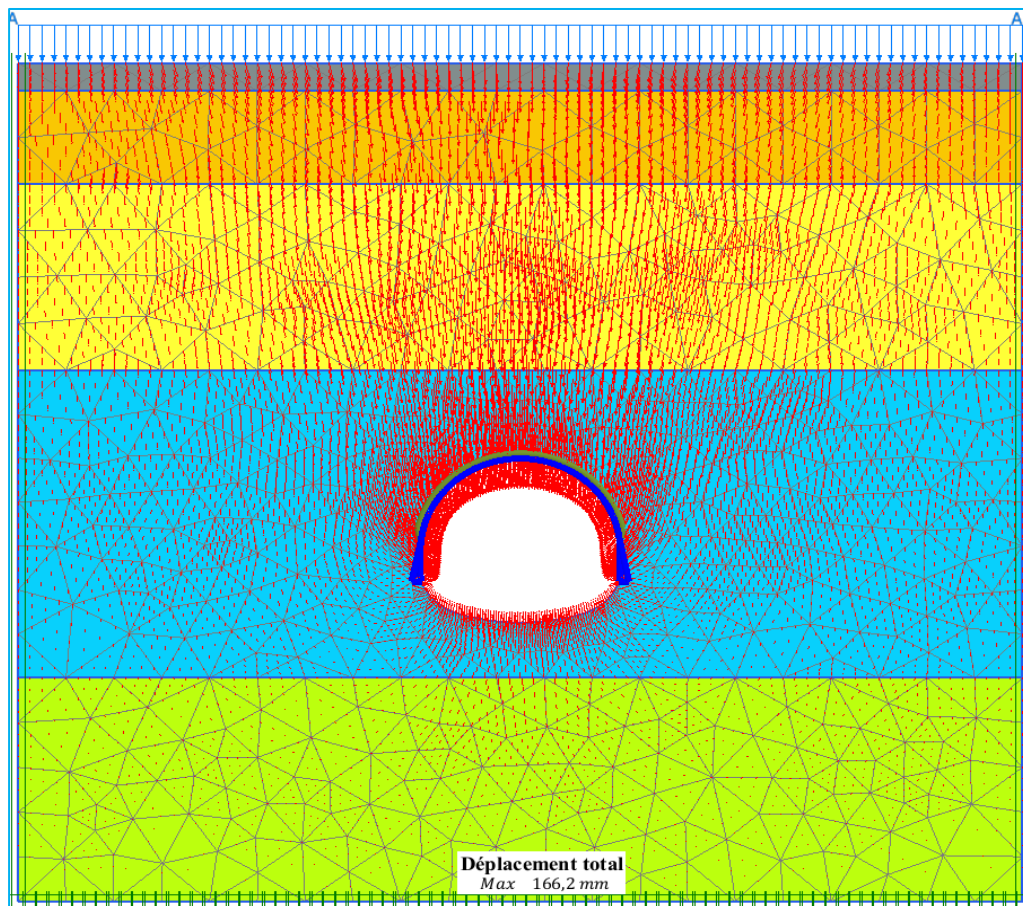
Phase 3 : Mise en place du soutènement et prise en compte d'un déconfinement caractérisé par le coefficient $1 - \lambda$

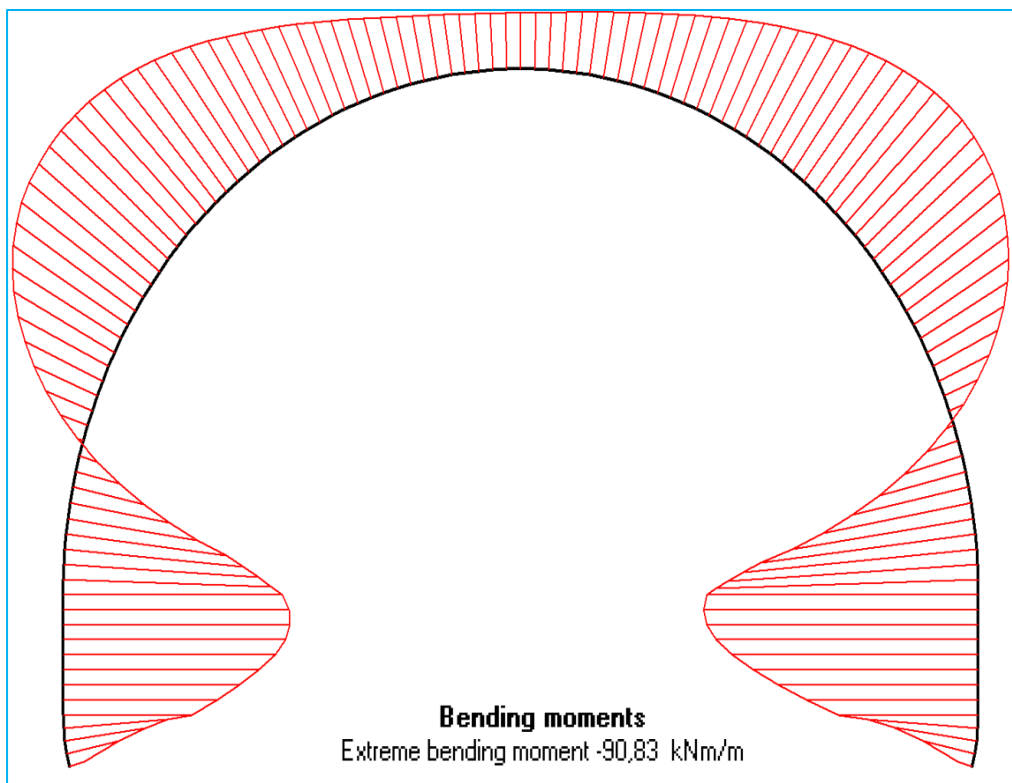
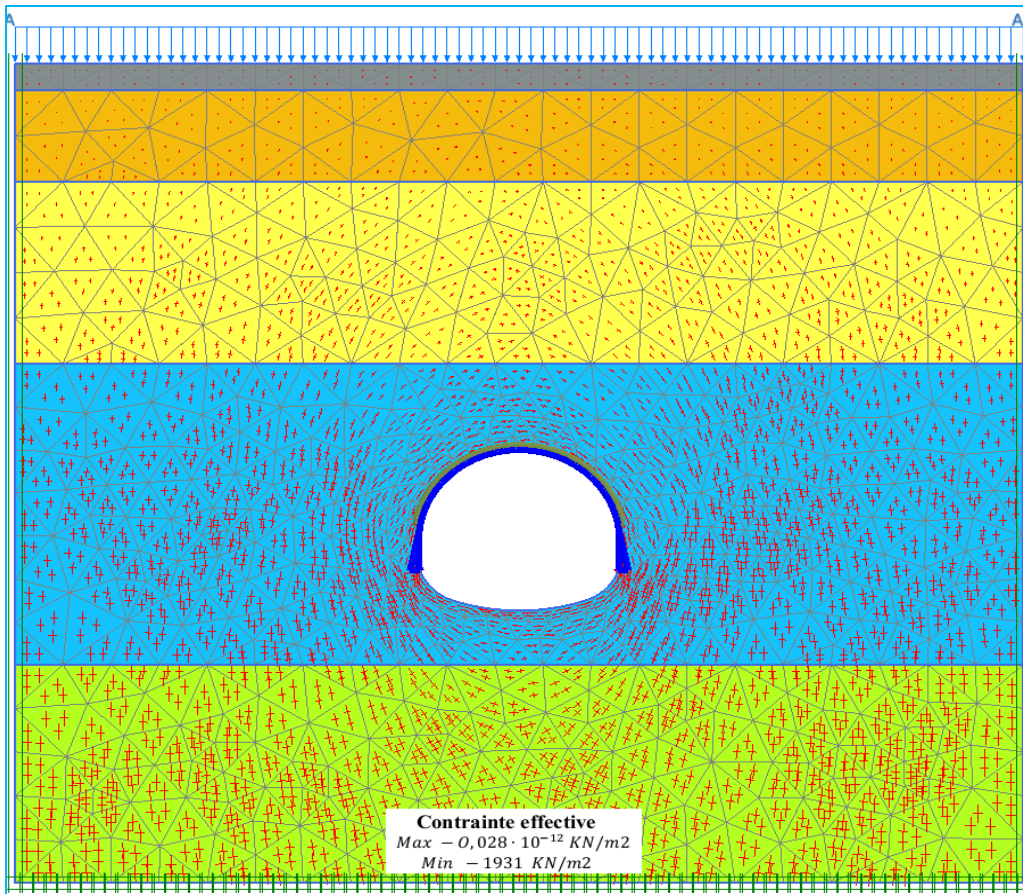


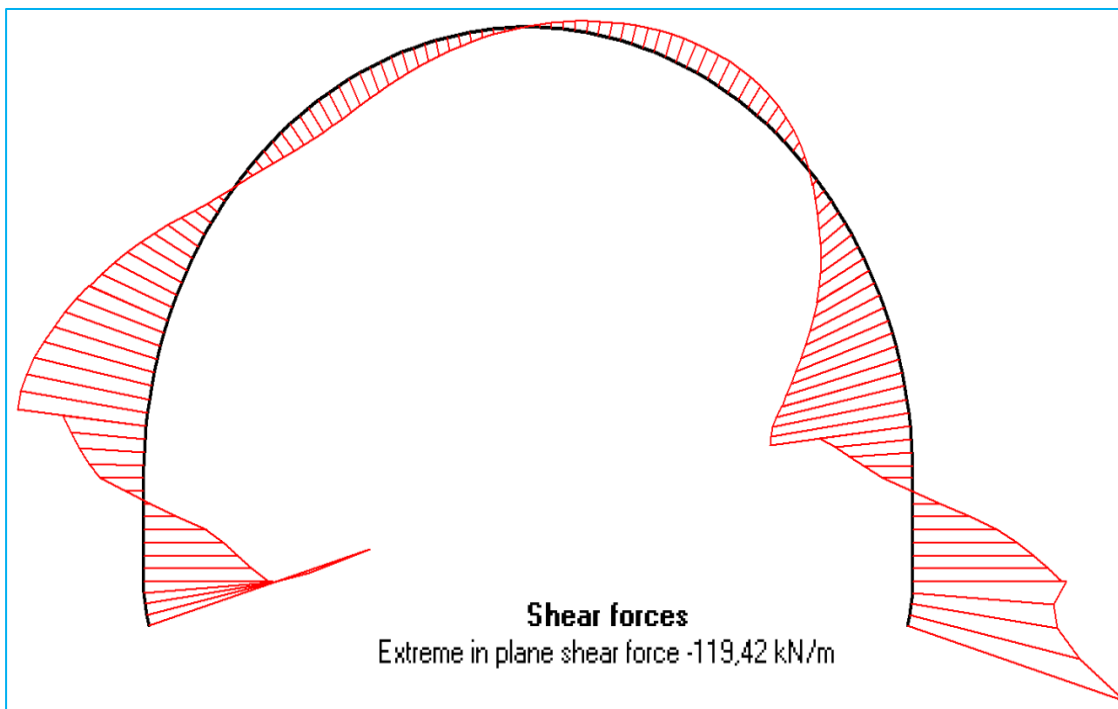
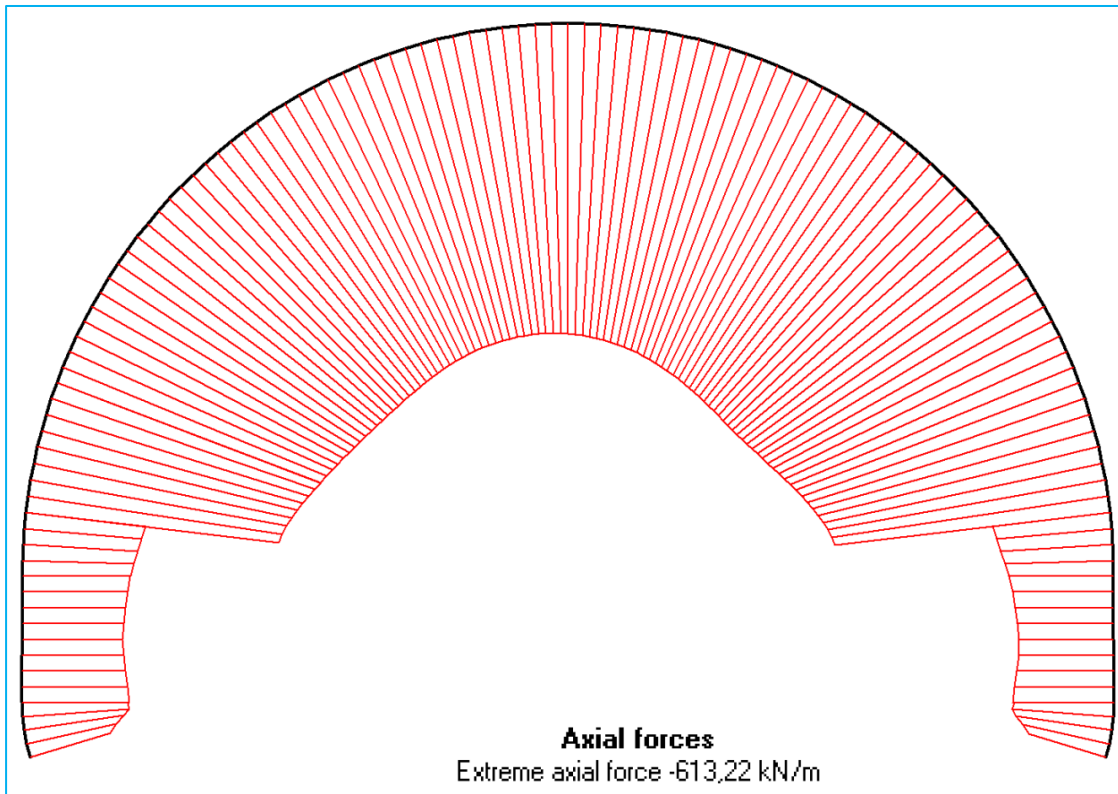




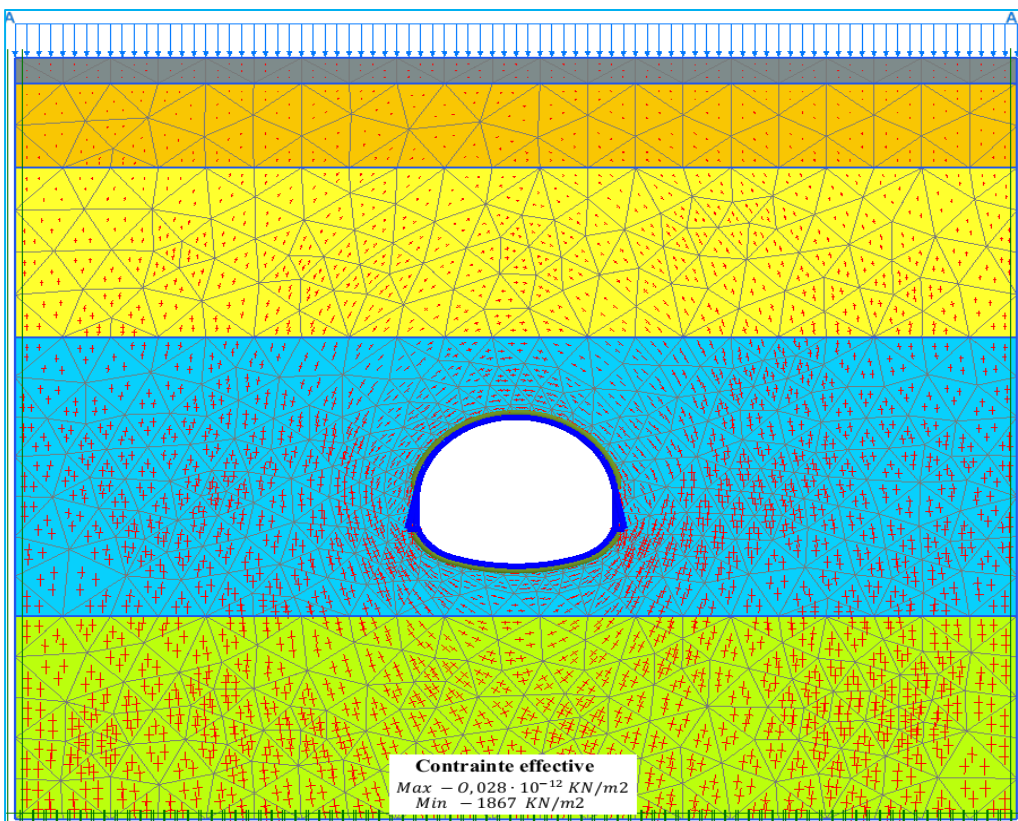
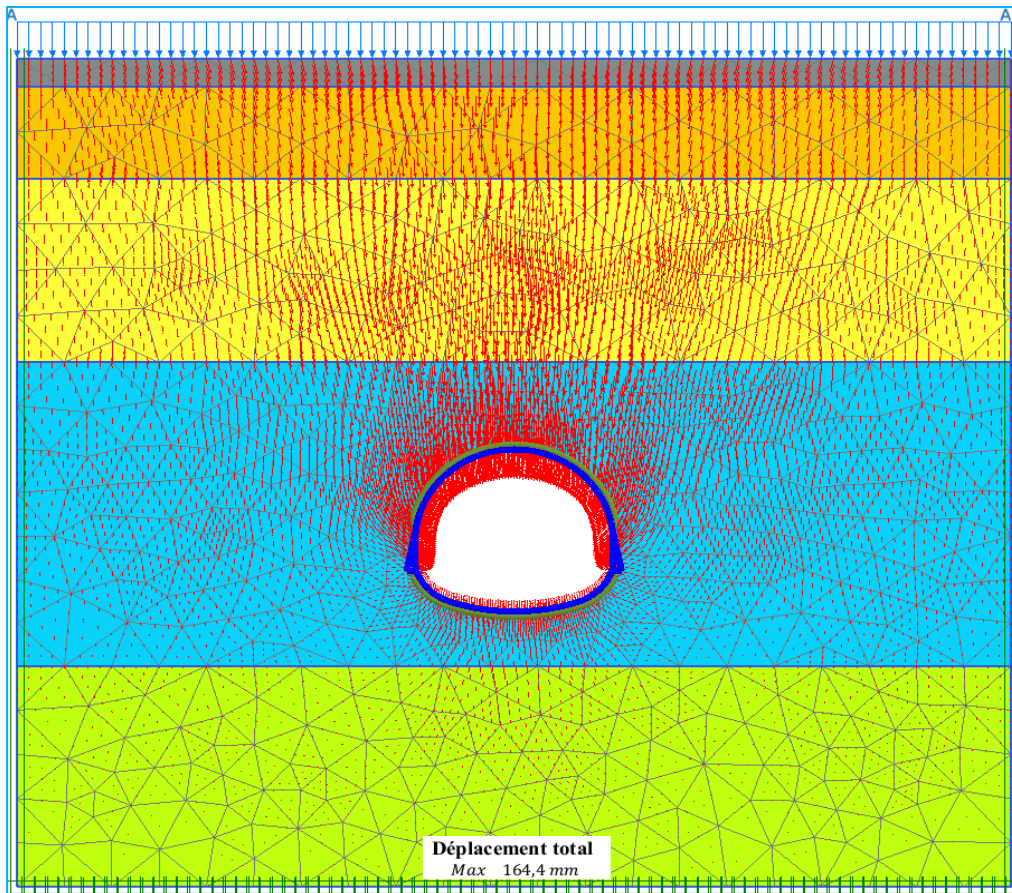
Phase 4 : Creusement de la partie inférieure avec déconfinement λ_2

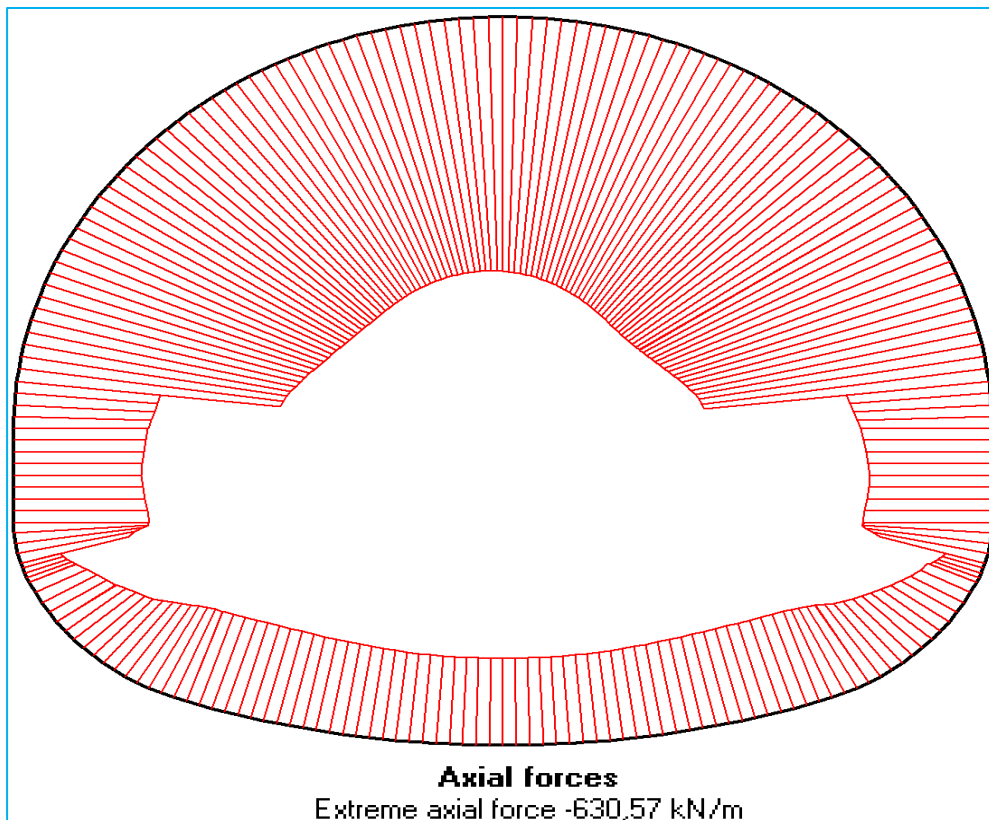
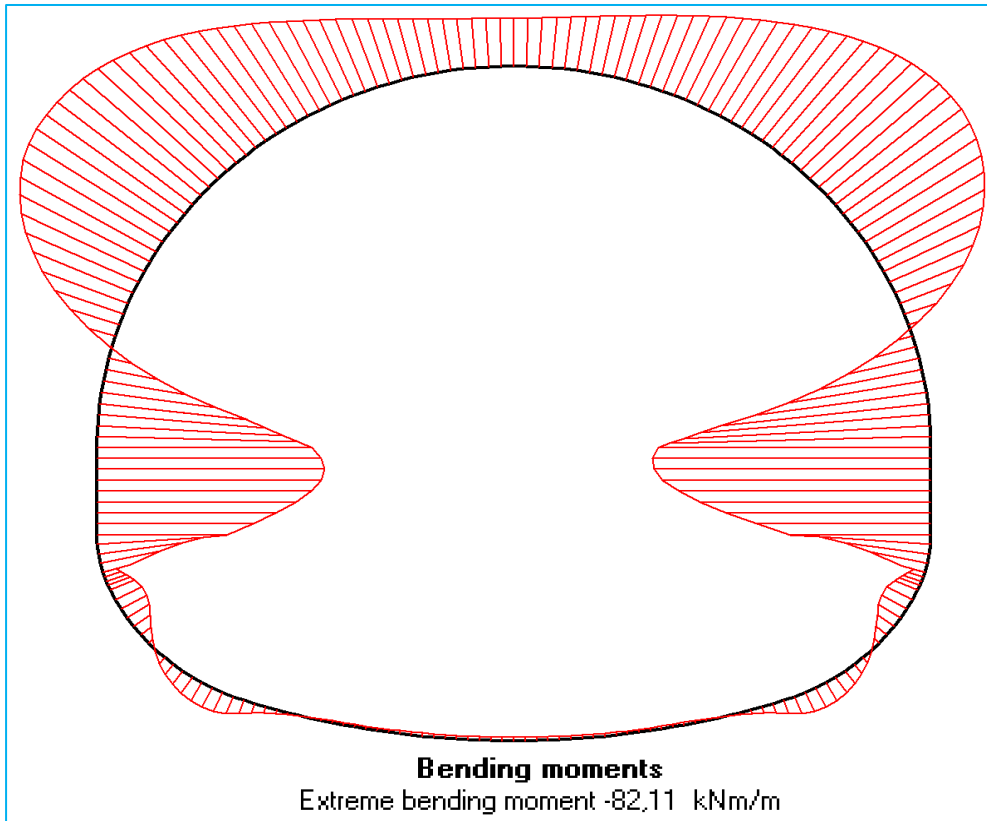


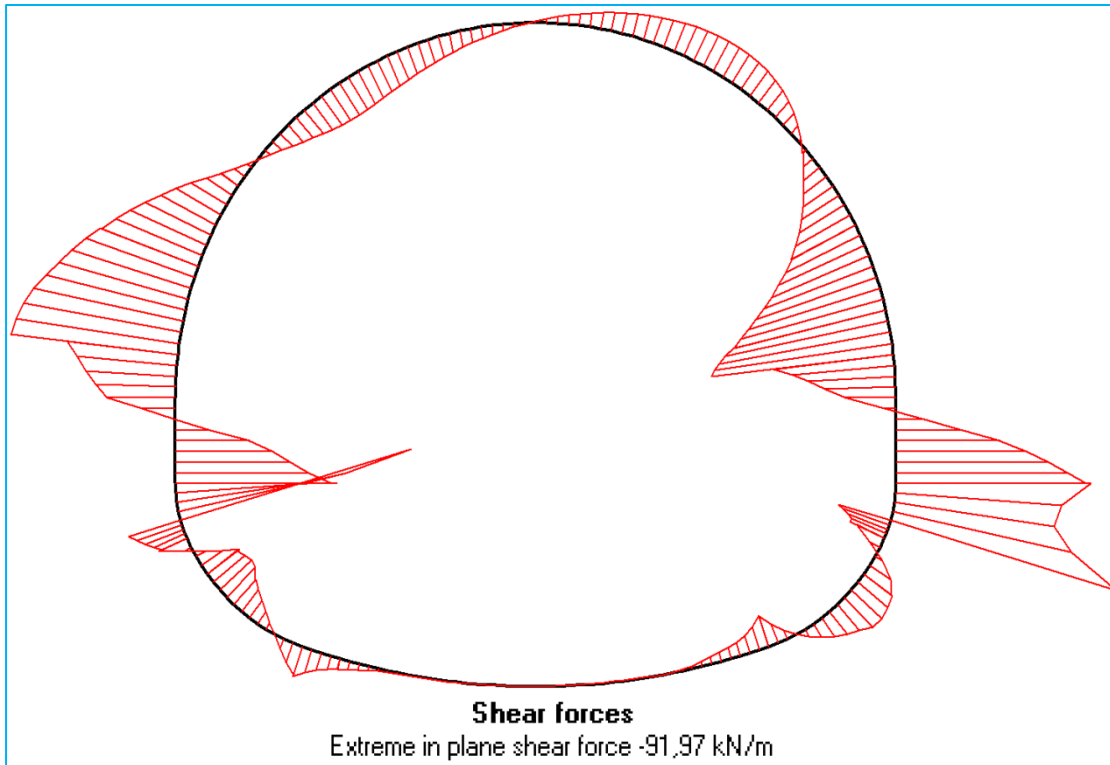




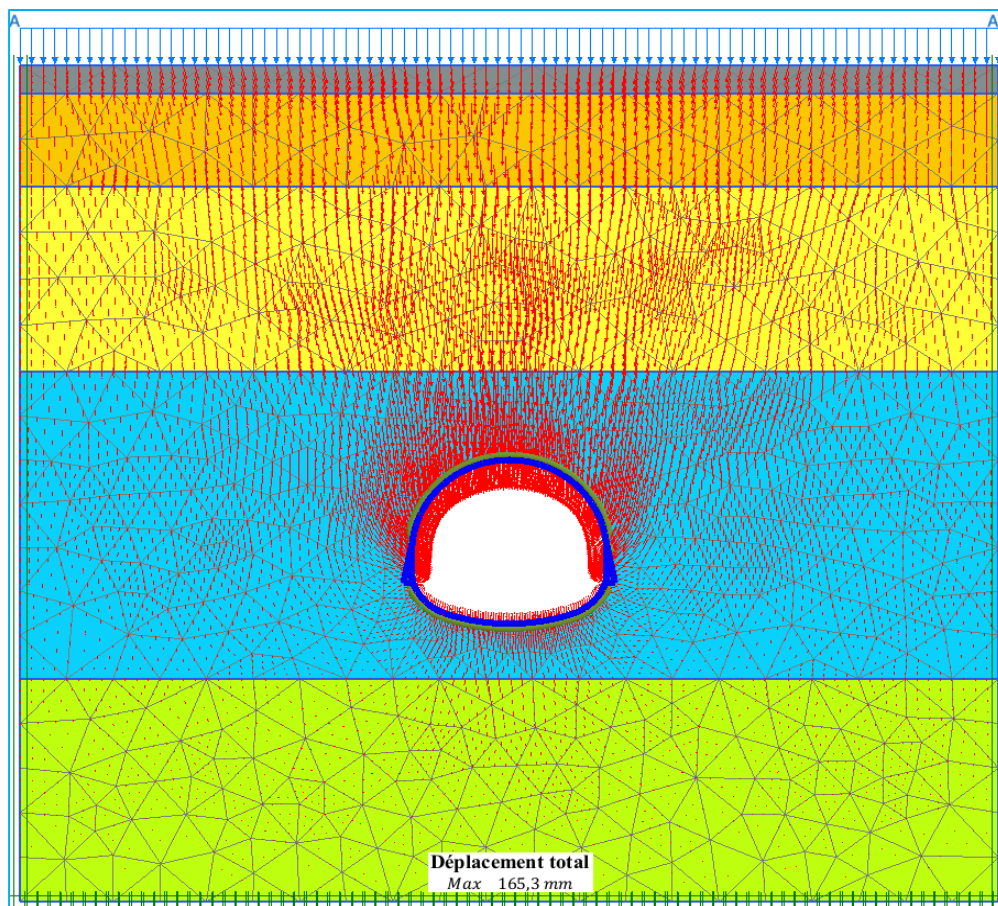
Phase 5 : Soutènement de la partie inférieure avec déconfinement $1 - \lambda_2$

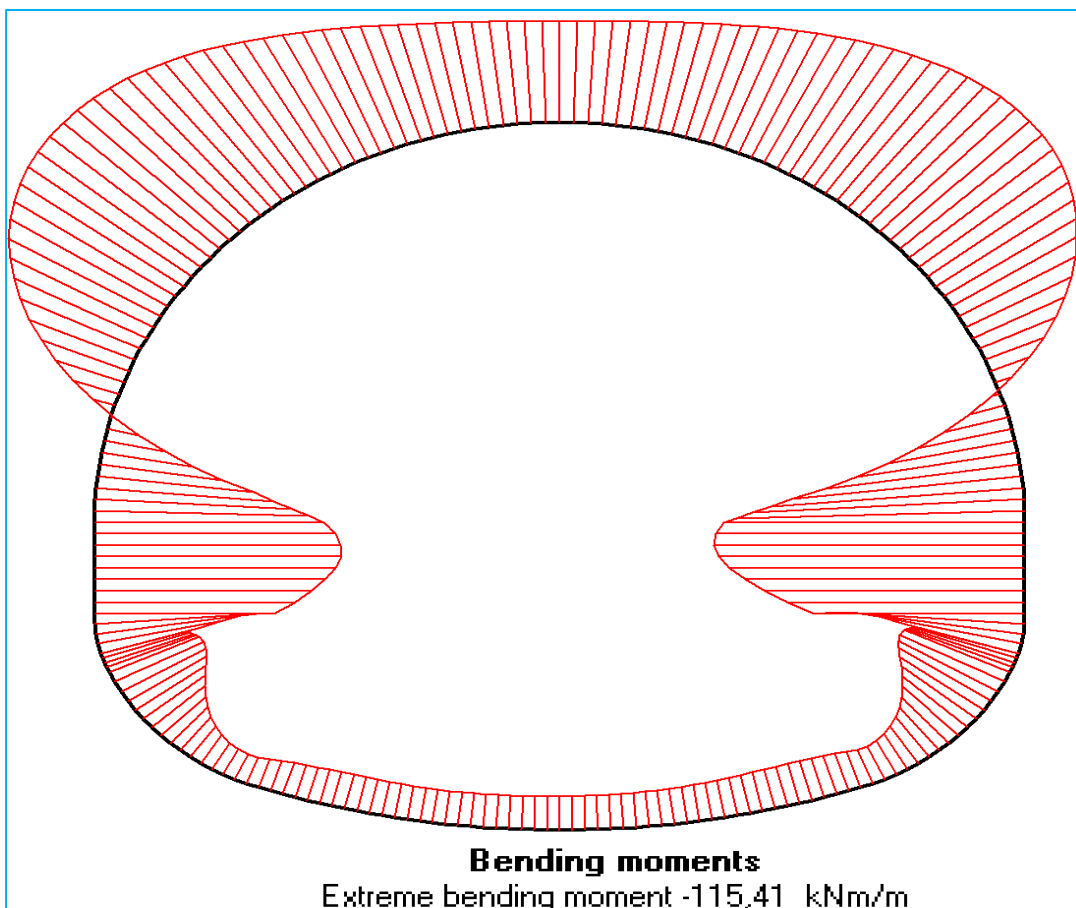
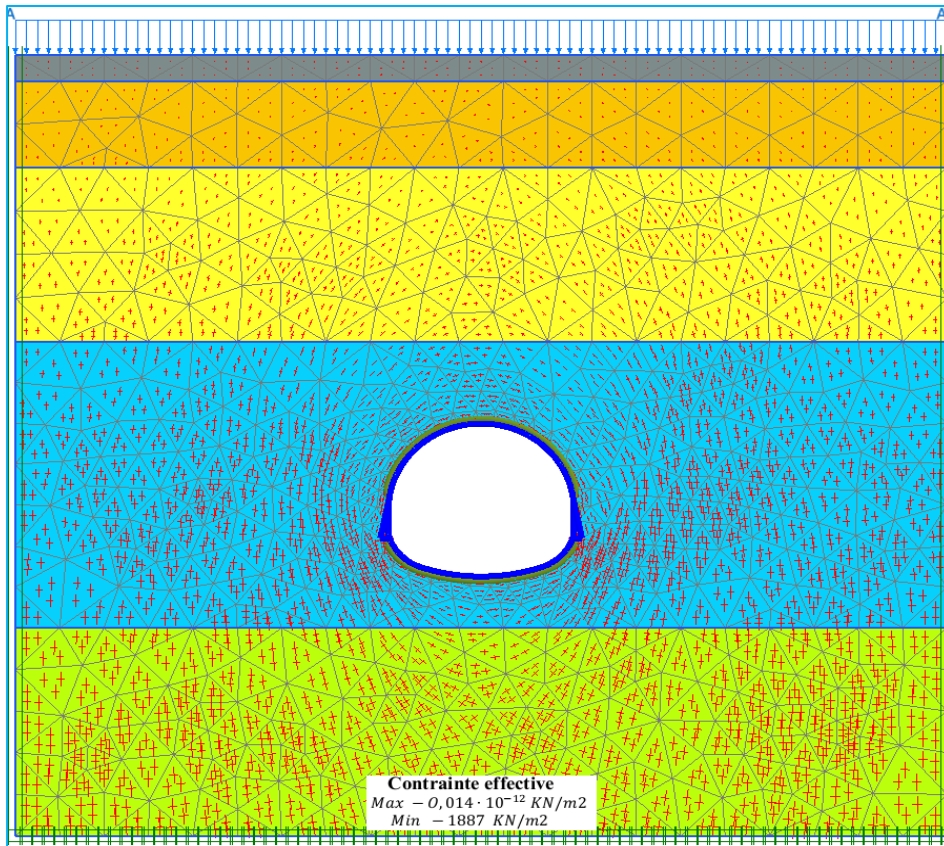


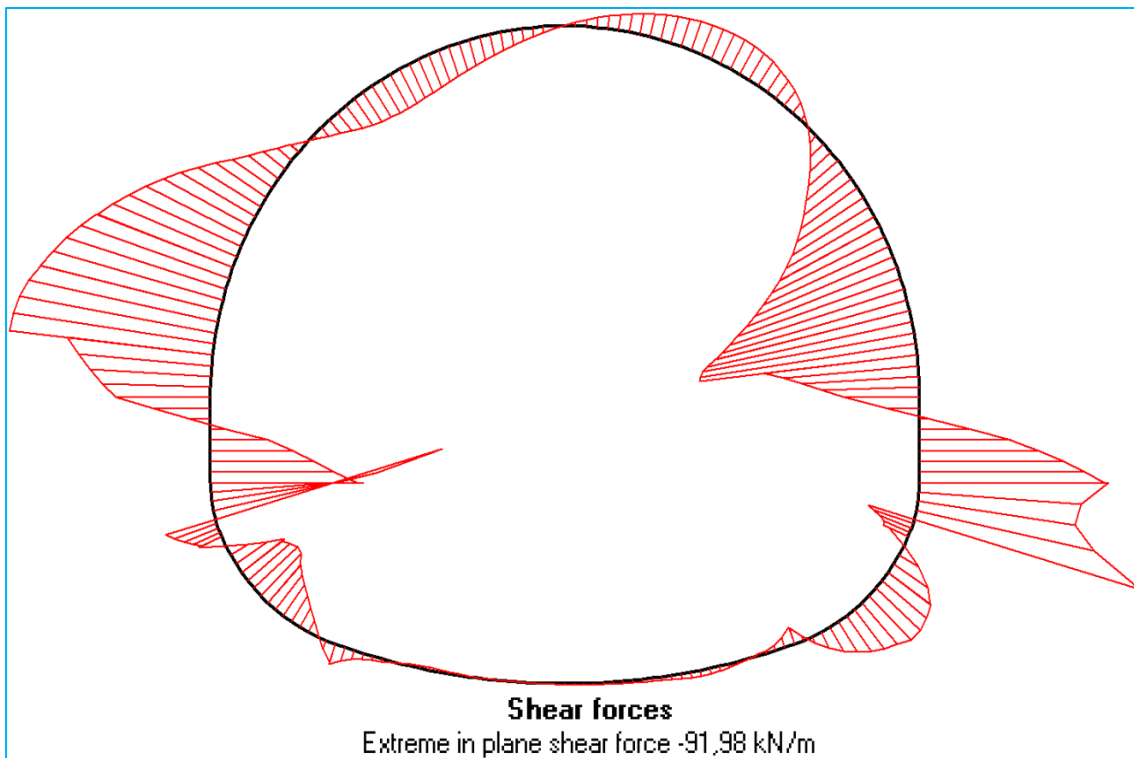
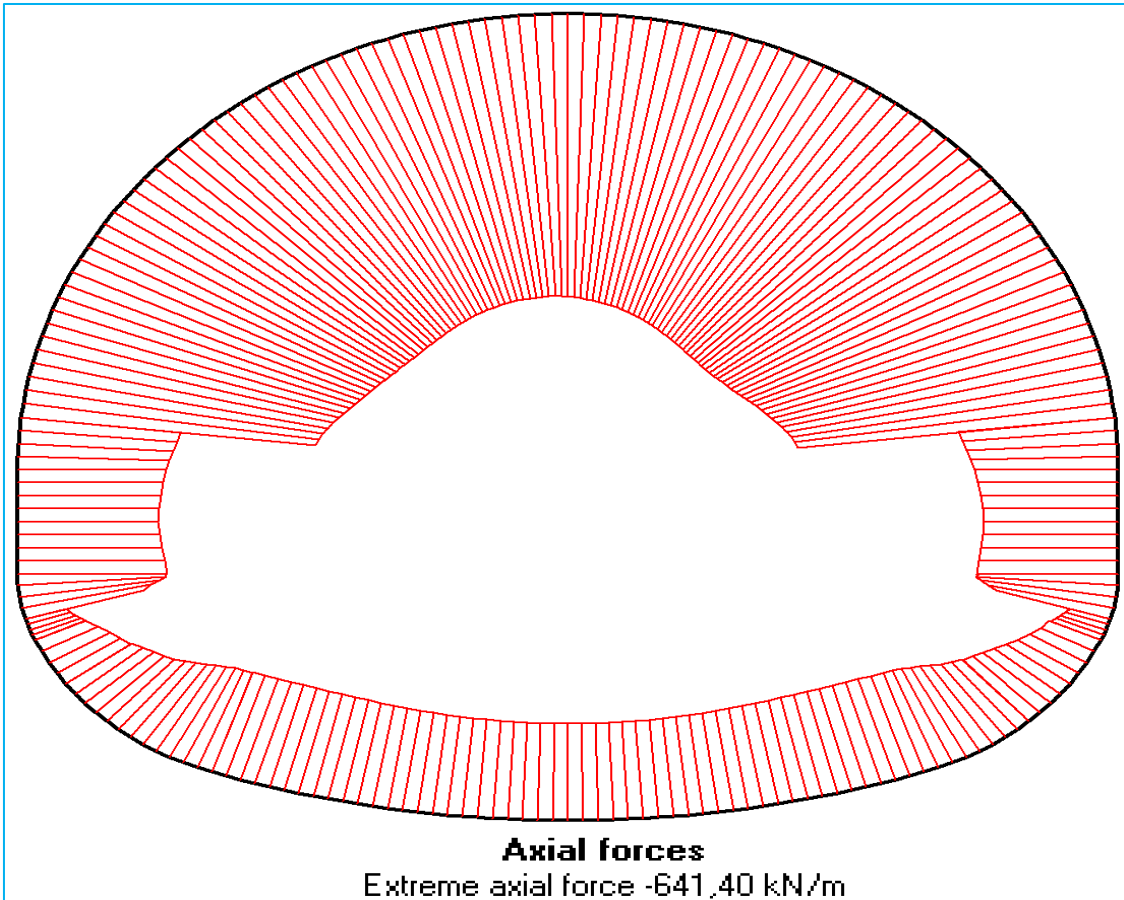




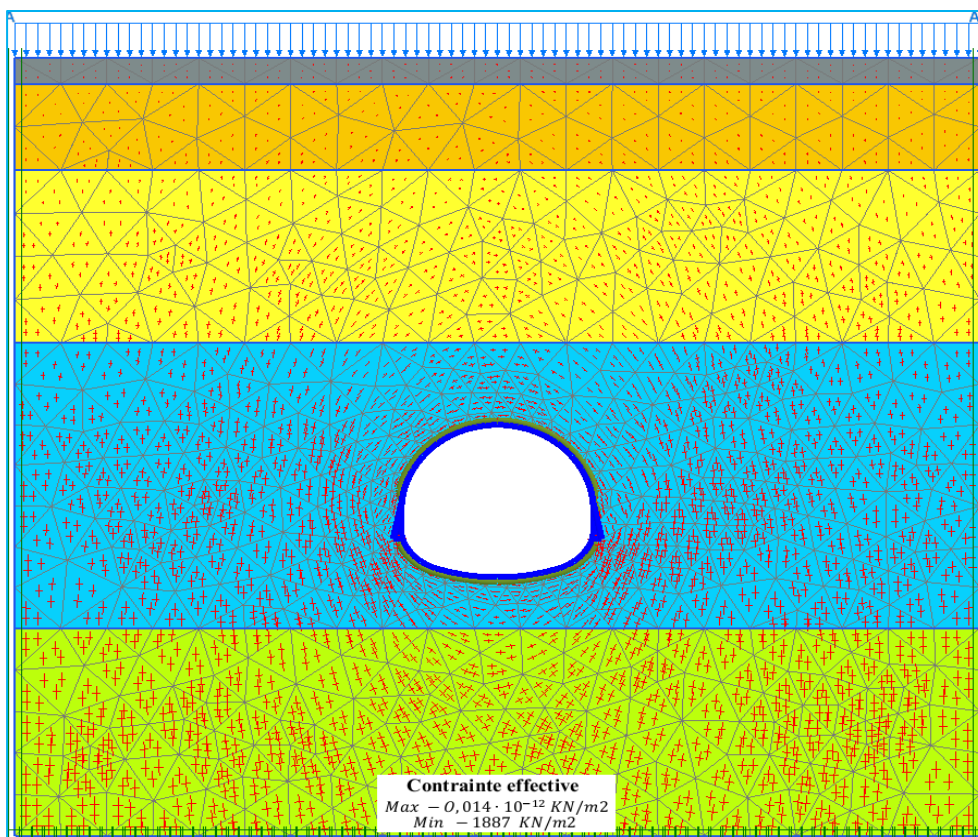
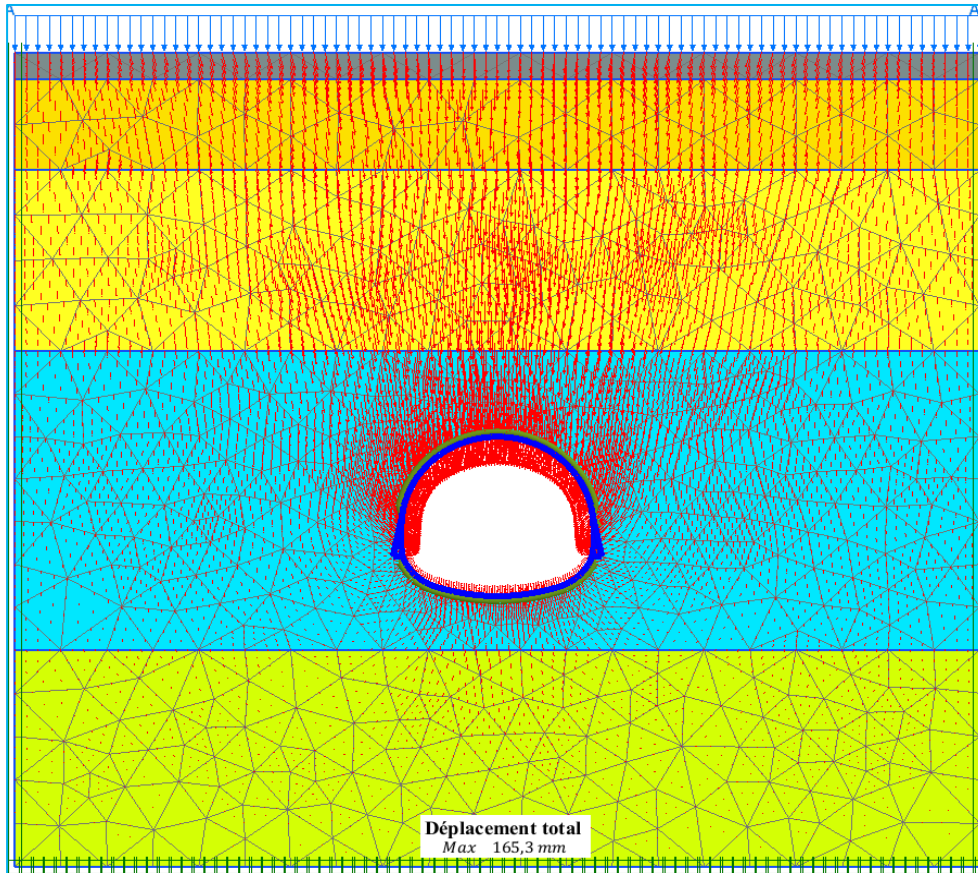
Phase 6 : Revêtement à court terme

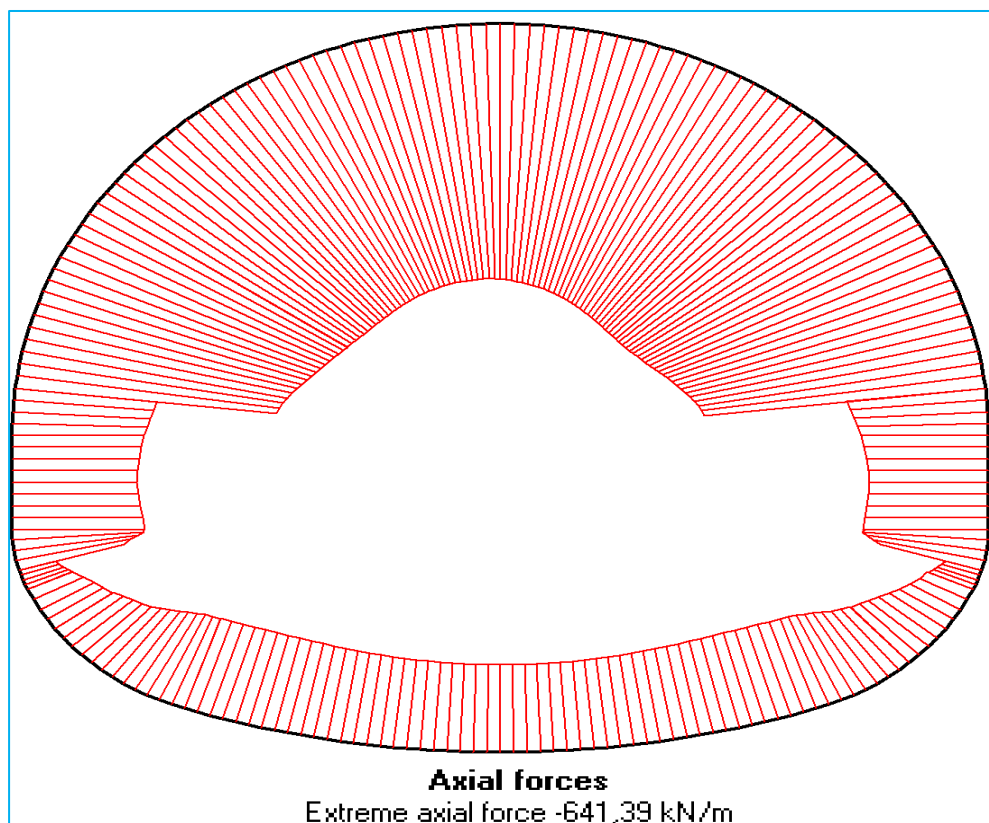
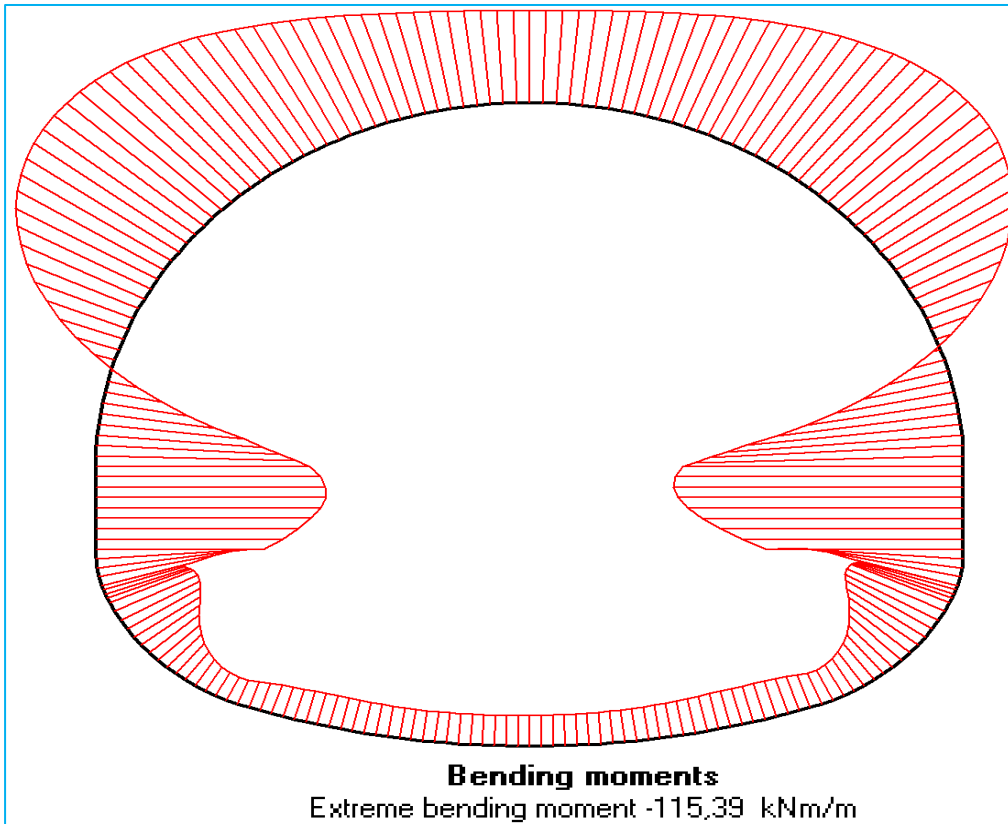


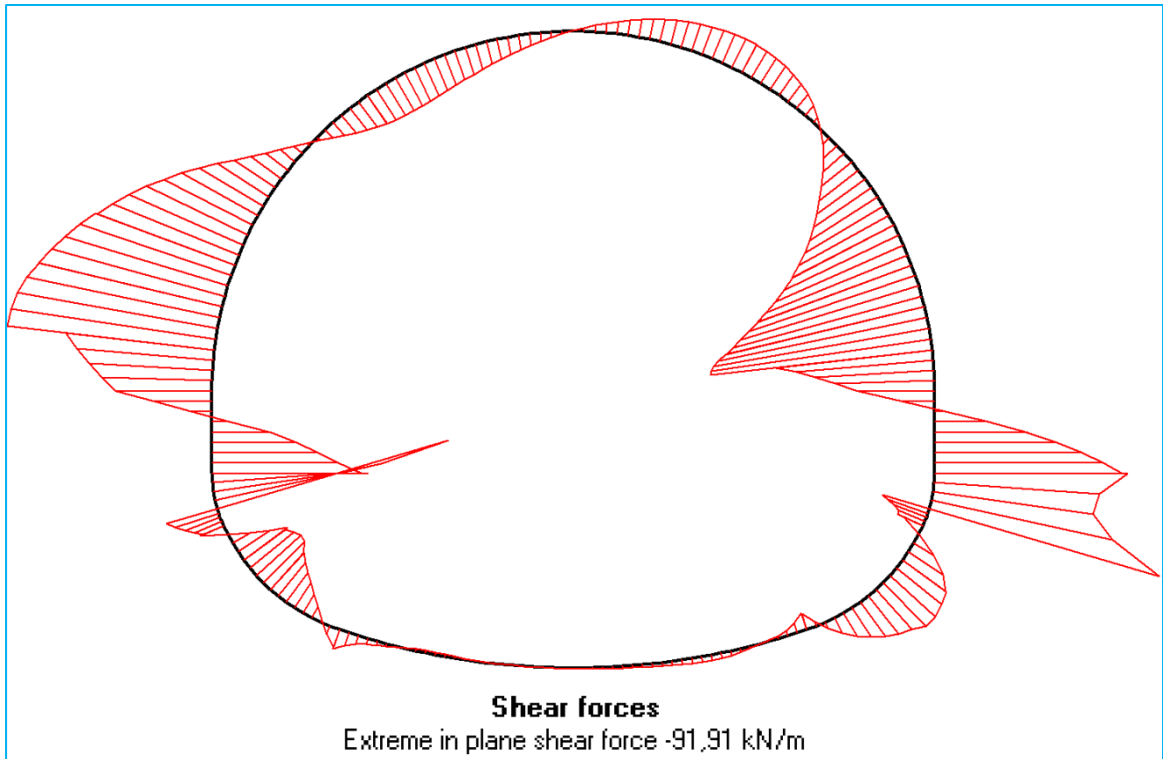




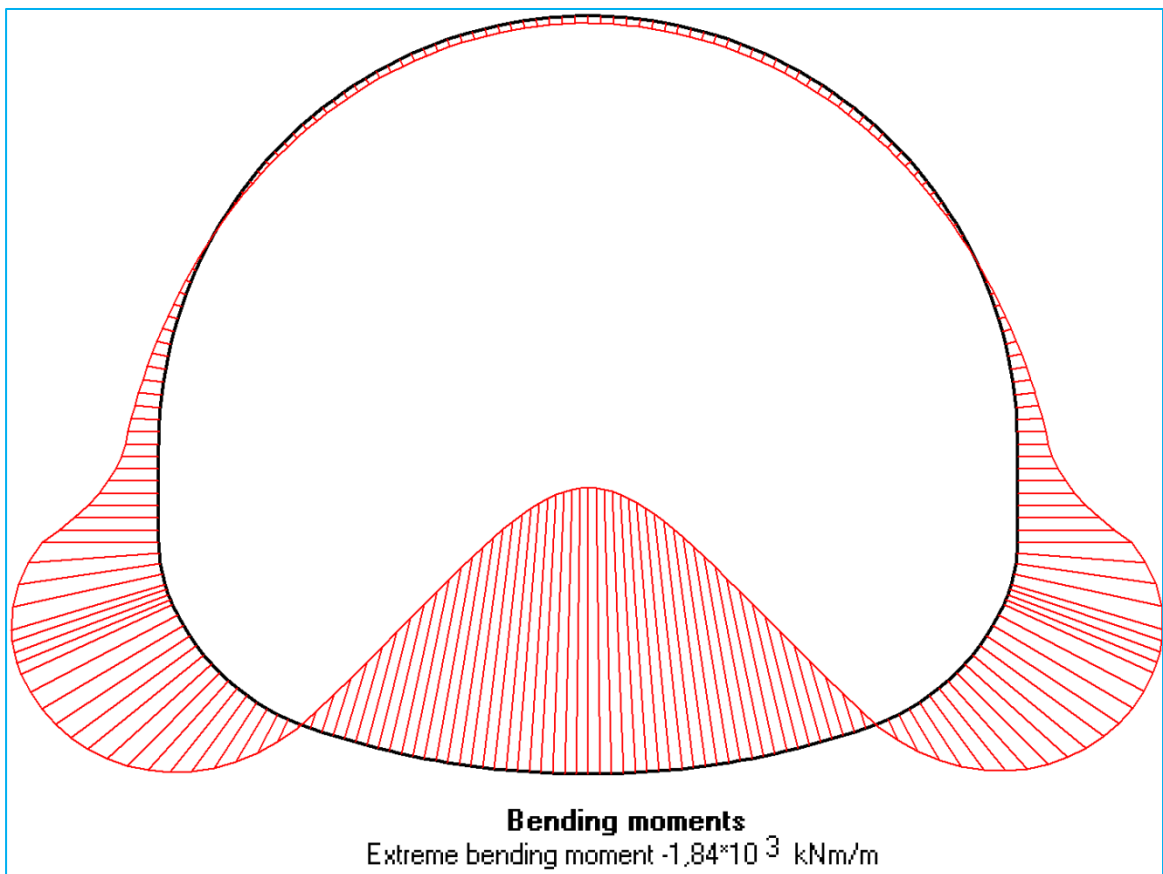
Phase 7 : Revêtement à long terme

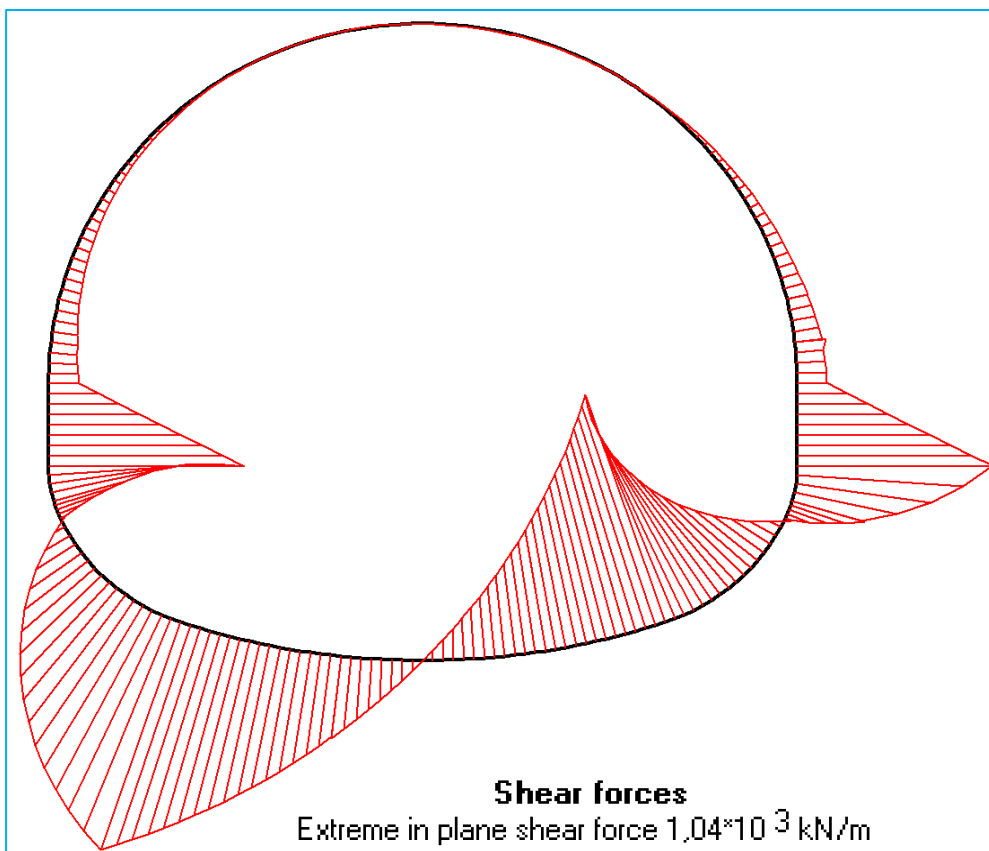
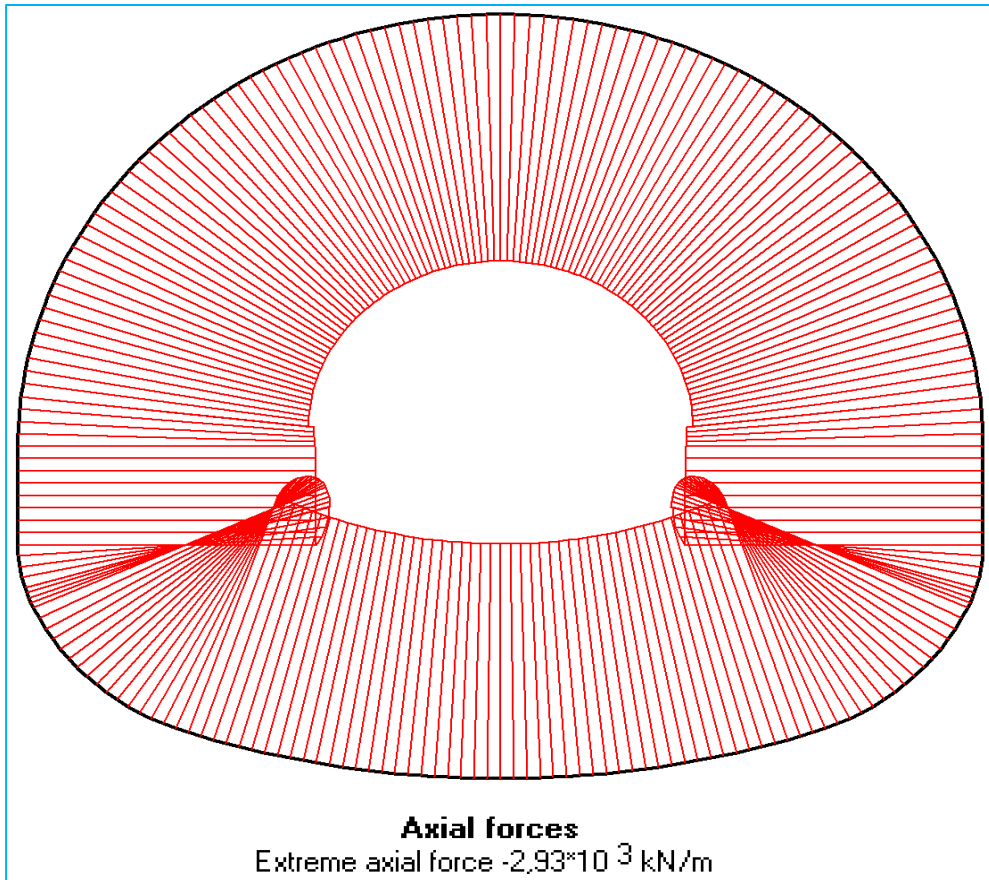






Phase 8 : Calcul à la rupture





$$SF = \frac{\text{available strength}}{\text{strength of failure}} = \sum Msf = 30,04$$

X.4 CONCLUSION :

Les caractéristiques du sol ont diminué de 30 fois pour atteindre la rupture de la structure.

CHAPITRE XI

TASSEMENT EN SURFACE

XI.1. INTRODUCTION :

Il semble nécessaire de préciser dès l'abord que la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple et linéaire. En effet les tassements dépendent des conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, de la géométrie de l'ouvrage et de sa position vis à vis du souterrain, ainsi que des méthodes de réalisation. Il est clair toutefois qu'un projet à faible profondeur est souvent plus préjudiciable et doit s'accompagner d'une vigilance particulière.

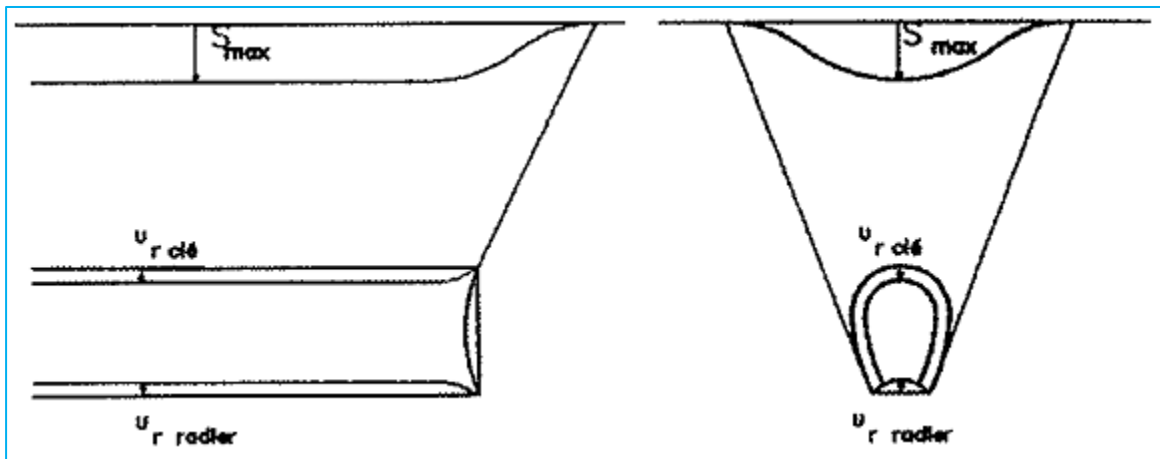


Figure XI. 1 : Déplacement des contours de l'excavation.

XI.2 SOURCES DE TASSEMENT LIÉES AUX TRAVAUX :

De manière générale, les mouvements dans l'axe de l'excavation commencent à partir d'une certaine distance en avant du front et se poursuivent jusqu'au blocage du revêtement contre le terrain, voire au-delà.

Compte tenu des évolutions fondamentales apportées par le creusement des ouvrages au tunnelier et de l'extension de ces techniques, il est nécessaire de distinguer les travaux réalisés en continu au tunnelier de ceux réalisés en creusement séquentiel.

XI.2.1 Cas des travaux réalisés en creusement séquentiel :

Dans les travaux de ce type, on peut identifier quatre sources majeures de tassements :

- Les tassements liés à la tenue du front de taille ;
- Les tassements liés à la nature du soutènement et aux conditions de sa mise en œuvre ;
- Les tassements liés au phasage (séquences) de réalisation de
- La section de l'ouvrage
- Les tassements liés au revêtement définitif

XI.2.1.1 Influence de la tenue du front :

La maîtrise de la stabilité du front est essentielle.

Les développements présentés sur la tenue du front de taille montrent clairement le lien direct qui existe entre le degré de contrôle de la tenue du front et l'apparition des tassements en avant de l'excavation.

XI.2.1.2 Influence du soutènement :

Le choix de la nature d'un soutènement est un des résultats importants des études d'exécution du projet. Il nécessite de réaliser un compromis entre les impératifs théoriques du dimensionnement et ceux imposés par les études de méthodes. Il se traduit par la fixation de deux paramètres :

- La raideur nominale du soutènement qui doit tenir compte de sa capacité mécanique et de son mode de pose, en particulier son calage
- Le délai de pose, celui-ci dépendant notamment de la distance de pose derrière le front de taille

C'est la combinaison de ces deux paramètres qui définit la capacité globale du soutènement à s'opposer à la convergence du terrain et donc à limiter les tassements induits en surface. Une fois définie cette capacité théorique, encore convient-il de s'assurer que les conditions réelles de mise en œuvre sur chantier permettent de l'obtenir.

XI.2.1.3 Influence du phasage des travaux :

Le phasage des travaux peut influencer fortement sur les déformations du massif :

- au front, en fonction de la surface de ce dernier
- en section courante, en fonction de la rapidité de fermeture du soutènement, liée à la division de la section transversale et au décousu longitudinal adoptés

- en section courante encore, selon la distance à laquelle est mis en œuvre le revêtement, en effet ce dernier est souvent beaucoup plus raide que le soutènement et sujet à des déformations moindres ; sa mise en œuvre rapide peut contribuer à un meilleur report longitudinal des charges et être donc facteur de limitation des déformations du terrain.

XI.2.1.4 Influence du revêtement

Il convient de tenir compte de l'incidence de la déflexion du revêtement, surtout dans le cas de grandes portées à faible profondeur et, éventuellement, de son calage d'extrados

XI.2.2. Cas des travaux réalisés au tunnelier :

Les sources de tassements liés au creusement d'un ouvrage au tunnelier peuvent être décomposées en quatre catégories

- Les tassements en avant et au droit du front
- Les tassements le long du bouclier
- Les tassements à l'échappée de la queue du bouclier
- Les tassements dus à l'ovalisation du revêtement de l'ouvrage.

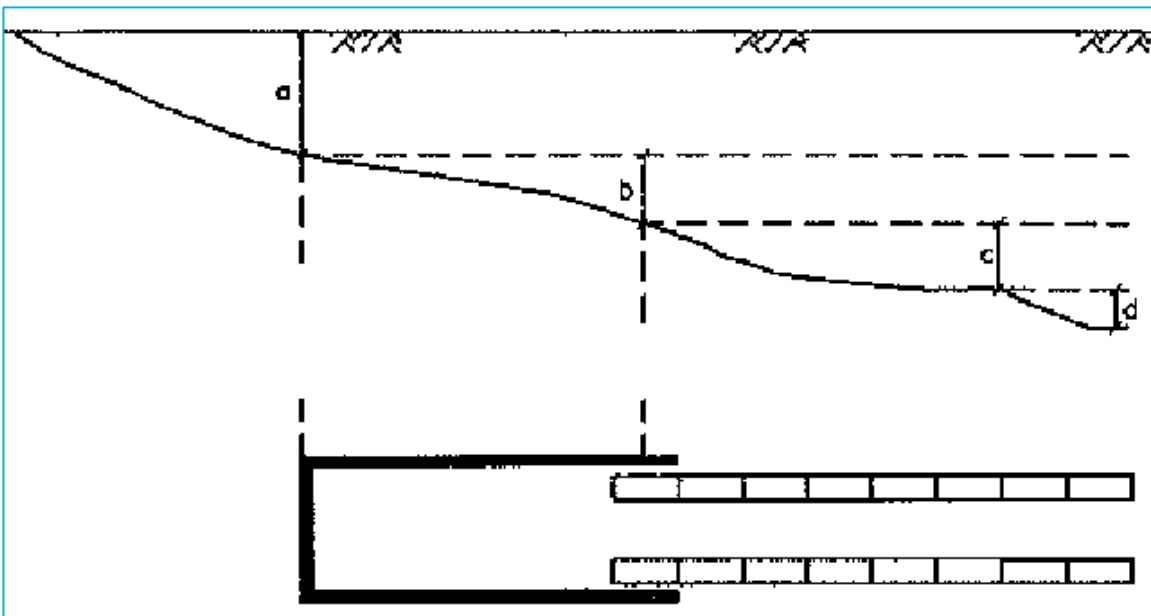


Figure XI. 2 : Evolution des tassements le long d'un tunnelier.

XI.3 LES MÉTHODES DE DÉTERMINATION DES TASSEMENTS EN SURFACE :

Si l'on exclut les approches par modèles réduits, réservées à la recherche, on trouve une distinction entre deux grandes familles de méthodes,

XI.3.1 Les méthodes empiriques et semi-empiriques :

Ces méthodes, en principe légères, consistent à estimer les tassements à la surface du sol à partir d'un faible nombre de paramètres prenant en compte :

- La dimension et la profondeur de l'excavation
- Une définition grossière de la nature du terrain
- La perte de volume ou la convergence engendrée par le creusement.

La plus simple d'entre elles consiste à effectuer un calcul en pseudo-élasticité, elle conduit à exprimer le tassement maximal en surface S_n , sous la forme :

Dans la pratique, on a recours le plus souvent à des méthodes empiriques, plus ou moins guidées par des approches analytiques ou par des calculs aux éléments finis, et calées sur de nécessaires retours d'expérience. Ces méthodes sont, en général légères et permettent de nombreuses études paramétriques de l'influence de l'ouvrage tout au long de son emprise, elles sont donc fort utiles lors des phases d'études préliminaires et peuvent même suffire à l'ensemble de l'étude lorsque le site de creusement est déjà bien connu et les paramètres correctement calés par voie de conséquence.

Le modèle suivant, s'applique si le sol excavé est un milieu élastique. Bien que le sol des tunnels peu profonds soit hétérogène et anisotrope dans beaucoup de cas, il se comporte approximativement de manière élastique en raison du faible chargement

A partir de la contrainte géostatique (chargement extérieure (surface), gravité g , hauteur de couverture, et le coefficient des terres au repos $K_0 = 1$, on a :

$$P = P_0 + \gamma \cdot (H + D/2)$$

- $R = D/2$ est le rayon du cercle approximatif.
- E Module de rigidité du sol.

La déformation radiale s'exprime comme suit :

$$w = 1,5P R/E$$

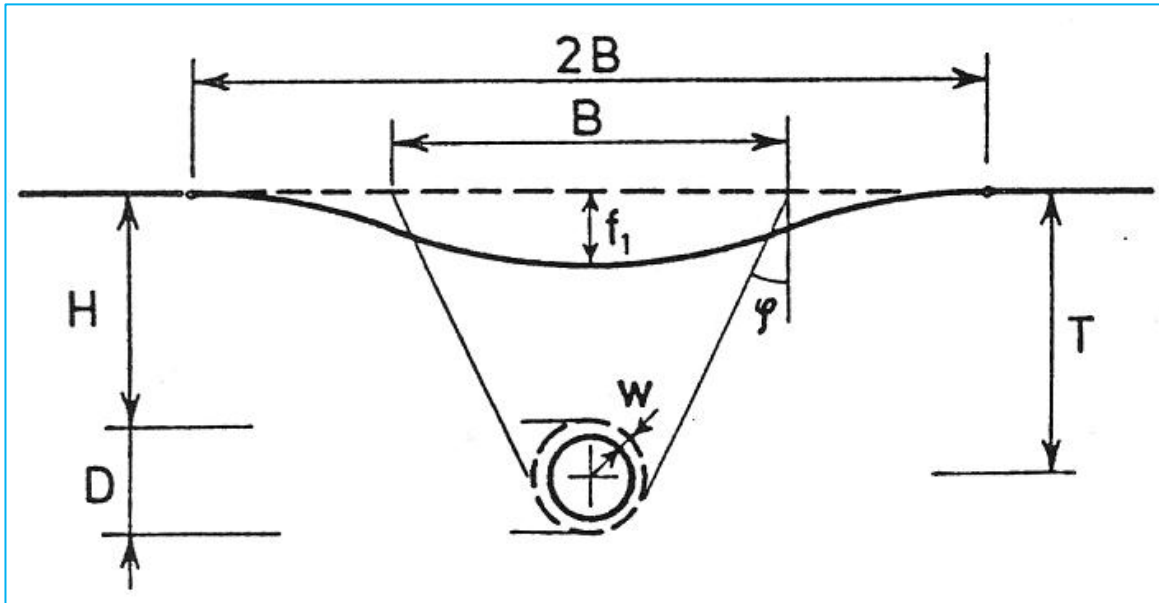


Figure XI. 3 : cuvette de tassement au dessus d'un tunnel peu profond.

$$B = \frac{D}{\cos\varphi} + 2T \cdot \tan\varphi$$

Le tassement :

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

$\Phi[^\circ]$	$T[m]$	$D[m]$	$B[m]$	$P_0[KN/m^2]$	$\gamma[KN/m^2]$	$E[KN/m^2]$	$f_1[m]$
65	25,91	10,42	135,78	43	21	30287	0,0365

$$f_1 = 3,65 \text{ cm}$$

XI.3.2 Les méthodes numériques :

Ces méthodes visent à obtenir les déplacements en tout point du massif autour de l'excavation et permettent de tenir compte finement des caractéristiques de l'ouvrage et du terrain (géométrie, contraintes initiales, lois de comportement, phasage d'exécution, etc.). Parmi ces méthodes, l'accent reste mis sur les calculs bidimensionnels, par la méthode des éléments finis dans un plan perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, dans la lignée des approches analytiques et de l'utilisation du concept de Convergence Confinement.

$$f_1 = 12,2 \text{ cm}$$

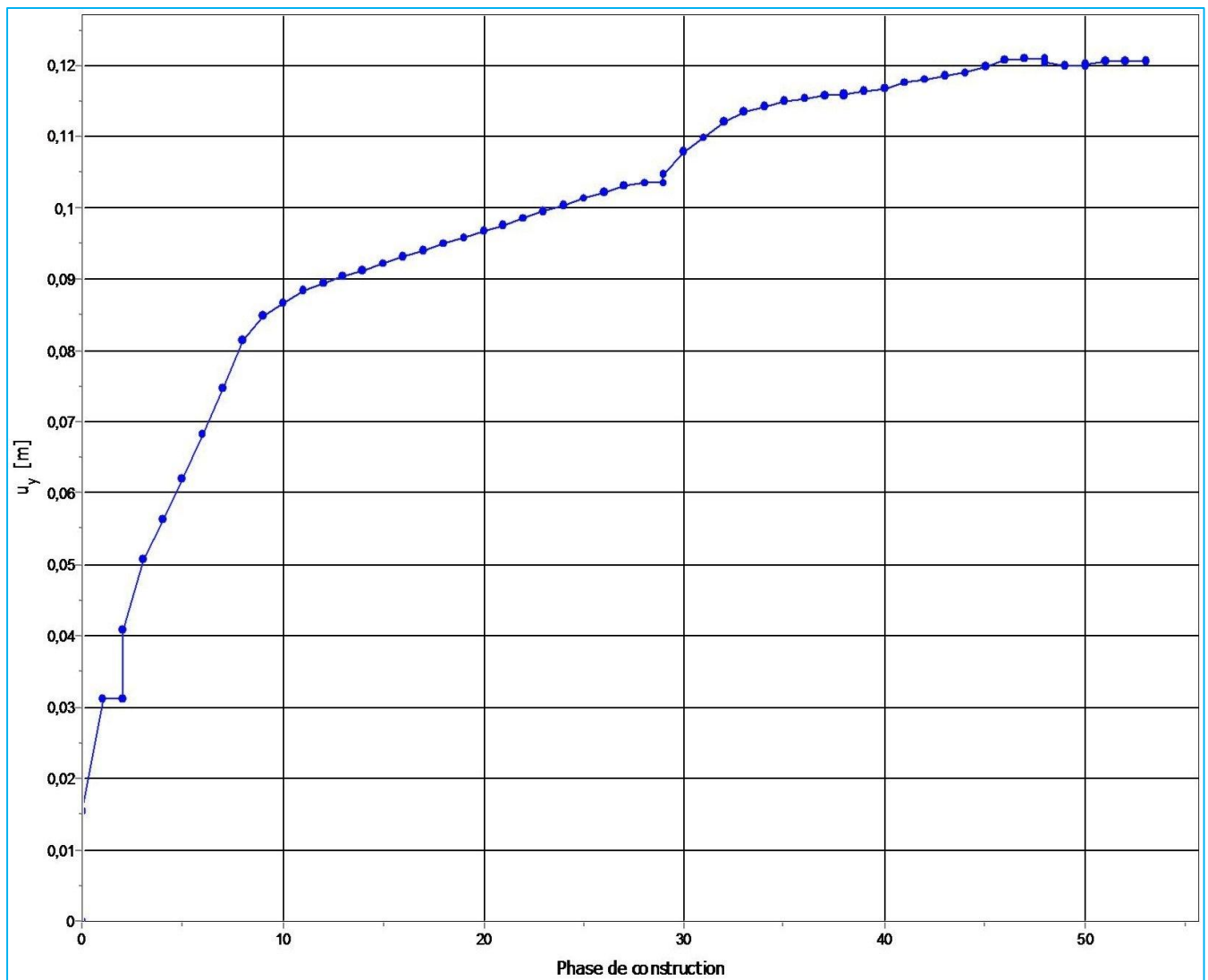


Figure XI. 4 : Evolution du tassement en surface (Point A)

XI.4 CONCLUSION :

Pour des ouvrages peu profonds, les méthodes numériques présentent parfois une transmission incorrecte des effets du creusement en surface, en effet, elles sont, par nature, mal adaptées à l'évaluation des processus de rupture. En particulier, en terrain non cohérent, la technique des éléments finis en modèles bidimensionnels tend à répartir les déformations sur un ensemble d'éléments trop grands, et il peut s'en suivre une diffusion trop large des déformations conduisant à une surestimation de la largeur de la cuvette de tassement et à une sous estimation de son amplitude verticale. Les développements en cours (lois de comportement des sols ; état des contraintes initiales ; calculs tridimensionnels vrais finesse des maillages) permettront, à terme, d'améliorer la modélisation.

CONCLUSION :

Dans l'état actuel des connaissances, aucune des méthodes de calcul n'apporte une solution rigoureuse et définitive au problème posé par la stabilité du revêtement d'un ouvrage souterrain. Les difficultés tiennent essentiellement à l'interprétation et à la traduction mathématique du comportement extrêmement complexe du terrain encaissant.

Le calcul n'en demeure pas moins l'une des approches plus ou moins précises, mais indispensables, de la réalité. L'appréciation de cette précision constitue un élément important de l'étude et requiert toujours la collaboration de l'ingénieur, du géologue et du géotechnicien.

Le projeteur doit prendre conscience de certains caractères propres à ce type de calcul et notamment :

- des insuffisances et des approximations liées à la méthode de calcul qu'il a choisie.
- de la dispersion des résultats en fonction des hypothèses mécaniques introduites explicitement ou non.
- du danger des charges concentrées ou dissymétriques si elles sont susceptibles d'apparaître par suite des discontinuités de la roche.
- du danger des ruptures par cisaillement en cas de revêtement souple.
- de l'importance de la forme de la cavité en ce qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- de l'influence de la rigidité du revêtement sur l'intensité des efforts développés, d'où il résulte que la sécurité ne s'accroît pas nécessairement lorsque l'inertie croît.

Il doit, donc obligatoirement procéder à un examen critique portant à la fois sur les hypothèses de calcul, les méthodes et les caractéristiques du projet. Un calcul unique basé sur une seule série d'hypothèses ne peut constituer en aucun cas une garantie formelle de stabilité de l'ouvrage. Une étude au moins approchée de l'influence de la variation des hypothèses les plus douteuses est toujours nécessaire.

BIBLIOGRAPHIE

- [1]. **KAROLY, SZECHY.** *Traité de construction des tunnels.* PARIS : DUNOD, 1970.
- [2]. **AFTES;** *Recommandations relatives à la méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage, TOS 31.*
- [3]. **AFTES;** *Emploi de la méthode Convergence - Confinement.* 1993.
- [4]. **GUERRIN, A.** *Traité de béton armé, constructions diverses 11.* Paris : s.n., 1976.
- [5]. **AFTES;** *Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains.* 1993.
- [6]. **KERISEL, A. CAQUOT et J.** *Traité de mécanique des sols.* Paris : s.n., 1966.
- [7]. **AFTES;** *Recommandation relatives à l'utilisation du béton non armé en tunnel.* 1998.
- [8]. **AFTES;** *Recommandations pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains.* 1993.
- [9]. **AFTES;** *Recommandations relatives à la conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains.* 2001.
- [10]. **AFTES;** *Recommandations relatives à la technologie et à la mise en oeuvre du béton projeté.* 1993.
- [11]. **AFTES;** *Recommandations relatives à l'utilisation des règles et normes générales de conception et de dimensionnement pour les revêtements de tunnels en béton armé et non armé.* 2001.
- [12]. **AFTES;** *Recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie.* 1993.
- [13]. **EUROCODE 1.** *Action sur les structures.* s.l. : AFNOR NF EN, 1991.
- [14]. **EUROCODE 2.** *Calcul des structures en béton.* s.l. : AFNOR NF EN, 1992.
- [15]. **EUROCODE 3.** *Calcul des structures en acier.* s.l. : AFNOR NF EN, 1993.
- [16]. **EUROCODE 7.** *Calcul géotechnique.* s.l. : AFNOR, 1997.
- [17]. **Techniques de l'ingénieur.** *EUROCODE 2. Béton Armé (C2 330).*
- [18]. **Techniques de l'ingénieur.** *Travaux souterrains (C5 565).*
- [19]. **AFPS/AFTES.** *Conception et protection parasismiques des ouvrages souterrains.*
- [20]. **CETU.** *Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches.* Paris : s.n., 2006.

- [21]. —. *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 2.* 1998.
- [22]. —. *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 3.* 1998.
- [23]. —. *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 5.* 1998.
- [24]. —. *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 6.* 1998.
- [25]. —. *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 1.* 1998.
- [26]. —. *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 4.* 1998.
- [27]. **CHERCHALI, C.** *TUNNEL TOME 1: Calcul soutènement provisoire.* ALGER : s.n., 1993.
- [28]. —. *TUNNEL TOME 2 : Calcul revêtement définitif.* ALGER : s.n., 1993.
- [29]. **SAITTA, François.** *Manuel théorique C-Lambda.* 2004.
- [30]. **P.G. Bonnier, S.C. Möler, P.A. Vermeer.** *Bending moment and normal forces in tunnel linings.* s.l. : Institute of géotechnical Engineering, University of Stuttgart, Germany.
- [31]. **NATM.** *Austrian Society for Geomechanics. The Austrian practice of conventional tunnelling.* Salzburg : s.n., 2010.
- [32]. **M. Karakus, R.J. Fowell.** *AN insight into the New Austrian Tunneling Method (NATM).* Turkey : Département of mining Engineering inonu University Malatya , 2004.
- [33]. **K.GOEL, Bhawani SINGH and Rajnish.** *Tunnelling in weak rocks.* 2006.
- [34]. **EMA.** *Hypothèse Géotechnique.* Alger : s.n., 2009.
- [35]. **RPOA.** *Document technique réglementaire D.T.R, règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.* 2008.
- [36]. **HAMOUTENE, M.** *Cours de charpente métallique.* ENP - Alger. : s.n., 2011.
- [37]. **BOUTEMEUR, R.** *Cours de béton armé.* ENP - Alger : s.n., 2011.
- [38]. **BELKACEMI, Smain.** *Cours de mécanique des sols.* ENP - Génie Civil : s.n., 2008.
- [39]. **C-Tunnel.** *Plate-forme de dimensionnement de tunnels, Manuel d'utilisation.*
- [40]. **Plaxis Version 8.** *Reference Manual.*
- [41]. **Plaxis Version 8.** *Dynamics Manual.*

ANNEXES

ANNEXE 1 :

Paramètre	Name	RX	QA	QS	TA	TS	Unités
Model	Model	MC	MC	MC	MC	MC	-
Conditions de drainage	Type	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_{unsat}	19	20	20	21	21	[KN/m ³]
Poids volumique saturé	γ_{sat}	19	20	20	21	21	[KN/m ³]
Perméabilité horizontale	k_x	-	$1,0 \cdot 10^{-6}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	[m/s]
Perméabilité vertical	k_y	-	$1,0 \cdot 10^{-6}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	[m/s]
Module de rigidité du sol	E_{oed}	25	41	46	75	111	[MPa]
Module de Young	E	16	27	31	49	81	[MPa]
Coef de Poisson	ν	0,344	0,337	0,342	0,339	0,307	-
Cohésion	c	5	48	46	53	55	[KN/m ²]
Angle de frottement	φ	25	22	22	25	27	[°]
Dilatance	ψ	0	0	0	0	0	[°]
Rigidité d'interface	R_{inter}	-	-	-	-	-	-
Teneur en eau	ω	-	21	19	21	20	[%]

Tableau. 1 : Resultats de la reconnaissance géotechnique.

MC : Mohr-Coulomb.

ANNEXES 3 :

INTRODUCTION :

La théorie de l'élasticité est utilisée pour estimer la distribution (les contraintes dans le sol, induite par les charges externes appliquées en leur surface. Boussinesq (1885) a donné la solution permettant d'estimer la distribution des contraintes induite par une charge concentrée en surface. Plusieurs auteurs ont intégré la solution de Boussinesq pour estimer les variations de contraintes induites par différents cas de chargement.

CONSTRAINTES VERTICALES ELASTIQUES SOUS UNE CHARGE UNIFORME RECTANGULAIRE :

Les charges appliquées sur un sol sont généralement des charges réparties. Newmark (1935) a intégré la solution de Boussinesq sur une surface rectangulaire, de longueur a et de largeur b , sur laquelle repose une charge uniforme d'intensité q_0 , et a obtenu l'équation de la variation de la contrainte verticale à la profondeur z sous le coin de la surface surchargée en termes des variations adimensionnelles $m = \frac{a}{z}$ et $n = \frac{b}{z}$.

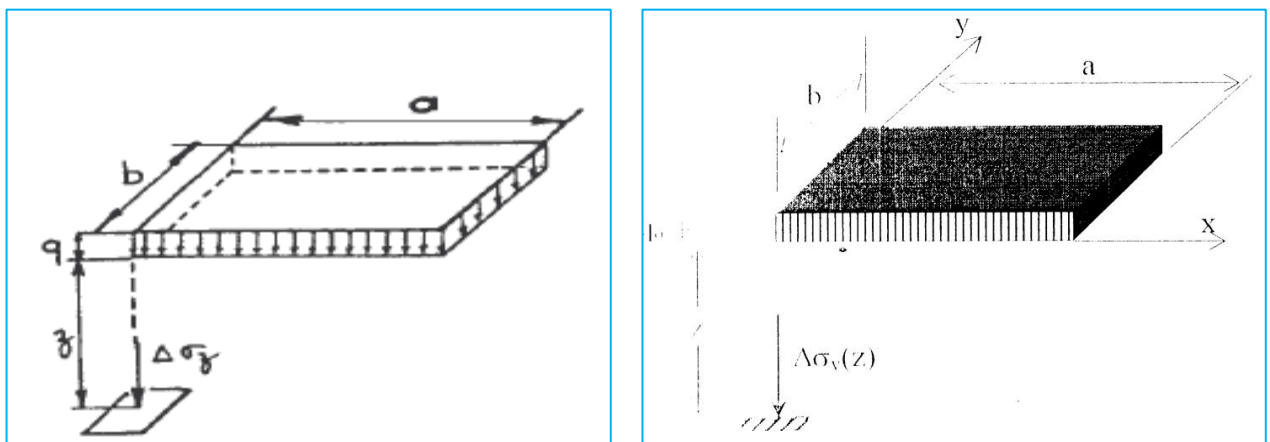


Figure. 3 : Contraintes verticales élastiques sous une charge uniforme rectangulaire.

$$\Delta\sigma_v(z) = \int_{x=0}^{x=a} \int_{y=0}^{y=b} \frac{3q_0z^3 dx dy}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}$$

$$\Delta\sigma_v(z) = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\frac{mn}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \left(\frac{1}{m^2 + 1} + \frac{1}{n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \frac{mn}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right]$$

$$= q_0 I_z(m, n)$$

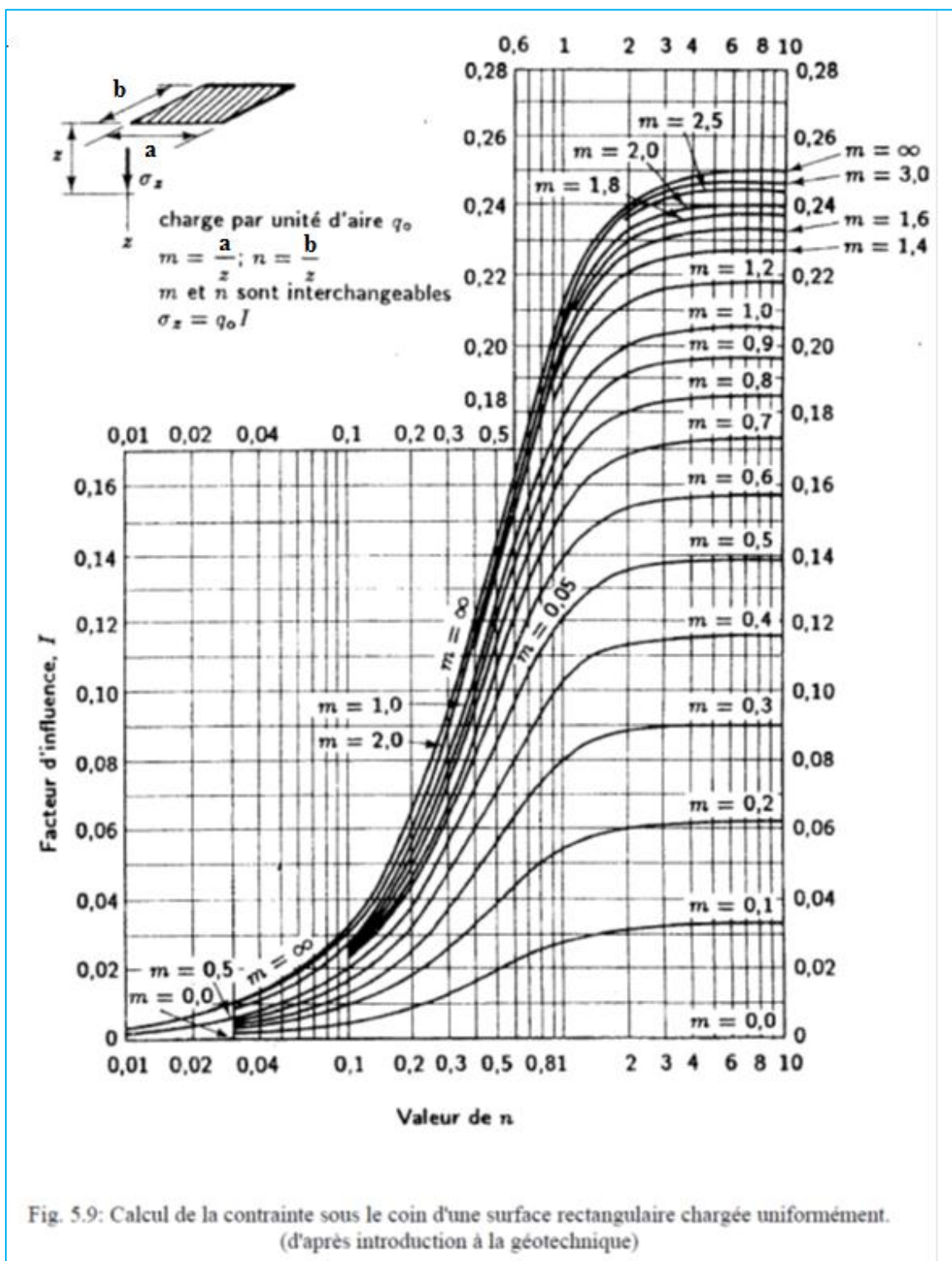


Figure. 4 : Facteur d'influence $I_z(m, n)$ pour une plaque rectangulaire uniformément chargée.