

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université de Jijel
Faculté des Sciences
Département des Sciences de la Terre

Geo. 04/09

$\frac{2}{2}$

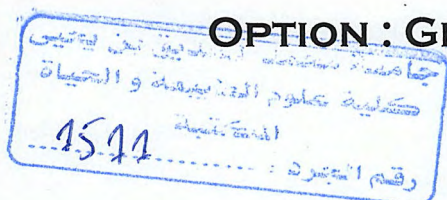


MÉMOIRE



De fin d'études en vue de l'obtention du Diplôme de l'ingénieur
en Géologie

OPTION : GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR



THÈME

ETUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE DU
TUNNEL DE DAR EL-OUED
« MODÉLISATION PAR PLAXIS ET C-
TUNNEL »

Membres de Jury :

Président : Pr. Y. Boufetuha.

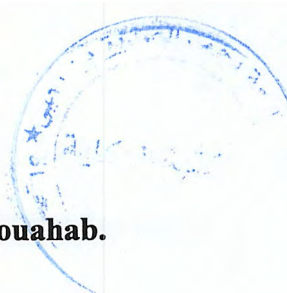
Encadreur : Belmerabet Abdelouahab.

Examineurs: - M. Tekkouk.
- Pr. S. Khalfella.

Présenté par:

Medbouh Abdessatar.

Ketit Hocine.



PROMOTION JUIN 2009

Remerciements

Remerciements

Nous remercions tout d'abord ALLAH qui nous a donné le courage et la santé durant les années d'études.

Nous remercions nos parents qui ont tout prodigué pour nous qu'ALLAH les protège éternellement par sa miséricorde.

Nous remercions nos encadreurs Mr : Belmerabet Abdelouahab pour son aide et pour ses conseils tout au long de ce travail, sans oublier de remercier les membres du jury qui ont bien voulu accepter d'examiner ce modeste travail.

Nos remerciements sont aussi adressés à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Enfin, merci à toute personne qui nous a encouragés afin de terminer ce travail.

Abdessatar et Hocine.

SOMMAIRE

page

Introduction

Chapitre I :

Généralités sur les tunnels et ouvrages souterrains

I -1 introduction	2
I -2-Comment classer aujourd'hui les ouvrages souterrains ?	3
I -3- Influence des conditions naturelles sur les principaux paramètres de définition de l'ouvrage.....	6
I -3-1- Facteurs de choix du tracé et du profil en long	6
I -3-2- Facteurs de choix du profil en travers	7
I -3-3-Influence de l'eau	7
I -3-3-1- Le cas des sols	7
I -3-3-2- Le cas des roches	7
I -4- Galeries- pilotes	8
I -4-1-Déférents types de galeries – pilotes	8
I -4-2- Objectifs des galeries- pilotes	9

Chapitre II

Reconnaisances géologiques et géotechniques

II-1- Etude géologique.....	13
II-1-1- Introduction	13
II-1-2- Aperçu sur la géologie régionale	14
II-1-2-1- Le domaine interne.....	14
a- Le socle kabyle	14
b- La dorsale kabyle	14
II-1-2-2- Le domaine médian (domaine des flyschs)	14
II-1-2-3- Le domaine externe	14
a- Les formations telliennes	14
b- L'avant pays.....	15
II-1-2-4- L'Oligo-miocène kabyle et les olistostromes	15
a- L'Oligo-miocène kabyle.....	15
b- Les Olistostromes.....	15
II-1-3- Cadre géologique local	15
II-1-3-1- Les formations secondaire	17
a- Le Trias	17
b- Le Jurassique	17
c-Le Crétacé	17
II-1-3-2-Les Formations tertiaire	18
a-Le Paléogène	18
b-Le Néogène	19

II-1-4- Etude des caractéristiques géologiques de l'anticlinal de Dar el oued.	19
II-1-4-1-Lithologie	19
II-1-4-2- Les dolomies littorales	20
II-1-4-3- Le Lias supérieur de Dar el oued	21
II-1-4-4- Les formations traversées par le tunnel.....	23
II-1-4-5- Le phénomène de dolomitisation.....	22
II-1-4-6- Le phénomène de karstification	23
II-1-4-7- Hydrogéologie	24
II-1-5- Tectonique.....	24
II-1-5-1- Tectonique souple	24
II-1-5-2- Tectonique cassante	24
II-1-6- Aperçu sur la sismicité de la région de Jijel	24
II-2- Reconnaissances géotechniques.....	27
II-2-1- Caractéristiques géomécaniques	27
II-2-1-1- Classification GSI (Geological Strength Index)	27
II-2-1-2- Classification R.M.R de masses rocheuse (système de Bieniawski)	30
II-2-1-3- Application sur le massif de site (système de Bieniawski)	32
II-2-1-3-1- Unité lithologique: Calcaires dolomitiques intègres	33
II-2-1-3-2- Unité lithologique: Calcaires dolomitiques Fracturés	34
II-2-1-3-3- Unité lithologique: Calcaires marneux stratifiés intercalés par des marnes calcaires schisteuses.....	35

Chapitre III

Conception et dimensionnement des tunnels

III -1- Introduction.....	39
III -1-1- Principaux éléments de l'ouvrage.....	39
III -1-1-1- Radier.....	39
III -1-1-2- Piédroits.....	39
III -1-1-3- Dalle de couverture.....	39
III -1-1-4- Etanchéité.....	39
III -2- Excavation.....	39
III -2-1-Méthode d'excavation.....	39
a- battage à l'explosif	39
b- Abattage par machine à attaque ponctuelle ou partielle.....	40
c- Machines à attaque globale (tunnelier)	40
d- La Nouvelle Méthode Autrichienne.....	41
III -2-2-Choix d'une méthode d'excavation.....	41
III -3-Soutènement.....	42
III -3-1-Les rôles de soutènement.....	42
III -3-2-Classification des modes de soutènement.....	43
III -3-2-1-Béton projeté	43
III -3-2-2-Boulonnage.....	44

III-3-2-3- Cintres.....	46
III-4- Différents modes de construction.....	51
III -4-1- Creusement par machine foreuse à pleine et demi section	51
III-4-2- creusement en section divisées.....	52
III-5- Calcule des soutènements.....	54
III-5-1- Introduction.....	54
III-5-2- Critères de choix du soutènement.....	55
III-5-2-1- Méthodes empiriques.....	55
III-5-2-1-1- Méthode empirique de K. Terzaghi.....	55
III-5-2-1-2- Méthode de Z. Bieniawski.....	56
III-5-2-1-3- Méthode de N. Barton.....	58
III-5-2-2- Les méthodes analytiques.....	60
III-5-2-2-1- Introduction.....	60
III-5-2-2-2- Méthode de convergence-confinement.....	61
a-Définitions.....	61
c- Diverses critères de rupture du massif rocheux	62
d- Le problème de l'interaction roche-soutènement.....	64
e- Domaines d'utilisation.....	74
III-5-2-3- Méthode des éléments finis (MEF)	74
a- Introduction.....	74
b- Principe de la méthode.....	75
c- Domaine d'utilisation.....	78
III-6- Application sur le tunnel de Dar El- Oued.....	78

Chapitre IV

Modélisation des tunnels

IV-1- Introduction.....	81
IV-2- Le logiciel C- tunnel (C- Lambda).....	82
IV-2-1- Présentation générale	82
IV-2-2- Application pratique (tunnel de Dar el Oued)	84
IV-3- Le logiciel PLAXIS.....	91
IV-3-1- Présentation générale.....	91
IV-3-2- Application pratique (tunnel de Dar el Oued)	92
IV-4- Comparaison entre les deux logiciels	102
IV-4-1- PLAXIS.....	103
IV-4-2- C- Tunnel.....	104
IV-5- Etude paramétrique.....	105
Conclusion	

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 01 : Objectifs et moyens d'une campagne de reconnaissance.....	11
Tableau 02 : Paramètres de classification et leurs coefficients.....	31
Tableau 03 : Résistance au cisaillement.....	31
Tableau 04 : Correction pour l'orientation des joints.....	32
Tableau 05 : Classes des masses rocheuses.....	32
Tableau06 : Classification RMR pour les calcaires dolomitiques Intègres.....	33
Tableau07 : Correction pour l'orientation des joints.....	33
Tableau 08 : Classification RMR pour les calcaires dolomitiques Fracturés.....	34
Tableau 09 : Correction pour l'orientation des joints.....	34
Tableau10 : Classification RMR pour les calcaires marneux stratifiés intercalés par des marnes calcaires schisteuses.....	35
Tableau 11 : Correction pour l'orientation des joints.....	35
Tableau 12 : Paramètres géotechniques de l'amas rocheux traversé par le tunnel de Dar el Oued.....	37
Tableau 13 : Sollicitations des soutènements par cintre d'après K. Terzaghi (1946).....	56
Tableau14 : Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'prés Z. Bieniawski.	57
Tableau 15 : Coefficient ESR pour divers types d'ouvrages souterrains [Barton et al, 1974].....	59
Tableau 16 : Type de soutènement apporté à chaque section de tracé du tunnel de Dar El- Oued selon Z. Bieniawski.....	79
Tableau 17 : Caractéristiques géotechniques des sections types du tunnel de Dar el Oued.....	82
Tableau 18 : Les paramètres de modélisation utilisés par C- Tunnel.....	84
Tableau 19 : Résultats de calcul convergence – confinement (section 01).....	86
Tableau 20 : Résultats de calcul convergence – confinement (section 02).....	88
Tableau 21 : Résultats de calcul convergence – confinement (section 03).....	90
Tableau 22 : Les paramètres de modélisation utilisés par PLAXIS.....	92

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 01 : Classification des tunnels selon le mode d'exécution.	4
Figure 02 : Classification des tunnels selon leur forme.	4
Figure 03 : Tunnel de Dar el oued.	6
Figure 04 : Galerie- pilote.	8
Figure 05 : Schéma structural de la méditerranée occidentale.....	13
Figure 06 : Unités et sous unité des Babors orientaux.	16
Figure 07 : L'anticlinal de Dar El oued.	20
Figure 08 : Le Lias supérieur de Dar El oued (752,75 – 380,65).	22
Figure 09 : Le phénomène de karstification au niveau de Dar el oued.....	24
Figure 10 : Contexte sismotectonique de la région Jijel-Bougie C.R.A.A.G 1971.	26
Figure 11 : Détermination de l'indice GSI (Hoek et Brown. 1995).	29
Figure 12 : Abattage à l'explosif.	40
Figure 13 : Abattage par machine à attaque ponctuelle.	40
Figure 14 : Machine à attaque globale (tunnelier).	41
Figure 15 : Soutènement par béton projeté.	44
Figure 16 : Différents types de boulons d'ancrage.....	45
Figure 17 : Soutènements par boisage.	46
Figure 18 : Cintres en profilés simples.	47
Figure 19 : Cintres coulissants.	48
Figure 20 : Enfilage métallique.	49
Figure 21 : Plaques métalliques assemblées.	49
Figure 22 : Appuis de cintres fixes.	50
Figure 23 : Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds.	51
Figure 24 : Excavation par machine foreuse à pleine et demi section.	52
Figure 25 : Creusement en section divisées.	52
Figure 26 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après K. Terzaghi).	55
Figure 27 : Classification de N. Barton Relation entre Q , D_e et les catégories de soutènement.	60
Figure 28 : Variation du taux de déconfinement λ en fonction de la distance (x) du front de taille.	62
Figure 29 : Courbe de convergence d'un massif rocheux à comportement élastique.....	65
Figure 30 : Courbe de convergence d'un massif rocheux à comportement élasto-plastique parfait.	66
Figure 31 : Courbe caractéristique de soutènement (confinement)	68
Figure 32 : Soutènement par cintre en acier [Hoek et Brown, 1980].....	70
Figure 33 : Soutènement par boulon d'ancrage ponctuel [Hoek et Brown,1980]	71
Figure 34 : Principe de détermination de la loi de convergence du massif.....	72
Figure 35 : Courbe de convergence-confinement (U , P).	73
Figure 36 : Notations utilisées.	73

Figure 37 : Exemple de procédure utilisée dans un programme par éléments finis pour simuler les différentes phases d'excavation d'un ouvsouterrain [Latour et al, 1990].	77
Figure 38 : Exemple d'un modèle tridimensionnel.	77
Figure 39 : Fenêtre principale du logiciel C- Lambda.	83
Figure 40 : Notations utilisées.....	84
Figure 41 : La courbe convergence- confinement de la section 01.....	85
Figure 42 : La courbe convergence- confinement de la section 02.....	87
Figure 43 : La courbe convergence- confinement de la section 03.....	89
Figure 44 : Résultats du programme Input (section 01)	93
Figure 45 : Résultats du programme Input (section 02).....	93
Figure 46 : Résultats du programme Input (section 03).....	94
Figure 47 : Déformations après l'excavation (section 01).....	95
Figure 48 : Déplacements totaux au niveau de la voûte (section 01).....	95
Figure 49 : Déformations après l'excavation (section 02)	96
Figure 50 : Déplacements totaux au niveau de la voûte (section 02).....	96
Figure 51 : Déformations après l'excavation (section 03).....	97
Figure 52 : Déplacements totaux au niveau de la voûte (section 03).....	97
Figure 53 : Répartition des contraintes de cisaillement autour de la galerie (section 01).....	98
Figure 54 : Répartition des contraintes de cisaillement autour de la galerie (section 02).....	99
Figure 55 : Répartition des contraintes de cisaillement autour de la galerie (section 03).....	100
Figure 56 : Courbe de déplacement – étape de calcul (section 01).....	101
Figure 57 : Courbe de déplacement – étape de calcul (section 02).....	101
Figure 58 : Courbe de déplacement – étape de calcul (section 03).....	102
Figure 59 : Variation de déplacement radial en fonction de l'angle de frottement.....	106
Figure 60 : Variation de déplacement radial en fonction de l'angle de dilatance.....	106
Figure 61 : Variation du déplacement radial en fonction de la cohésion.....	107
Figure 62 : Variation du déplacement radial en fonction de module de référence.....	107
Figure 63 : Variation du déplacement radial en fonction de coefficient de poisson.....	108

NOTATIONS ET SYMBOLES

RN : route national.

Dj : djebel.

km : kilomètre.

m : mètre.

cm : centimètre.

mm : millimètre.

KN : Kilo Newton.

N : Nord.

S : Sud.

E : Est.

W : Ouest.

SW : Sud West.

NW : Nord Ouest.

NE : Nord Est.

SE : Sud Est.

pk₀ : point kilométrique.

RMR : Rock Mass Rating.

GSI : Geological Strength Index.

RQD : Rock Quality Designation.

Q : le Tunnelling Quality Index.

SCR : Le Surface Condition Rating.

SR : Le Structure Rating

r : rayon d'un point quelconque du massif.

r₁ : rayon du tunnel.

r_{pe} : rayon de l'interface limite entre la zone plastique (ou fragile) et élastique.

P₀ : contrainte préexistante.

P_i : pression radial uniforme sur les parois du tunnel.

σ_r : contrainte radiale.

σ_t : contrainte tangentielle (ou circonférentielle).

σ_l : contrainte longitudinale.

ε_r : déformation radiale.

ε_t : déformation tangentielle (ou circonférentielle).

ε_l : déformation longitudinale.

U_r : déplacement radial

U_{ri} : convergence de la paroi de l'excavation.

E : module d'élasticité du massif rocheux.

ν : coefficient de poisson du massif rocheux.

C : la cohésion

φ : l'angle de frottement.

γ : poids volumique.

σ_1 : contrainte principale maximale.

σ_3 : contrainte principale minimale.

ϵ_1 : déformation principale maximale.

ϵ_3 : déformation principale minimale.

ϵ^e : déformation élastique.

ϵ^p : déformation plastique.

Résumé

La traversée des reliefs difficiles et des obstacles naturels impose aux concepteurs de réaliser des ouvrages de grande envergure à savoir les ponts et les tunnels pour satisfaire aux normes de circulations exigées par la réglementation en vigueur.

L'étude de notre projet rentre dans ce concept et cette problématique ; il s'agit de la modernisation du tracé routier reliant la wilaya de Jijel et la wilaya de Bejaia caractérisé par un relief très difficile. Elle consiste à la conception et au calcul du tunnel de Dar el Oued sur une longueur de 614,883 mètres.

Les mots clés : ouvrages, tunnels, Dar el oued.

المخلص

إن اجتياز التضاريس الوعرة و الحواجز الطبيعية يفرض علينا انجاز منشآت عملاقة مثل الجسور و الأنفاق من أجل تحقيق احتياجات حركة المرور و ضوابطها.

ضمن هذه المذكرة سنتطرق إلى دراسة مشروع يدخل ضمن هذا الإطار والذي يتمثل في دراسة مشروع انجاز نفق على مستوى منطقة دار الواد على امتداد قدره 614,883 م من اجل تحديث الطريق الرابط بين ولايتي جيجل و بجاية الذي يتميز بتضاريس وعرة.

الكلمات المفتاح : منشآت, الأنفاق, دار الواد.

Introduction

Introduction

Le développement des infrastructures de bases a connu un essor important ces dernières années surtout avec l'embellie de la rente pétrolière, et en particulier les voies de communication (routes, autoroutes et chemin de fer) qui jouent un rôle capital dans l'économie et le développement durable du pays ; d'ailleurs le développement d'un pays se mesure par la taille et la qualité de son réseau de communication. De plus la consistance du parc automobile a connu un accroissement vertigineux, ce qui a conduit au développement des routes, des routes express et des autoroutes pour répondre aux besoins en déplacements des usagers dans de meilleures conditions de confort de débit et de sécurité.

Dan ce mémoire, notre projet a pour but la modernisation du tracé routier reliant la wilaya de Jijel et la wilaya de Bejaia caractérisé par un relief très difficile et jouant un rôle économique, touristique et historique à la région. Elle consiste à la conception et au calcul du tunnel de Dar el Oued de Ziamansouria, sur une région présentant une géologie complexe. Il est de 614,883 mètres de longueur sis à environ 30 Km à l'ouest du chef lieu de la wilaya de Jijel, et à environ 10 Km à l'est de Ziamansouria, en suivant la route nationale RN43 entre Jijel et Béjaia, entre les points kilométriques Km 0+134,567 et Km 0+749,450. L'entrée Ouest en tranchée est protégée par une berlinoise en micropieux, tandis que la partie en talus qui précède l'entrée du tunnel non protégée par la berlinoise sera mise en sécurité par le biais des travaux de protection qui consistent à faire des clouages, treillis soudés et béton projeté.

En correspondance de l'entrée du côté Est, un tronçon très court en artificiel est prévu (5 mètres) ayant une fonction de protection contre la chute des pierres.

Le tunnel à double sens de circulation est formé de deux voies de 3,75 m chacune. Les dimensions internes sont telles qu'elles permettent de garantir un gabarit en hauteur minimum de 5,00 m sur les voies et de 4,80 m sur les accotements.

Les problèmes majeurs liés à la construction de ce type d'ouvrages sont :

- La stabilité du terrain pendant les travaux notamment au front de taille ;
- Le choix du type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme, puis à long terme ;
- La maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement en particulier; lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autres structures (en site urbain) ;
- Maîtrise des phénomènes hydrauliques (présence d'une nappe aquifère).

Trois catégories d'outils de calcul sont habituellement utilisées: les méthodes empiriques, les méthodes analytiques et les méthodes numériques, et qui permettent d'accéder aux quantités suivantes:

- Les tassements provoqués en surface (ouvrages à faible profondeur).
- Les déformations liées aux interfaces (sol structure).
- Les efforts repris par le soutènement.
- Les effets hydrauliques induits par les travaux.

Chapitre II

Généralités sur les tunnels et ouvrages souterrains

Généralités sur les tunnels et ouvrages souterrains :**1- introduction :**

Depuis que les hommes excavent et percent des galeries, les méthodes de constructions ont subi des transformations radicales, principalement dans les deux domaines suivants :

- Aux tailleurs de pierre travaillant au front d'attaque des galeries minières ou des carrières avec des burins, des marteaux et des coins de bois, ont succédé dans la deuxième moitié du XIX^{ème} siècle des techniques de perforation mécanique et l'utilisation des explosifs, puis aujourd'hui des machines à forer de plus en plus performantes.

- Les déblais, autrefois transportés à dos d'hommes, sont désormais évacués par trains, camions ou bandes transporteuses.

Aujourd'hui, la surface du sol dans les villes est de plus en plus encombrée et cette surface sera de plus en plus rendue aux activités ludiques. Les problèmes de circulation et d'équipements urbains peuvent être résolus par une solution souterraine : voirie souterraine, métro, réseaux divers,.....etc.

De même l'extension de voies de communications (routes, voies ferrées et navigables) et le développement des grands programmes d'équipements hydroélectriques et d'irrigation entraînent des franchissements souvent difficiles conduisant à la réalisation d'ouvrages d'art importants comme les tunnels.

Des utilisations nouvelles de cavités souterraines sont en plein développement depuis quelques décennies : stockage des différents produits, en particulier des hydrocarbures, usines, tunnels de transport de chaleur, centrales nucléaires.....etc.

Enfin les travaux souterrains nécessités par les besoins de l'industrie minière représentent toujours un volume considérable. Cette évolution technique et sociologique a eu pour conséquence d'accélérer considérablement le rythme de construction des tunnels, tout en diminuant sensiblement les dangers auxquels étaient exposés les travailleurs. Mais, si les techniques, l'équipement et les matériaux utilisés pour construire les tunnels sont constamment améliorés, il n'en reste pas moins vrai que cette opération est toujours lente et onéreuse. En effet, contrairement à la plupart des autres ouvrages, le tunnel est entièrement construit dans le sol. La plus qu'ailleurs et malgré tous les progrès réalisés, il y aura toujours une part imprévisible dans la connaissance des conditions naturelles et dans la prévision des comportements du complexe tunnel-terrain encaissant.

D'où la nécessaire concomitance de l'expérience et des supports théoriques :

L'articulation de cet ouvrage a voulu illustrer cette interaction fondamentale de «la science» et de «l'empirisme» en intercalant le "dimensionnement" et "les techniques d'exécution".

Il faut noter également la difficulté à définir et quantifier la notion de coefficient de sécurité dans le cas des ouvrages souterrains ; cette notion ne peut être que qualitative.

Dans ces conditions il faut, la plus qu'ailleurs, non seulement un bon projet basé sur des reconnaissances intelligentes, mais aussi un Entrepreneur expérimenté et un maître d'œuvre ou d'ouvrage majeur car, encore une fois, la réalité qui les attend n'est pas et ne pourra être, sauf exception, entièrement prévue.

I-2-Comment classer aujourd'hui les ouvrages souterrains ?

Plusieurs possibilités se présentent :

- **Si l'on se réfère à leur objet**, on peut distinguer plusieurs types de tunnels :

- les tunnels de communication parmi lesquels :

- les tunnels ferroviaires,
- les tunnels routiers (comme notre cas d'étude « tunnel de Dar el-oued ») ;
- les tunnels de navigation ;

- les tunnels de transport :

- adductions d'eau ;
- galeries hydrauliques ;
- égouts ;
- galeries de canalisations ;
- les tunnels et cavités de stockage :
- garages et parkings ;
- stockages liquides ou gazeux ;
- dépôts.

- **Si l'on se réfère à leur mode d'exécution**, on peut distinguer (figure 1) :

- les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert ;
- les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur;
- les tunnels construits par éléments immergés.

- **Si l'on se réfère à la forme des ouvrages**, on peut distinguer (figure 2) :

- les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable ;
- les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

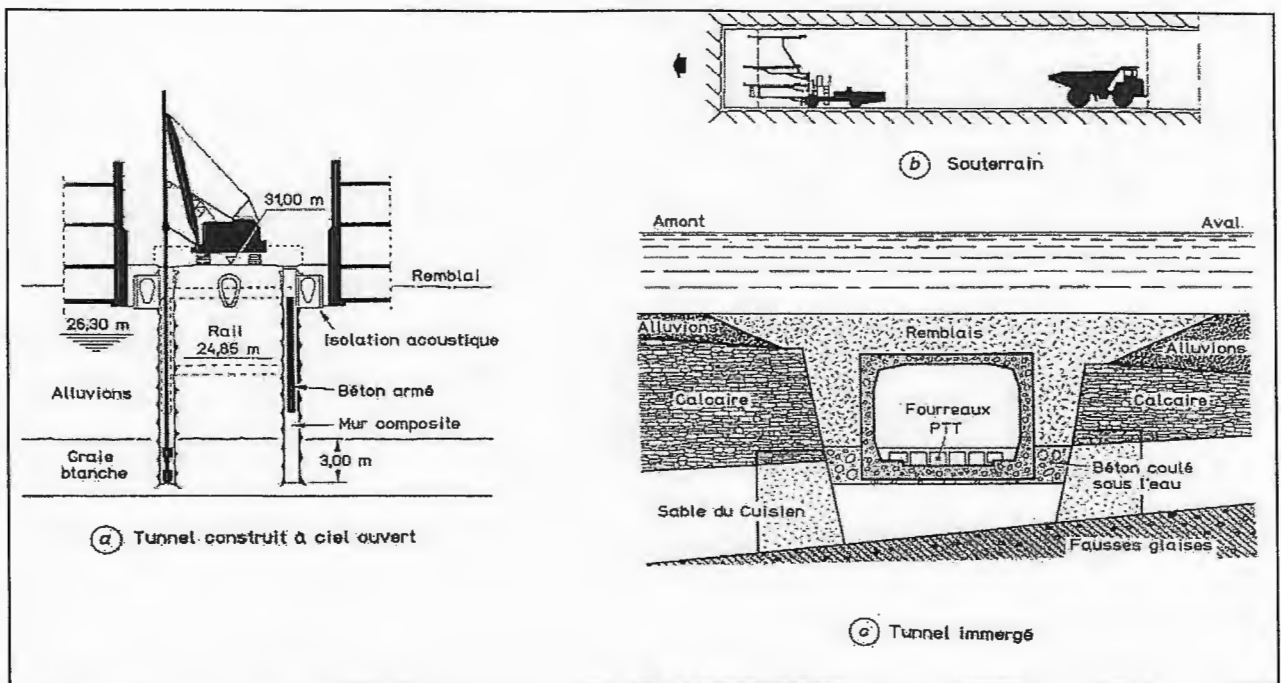


Figure 01 : Classification des tunnels selon le mode d'exécution

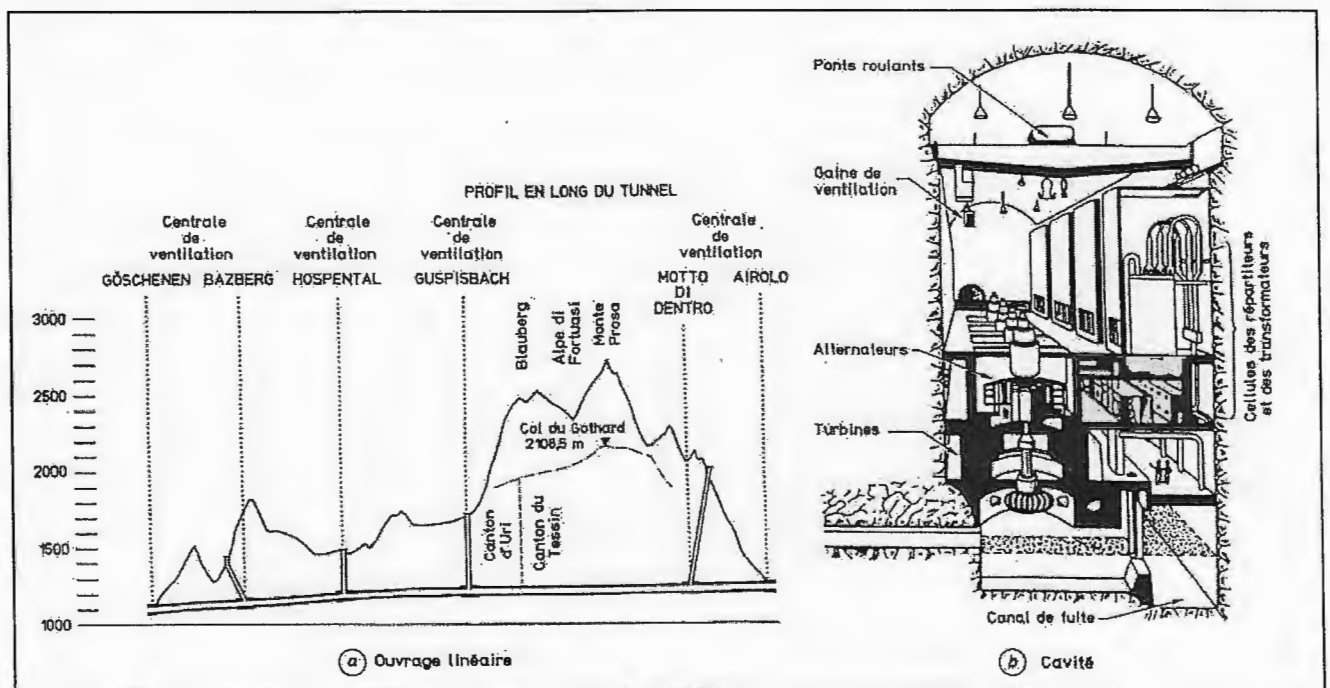


Figure 02 : Classification des tunnels selon leur forme

• N.BARTON classe les ouvrages souterrains suivant leurs destinations, en caractérisant la sécurité requise par ordre croissant :

- Excavation minière à caractère temporaire ;

- Puits verticaux ;
- Galeries hydrauliques (sauf conduit forcées à haute pression), collecteurs d'assainissement ; galeries de reconnaissances et galeries pilotes ;
- Cavités de stockage, stations de traitement d'eau, tunnels routiers et ferroviaires sur axes secondaires, chambres d'équilibre et tunnels d'accès ;
- Usines souterraines (le plus souvent hydroélectrique), tunnels autoroutiers, tunnels ferroviaires sur axes principaux, galeries de métro, abris de défense civil, tête de tunnels et inter section ;
- Centrales nucléaires souterraines, gares souterraines,.....

- Une autre classification des ouvrages souterrains concerne les conditions naturelles dans lesquelles ils sont réalisés :

- sol meuble ou rocher ;
- faible ou forte couverture ;
- terrain hors nappe ou aquifère ;
- contraintes naturelles normales (poids de la couverture) ou élevées (contraintes résiduelles).

Ces conditions influent non seulement sur le choix des techniques d'excavation et de soutènement mais aussi sur le choix des méthodes de calcul. La diversité des méthodes reflète la diversité des propriétés mécaniques des terrains auxquelles elles doivent s'adapter.

Les principaux objets d'étude dans le cadre du projet d'un ouvrage souterrain peuvent être résumés rapidement comme ci-après :

- Le choix d'un site, d'un tracé, la recherche des difficultés particulières (failles, venue d'eau, roche gonflante,.....) : ce sont les objectifs de reconnaissance ;
- Le choix d'une forme, d'un volume, d'une section type pour assurer la fonction, la stabilité et l'économie de l'ouvrage ;
- Le choix des procédés d'excavation et de marinage qui est autant technique qu'économique ;
- Le choix et le dimensionnement du soutènement à court terme, ainsi que celui de revêtement ou du soutènement à long terme ;
- La sécurité du chantier qui doit rester un souci particulier du concepteur et du constructeur ;

- Le contrôle du comportement de l'ouvrage pendant la construction puis au cours de l'exploitation ;
- L'estimation des coûts, difficile pour ce type d'ouvrage, devra néanmoins faire l'objet d'une étude détaillée et si possible d'études comparatives ;
- L'entretien et la réparation des ouvrages seront présents à l'esprit du concepteur pour faciliter par la suite la tâche de l'exploitant.



Figure 03 : Tunnel de Dar el oued

I-3- Influence des conditions naturelles sur les principaux paramètres de définition de l'ouvrage :

I-3-1- Facteurs de choix du tracé et du profil en long :

Le tracé en plan et le profil en long d'un tunnel doivent respecter les conditions imposées par l'utilisation future de l'ouvrage ; mais ils sont également conditionnés par :

- la nature des terrains à traverser ;
- la présence d'eau et les débits d'eau prévisibles ;
- l'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités ;
- la présence d'accidents géologiques (failles, diaclases,.....) qu'il faut chercher de les éviter ou à défaut à les franchir perpendiculairement ;
- l'orientation et la valeur des contraintes principales naturelles ;

- la nature et l'épaisseur des terrains de couverture ;

I-3-2- Facteurs de choix du profil en travers :

Il faut rechercher un profil qui soit le plus uniforme possible tout au long de l'ouvrage pour des raisons de facilité d'exécution.

De façon générale, un profile circulaire ou s'en approchant est le plus favorable. Mais si le gabarit est rectangulaire, un tel profil n'est toujours économique car la section à excaver est plus importante que la section utile.

Par ailleurs, les facteurs suivants peuvent imposer un profil circulaire ou pseudo-circulaire :

- la présence d'une forte charge piézométrique ;
- la médiocrité des caractéristiques des terrains traversés (terrains poussants).

Dans le choix du profil en travers, la méthode de construction est également un facteur à considérer : ainsi une machine à forer à attaque globale impose une section d'excavation circulaire.

I-3-3-Influence de l'eau :

Des venues d'eau importantes posent toujours des problèmes aux conséquences souvent très lourds.

I-3-3-1-Dans le cas des sols : la présence d'une nappe peut entraîner :

- L'instabilité de l'excavation provoquée par un gradient hydraulique élevé au voisinage de la paroi ;
- Des diminutions rapides des caractéristiques du sol ;
- Des tassements sur les piédroits ;
- Des tassements de surface dus au rabattement de la nappe ;

I-3-3-2-Dans le cas des roches, on peut craindre :

- Des venues d'eau abondantes et des débousses dans les roches très fissurées et les zones broyées ;
- Des venues d'eau brutales et des débousses provenant de réseaux karstiques ;
- L'altération rapide de la roche excavée ;

- Le développement de pressions de gonflement dans certaines roches au contact de l'eau (certaines marnes et argiles)
- Les réactions physicochimiques de certaines roches en présence d'eau (calcaire, gypse,...) nécessitant des soutènements importants et des traitements spéciaux.

I-4- Galeries- pilotes

Une galerie-pilote est une galerie de dimension réduite inférieure à la section de l'ouvrage définitif dans laquelle elle s'inscrit.

Elle peut servir de galerie de reconnaissances en phase de terrassement de la section "Géologie, Hydrogéologie, Géotechnique" ou réutiliser partiellement ou totalement une galerie de reconnaissance exécutée préalablement au contrat de travaux.

Ne sont pas concernées les galeries annexes (ventilation, drainage, sécurité, service...) exécutées hors de la section de l'ouvrage et nécessitées par le fonctionnement ou l'exploitation de l'ouvrage

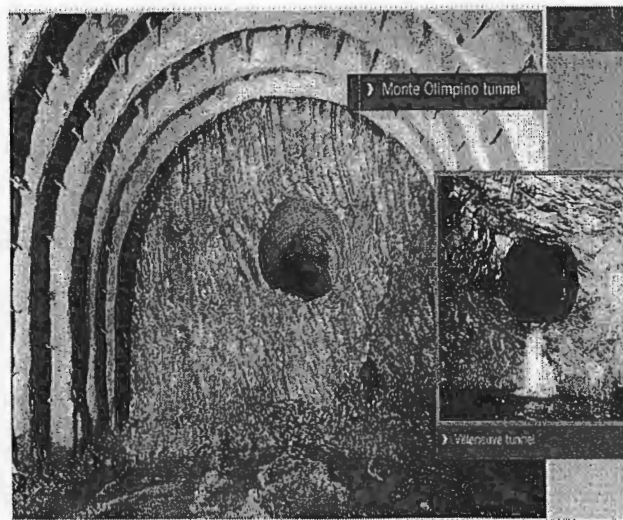


Figure 04 : Galerie- pilote

I-4-1-Déférents types de galeries – pilotes

Une galerie-pilote peut être une :

- Galerie de reconnaissance permettant une bonne identification géologique et géotechnique du terrain.
- Galerie d'avancement dans le procédé de section divisée où la stabilité des fronts et des parements est accrue en diminuant la section d'excavation.
- Galerie destinée à la mise en œuvre de procédés d'amélioration du terrain préalablement à son terrassement en pleine section.

- Galerie de drainage à l'avancement destinée à abaisser la charge d'eau et évacuer les débits d'eau d'infiltration à front en diminuant ainsi les sujétions des venues d'eau en pleine section. Cette galerie peut n'être conduite que jusqu'à l'aquifère reconnue.
- Galerie d'avant-trou faisant office de bouchon destinée à réduire les vibrations dans un creusement à l'explosif et optimiser ainsi la longueur des volées d'abattage ultérieures en pleine section. Cet avant trou est exécuté généralement au moyen d'une machine foreuse, dans certains cas (faible longueur) à l'explosif.
- Galerie d'avant trou forée au tunnelier au centre de la section circulaire dans la méthode de creusement mécanisé par alésage successif.
- Galerie creusée sur toute la longueur de l'ouvrage et destinée à améliorer les conditions d'hygiène et de sécurité pour un terrassement traditionnel à l'explosif ou à la machine à attaque ponctuelle : elle peut faire office en phase de travaux de galerie de ventilation ou de galerie permettant d'évacuer les déblais de manière continue.

I-4-2- Objectifs des galeries- pilotes

Les objectifs assignés à une galerie-pilote doivent donc être bien précisés de façon à définir de manière optimale son implantation, ses dimensions et son mode d'exécution. Les objectifs peuvent être classés comme suit :

- 1) Contribution directe à la construction par : drainage des eaux d'infiltration, traitement préalable des terrains depuis la galerie pilote, franchissement d'accidents géologiques reconnus ou supposés, et alésage successif pour des tunnels de grande section dans des terrains rocheux durs et massifs.
- 2) Facilitation de l'exécution par : réduction des sujétions des venues d'eau en pleine section, ventilation des chantiers de terrassement mécanisés ou à l'explosif, réduction des vibrations des tirs à l'explosif des abattages ultérieurs par création d'une surface libre de dégagement (galerie faisant office de trou de bouchon), des projets de tunnels peuvent être réalisés ainsi à proximité immédiate de structures sensibles,
- 3) Information sur les terrains traversés
 - Reconnaissance géologique et géotechnique des terrains à l'avancement ou préalablement à l'avancement permettant d'optimiser les méthodes de construction,
 - Analyse du comportement du terrain en section réduite,
- 4) Amélioration des conditions de passation de marché des travaux
 - La galerie-pilote est alors réalisée préalablement en tant que galerie de reconnaissance. La réduction des aléas sources de réclamation de la part de l'entreprise, ainsi que l'accroissement

des cadences d'avancement et la réduction des délais d'exécution sont à prendre en compte pour juger de l'intérêt d'une galerie pilote.

Les objectifs habituellement recherchés et les moyens de reconnaissance susceptibles d'être utilisés au cours des différentes phases d'étude puis d'exécution d'un ouvrage souterrain ont été regroupés dans le tableau 1. Cette articulation ne doit pas être considérée comme un passage obligé et il faut bien entendu l'adapter aux conditions spécifiques de chaque projet.

Tableau 01 : Objectifs et moyens d'une campagne de reconnaissance.

PHASE DES ETUDES ET DES TRAVAUX		OBJECTIFS RECHERCHES	MOYENS DE RECONNAISSANCE
<p>Etudes Préliminaires Et avant projet</p> <p>Sommaire</p>	<p>*Etude géométrique de la solution de base et de variant éventuelles</p> <p>*Reconnaisances géologique, hydrogéologique et géotechnique du massif</p> <p>*Etude sommaire de l'ouvrage</p>	<p>*Choix du meilleur site</p> <p>*Plan et profil en long géologique sommaires.</p> <p>*Identification générale des nappes et des terrains traversés.</p> <p>*Nature des difficultés potentielles, description des difficultés majeures.</p> <p>*Etude préliminaire des têtes et accès.</p> <p>*définition préliminaire des méthodes d'exécution envisageable.</p> <p>*Estimation des couts.</p>	<p>*Examen des données existantes.</p> <p>*Etude des cas analogues éventuels.</p> <p>*Levé géologique de surface sommaire, sauf pour les difficultés majeures.</p> <p>*Etude hydrogéologique sommaire.</p> <p>*Quelques sondages éventuels.</p>
	<p style="text-align: center;">↓</p> <p>Définition du tracé ou du site retenu</p>		<p>*levé géologique détaillé</p> <p>*Etude hydrogéologique détaillée</p> <p>*télé-détection</p> <p>*géophysique</p> <p>*sondages carotté set destructifs.</p>
<p>Avant projet</p> <p>Détaille et Etude</p> <p>D'exécution</p>	<p>*Reconnaissance détaillée géologique, hydrogéologique du massif et des sites des tête.</p> <p>*Etude détaillée de l'ouvrage y compris têtes et accès.</p> <p>*Etude des méthodes d'exécution et des conditions de chantier.</p>	<p>*Plan, profil en long et coupe géologique prévisionnels.</p> <p>*Profil long géotechnique prévisionnels avec identification des terrains</p> <p>*Définition des hypothèses de calcul.</p> <p>*Dimensionnement des soutènements et revêtements.</p> <p>*Définition des méthodes d'exécution et des traitements éventuels</p> <p>*Estimation des couts et des délais.</p>	<p>*Essais de laboratoire.</p> <p>*Galerie de reconnaissance</p> <p>*Auscultation.</p> <p>*Essais in situ et sondage en galerie</p>
	<p style="text-align: center;">↓</p> <p>Projet définitif et études d'exécution</p>		<p>*Sondage complémentaire éventuel</p> <p>*Essais en labo et in situ complémentaires éventuel</p> <p>*Suivi d'auscultation</p>
<p>Exécution des travaux</p>		<p>*Adaptation des méthodes et dimensionnement aux conditions réelles.</p> <p>*Adaptation des méthodes de dimensionnement aux conditions réelle.</p> <p>*Mise au point des documents conforme à l'exécution.</p>	<p>*Sondage à l'avancement</p> <p>*Galerie pilote éventuellement</p> <p>*Levé géologique des parois de l'exécution.</p> <p>*Auscultation.</p>

Chapitre II

Reconnaisances géologiques et géotechniques

II-1-Etude géologique

II-1-1- Introduction

Le Massif des Babors dont fait partie le site étudié appartient au domaine tellien interne. Il se localise dans la partie orientale de l'Algérie du Nord. Les Babors font partie de la branche sud de la chaîne Alpine qui s'étend sur environ 2000 km entre le détroit de Gibraltar à l'ouest, et la Sicile et Calabre à l'est.

En Algérie, la branche sud de la chaîne Alpine subdivisée en deux grands domaines :

-Le domaine interne : comporte les formations cristallophylliennes du socle kabyle.

-le domaine externe : comportant essentiellement des formations de type flysch et les formations telliennes.

La figure suivante montre le schéma structural de la méditerranée occidentale :

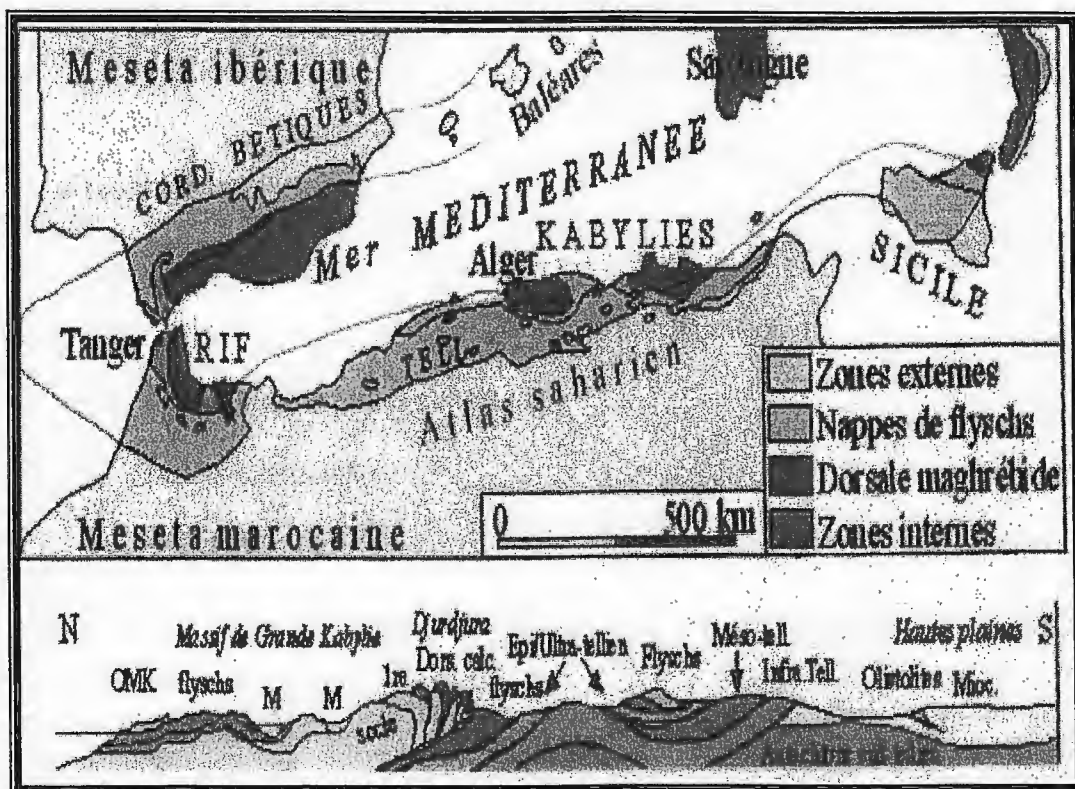


Figure 05 : Schéma structural de la méditerranée occidentale, [M.DURAND DELGA, 1969. Modifiée].

II-1-2- Aperçu sur la géologie régionale

La branche sud de la chaîne Alpine est constituée de trois domaines :

a- Le socle kabyle

Il est représenté par des formations cristallophylliennes formant trois pointements amygdalaires au Nord de l'Algérie. Ces pointements sont le massif de Chenoua à l'ouest d'Alger, le massif de la Grand Kabylie au centre et le massif de Petite Kabylie à l'est.

b- La dorsale kabyle

Elle représente la couverture sédimentaire de la méridionale du Socle Kabyle, cette chaîne calcaire marque la limite entre le Socle Kabyle au Nord et les Zone telliennes au Sud. Elle est d'âge jurassique à Eocène.

Les séries formant la dorsale Kabyle permettent de la subdiviser en trois termes : interne, médiane et externe (J.F.RAOULT , 1969- 1974)

II-1-2-2- Le domaine médian (domaine des flyschs)

Trois types des flysch peuvent être distingués : [J.F.RAOULT]

-Le flysch maurétanien

-Le flysch massylien ou flysch schisteux-quartzeux.

-Le flysch numidien.

II-1-2-3- Le domaine externe

Il est constitué de :

a- Les formations telliennes

Les formations telliennes comprennent trois grandes unités dont les limites suivent à peu près les limites paléogéographiques. [J.M. VILA, 1980].

Trois types des formation telliennes peuvent être distingués :

a₁ - Les unités ultra-telliennes

a₂- Les unités méso-telliennes

a₃- Les unités péni-telliennes

b- L'avant pays

Ils sont constitués par des séries sédimentaires épaisses d'âge mésozoïque. Les avants pays para autochtones et autochtones constituent des moles rigides qui ont plus au moins résisté aux compressions alpines [KIEKEN, 1962].

II-1-2-4- L'Oligo-Miocène kabyle et les olistostromes**a- L'Oligo-Miocène kabyle**

L'Oligo-Miocène kabyle constitue la couverture sédimentaire transgressive et discordante du Socle Kabyle. Il est formé de grés micacés admettant des conglomérats de l'Oligocène supérieur à leur base et des silexites d'âge Aquitaniens à leur sommet. [J.F. RAOULT 1974-1975, J.P. BOUILLIN 1977]

b- Les Olistostromes

Les olistostromes sont des formations tectono-sédimentaires à débris de flyschs, intercalés dans des passées de grés micacés. L'âge de ces formations est supposé Aquitaniens à Burdigaliens inférieur probable [J.P. BOUILLIN et J.F. RAOULT, 1971, J.P. BOUILLIN et al 1973 et J.P. BOUILLIN 1977].

Ces formations ont été décrites pour la première fois par M.DURAND DELGA en 1955 au sud du massif de Chenoua (Alger), puis par J.F. RAOULT et J.P. BOUILLIN en 1971 en Petite Kabylie.

II-1-3- Cadre géologique local

Les Babors orientaux, dont fait partie notre site, appartiennent au domaine tellien interne. Il s'agit de l'entité géographique s'étendant d'ouest en est, d'Akbou au col de Selma, et du nord au sud, de la méditerranée au Djebel Babor. [D.OBERT, .1981]

La figure suivante représente les Unités et sous unité des Babors orientaux :

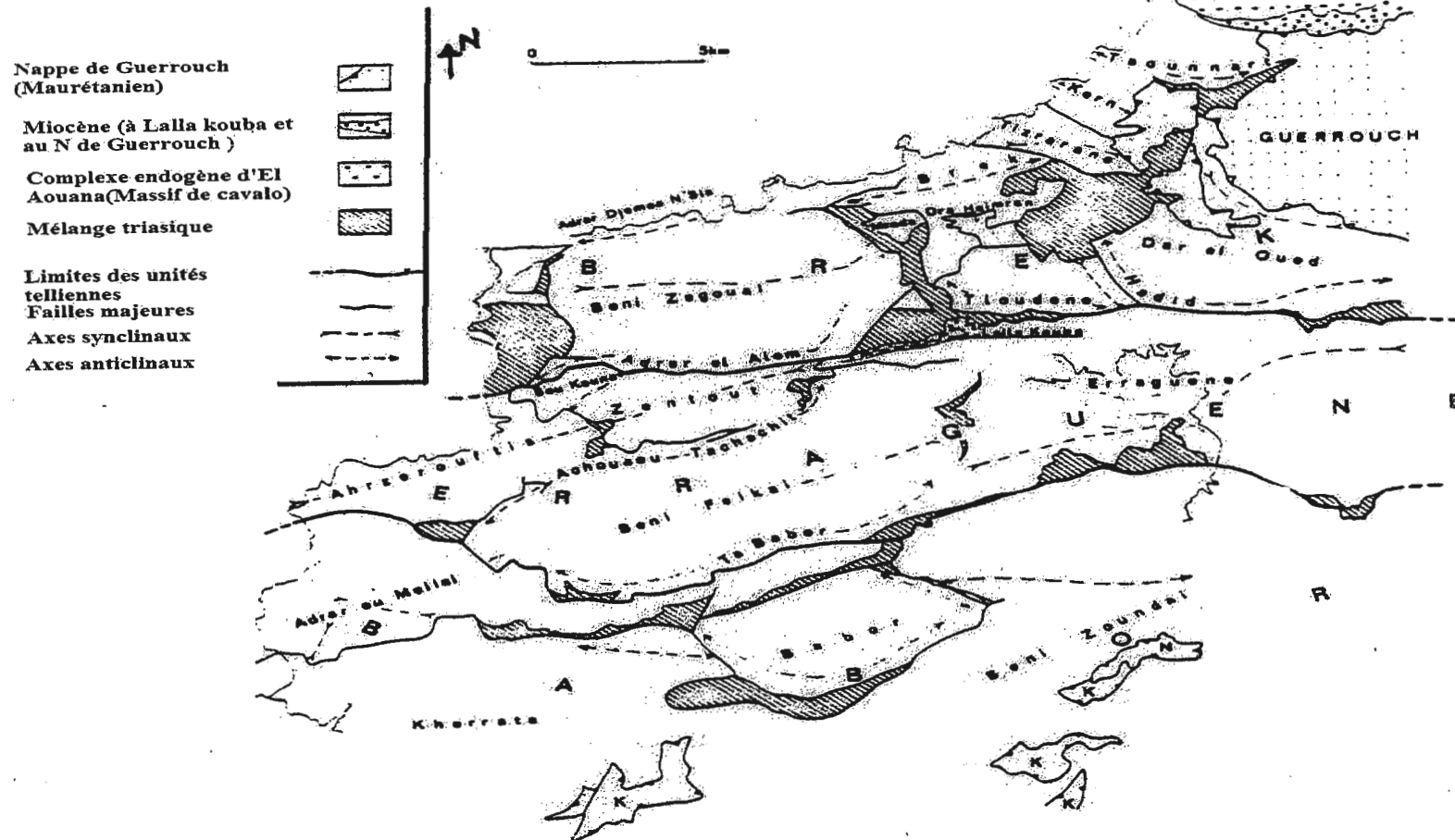


Figure 06 : Unités et sous unité des Babores orientaux. [D. OBERT, 1981]

G : Nappe de Guerrouch, (maurétanien), accompagnée d'un liseré de flysch massylien et d'Oligocène grés-micacé qui n'ont pas été figurés.

m : Miocène (à Lalla Kouba et au Nord de Guerrouch).

er : complexe endogène d'El Aouana (Massif de Cavallo).

t : Mélange triasique, seuls les affleurements les plus étendus ont été figurés.

1 : Limites des unités telliennes.

2 : Failles majeures.

3 : Axes synclinaux ou synclinoriaux.

4 : Axes anticlinaux ou anticlinoriaux.

L'unité du Babor supporte des klippes : de matériel éocène (K) et de numidien (N)

Les formations géologiques constituant les Babors peuvent être resumées comme suite :

II-1-3-1- Les formations secondaires

a- Trias

b- Jurassique

Il présente les formations suivantes : [D.OBERT, 1981]

b₁- Lias :

– Dépôt de plateforme carbonatée, dolomies puis calcaires massifs à algues, d'épaisseur croissante du sud (300 m) au nord (730 m).

– Sédiments moins profonds, calcaires en bancs décimétriques à silex noirs, séparés par des lits pelitiques.

b₂- Dogger : calcaires pelitiques ou marneux à silex blancs, microbrèches et conglomérats fréquents. L'ensemble Domérien-Dogger est moins épais au sud (130 m) qu'au nord (1600 m).

b₃- Jurassique supérieur (MALM)

Il présente un faciès variable et contrasté : pélites siliceuses rouges ou varicolores plus fréquentes dans la partie inférieure (Oxfordien), calcaires oolitiques, microbrèches, silex, bancs de radiolarites, micrites à calpionnelles dans la partie supérieure (Kimméridgien-Tithonique), des conglomérats existent dans les deux unités septentrionales. L'épaisseur est difficile à évaluer en raison de l'érosion anté-néocomienne, environ 200 m.

c- Crétacé

c₁- Crétacé inférieur [D.OBERT, 1981]

• Néocomien

Il est présenté par un faciès à conglomérats et calcaires pelitiques.

- **Du Barrémien à l'Albien**

Les faciès restent relativement uniformes dans tout le domaine, schistes pelitiques gris ou noirs, pélites massives plus ou moins carbonatées, conglomérats souvent puissants excepté dans l'unité de Bou Hamza où n'ont été observés que des galets épars, rares bancs de grés, bancs microbrêchiques à matériel néritique, la série devient plus marneuse dans sa partie supérieure.

- c₂- **Crétacé supérieur**

Le changement de faciès pressenti dans la partie terminale du crétacé inférieur s'affirme au <<Vraconien>> : marnes et marno-calcaires formeront l'essentiel du Crétacé supérieur.

- **Vracono-cénomannien**

Marnes grises et calcaires marneux gris noirs, conglomérats, micro brèches à débris néritiques. Trias résédimenté à la base, et des bancs radiolaritiques vers le sommet de ces niveaux dans l'unité de Draa El Arba-Erraguène. L'épaisseur est très variable, (500m max).

- **Turonien et Sénonien inférieur**

Calcaires marneux, à silex dans Babor-Beni Ourtilane, à rudistes dans l'est de Draa el arba.

- **Sénonien supérieur**

Il présente les faciès suivants :

- Marnes à boules jaunes campaniennes a : Babor-Beni Ourtilane, ouest de Draa el Arba, Brek-Gouraya et Barbacha.
- Calcaires marneux à Inocéram, abondants à la limite Campanien-Maestrichtien, occupant la totalité de la série à l'est d'Erraguène.
- Conglomérats peu abondants dans Babor-Beni Ourtilane, et très abondants dans Brek-Gouraya avec microbrèches et trias résédimenté, clippes sédimentaires dans Barbacha.

II-1-3-2- Formations tertiaires

a- Paléogène

- a₁- **Paléocène**

Faciès rare dans la région. Il est surtout représenté par: des marnes, marno-calcaires grises et marnes schisteuses.

- a₂- **Eocène**

Marno-calcaires noirs à silex noirs et patine blanche, calcaires marneux gris et marnes grises à boules jaunes, surtout développé dans les klippes et Babor Beni Ourtilane.

a₃- Oligocène

Coincées sous le paquet numidien de Taourirt ou Dzira, des marnes grises à bancs de calcaires roux ont livré une microfaune Oligocène [J.M.VILLA 1980].

b-Néogène

Représenté par des formations de méocène qui sont :

Formation post-charriage, calcaire à amphistégines, calcaires gréseux ou marneux, marnes grises à boule jaune .ensemble Burdigalien-Langlien inferieur.

II-1-3- Etude des caractéristiques géologiques de l'anticlinal d'Oued Dar El oued :**II-1-3-1-Lithologie [ILLAS. C, 2008]**

La masse carbonatée de Dj –Hamra, traversée par le tunnel de dar-el oued qui appartient à l'unité du Brek-Gouraya est formée essentiellement par des calcaires dolomitiques d'âge Jurassique.

Cette masse de calcaires dolomitiques montre le long du tracé du tunnel plusieurs aspects :

Du $pk_0 + 134.567$ à $pk_0 + 144.745$: brèche dolomitique dans une matrice argileuse à grains fins, très fracturé avec remplissage à l'oxyde de fer.

Du $Pk_0 + 144.745$ à $pk_0 + 194.159$: dolomies grise à grains grossiers très altérer et oxydées.

Du $Pk_0 + 194.159$ à $pk_0 + 678.019$: des dolomies noires ferrugineuses avec des passées de dolomies grises à grain fins à grossiers, très facturées. La stratification originelle est difficilement observable. Elle n'est repérable que par des lits très minces d'argiles noires feuilletées. Ces bancs carbonatés ont une épaisseur apparente d'ordre métrique (02-03) mètre.

Cet intervalle devenu altéré de $pk_0 + 678.019$ jusqu'à la sortie du tunnel ($pk_0 + 749.450$) avec environ 71.431m de distance.

L'ensemble de la masse carbonatée est affectée par une intense fracturation entraînant sa brêchification. Les fractures sont remplies de calcite et d'oxyde de fer.

II-1-3-2- Les dolomies littorales [D. OBERT, 1981]

Entre le synclinal de Tizrarane et l'embouchure de l'O.Guelil, les dolomies du Lias inférieur affleurent largement, leur pendage vers le N ou le NE. Elles reposent en série inverse sur le Lias moyen de Tizrarane. Les faciès sont variés et ils s'y intercalent des niveaux calcaires.

En l'absence de critères de polarité et de charnière visible, il est impossible de dire s'il s'agit de niveaux épargnés par la dolomitisation ou de replis de la série liasique.

Aux dolomies succèdent, vers le S, des calcaires gris, jaunes, massifs correspondant à la base du Lias moyen.

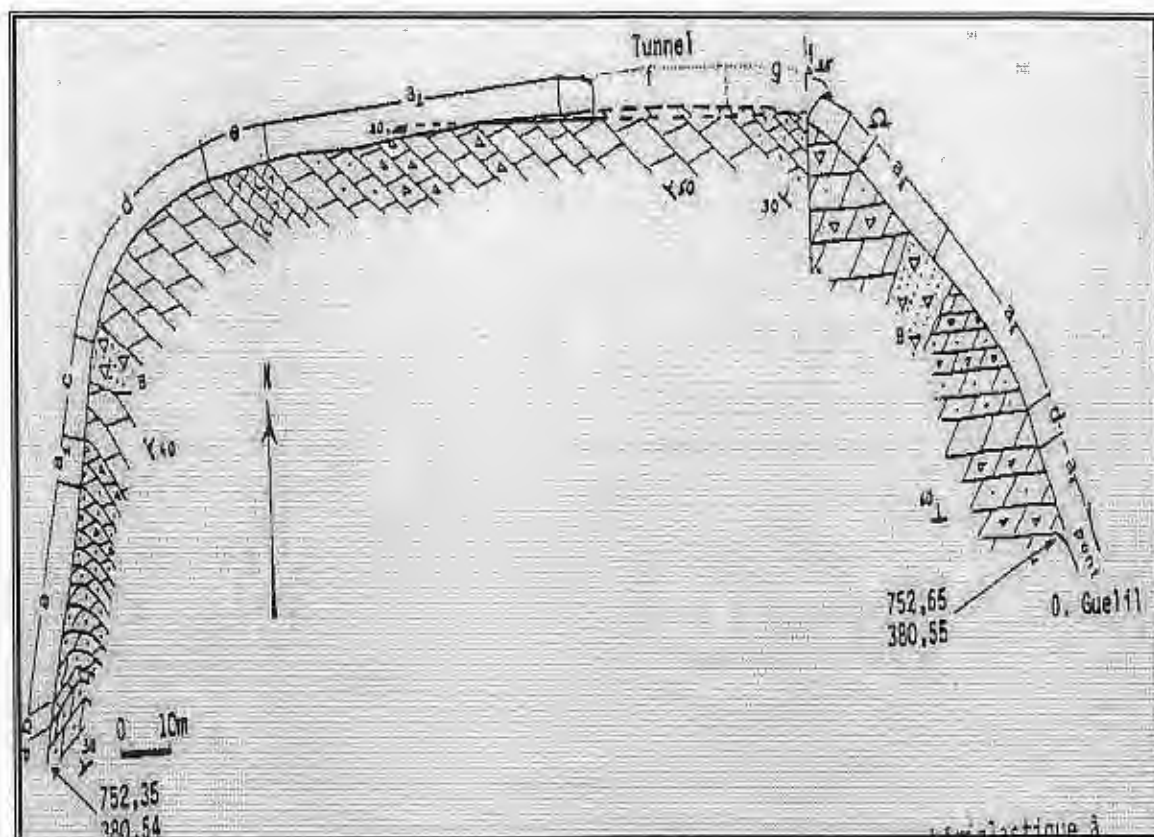


Figure 07 : l'anticlinal de Dar El oued. [D. OBERT, 1981]

La figure représente les affleurements relevés le long de la route Bejaia- Jijel, à l'W immédiat du pont de Dar el Oued.

Les lettres localisent les faciès décrits.

- a** Dolomie grisâtre, vacuolaire, bréchifiée, à ciment pulvérulent jaune.
- b** Calcaire bistre, gris en patine, micritique homogène.
- a₁** Faciès proche de (a), mais le ciment y est plus ferrugineux.
- c** Dolomie grise, homogène.
- B** Brèche de pente.
- e** Calcaire gris, patine jaunâtre taché de noir.
- a₂** Dolomie grise, patine rougeâtre, débit en petits morceaux, pâte dolomitique homogène.
- f** Dolomie massive, grise, marbrée de rouille ou bistre, pigment ferrugineux abondants.
- g** Dolomie sableuse jaune, ponctuée de noir, rubanée de gris et de jaune ou hémiclastique à ciment ferrugineux.
- Ω** Dolomie grise, terne à débris quartzeux et inclusions dendriformes noires.

II-1-3-3- Le Lias supérieur de Dar el oued [D. OBERT, 1981]

Au delà de la masse des brèches de pente, la route traverse les niveaux supérieurs du Lias, les couches sont très redressées et de direction sensiblement NW-SE. Elles sont déformées par des plis métriques ou décamétriques de même orientation (N130). Cet affleurement serait séparé de la série renversée représentée par une des failles NW-SE découpant le massif en lanière.

Les calcaires du Lias supérieur y présentent quelques particularités : pauvreté en silex dans la partie stratigraphiquement basale de la série affleurante ; l'existence d'un Hard-ground avec ravinement vers le haut de celle-ci. D'autres hard grounds ont été observés dans le reste de l'unité, dès la fin du Lias moyen au Dj. Tloudane.

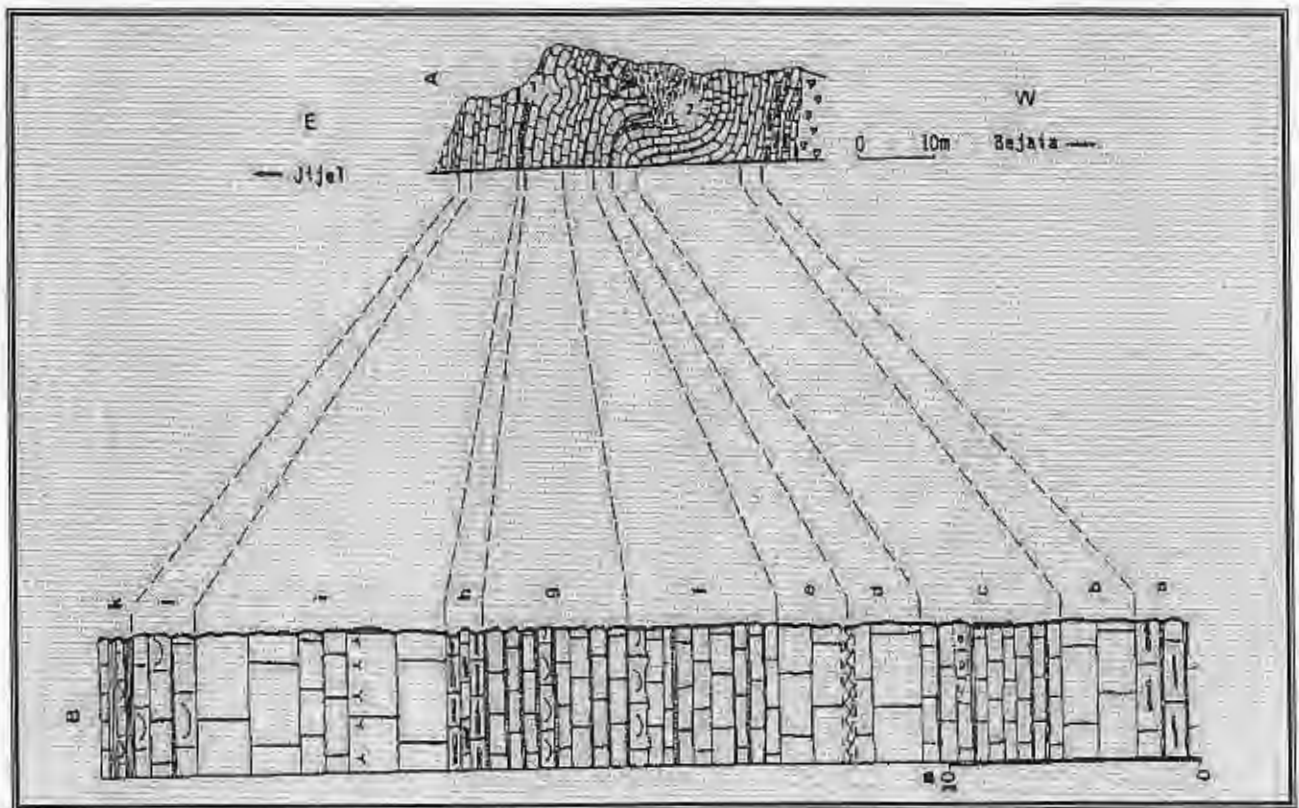


Figure 08: Le Lias supérieur de Dar El oued (752,75 – 380,65). [D. OBERT, 1981].

A- Croquis de l'affleurement relevé le long de la RN43 entre Dar El oued et Ain Djenane.

La verticalité de la série en facilite l'étude stratigraphique. On y relève toutefois quelques déformations :

1- Charnière d'axe 45° N130, direction conforme à celle des déformations tectoniques du voisinage.

2- Charnière d'axe 20° N130 à laquelle s'associe une schistosité visible dans les niveaux Pélimitiques : 5° NW.

B- Colonne stratigraphique décrite de bas en haut (de l'W vers l'E sur le croquis d'affleurement)

a- Calcaire siliceux gris pale en bancs minces (5-8 m), micritique à gravelles silicifiées, silex en lits. Cet horizon à faciès de plate forme pourrait marquer la fin du lias moyen.

b- Calcaire gris pale, biomicritique à radiolaires, spicules, filaments, lituolidés, débris de silex, lits pelmicritiques.

c- calcaire gris, feuilleté, débris en plaquette, biomicritique à radiolaires, débris filamenteux de mollusques, pyrite.

d- Calcaire gris, massif mal stratifié, brun en patine, biomicritique à radiolaires.

e- Après une zone broyée- la continuité de la série n'est donc pas certaine- calcaire gris en bancs irréguliers (2 à 10 cm), biomicritique à radiolaires et débris de mollusques.

f- Calcaire noir, siliceux, micritique ou pelmicritiques à filaments, quartz détritique et quartz automorphes.

g- Calcaire gris noirs siliceux, biomicritique à radiolaires, spicules, filaments, entroques, quartz détritique et pyrite.

h- Calcaire rubané gris clair et gris sombre, biomicritique à radiolaires et silex ou à pelletoides finement calibrés.

i- Calcaire gris satiné, biomicritique à radiolaires, spicules et pyrite en bancs séparés par des lits feuilletés lenticulaires.

j- Calcaire gris, siliceux, grenu ou rubané, cassure esquilleuse ponctuée de noir, biomicritique à filaments, entroques, pyrite et quartz détritiques amassés en lentilles.

k- Calcaire gris pale, siliceux, rubané, moucheté de noir, biomicritique à filaments, radiolaires, pyrite et quartz détritiques.

II-1-3-4- Les formations traversées par le tunnel

En général le territoire en question appartient au secteur central de la Kabylie des Babors. Il s'agit d'une zone morphologiquement plus ou moins raide.

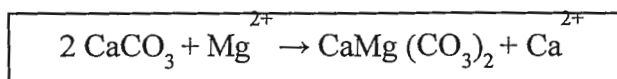
La présence d'entailles marquées et de plusieurs niveaux de terrasses alluvionnaires, décèle une hydrographie jeune, avec des cours d'eaux à caractère principalement torrentiel, qui coupent les massifs de carbonate en déposant de vastes cônes de déjection.

Du point de vue géomorphologique, la zone dans son ensemble est découpée en une série de compartiments structuraux disposés parallèlement et généralement orientés (à part quelques variations locales) dans la direction N-NE, S-SW.

Dans la partie qui nous intéresse le plus dans le cadre de notre projet d'étude, la lithologie prédominante appartient aux successions calcaires liasiques et jurassiques en général.

II-1-3-5- Le phénomène de dolomitisation :

La dolomie secondaire se forme par remplacement des calcaires par des solutions hydrothermales saturées en Mg circulant le long des fractures ou par interaction de solutions saturées en Mg ou cours de diagenèse, ce phénomène de dolomitisation se fait selon la réaction suivante :



II-1-3-6- Le phénomène de karstification :

Les karsts sont le résultat de phénomènes de dissolution des massifs du calcaire par les eaux chargées en CO_2 qui s'infiltrent dans les fissures et qui subissent une variation de température.

Un aspect particulier et d'intérêt considérable est représenté par le phénomène karstique plutôt répandu dans la région. En effet, la zone est connue pour ses structures souterraines d'un intérêt naturaliste considérable, en particulier l'ensemble karstique de la Grotte Merveilleuse, située juste au nord du tracé en question.

Les cavités karstiques constituent souvent des zones d'accumulation hydrique qui peuvent donner lieu à des venues inattendues d'eau lors de l'excavation.

La zone elle-même de l'entrée Est (pk0+170.680 et pk0 +172.950) est touchée par des phénomènes de type karstique.



Figure 09 : Le phénomène de karstification au niveau d'Oued Dar El oued.

II-1-3-7- Hydrogéologie

D'un point de vue hydrogéologique, les terrains présentent des caractéristiques de perméabilité diverses, les terrains peuvent être classés comme suit :

- Un ensemble calcaire dolomitique: perméabilité par fracturation et par dissolution dans les faciès calcaires. On doit s'attendre à des suintements d'eau au niveau des principales discontinuités tectoniques, là où le phénomène karstique se développe le plus.

- Un ensemble de bêche: perméabilité primaire de moyenne à basse avec des nappes phréatiques locales sans grand intérêt.

II-1-4- Tectonique

II-1-4-1- Tectonique souple «Le plis déversé vers le N de Dar el oued » [D. OBERT, 1981]

Au delà de l'O.Guelil dont le cours emprunte le tracé d'une faille majeure verticale, NW-SE, la série liasique apparaît également renversée, mais cette fois vers le N.

II-1-4-2- Tectonique cassante :

La zone étudiée est affectée par plusieurs accidents tectoniques d'ampleur régionale.

II-1-5- Aperçu sur la sismicité de la région de Jijel

L'histoire géologique des bassins sédimentaires algériens s'inscrit dans le processus de géodynamique globale de la tectonique des plaques qui a structurée l'Algérie en deux domaines :

- La plate forme saharienne au Sud, caractérisée par une sismicité négligeable.
- L'Algérie alpine au nord, très exposée aux activités sismiques.

La carte au 1/5000.000 du Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (C.R.A.A.G) montre les différents fronts de nappes de charriages, les alignements des failles majeures, et les épicentres de la région de Jijel et Béjaia.

Une première observation de la carte nous permet de constater les grandes lignes sismiques qui coïncident avec l'alignement des failles.

La plus forte et la plus proche concentration de l'épicentre par rapport à Jijel se trouve au Sud-ouest. il s'agit de Kherrata et de sa région, partie interne des Babors.

La classification des séismes selon Gutenberg et Richter, nous permet de distinguer quatre classes qui sont :

- 1-Classe c : magnitude allant de 6 à 6.9
- 2-Classe d : magnitude allant de 5.3 à 5.9
- 3-Classe e : magnitude allant de 4 à 5.2
- 4-Classe f : magnitude inférieur à 4

Les Babors sont périodiquement secoués par ces quatre classes.

La région de Jijel qui est encadrée par, la mer méditerranéenne au Nord et les Babors à l'Ouest, se trouve donc directement concernée par ces tremblements.

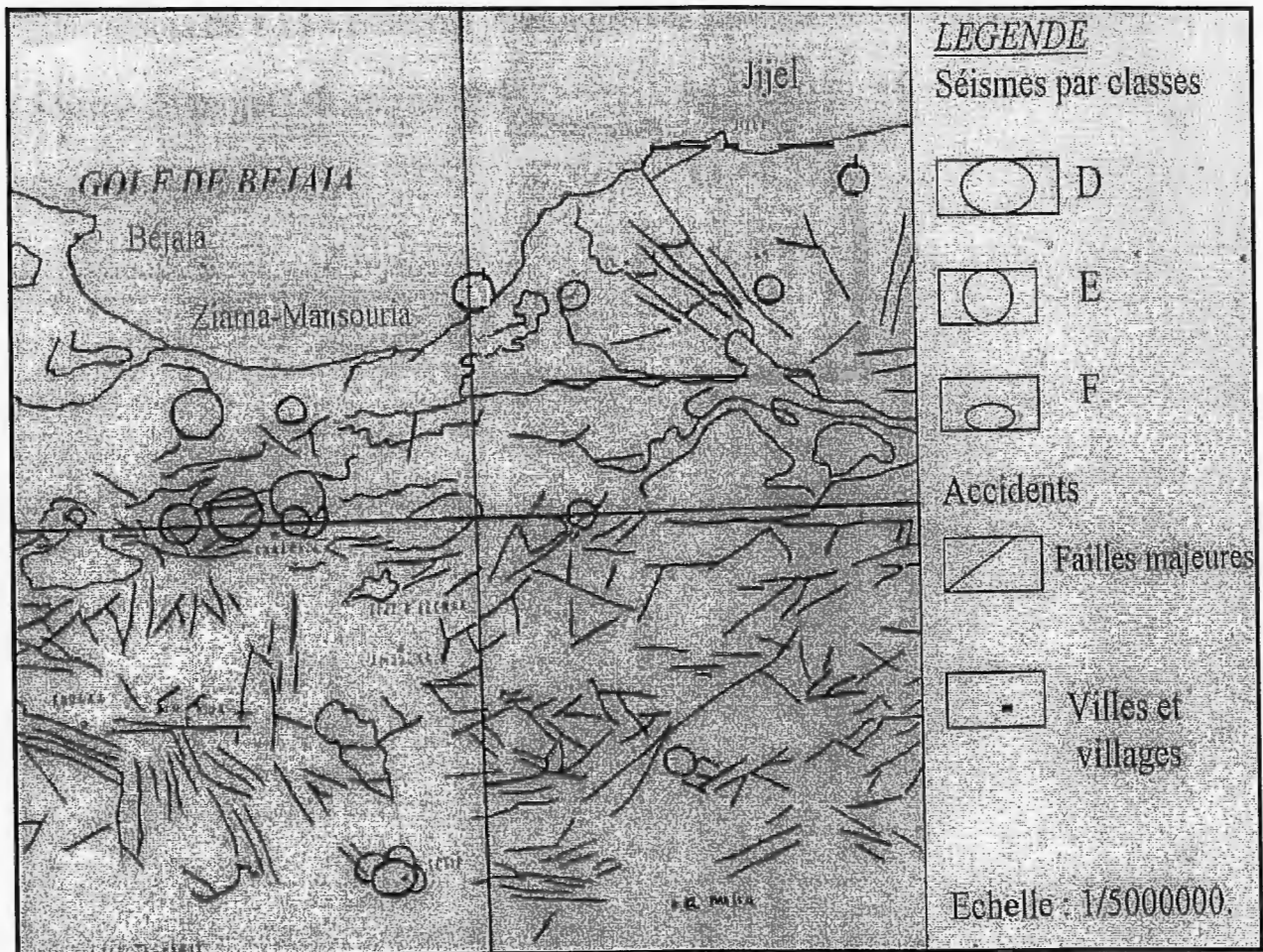


Figure 10 : Contexte sismotectonique de la région Jijel-Bougie (C.R.A.A.G, 1971).

Pour conclure, d'après l'étude géologique, les massifs traversés par le tunnel de Dar El Oued sont généralement des calcaires et de dolomies du Lias, caractérisées par une fracturation plus ou moins intense.

II-2- Reconnaissances géotechniques

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

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

II-2-1- Caractéristiques géomécaniques

Comme il a été décrit précédemment (étude géologique de site), les 90% du tunnel passent dans une formation unique rocheuse qui est représentée par la formation des calcaires dolomitiques et dolomies du Lias.

Sur la base des données susmentionnées on peut dégager trois types d'amas rocheux qui sont :

- Calcaire dolomitique non remanié dans de bonnes conditions,
- Calcaire dolomitique plus fracturé et cataclaté,
- Calcaire marneux stratifié intercalé à des marnes calcaires schisteuses.

II-2-1-1- Classification GSI (Geological Strength Index)

Introduit par Hoek et Brown (1995), le *GSI* est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode *GSI* s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

L'indice *GSI* quantifie l'état structural d'un amas rocheux et peut être utilisé soit pour en évaluer la résistance, soit pour estimer le module avec des corrélations empiriques de littérature. Il est calculé en ajustant les valeurs de l'indice RMR_{89} à travers l'équation suivante:

a) $RMR_{89} \geq 23$

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

b) $RMR_{89} < 23$

$$GSI = 9 \ln Q' + 44$$

Où Q' est la valeur modifiée de l'indice Q (avec $J_w=1$ et $S.R.F.=1$) qui, selon la classification de Burton, est égal à:

$$Q = \frac{R.Q.D.}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{S.R.F.}$$

Où:

Q = le Tunnelling Quality Index

J_n = coefficient numérique défini en fonction des discontinuités présentes (0,5 pour un matériau avec peu de joints ou pas du tout; 20 pour un matériau intensément fracturé).

J_r = indice de rugosité des surfaces: 3 pour surfaces rugueuses et irrégulières (0,5 pour les surfaces lisses).

J_a = indice d'altération des surfaces (0,75 pour surfaces résistantes et discontinuités serrées; 15-20 pour joints remplis avec des matériaux gonflants).

J_w = coefficient de réduction en présence d'eau (0,05-1 présence notable; 1 matériau sec)

$S.R.F.$ = facteur de réduction des contraintes (Stress Reduction Factor) (0,5-2,5 roche avec peu de joints ou pas du tout; 10-20 roches regonflantes).

Le Tunnelling Quality Index Q peut alors être considéré comme une fonction de seulement trois paramètres, qui sont une mesure directe :

- De la taille des blocs (RQD/J_n),
- De la résistance au cisaillement inter-blocs (J_r/J_a), et
- Des contraintes actives globales et hydrauliques (J_w/SRF).


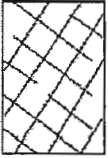


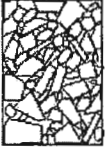
<p>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</p> <p>A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.</p>		CONDITIONS DE SURFACE				
		TRES BONNES Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses	BONNES Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées	MOYENNES Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées	PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux	TRES PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique
STRUCTURE		QUALITÉ DÉCROISSANTE 				
 <p>FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>	80					
 <p>TRÈS FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>	70	60				
 <p>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles</p>		50	40			
 <p>DÉSINTÉGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>			30	20	10	

Figure 11 : Détermination de l'indice GSI (Hoek et Brown, 1995)



II-2-1-2- Classification R.M.R des masses rocheuses (système de Bieniawski)

Pour définir les caractéristiques de la roche et de sa classification on a fait recours aux systèmes les plus classiques, parmi lesquels, en particulier, on a pris comme référence la classification Rock Mass Rating System de Bieniawski, qui se base sur la définition des paramètres suivants:

R_1 = résistance à la compression simple

R_2 = R.Q.D.

R_3 = espacement des joints

R_4 = conditions des joints

R_5 = conditions hydrauliques

R_6 = orientation des discontinuités par rapport à l'excavation.

A chacun des paramètres on attribue un coefficient dont la somme définit l'indice RMR (Rock Mass Rating), qui permet de partager les amas rocheux en cinq classes qualitatives, on se réfère donc à la formule suivante:

$$R. M. R = \sum_{i=1}^5 R_i$$

Et pour obtenir la valeur de $R.M.R_{\text{corrigé}}$, on ajoute à la valeur R.M.R obtenue un autre coefficient R_6 (orientation des discontinuités par rapport à l'excavation) comme suit :

$$R.M.R_{\text{corrigé}} = R.M.R. + R_6$$

Dans les tableaux suivants on présente les valeurs de R_i prises comme référence pour les lithologies considérées.

Tableau 02 : Paramètres de classification et leurs coefficients

PARAMETRES DE CLASSIFICATION ET LEURS COEFFICIENTS								
PARAMETRES		VALEURS						
Résistance du matériau	Indice de Franklin MPa	> 10	4 – 10	2 – 4	1 – 2	n.p.		
	Résistance à la compression uniaxial MPa	> 250	100 – 250	50 – 100	25 – 50	5-25	1-5	< 1
Coefficient		15	12	7	4	2 ¹ 0		
R.Q.D. %		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
Coefficient		20	17	13	8	3		
Espacement des joints		> 2 m	0,6-2,0 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
coefficient		20	15	10	8	5		
Conditions des joints		Très rugueux non continus inaltérés	Peu rugueux Ouverture < 1 mm peu altérés	Peu rugueux Ouverture < 1 mm très altérés	Glissants Ouverture 1-5mm rempl. < 5 mm	Ouverture > 5mm rempl. > 5mm mou		
coefficient		30	25	20	10	0		
Conditions hydrogéologiques	Portée pour 10 ml	0	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125		
	σ_w/σ_1	0	0,0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
	description	Sec	Humide	Mouillé	Avec suintements	Venues d'eau		
coefficient		15	10	7	4	0		

Tableau 03 : Résistance au cisaillement

R.M.R. de base	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Angle de frottement masse rocheuse	> 45°	45°-35°	35°-25°	25°-15°	< 15°
Cohésion masse rocheuse Kpa	> 400	400-300	300-200	200-100	< 100

Tableau 04 : Correction pour l'orientation des joints

Direction et inclinaison des joints	Très favorable	Favorable	Moyenne	Défavorable	Très défavorable
coefficient	0	-2	-5	-10	-12

Tableau 05 : Classes des masses rocheuses

R.M.R. totale	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Classe	1°	2°	3°	4°	5°
Description	Très bonne	Bonne	Médiocre	Mauvaise	Très mauvaise
Temps d'autoportance	10 ans pour 15 m	6 mois pour 8 m	1 semaine pour 5 m	10 heures pour 2,5 m	30 minutes pour 1m

II-2-2-4- Application sur le massif de site (système de Bieniawski)

Après l'analyse des données, nous avons attribués pour chaque paramètre de classification le coefficient correspondant, dont la somme de ces coefficients détermine la valeur de R.M.R correspondante. Pour les amas rocheux de notre site, les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau 06 : Classification RMR pour les calcaires dolomitiques Intègres

Valeurs minimales

valeurs maximales

PARAMETRES DE CLASSIFICATION ET LEURS COEFFICIENTS								
PARAMETRES		VALEURS						
Résistance du matériau	Indice de Franklin MPa	> 10	4 – 10	2 – 4	1 – 2	n.p.		
	Résistance à la compression uniaxial MPa	> 250	100 – 250	50 – 100	25 – 50	5-25	1-5	< 1
Coefficient		15	12	7	4	2	1	0
R.Q.D. %		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
Coefficient		20	17	13	8	3		
Espacement des joints		> 2 m	0,6-2,0 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
coefficient		20	15	10	8	5		
Conditions des joints		Très rugueux non continus inaltérés	Peu rugueux ouverture<1 mm peu altérés	Peu rugueux ouverture<1 mm très altérés	<u>Glissants</u> <u>ouverture</u> <u>1-5mm</u> <u>reempl.< 5</u> <u>mm</u>	Ouverture > 5mm rempl.> 5mm mou		
coefficient		30	25	20¹	10	0		
Conditions hydrogéologiques	Portée pour 10 ml	0	< 10 l/min	10-25l /min	25-125 l/min	> 125		
	σ_w/σ_1	0	0,0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
	description	Sec	Humide	Mouillé	Avec suintement s	Venues d'eau		
coefficient		15	10¹	7	4	0		
Indice R.M.R. basique		60	74					

Tableau 07 : Correction pour l'orientation des joints

Direction et inclinaison des joints	Très favorable	Favorable	Moyenne	Défavorable	Très défavorable
coefficient	0	-2	-5	-10	-12

Indice R.M.R correct: 55 - 70

¹ Quand la valeur max et min coïncident on met en évidence la valeur max

Tableau 08: Classification RMR pour les calcaires dolomitiques Fracturés

Valeurs minimales		Valeurs maximales						
PARAMETRES DE CLASSIFICATION ET LEURS COEFFICIENTS								
PARAMETRES		VALEURS						
Résistance du matériau	Indice de Franklin MPa	> 10	4 – 10	2 – 4	1 – 2	n.p.		
	Résistance à la compression uniaxial MPa	> 250	100 – 250	50 – 100	25 – 50	5-25	1-5	< 1
Coefficient		15	12	7	4	2	1	0
R.Q.D. %		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
Coefficient		20	17	13	8¹	3		
Espacement des joints		> 2 m	0,6-2,0 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
coefficient		20	15	10¹	8	5		
Conditions des joints		Très rugueux non continus inaltérés	Peu rugueux ouverture<1 mm peu altérés	Peu rugueux ouverture<1 mm très altérés	Glissants ouverture 1-5mm rempl.< 5 mm	Ouverture > 5mm rempl.> 5mm mou		
coefficient		30	25	20	10	0		
Conditions hydrogéologiques	Portée pour 10 ml	0	< 10 l/min	10-25l /min	25-125 l/min	> 125		
	σ_w/σ_1	0	0,0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
	description	Sec	Humide	Mouillé	Avec suintements	Venues d'eau		
coefficient			10¹	7	4	0		
Indice R.M.R. de base		45	60					

Tableau 09 : Correction pour l'orientation des joints

Direction et inclinaison des joints	Très favorable	Favorable	Moyenne	Défavorable	Très défavorable
coefficient	0	-2	-5	-10	-12

Indice R.M.R correct: 40 - 55

¹ Quand la valeur max et min coincident on met en evidence la valeur max

Tableau 10: Classification RMR pour les calcaires marneux stratifiés intercalés par des marnes calcaires schisteuses

Valeurs minimales

valeurs maximales

PARAMETRES DE CLASSIFICATION ET LEURS COEFFICIENTS						
PARAMETRES		VALEUR				
Résistance du matériau	Indice de Franklin MPa	> 10	4 – 10	2 – 4	1 – 2	n.p.
	Résistance à la compression uniaxial MPa	> 250	100 – 250	50 – 100	25 – 50	5-25 1-5 <1
Coefficient		15	12	7	4	2 ¹ 0
R.Q.D. %		90-100	75-90	50-75	25-50	<25
Coefficient		20	17	13	8	3
Espacement des joints		> 2 m	0,6-2,0 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m
Coefficient		20	15	10	8	5
Conditions des joints		Très rugueux non continus inaltérés	Peu rugueux ouverture<1 mm peu altérés	Peu rugueux ouverture<1 mm très altérés	Glissants ouverture 1-5mm rempl.< 5 mm	Ouverture > 5mm rempl.> 5mm mou
Coefficient		30	25	20	10	0
Conditions hydrogéologiques	Portée pour 10 ml	0	< 10 l/min	10-25l /min	25-125 l/min	> 125
	σ_w/σ_1	0	0,0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5
	description	Sec	Humide	Mouillé	Avec suintement s	Venues d'eau
Coefficient			10¹	7	4	0
Indice R.M.R. basique		30	53			

Tableau 11 : Correction pour l'orientation des joints

Direction et inclinaison des joints	Très favorable	Favorable	Moyenne	Défavorable	Très défavorable
Coefficient	0	-2	-5	-10	-12

Indice R.M.R correct: 25 - 48

¹ Quand la valeur max et min coïncident on met en évidence la valeur max.

En procédant de cette façon, en fonction de l'orientation des discontinuités on a calculé, les indices RMR_{89} minimum et maximum, et les classes correspondantes prévues par la classification.

Pour le Calcaire dolomitique dans de bonnes conditions l'indice GSI est compris entre 50 et 65, tandis que l'indice RMR_{89} varie entre 55 et 70. On constate que la majorité des roches ayant les caractéristiques les meilleures couvrent en tout 70 % de la longueur du tunnel.

Les caractéristiques de la roches deviennent carrément mauvaises au niveau de la traversée des discontinuités principales au niveau desquelles les indices GSI (35) et RMR_{89} (45) se réduisent.

Nous avons indiqués un intervalle de paramètres géotechniques (poids volumique, angle de frottement, cohésion, et le module de déformabilité) attribués à chacune des classes de roches avec lesquelles on a partagé le tunnel, et qui proviennent des résultats des systèmes de classification.

La position réciproque de la disposition des joints présents dans l'amas avec la direction/sens du creusement du tunnel prend une importance souvent fondamentale dans la préparation des travaux d'excavation/soutènement pour garantir la stabilité du front et de la cavité. Par conséquent, comme il a déjà été décrit, nous avons veillé à calculer les indices RMR (1989) et les classes de roches correspondantes.

En conclusion de l'analyse des données, on présente ci-après les paramètres géotechniques indicatifs de l'amas traversé par le tunnel en question :

Tableau 12 : Paramètres géotechniques de l'amas rocheux traversé par le tunnel de Dar el Oued.

CALCAIRES DOLOMITIQUES INTEGRES	
Poids volumique moyen (γ_m)	24,0 KN/m ³
Angle de frottement (φ°)	35° - 45°
Cohésion (C)	300 - 400 KPa
Module élastique ² (E)	25 GPa
Classe	II
CALCAIRES DOLOMITIQUES FRACTURES	
Poids volumique moyen (γ_m)	23,0 KN/m ³
Angle de frottement (φ°)	25° - 35°
Cohésion (C)	200-300 KPa
Module élastique ² (E)	8,66 GPa
Classe	III
CALCAIRES MARNEUX / MARNES CALCAIRES SCHISTEUSES	
Poids volumique moyen (γ_m)	21,5 KN/m ³
Angle de frottement (φ°)	15° - 25°
Cohésion (C)	100 - 200 KPa
Module élastique ² (E)	4,60 GPa
Classe	IV

² E (GPa) = 2RMR-100 / RMR > 50.
 E (GPa) = 10^{((RMR-10)/40)} / RMR < 50.

Chapitre III

Conception et dimensionnement des tunnels

III -1- Introduction

Il est assez difficile, en matière de souterrain, de traiter indépendamment des différents choix qui concourent à la définition d'une méthode d'exécution des travaux, car ces choix sont très souvent étroitement liés et dépendants les uns des autres. Plus précisément, le choix d'une méthode de creusement est loin d'être indifférent par rapport au choix d'un type de soutènement provisoire ou même de revêtement définitif, et l'ensemble de ces choix est évidemment conditionné en tout premier lieu par les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du massif traversé.

III -1-1- Principaux éléments de l'ouvrage**III -1-1-1- Radier**

Partie inférieure du tunnel située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.

III -1-1-2- Piédroits

Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.

III -1-1-3- Dalle de couverture

Elle est en béton armé ou en béton précontraint. Suivant les charges et la portée, c'est une dalle à épaisseur constante (alvéolée ou non) ou une dalle nervurée.

III -1-1-4- Etanchéité

Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un revêtement.

III -2- Excavation

Le creusement d'un tunnel consiste en trois phases principales: l'abattage, le marinage et le confortement provisoire de la galerie et du front.

Ce sont plutôt des critères économiques que techniques qui dictent la façon de procéder. En effet, normalement une excavation mécanique par pelles lourdes associées à des brise-roches hydrauliques est plus économique qu'une excavation au minage, pour autant que le cycle d'abattage ne devienne excessivement long, soit qu'il n'excède pas les 5 à 6 heures. Dès que ce seuil est atteint, un abattage par minage devient plus rentable et s'impose.

III -2-1-Méthode d'excavation

Le choix est à faire entre :

a- Abattage à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un

terrassment mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique.

L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- traçage et perforation du plan de tir,
- chargement des trous de mines et tir de la volée,
- ventilation et purge de l'excavation,
- évacuation des déblais du front de taille (marinage).

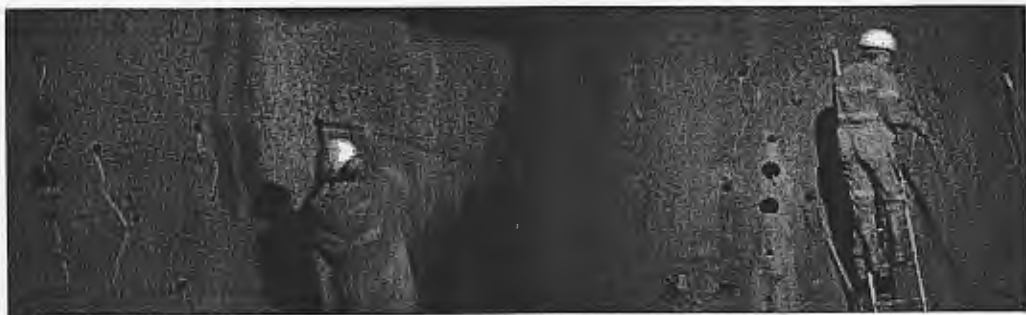


Figure12 : abattage à l'explosif.

b- Abattage par machine à attaque ponctuelle ou partielle

Les machines à forer qui n'abattent qu'une partie de la section à la fois sont dites « machines à attaque partielle » ou encore « machines à attaque ponctuelle ». La tête de creusement est située à l'extrémité d'un bras mobile qui permet d'excaver progressivement toute la section.



Figure13 : abattage par machine à attaque ponctuelle.

c- Machines à attaque globale (tunnelier) :

Les machines à attaque globale attaquent en une seule passe la totalité de la section. La plupart sont une adaptation en position horizontale des systèmes de forage des machines.

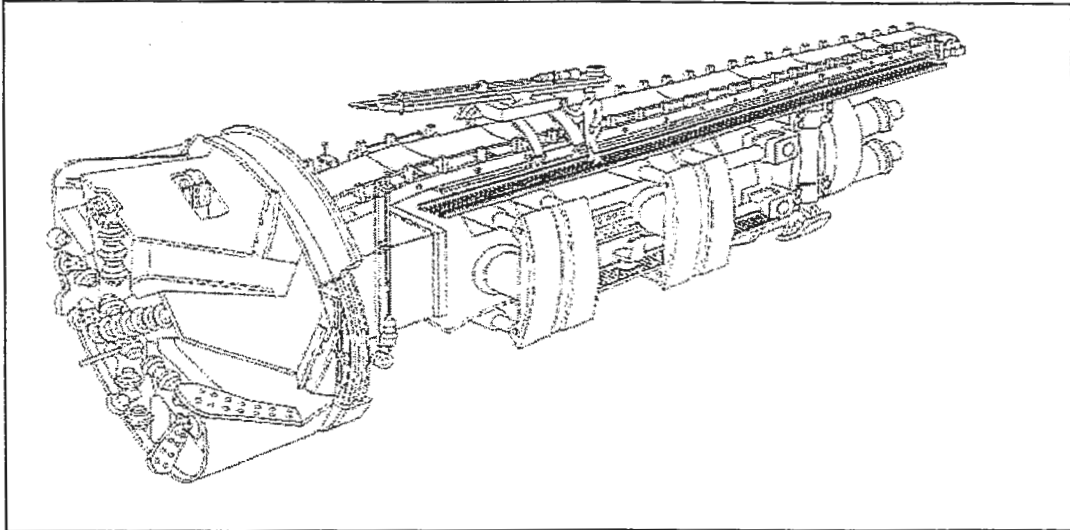


Figure 14 : machine à attaque globale (tunnelier).

d- La Nouvelle Méthode Autrichienne

La technique de construction par la nouvelle méthode autrichienne a permis au terrain encaissant de s'adapter aux variations des contraintes appliquées au soutènement, cette démarche utilise la faculté du massif à s'auto supporter, c'est-à-dire la participation du terrain à son propre soutènement.

Parmi les avantages de la nouvelle méthode autrichienne on peut citer :

- Sa souplesse, ou elle s'adapte aux différents types de sol.
- Tassement faible (Negro et Eisenstein, 1981).
- Les équipements de construction utilisés sont de type standard.
- Le changement rapide du nombre de phases utilisées (suivant la réponse du terrain).

Cette méthode trouve ses limites techniques lorsque :

- les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, sont en raison de gêne à la développer derrière la couche de béton frais.
- Le terrain est trop peu cohérent.
- L'efficacité du boulonnage est insuffisante.
- Le terrain est trop hétérogène.

III -2-2-Choix d'une méthode d'excavation

Comment choisir une méthode de creusement ? Dans quels cas le creusement mécanisé est-il préférable au creusement à l'explosif ?

La nature du terrain est, bien sûr, le critère essentiel, mais il est loin d'être le seul. D'autres éléments comme les exigences de l'environnement, le délai imposé ou la nature du matériel existant dans l'entreprise peuvent jouer un rôle déterminant dans ce choix.

Il y est des cas où, de toute évidence, certaines méthodes sont exclues. Ainsi on n'utilisera pas l'explosif dans un terrain déjà très désagrégé. De même, à l'intérieur des méthodes mécanisées, tel type de machine qui convient pour le creusement au rocher sera totalement inopérant dans un terrain peu cohérent ou meuble. À ce propos, on peut affirmer que l'une des caractéristiques essentielles des méthodes de creusement mécanisé réside dans leur spécificité. Cette spécificité permet de réaliser, lorsque les conditions optimales sont réunies, des performances incomparables, mais elle peut conduire, lorsque les conditions changent, à des contre-performances ou à des échecs non moins spectaculaires si la conception de la machine n'en a pas tenu compte. À l'heure actuelle, presque toutes les natures de terrains sont justiciables de la mécanisation. On conçoit cependant l'importance d'une reconnaissance préalable détaillée pour définir les principales caractéristiques du terrain et détecter les hétérogénéités éventuelles. Il est également important de savoir interpréter ces caractéristiques pour définir le type de machine à utiliser (voir à ce sujet les Recommandations du GT no 4 de l'AFTES).

On peut dégager quelques orientations générales.

Les méthodes à l'explosif sont utilisables dans toutes les natures de roches, à l'exception bien évidemment des sols meubles ou peu cohérents. Les principes de ces méthodes et les types de matériel utilisés ne varient pas fondamentalement en fonction des terrains.

Les méthodes mécanisées peuvent être également utilisées dans presque toutes les natures de terrain à condition qu'ils soient relativement homogènes. Les caractéristiques des matériels varient considérablement en fonction des terrains.

III-3-Soutènement

Plusieurs types de soutènement peuvent être envisagés pour des tunnels présentant des conditions similaires (en dimensions, situation géologique et hydrogéologique). Le choix doit alors prendre en compte les conditions économiques, y compris l'influence des aléas d'exécution et les sujétions résultant de l'organisation et de la sécurité du chantier.

Depuis les dernières années, des méthodes modernes de soutènement ont été élaborées, puis améliorées. Comparées aux méthodes traditionnelles, elles permettent bien souvent d'alléger le soutènement des tunnels au rocher tout en garantissant la sécurité et en présentant une plus grande souplesse d'exécution.

III -3-1-Les rôles de soutènement

Le soutènement peut avoir trois rôles :

- Stabiliser l'excavation à court terme, au fur et à mesure du creusement ;
- Reprendre les pressions du terrain qui peuvent se développer à long terme et qui sont liées au comportement différé du massif ;

– Limiter les déformations résultant du creusement afin qu'elles demeurent compatibles avec la fonctionnalité de l'ouvrage lui-même et celle des ouvrages situés à proximité, ouvrages souterrains ou ouvrages superficiels.

III -3-2-Classification des modes de soutènement

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

Si l'on classe les soutènements provisoires en fonction de leur mode d'action par rapport au terrain, on peut en distinguer quatre catégories différentes :

III -3-2-1-Béton projeté

L'emploi du béton projeté en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NMA).

Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté :

- le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton ;
- le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton ;
- dans le cas de très fortes contraintes initiales (forte couverture) et lorsque le terrain présente un comportement plastique, les déformations de convergence indispensables à l'obtention de l'équilibre sous la pression de confinement dont est capable le soutènement risquent d'être incompatibles avec la déformabilité du béton.

D'un point de vue pratique, l'épaisseur du béton projeté est généralement comprise entre 10 et 25 cm. Il est le plus souvent mis en place en plusieurs passes et armé de treillis généralement fixé à la paroi par des épingles ou par l'intermédiaire des boulons s'il y en a.

La projection peut se faire par voie sèche ou par voie humide. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange

d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection. La voie humide permet de réduire les pertes par rebonds, mais son emploi est plus difficile si le travail n'est pas continu (nettoyage des canalisations).



Figure15: Soutènement par béton projeté.

III -3-2-2-Boulonnage

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre.

Suivant leur configuration, il existe plusieurs types de boulons.

- **Boulons à ancrage ponctuel**

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres).

Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage.

Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglage de blocs instables.

Les boulons à ancrage ponctuel sont autoserrants, c'est-à-dire qu'ils se mettent automatiquement en tension sous l'effet de l'expansion des terrains, l'effet de coincement de l'ancrage augmentant avec la tension du boulon. Néanmoins, pour obtenir une bonne garantie d'efficacité, il est

souhaitable de procéder dès la pose à une mise en tension partielle du boulon à l'aide d'une clé dynamométrique.

- **Boulons à ancrage réparti**

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment. Les boulons à ancrage réparti sont généralement utilisés dans le cadre des méthodes de construction des tunnels avec soutènement immédiat.

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel (craies ou marnes). Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture de fissures isolées puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même.

Par contre, ils sont d'une mise en œuvre plus délicate que les boulons à ancrage ponctuel et leur emploi sont déconseillé (mortier) ou impossible (résine) si les venues d'eau sont abondantes. Enfin, leur délai d'action n'est pas instantané (quelques dizaines de minutes dans le cas des résines à plusieurs heures dans le cas du mortier).

Les boulons à la résine sont également déconseillés dans les roches à fissuration abondante et ouverte.

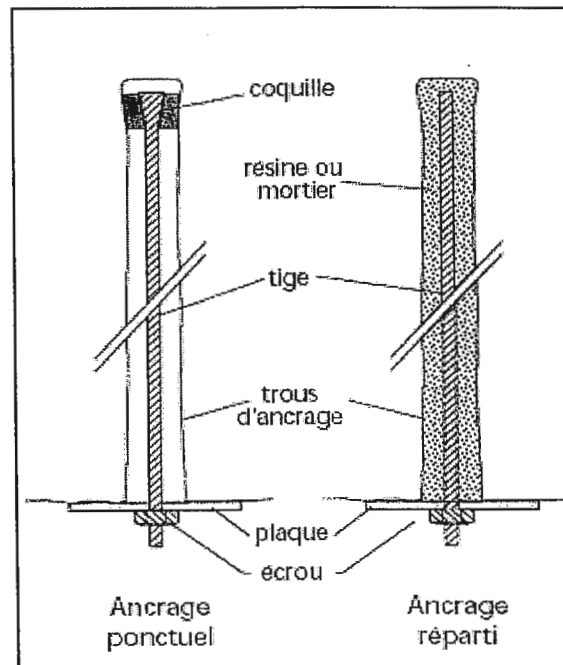


Figure 16 : Différents types de boulons d'ancrage

III -3-2-3- Cintres

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage.

Il s'agit d'une structure rigide de caractère discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain.

Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :

- de protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble) ;
- de soutènement (pour ralentir la convergence des parois) ;
- de renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres.

- **Les cintres en bois**

Sont de plus en plus rarement utilisés en raison notamment du fait qu'ils nécessitent une main-d'œuvre très qualifiée pour la mise en œuvre ; ils sont réservés aux petits ouvrages ou aux ouvrages de section irrégulière.

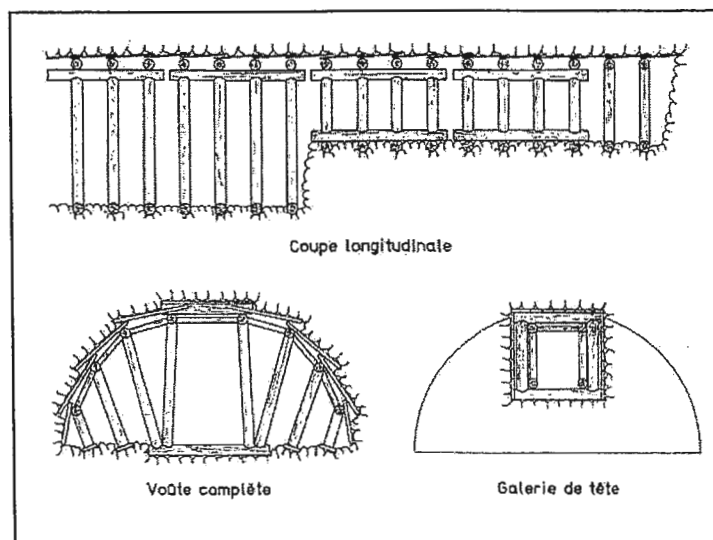


Figure 17 : soutènements par boisage.

- **Les cintres métalliques lourds**

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d’agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n’est pas trop importante. Suivant leur mode d’assemblage, il peut s’agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. Les profils les plus fréquemment utilisés vont du H 140 au H 260. On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou télescopables que l’on déplace au fur et à mesure de l’avancement du front.

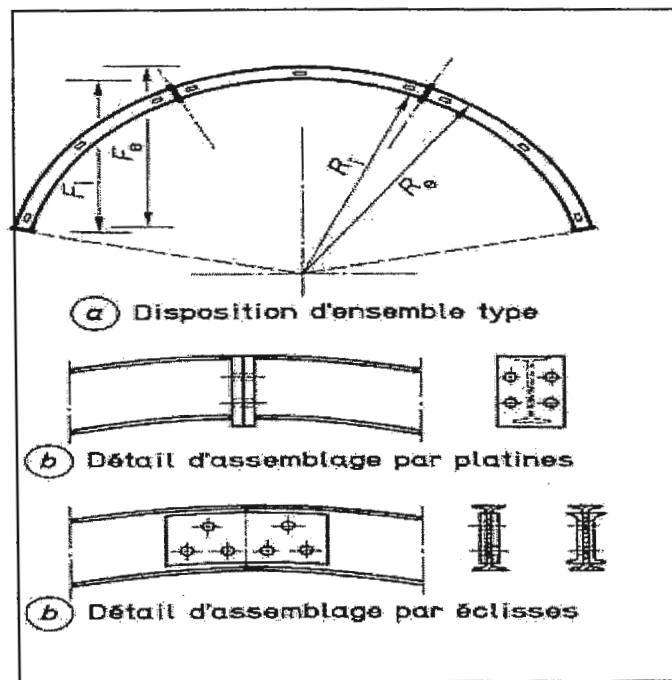


Figure 18 : cintres en profilés simples.

- **Les cintres métalliques légers et coulissants**

Sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d’assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d’un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l’effort nécessaire pour provoquer le glissement de l’assemblage. Lorsque les efforts sont importants, la convergence des parois n’est pas arrêtée mais seulement freinée.

Lorsque cette condition est acceptable, ces cintres sont recommandés en raison de leur facilité d’emploi. Ils peuvent être employés soit comme simples cintres de protection (contre la chute de blocs), soit comme cintres de soutènement. Dans ce cas, ils sont généralement associés à un grillage ou à un béton projeté et à un boulonnage.

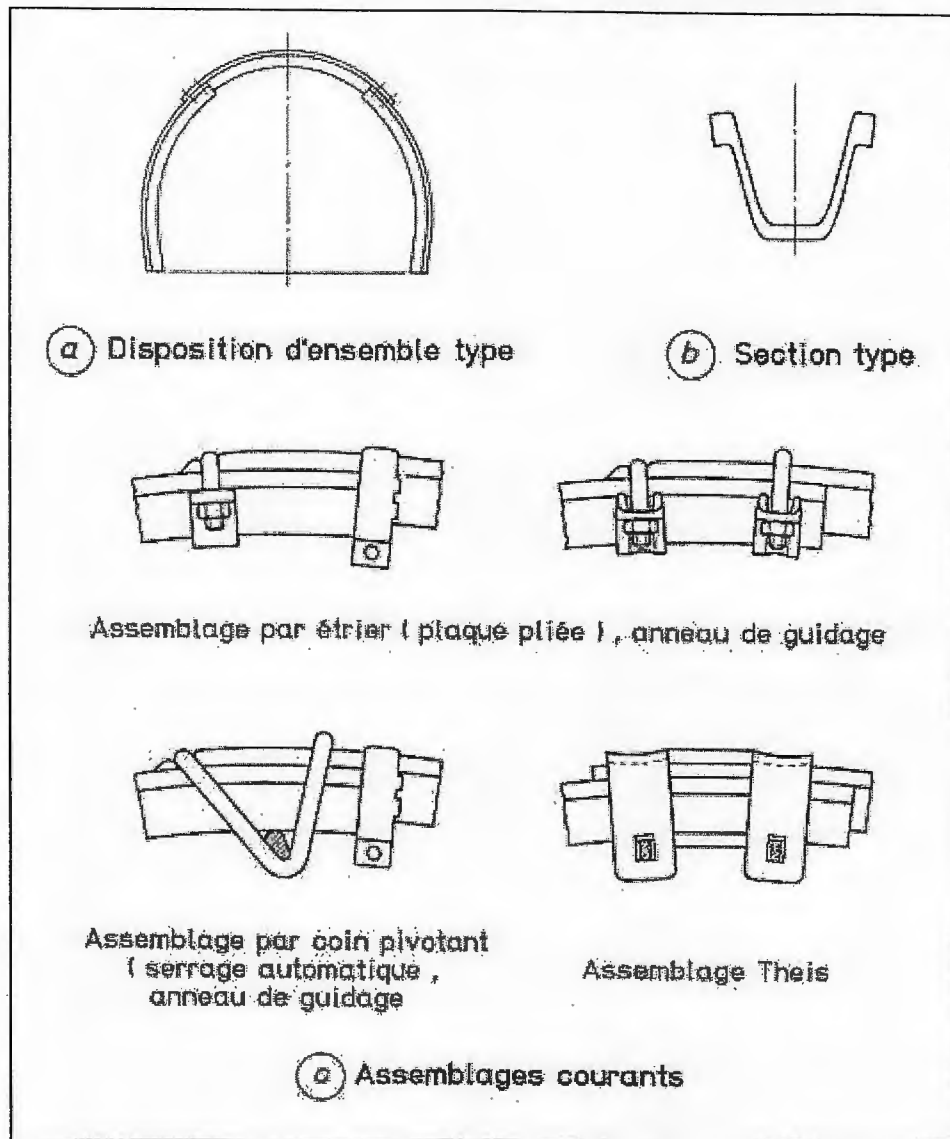


Figure 19 : Cintres coulissants.

Pour être efficace, le cintre doit être utilisé concurremment avec certains éléments complémentaires destinés à assurer l'interaction intime entre les déformations du cintre et celles du terrain. Ces éléments sont les suivants.

- **Les blindages et enfilages**

Assurent la continuité du soutènement de la paroi dans l'intervalle des cintres et sont indispensables dans les terrains dont la cohésion est insuffisante pour assurer ce transfert des charges entre deux cintres successifs. Il peut s'agir soit de planches en bois de 4 à 8 cm d'épaisseur et de 1,60 à 2 m de longueur posées à recouvrement, soit de plaques métalliques en tôle pliée de 2 à 4 mm d'épaisseur et de 1 à 3 m de longueur. Les blindages bois, s'ils ne sont pas déposés avant bétonnage du revêtement, peuvent présenter des risques de décompression ultérieure du terrain du fait du pourrissement. On appelle enfilage un dispositif de blindage que l'on enfonce dans le terrain le long du contour de l'ouvrage en avant du front pour assurer le

soutènement avant même que l'excavation ne soit réalisée. L'enfilage est réservé aux terrains instables ou boullants.

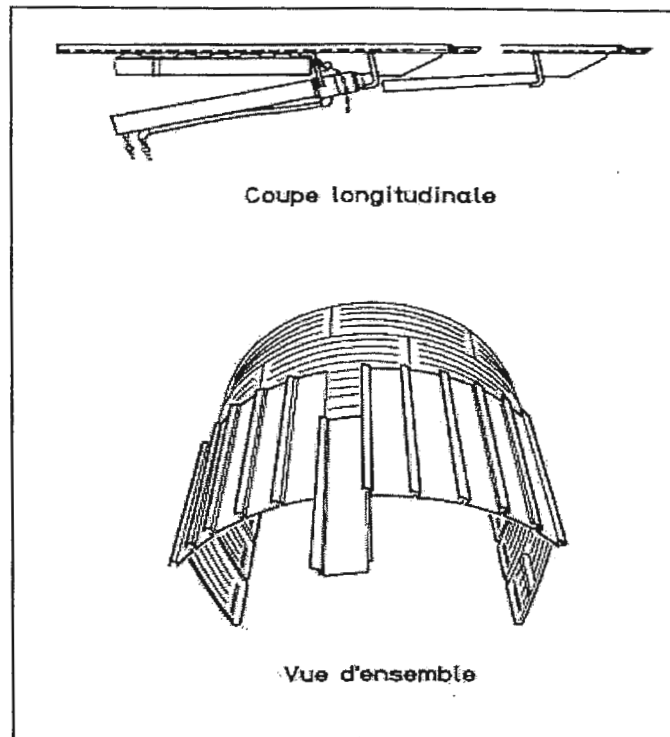


Figure 20 : Enfilage métallique.

Il existe bien d'autres types de blindage, tels que des plaques métalliques cintrées assemblées par clavetage (liner plates) qui constituent un véritable cuvelage et qui peuvent être renforcées ou non par des cintres, les plaques Bernold, etc.

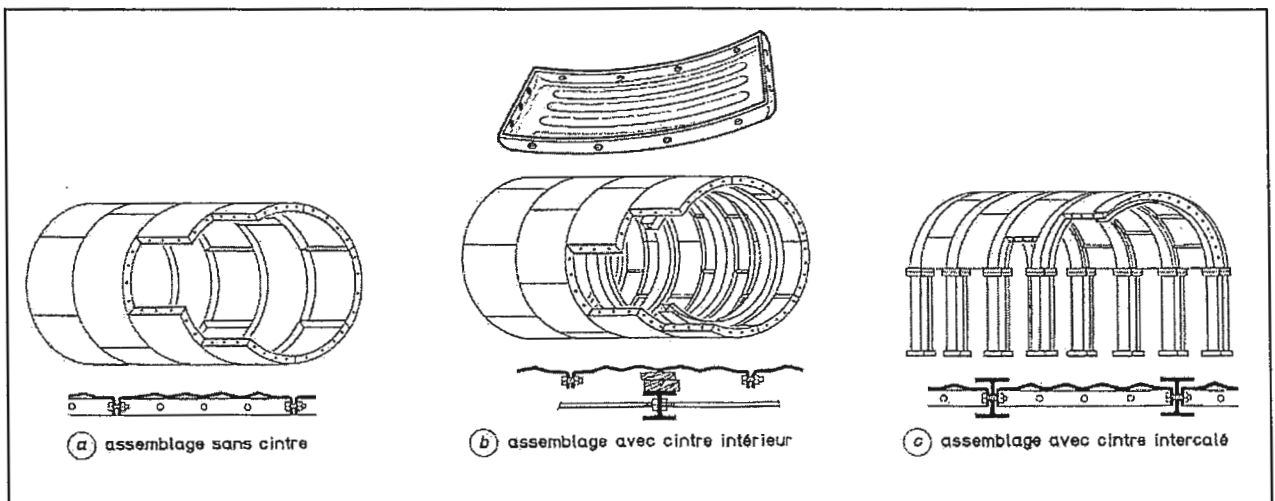


Figure 21 : Plaques métalliques assemblées.

- **Dispositifs d'appui des cintres**

La qualité de l'appui du cintre est une condition essentielle de sa bonne tenue. Les appuis ont pour objet de répartir la charge sur le terrain d'assise ; ils peuvent être fixes (longrines en bois, métal ou béton, camarteaux,) ou extensibles (vérins ou étais extensibles) pour limiter la décompression du terrain encaissant.

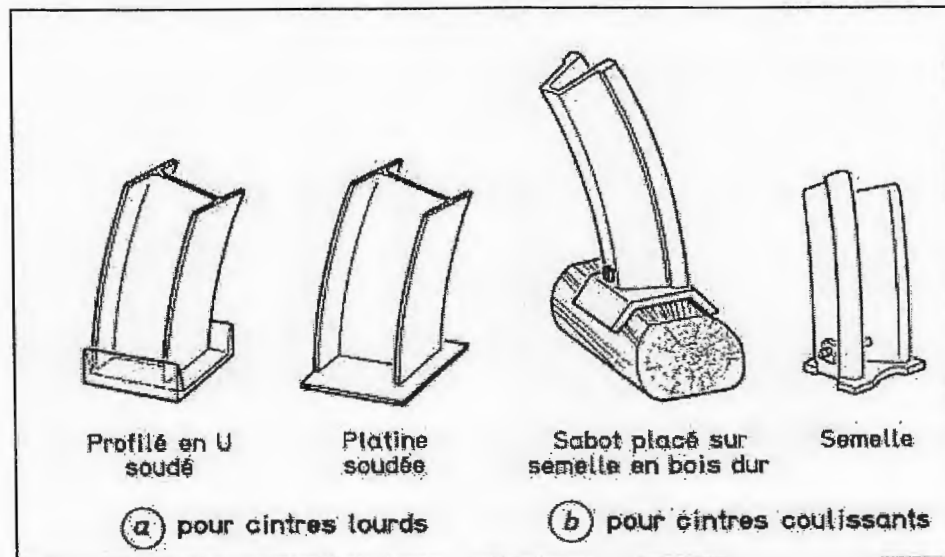


Figure 22 : Appuis de cintres fixes.

- **Les entretoises longitudinales (poutres de blocage)**

Sont destinées à éviter le renversement et le gauchissement des cintres sous l'effet des poussées. Elles sont généralement constituées d'aciers ronds ou plats.

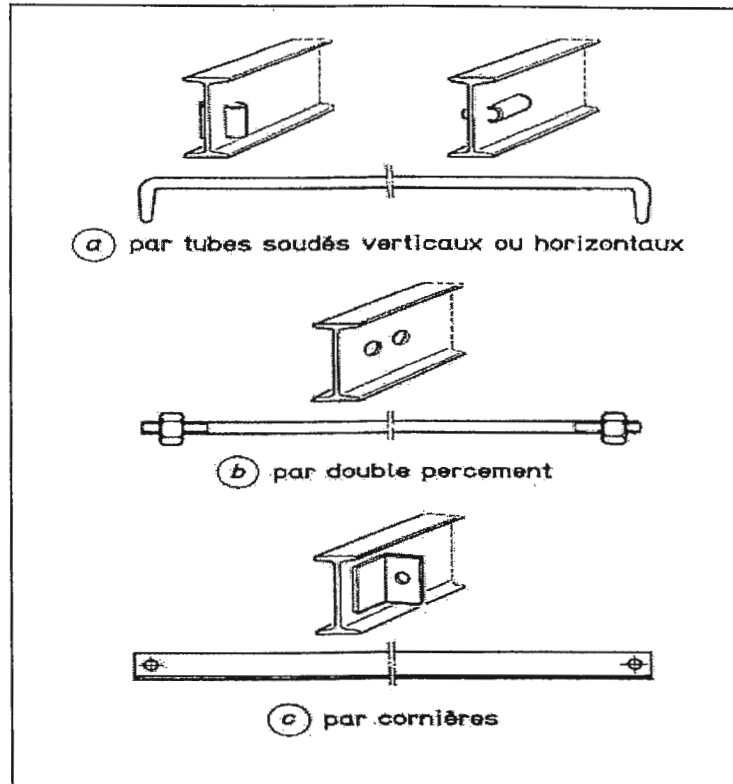


Figure 23 : Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds.

III -4- Différents modes de construction

La construction des tunnels se fait selon trois phases (creusement, marinage, soutènement), dont les différents modes de creusement sont :

III -4-1- Creusement par machine foreuse à pleine et demi section

Par méthode de creusement à pleine section, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois.

Dans la méthode de creusement en demi-section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps.

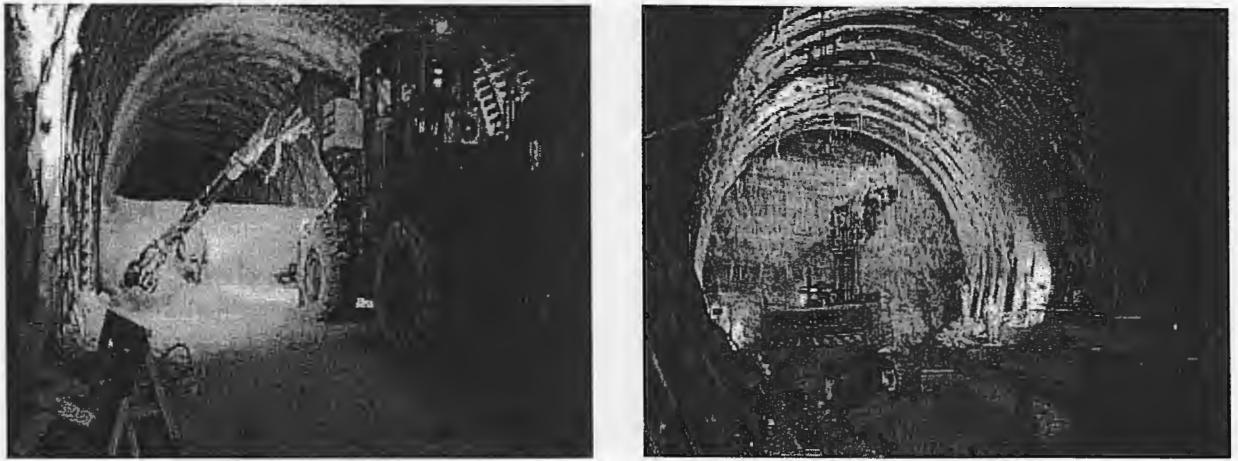


Figure 24 : excavation par machine foreuse à pleine et demi section.

- Bien adaptées actuellement aux petites et grandes sections en terrain tendre à moyennement dur.
- Bien adaptées aux zones urbaines et aux ouvrages longs.
- Difficultés en cas de rencontre d'un accident ou en terrains hétérogènes.

III -4-2- creusement en section divisées

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

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

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

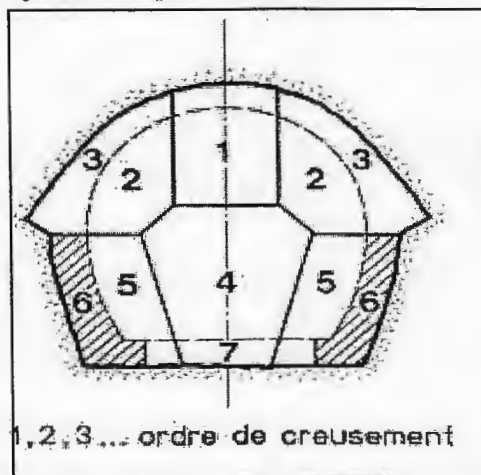


Figure 25 : creusement en section divisées.

Le creusement en sections divisées s'applique ainsi :

- Soit aux grandes excavations souterraines (par exemple usine hydro-électrique) dont la section trop importante pour pouvoir être attaquée même par demi-section supérieure avec les engins de terrassements habituelles ;
- Soit aux tunnels dans les mauvais terrains lorsque les autres méthodes de construction présentent des risques d'exécution conduisant à des tassements en surface inadmissibles (par exemple tunnels en site urbain sous faible couverture).

Le problème essentiel lors de la construction d'excavations souterraines est celui de leur stabilisation, d'abord temporaire, ensuite permanente. Dans la plupart des cas, ce problème sera résolu par le choix d'un système de soutènement approprié.

III-5- Calcul des soutènements

III-5-1- Introduction

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains à partir des méthodes de classification des massifs rocheux ; ces méthodes sont rapides d'emploi et se basent sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le calcul de soutènement et le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à l'autre. Les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées sont :

- Méthode de K. Terzaghi,
- Méthode de Z. Bieniawski,
- Méthode de N. Barton.

Ces méthodes empiriques servent au pré dimensionnement du soutènement mais ne suffisent pas à justifier la stabilité de l'ouvrage (de la forme).

Le calcul analytique de l'interaction entre un massif excavé et son soutènement est abordé principalement par une méthode dite « convergence-confinement » simple mais largement suffisante dans bien des cas. Si elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie de comportement mécanique éventuelle et l'anisotropie des contraintes géostatiques, elle permet par contre de tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe rocher-soutènement, à savoir :

- La déformabilité du terrain, notamment son comportement après la rupture et dans le temps,
- La raideur du soutènement,
- Enfin, la déformation que le massif rocheux a déjà lors de la mise en place du soutènement.

En outre cette méthode de calcul a l'intérêt d'une part de pouvoir se présenter graphiquement de façon simple en fonction du déplacement radial « U » et de pression de soutènement « P ».

D'autre part la méthode convergence- confinement est alors de substituer à un modèle tridimensionnel difficile à exploiter un modèle bidimensionnel en déformation plane. De manière générale, on utilise la méthode des éléments finis (méthode numérique).

La méthode des éléments finis a été introduite vers les années cinquante dont l'idée de base est de découper le solide en éléments contigus de forme simple, le modèle d'éléments finis que l'on substitue au solide est donc représenté par un maillage défini par les coordonnées des points nodaux. Les champs étudiés (par exemple le champ de déplacement) sont déterminés à l'intérieur de ces éléments.

Donc, on peut calculer le soutènement d'un tunnel selon plusieurs méthodes distinctes.

III-5-2- Critères de choix du soutènement

III-5-2-1- Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques ne peuvent au mieux que refléter et perpétuer les pratiques existantes qui sont par ailleurs loin d'être exemptes de phénomènes de modes.

Le soutènement d'un tunnel est également souvent calculé à partir de la définition d'une zone de rupture autour du tunnel ; les actions exercées par le soutènement doivent assurer, avec un coefficient de sécurité convenable, l'équilibre de la zone en rupture.

III-5-2-1-1- Méthode empirique de K. Terzaghi

La méthode la plus utilisée fut long temps est la méthode de K. Terzaghi (1946) qui classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observation qualitative.

La hauteur de terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale :

$$H_p = K (B + H_t)$$

Où

H_p : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.

B : Largeur de la galerie.

H_t : Hauteur de la galerie.

K : Coefficient variable avec la nature et la texture du terrain (selon le tableau 05).

Cette méthode est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieure à $1,5(B + H_t)$.

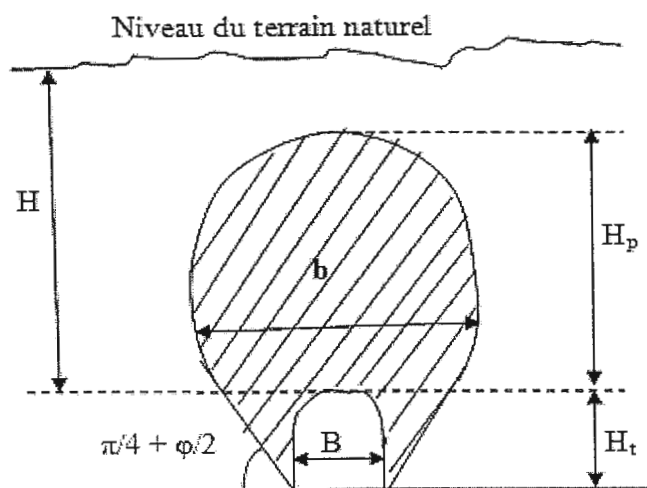


Figure 26 : zone décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après K. Terzaghi).

Tableau 13: Sollicitations des soutènements par cintre d'après K. Terzaghi (1946).

Nature de la roche	Charge H_p en (m)	Remarques
1- Roche dure et intacte	0	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
2- Roche dure et stratifiée ou schisteuse	0 à 0,5 B	Soutènement léger en que protection contre l'écaillage.
3- Roche massif avec quelques joints	0 à 0,25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à un autre
4- Roche modérément fracturée	0,25 à 0,35(B + H_t)	Pas de pression latérale
5- Roche très fracturée	0,35 à 1,10(B + H_t)	Pression latérale nulle à faible
6- Roche complètement fracturée	1,10(B + H_t)	Pression latérale élevée. Les écoulements vers la partie basse de l'excavation amollissent la roche, d'où la nécessité de mettre une longrine continue en pied de cintre ou d'utiliser des cintres circulaires.
7-Roche à forte convergence, à une profondeur modérée	1,10 à 2,10(B + H_t)	Pression latérale élevée ; nécessite de mettre de cintres en contre-voûte ou d'utiliser des cintre circulaires
8-Roche à forte convergence, à grande profondeur	2,10 à 4,50(B + H_t)	Grande pression latérale ; cintres circulaires recommandées
9-Roche gonflante	75 m, quelque soit la valeur de (B + H_t)	Nécessite d'utiliser des cintres circulaires ; en cas extrême, utiliser des cintres coulissantes.

III-5-2-1-2- Méthode de Z. Bieniawski

Comme nous avons vus dans le chapitre précédant (reconnaitances géotechniques), Bieniawski utilise cinq paramètres (pour classer les roches) qui sont :

- La résistance à la compression simple ou essai de Franklin (pour les roches dures),
- Le RQD (qualité de rocher),
- L'espacement des discontinuités,
- Conditions des discontinuités (persistance linéaire, degré de séparation, rugosité, remplissages, altération des superficies),

- Conditions hydrauliques.

A partir de ces paramètres on peut déterminer la valeur de l'indice RMR qui doit ensuite être ajustée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation. Après, on peut attribuer la classe correspondante du massif qui nous donne des indications sur le type de soutènement selon le tableau suivant :

Tableau 14 : Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z. Bieniawski (Tunnels de 5-12 m de portée, excavés à l'explosif)

Classe De la roche	Type de soutènement						
	Boulons D'ancrages ¹		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espace-ment	Complément d'ancrage	Voute	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espace-ment
I	Généralement pas nécessaire						
II	1,5-2 m	Occasionnell-ement treillis soudé en voute	50 mm	néant	néant	Non rentable	
III	1-1,5 m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voute si nécessaire	100 mm	50 mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1,5-2,0 m
IV	0,5-1 m	Treillis soudé+ 30-35mm de béton projeté en voûte et en Piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulon de 1,5-3m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7-1,5 m
V	Non recommandé		200 mm	150 mm	Treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0,7 m

¹ Diamètre des boulons = 25mm, longueur = 1/2 diamètre de tunnel, scellement réparti à la résine

III-5-2-1-3- Méthode de N. Barton

N. Barton s'est en particulier intéressé à la stabilité de l'excavation en fonction de la qualité du rocher selon un indice qu'il définit lui-même (l'indice Q). Cet indice dépend de six paramètres géotechniques :

- la fracturation caractérisée par le R.Q.D ;
- le nombre de familles de discontinuités (J_n) ;
- la rugosité des discontinuités (J_r) ;
- l'altération des discontinuités (J_a) ;
- l'effet de l'eau (J_w) ;
- le facteur de contrainte SRF (Stress Reduction Factor) dont la valeur est déterminée :
 - soit en fonction de l'importance des zones d'altération (ou de cisaillement) et de la profondeur,
 - soit en fonction du rapport de la résistance de la roche à la contrainte initiale pour les roches compétentes, c'est à dire, plus aptes à se rompre qu'à se déformer.
 - soit en fonction de la déformabilité de la roche si celle-ci est importante,
 - soit en fonction de la pression de gonflement pour les roches gonflantes.

La valeur du coefficient Q, caractérisant la qualité du massif du point de vue des travaux en souterrain est obtenue par une combinaison des valeurs des six paramètres représentatifs :

$$Q = \frac{R.Q.D}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Remarque :

Le Rock Quality Designation (*RQD*) a été développé par Deere et al. (1967) est défini comme le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage.

$$R.Q.D = \frac{\sum \text{longueur des morceaux} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur totale du forage}} \times 100$$

Pour déterminer le soutènement de l'ouvrage, N. Barton introduit un coefficient supplémentaire ESR (Excavation Support Ratio) selon le tableau suivant :

Tableau 15 : coefficient ESR pour divers types d'ouvrages souterrains [Barton et al, 1974].

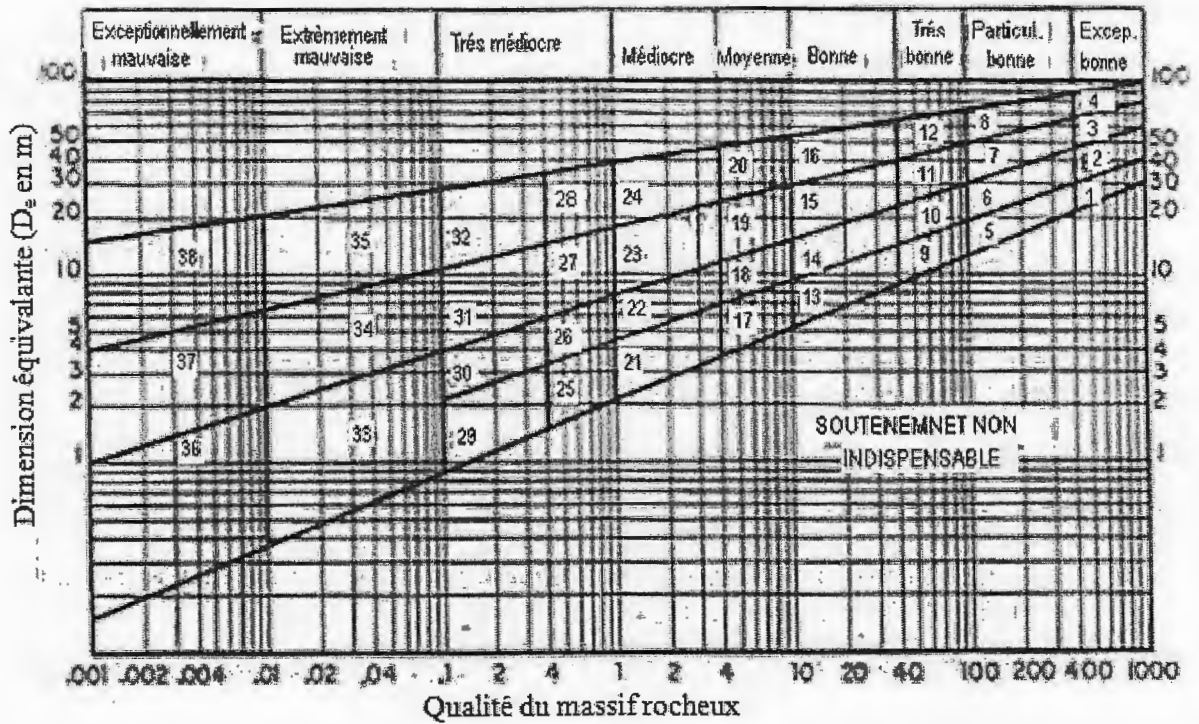
Nature de l'ouvrage		ESR	N ²
A	Galeries temporaires de mines.	3-5	2
B	Puits verticaux :		
	- Section circulaire	2,5	0
	- Section rectangulaire/carrée	2,0	0
C	Galeries permanentes de mines, galeries hydrauliques d'aménagements hydro-électriques (à l'exclusion des galeries à forte charge), galeries pilotes, etc.	1,6	83
D	Salles de stockage, usines de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, cheminées d'équilibre, galeries d'accès, etc.	1,3	25
E	Usines électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris automatiques, entrées en galeries, croisements, etc.	1,0	79
F	Usines nucléaires, gares ferroviaires, aménagements sportif ou publics, installations industrielles, etc.	0,8	2

À partir d'ESR, N. Barton définit la dimension équivalente de l'ouvrage comme suit :

$$D_e = \frac{\text{largeur, diamètre ou hauteur (en m)}}{ESR}$$

Après avoir calculé l'indice de qualité du rocher (Q) et la dimension équivalente (D_e), N. Barton proposé 38 catégories de soutènements en fonction de ces deux paramètres (figure 26).

² N représente le nombre de cas étudiés dans chaque catégorie ; la confiance que l'on peut accorder à la valeur d'ESR est donc en fonction de ce nombre.



$$Q = \frac{R \cdot Q \cdot D}{h} \times \frac{f_r}{j_a} \times \frac{f_w}{SRF}$$

Figure 27: Classification de N. Barton

Relation entre Q, De et les catégories de soutènement.

III-5-2-2- Les méthodes analytiques

III-5-2-2-1- Introduction

Les méthodes empiriques globales permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité d'un ouvrage souterrain. Cette approche est donc complétée par les études analytiques qui permettent une réelle analyse de la stabilité du soutènement choisi.

Les méthodes analytiques peuvent se séparer en deux familles:

- Les méthodes analytiques élastiques qui considèrent un comportement élastique permanent du massif avoisinant l'excavation (Lamé, Kirsch, Einstein-Schwartz).
- Les méthodes analytiques élasto-plastique qui peuvent considérer une zone plastique autour du tunnel (Convergence-confinement, Panet, Analyse limite,...)

Une autre famille de méthode existe pour le dimensionnement du soutènement : méthodes aux réactions hyperstatiques (Rdm).

Mais on va développer ci après la méthode qui nous intéresse et la plus utilisée « Méthode de convergence- confinement ».

III-5-2-2-2- Méthode de convergence-confinement

La méthode de convergence-confinement s'est développée parallèlement à l'utilisation de la « Nouvelle Méthode Autrichienne » (méthode de creusement avec soutènement immédiat) qui assure la participation effective du terrain à sa propre stabilité : le but de soutènement ne consiste généralement pas à s'opposer à la déformation du terrain autour de la cavité mais à limiter celle-ci ainsi que l'extension de la zone dite « plastique » pour aboutir à un équilibre satisfaisant.

a- Définitions

Dans la méthode convergence-confinement, on appelle habituellement :

a₁- convergence

Le rapprochement des parois du tunnel, soit le double du déplacement radial U de cette paroi.

a₂- confinement

Contrainte qui apparaît à l'interface entre le terrain encaissant et le soutènement (ou le revêtement) et qui résulte de leur interaction.

a₃- raideur (k)

C'est un paramètre à un module de déformation qui relie de la variation pression radiale (P) à celle du déplacement des parois (U) :

$$K = \frac{\Delta P_i}{\Delta U_{r_i}} \times r_i$$

Où

P_i : pression exercée sur le soutènement ;

U_{r_i} : le déplacement radial correspondant ;

r_i : rayon de l'excavation.

a₄- le taux de déconfinement (λ)

Le taux de déconfinement du terrain est le rapport :

$$\lambda = \frac{P_0 - P_i}{P_0}$$

Où

P_0 : contrainte initiale homogène isotrope ;

P_i : pression de soutènement (fictive ou réelle).

Ce paramètre commence à croître à partir de zéro dès que des déplacements se produisent, soit environ deux rayons avant le passage du front de taille, et vaut λ bien après le passage du front. [D'après Panet, 1976] :

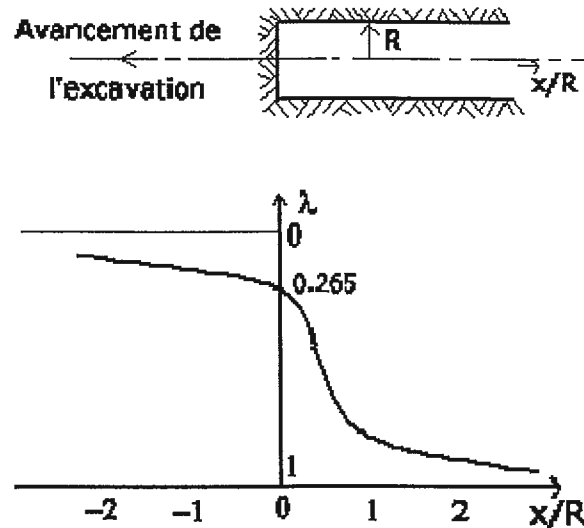


Figure 28: Variation du taux de déconfinement λ en fonction de la distance (x) du front de taille.

b - Diverses critères de rupture du massif rocheux

Pour dessiner la courbe de convergence du massif et pour le calcul des contraintes et déplacements, un grand nombre de solutions analytiques ont été proposées. Les différentes approches dépendent du critère de rupture du massif, du comportement post-rupture du massif et de la manière de considérer les déformations dans cette phase. Les critères de rupture les plus utilisés sont :

Tresca :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 2c$$

σ_1 = Contrainte principale majeure

σ_3 = Contrainte principale mineure

- Mohr-Coulomb :

$$\sigma_1 = \lambda \sigma_3 + 2c\sqrt{\lambda}$$

Avec

c : la cohésion ;

λ : coefficient de butée = $\text{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2)$;

φ : angle de frottement.

- Hoek et Brown :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2}$$

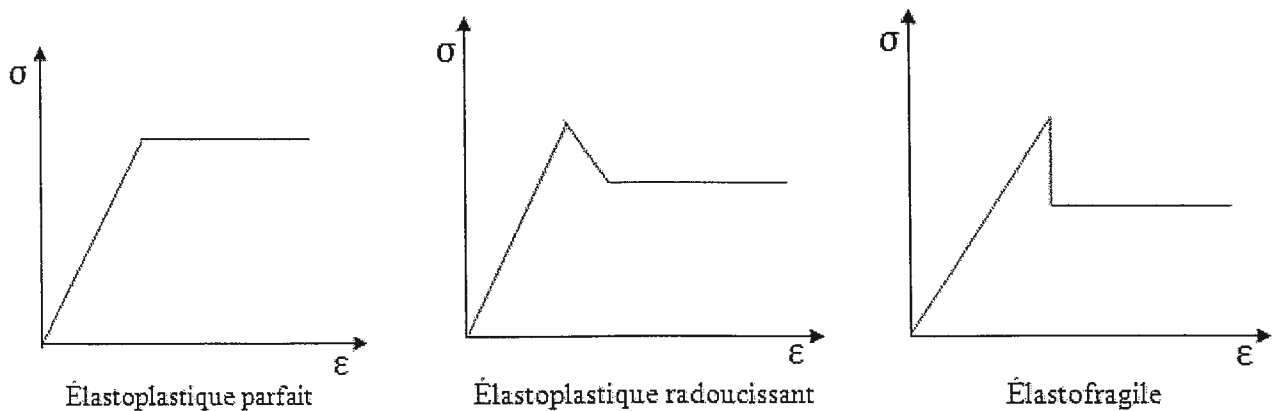
Avec σ_c : résistance à la compression uniaxiale de la matrice rocheuse ;
 m, s : constantes dépendant du type de roche, et de son degré d'altération et de fracturation.

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \text{ ou } m_i \text{ la valeur de } m \text{ pour la roche intacte.}$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right)$$

Au-delà de la phase élastique, lorsque le seuil de résistance du massif est atteint, on peut généralement distinguer trois types de critères de rupture du massif:

- élastoplastique parfait ;
- élastoplastique radoucissant (plastique à rupture progressive) ;
- élastofragile.



D'autre part, il convient de définir les lois de déformation lors de la rupture. De nombreuses approches ont été envisagées. Rappelons, par exemple, la loi où l'on suppose une relation linéaire entre les variations des déformations radiale et tangentielle [Panet et Gaudin, 1976; Panet, 1976] :

Est une relation linéaire entre les variations des déformations principales maximale $\Delta\varepsilon_1$ et minimale $\Delta\varepsilon_3$ se développant dans la zone plastique :

$$\Delta\varepsilon_3 + \alpha \Delta\varepsilon_1 = 0$$

Avec α : paramètre de dilatance = $\text{tg}^2(\pi/4 + \psi/2)$ ψ angle de dilatance.

Une autre combinaison de termes élastique et plastique [Salençon, 1969 ; Egger, 1973] :

$$\begin{aligned}\Delta\varepsilon_1 &= \Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_1^p \\ \Delta\varepsilon_3 &= \Delta\varepsilon_3^e + \Delta\varepsilon_3^p\end{aligned}$$

c- Le problème de l'interaction roche-soutènement

On décrit l'interaction entre un massif rocheux et le soutènement d'une galerie en fonction des deux paramètres :

- La convergence « U » de la paroi du tunnel, c-à-d son déplacement radial ;
- La pression de confinement « P », autrement dit la pression radiale exercée sur la paroi rocheuse et sur l'extrados du soutènement.

Donc, dans le diagramme (U, P) reprise à la figure (35), on distingue deux courbes :

c₁- La courbe de convergence (C_v) : qui caractérise le comportement du massif rocheux, est obtenue en diminuant la pression « P » qui s'exerce sur les parois du tunnel, de sa valeur initiale (contrainte préexistante P_0) jusqu'à zéro (galerie sans soutènement). Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression-déplacement est linéaire. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau rocheux est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel, elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure de la décroissance de la pression de confinement, et provoque une accélération des déformations.

Pour obtenir cette courbe il faut déterminer le couple (u, σ). On ne développe que les solutions valables pour le critère de Mohr-Coloumb et la loi de déformation plastique proposée par Panet [1976] :

- Massif à comportement élastique :

Le comportement du massif rocheux est élastique tant que la pression P_i qui agit uniformément sur les parois des tunnels reste supérieure à une valeur limite, notée $P_{\text{lim elast}}$ de telle façon que :

$$P_{lim,élast} = \frac{2(P_0 + C_p \cotg \varphi)}{(\lambda + 1)} - C_p \cotg \varphi$$

Avec C_p : cohésion de pointe ;
 φ : angle de frottement ;
 λ : coefficient de butée = $tg^2(\pi/4 + \varphi/2)$.

Dans le cas où $P_{lim,élast} \leq 0$, le massif reste donc élastique même si aucun soutènement n'est placé dans la galerie, et la courbe pression-déplacement est linéaire (Figure 29) :

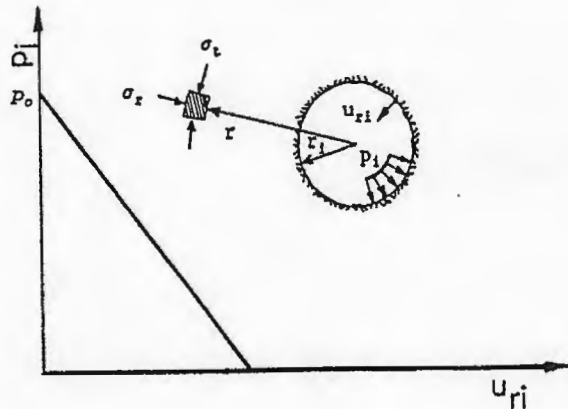


Figure 29 : Courbe de convergence d'un massif rocheux à comportement élastique.

Les contraintes et déplacement dans ce milieu (élastique) s'obtiennent comme suit :

$$\sigma_r = P_0 - (P_0 - P_i) \frac{r_i^2}{r^2}$$

$$\sigma_t = P_0 + (P_0 - P_i) \frac{r_i^2}{r^2}$$

$$U_r = \frac{1 + \nu}{E} (P_0 - P_i) \frac{r_i^2}{r}$$

- Massif à comportement élasto-plastique parfait :

Si la pression intérieure P_i devient inférieure à la pression limite élastique $P_{lim,élast}$, une zone décompressée apparaît autour du tunnel et provoque une accélération de déformation (Figure 30) :

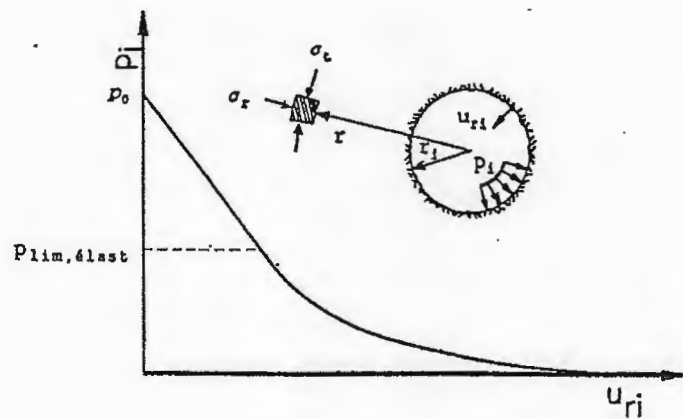


Figure 30 : Courbe de convergence d'un massif rocheux à comportement élasto-plastique parfait.

L'étendue de la zone plastique s'obtient par :

$$r_{pe} = r_i \left[\frac{2(p_0 + c_p \cotg \varphi)}{(\lambda + 1)(p_i + c_p \cotg \varphi)} \right]^{\frac{1}{\lambda - 1}}$$

Les contraintes et déplacement sont évalués par les expressions suivantes :

- **Zone élastique ($r_{pe} \leq r \leq \infty$) :**

$$\sigma_r = P_0 - \frac{(\lambda - 1)}{(\lambda + 1)} (P_0 + C_p \cotg \varphi) \frac{r_{ps}^2}{r^2}$$

$$\sigma_t = P_0 + \frac{(\lambda - 1)}{(\lambda + 1)} (P_0 + C_p \cotg \varphi) \frac{r_{ps}^2}{r^2}$$

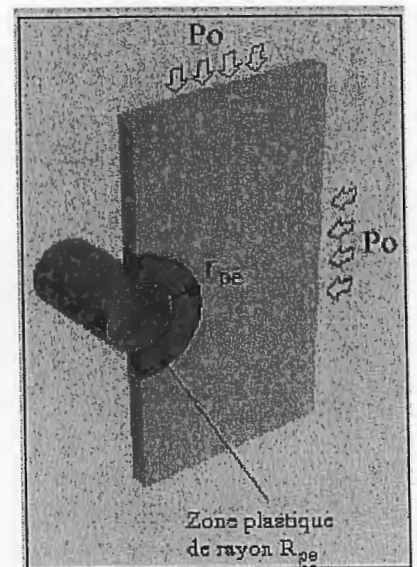
$$U_r = \frac{(1 + \nu)}{E} \frac{(\lambda - 1)}{(\lambda + 1)} (P_0 + C_p \cotg \varphi) \frac{r_{ps}^2}{r}$$

- **Zone plastique ($r_i \leq r \leq r_{pe}$) :**

$$\sigma_r = (P_i + C_p \cotg \varphi) \left(\frac{r}{r_i} \right)^{(\lambda - 1)} - C_p \cotg \varphi$$

$$\sigma_t = \lambda (P_i + C_p \cotg \varphi) \left(\frac{r}{r_i} \right)^{(\lambda - 1)} - C_p \cotg \varphi$$

$$U_r = \frac{(1 + \nu)}{E} \frac{(\lambda - 1)}{(\lambda + 1)} (P_0 + C_p \cotg \varphi) r \left(1 + \frac{2}{\alpha + 1} \left(\left(\frac{r_{ps}}{r} \right)^{(\alpha + 1)} - 1 \right) \right)$$



Lorsque la couche de béton est mince, les expressions de k_c et de $P_{c,max}$ s'écrivent sous les formes simplifiées suivantes [AFTES, 1986 ; Bouvard et al, 1988] :

$$k_c = \frac{E_c t_c}{(1 - \nu_c^2) r_i} \qquad P_{c,max} = \sigma_{c,c} \frac{t_c}{r_i}$$

Remarquant que les valeurs importantes de constante k_c sont dues à la continuité de l'anneau de béton. C'est pourquoi, il convient d'être très prudent lorsqu'on applique cette analyse à des revêtements non circulaires, ou placés sur une partie seulement du périmètre de galerie.

➤ **Cintres en acier :**

La raideur et la pression maximum admissible d'un soutènement par cintres en acier et poutres de blocage (figure 32) sont données par [Hoek et Brown, 1980] :

$$\frac{1}{k_s} = \frac{s_l r_i}{E_s A_s} + \frac{s_l r_i^3}{E_s I_s} \left[\frac{\theta(\theta + \sin\theta \cos\theta)}{2\sin^2\theta} - 1 \right] + \frac{2s_l \theta t_b}{E_b w_b^2}$$

$$P_{s,max} = \frac{3A_s I_s \sigma_{ys}}{2s_l r_i \theta \left[3I_s + X A_s \left(r_i - t_b - \frac{X}{2} \right) (1 - \cos\theta) \right]}$$

- Avec
- s_l : entredistance longitudinale ;
 - 2θ : angle entre les poutres de blocage ;
 - w_b : largeur des poutres de blocage ;
 - t_b : épaisseur des poutres de blocage ;
 - E_b : module d'élasticité du matériau de blocage ;
 - X : hauteur des cintres en acier ;
 - A_s : aire de la section d'acier ;
 - I_s : moment d'inertie du profil en acier ;
 - E_s : module d'élasticité de l'acier ;
 - σ_{ys} : limite d'élasticité de l'acier.

Lorsque le cintre peut être calé de façon continue à la paroi, les expressions se simplifient :

$$k_s = \frac{E_s A_s}{s_l r_i} \qquad P_{s,max} = \frac{A_s \sigma_{ys}}{s_l r_i}$$

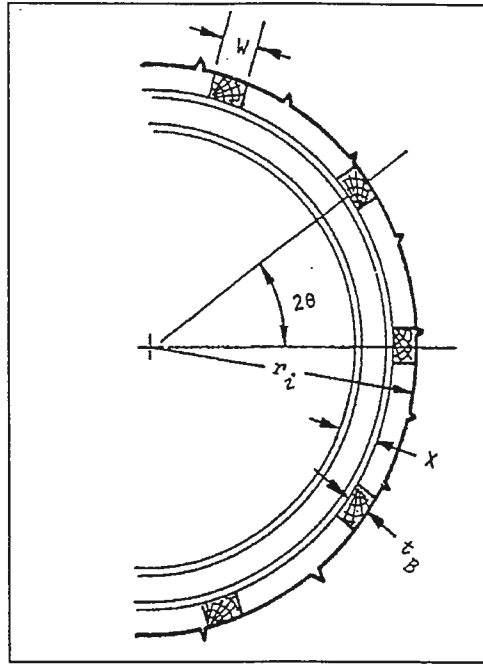


Figure 32 : soutènement par cintre en acier [Hoek et Brown, 1980].

➤ **Boulon à ancrage ponctuel :**

L'efficacité des boulons à scellement ponctuel dépend tout autant des caractéristiques de déformabilité de l'ancrage et de la tête du boulon, que la déformation de la tige (figure 33).

Tout d'abord, l'allongement élastique ΔL_b de la tige s'obtient par :

$$\Delta L_b = \frac{(T_b - T_{b0})L_b}{E_b A_b}$$

Où $\Delta T_b = T_b - T_{b0}$

Avec L_b : longueur libre de la tige entre l'ancrage et la tête ;
 A_b : section de la tige ;

E_b : module de Young du matériau constitutif ;

T_b : tension dans le boulon ;

T_{b0} : effort de précontrainte lors du déplacement ;

ΔT_b : accroissement de la tension postérieure à la mise en place.

A cette variation de longueur de la tige, doit s'ajouter le déplacement correspondant à la déformabilité propre des autres pièces du boulon (ancrage, plaque d'appui, tête) : $Q \cdot \Delta T_b$; ou Q est une valeur liée aux caractéristiques de déformation de ces pièces.

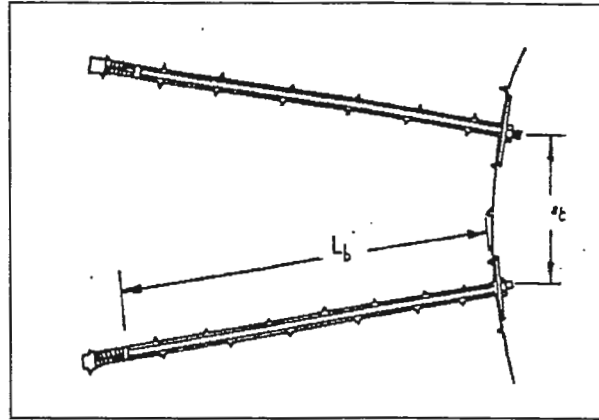


Figure 33 : soutènement par boulon d'ancrage ponctuel [Hoek et Brown, 1980].

La raideur k_b d'un système de boulonnage caractérisé par des entredistances longitudinale s_l et transversale s_t est donc donnée par :

$$\frac{1}{k_b} = \frac{s_l s_t}{r_i} \left[\frac{4L_b}{E_b A_b} + Q \right]$$

La pression maximale $P_{b,max}$ s'exprime à partir de la résistance ultime du boulon $T_{b,max}$ par :

$$P_{b,max} = \frac{T_{b,max}}{s_l s_t}$$

➤ **Boulons à ancrage réparti**

La tige des boulons étant scellée sur toute sa longueur dans le massif rocheux par convergence ne peut plus être appliquée. En effet, les déplacements de la roche et de ce système de soutènement ne sont pas indépendants, et par conséquent leur étude devrait être couplée.

➤ **Combinaison de plusieurs types de soutènement**

Lorsqu'on combine simultanément ou successivement deux systèmes de soutènement, on considère que la rigidité de l'ensemble est égale à la somme des rigidités de chacun des systèmes :

$$k^l = k_1 + k_2$$

La déformation maximale tolérable par le système combiné est celle de l'élément de soutènement qui le premier aura atteint la rupture.

c3- L'équilibre final

L'équilibre final, qui permet de déterminer la pression de soutènement est trouvé par l'interaction des courbes de convergence et de confinement. En effet, en ce point, la pression exercée par le soutènement sur la roche est égale à la pression nécessaire pour stabiliser tout déplacement ultérieur des parois du tunnel [AFTES, 1978 ; Bouvard et al, 1988 ; Rousset, 1990].

Les déplacements des parois de l'excavation qui sont engendrés par le creusement d'un tunnel peuvent être décomposés selon trois directions : longitudinale, radiale et tangentielle. En arrière du front de taille, on a l'habitude de caractériser le mouvement par sa composante radiale qui est la plus significative. La grandeur que l'on mesure généralement est la convergence qui est la variation de la distance entre deux points situés sur la paroi du tunnel.

La modélisation d'un tunnel doit prendre en compte deux éléments essentiels :

- il s'agit d'un problème tridimensionnel, en raison de la présence du front de taille,
- il s'agit d'un problème d'interaction pour lequel le couplage entre le terrain et les structures de soutènement est important.

La méthode convergence-confinement permet de se ramener à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille de la section de calcul considérée. Par convention, cette pression fictive (P_i) est notée $(1 - \lambda) P_0$, P_0 étant la contrainte initiale et λ le taux de déconfinement. L'état initial en avant du front et à une distance suffisante pour négliger son influence correspond 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 34).

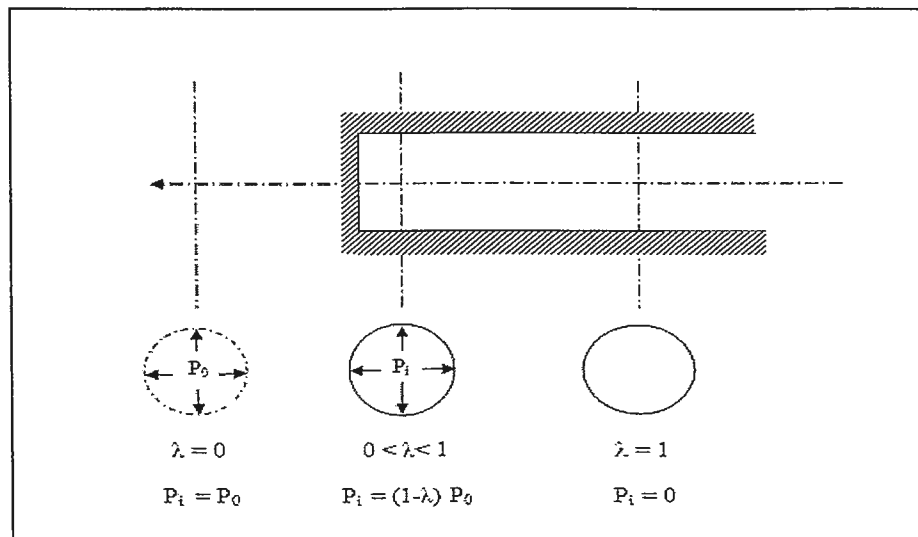


Figure 34 : Principe de détermination de la loi de convergence du massif.

En cas de mise en place d'un soutènement, une pression réelle se développe au contact terrain-soutènement jusqu'à atteindre un état d'équilibre :

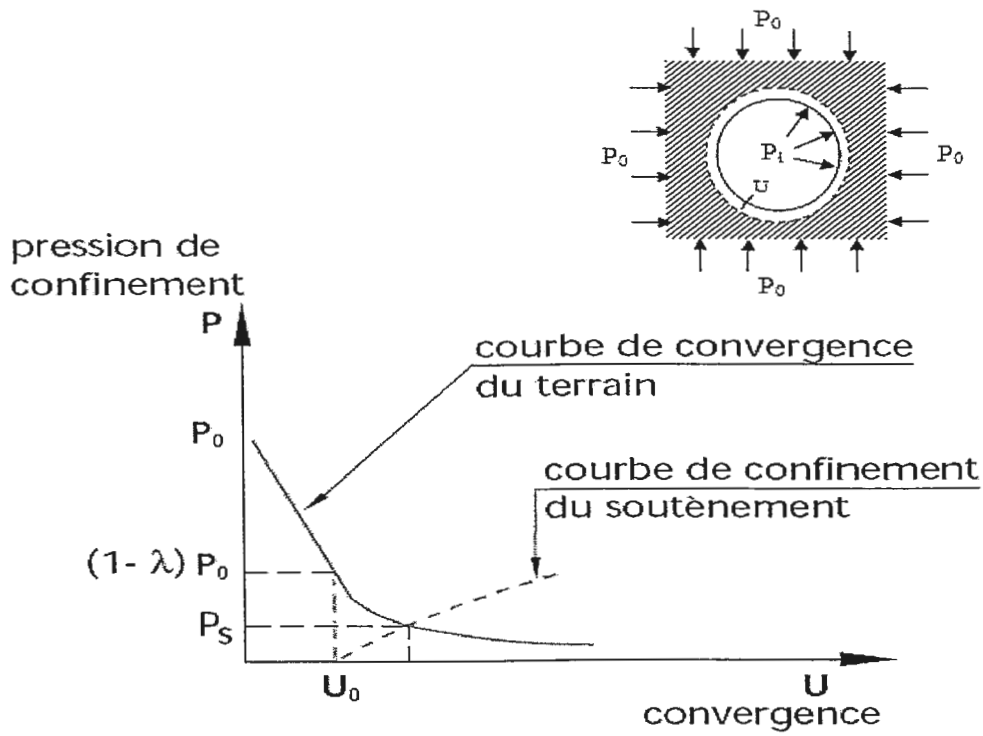


Figure 35 : Courbe de convergence-confinement (U, P).

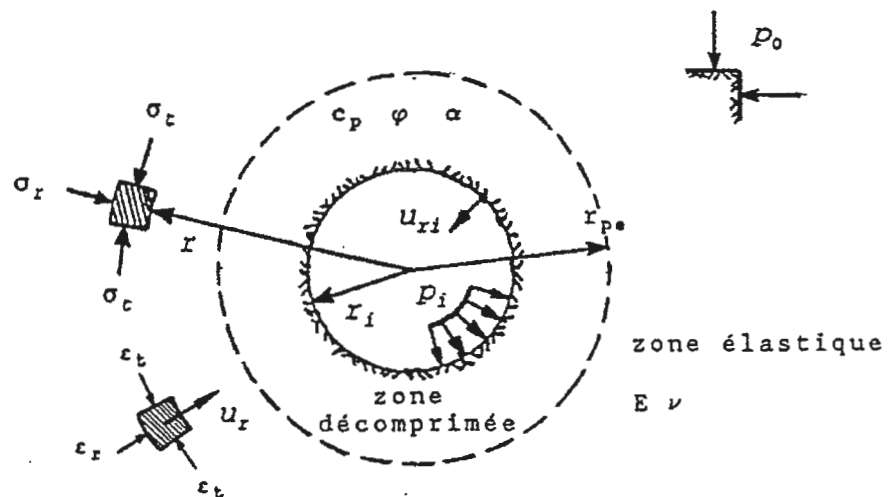


Figure 36 : Notations utilisées.

d- Domaines d'utilisation :

La méthode convergence-confinement conduit à un dimensionnement satisfaisant du soutènement dans le cas de galeries circulaires creusées à moyenne ou à grande profondeur dans un massif où les contraintes peuvent être considérées isotropes et homogènes. Dans les autres cas, elle donne l'ordre de grandeur de déformation à attendre, elle permet la sélection des facteurs déterminant à introduire dans un calcul plus élaboré, et elle oriente au stade de l'avant-projet le choix des caractéristiques de soutènement [Bouvard et al, 1988].

En effet, le concepteur cherche généralement un système de soutènement optimum, compatible avec les convergences admissibles. Un tel choix est permis grâce à l'analyse comparative de la réponse de divers types de soutènement, à l'examen de plusieurs configurations (longueur et entre distance des boulons, épaisseur de la couche de gunite, profil et espacement des cintres), et à l'étude des procédures d'installation (avancement du front de taille avant ou après l'installation du soutènement).

La méthode en question sert également de base au contrôle et à l'interprétation des mesures réalisées sur le site. Sa souplesse d'utilisation permet l'adaptation rapide d'un projet initial aux conditions rencontrées lors du creusement [AFTES, 1986].

III-5-2-3-Méthode des éléments finis (MEF)**A- Introduction**

Parmi les méthodes numériques les plus utilisées, on peut citer la méthode des éléments finis (MEF). Cette dernière est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- la mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
- l'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, etc.
- l'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

La méthode des éléments finis est également utilisée de plus en plus grâce à son large éventail de cas qu'elle permet d'étudier. Ses domaines d'applications sont extrêmement variés, parmi ceux qui nous intéressent nous pouvons citer :

- l'élasticité: déformation plane, axisymétrique et tridimensionnelle
- l'élastoplasticité parfaite,
- l'élastoplasticité fragile,
- la viscoplasticité,

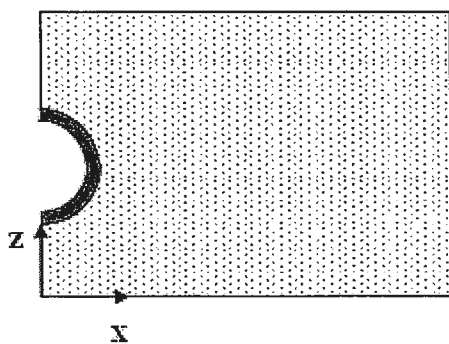
- les vibrations et phénomènes dynamiques,
- le fluage,
- les écoulements en milieux poreux, stationnaires ou transitoires,
- le calcul des milieux jointifs ou discontinus.

Ces domaines sont tous concernés par le calcul de soutènement ou de revêtement. On comprend donc l'importance de la méthode des éléments finis, et les résultats fondamentaux qu'elle peut fournir.

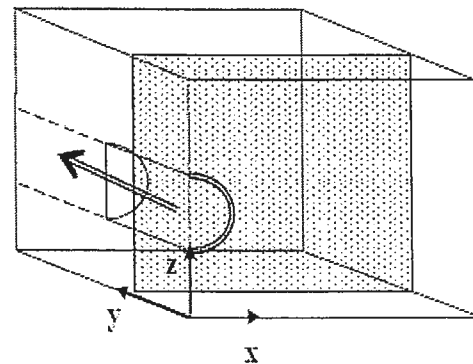
B- Principe de la méthode

La méthode des éléments finis est une méthode « variationnelle » de calcul de milieux déformables. Elle consiste à associer au milieu réel un milieu « idéalisé », pour lequel on a fait une hypothèse sur la forme de l'une des inconnues du problème. On peut, par exemple, supposer que le déplacement varie linéairement à l'intérieur d'un triangle, la portion du plan étudié étant décomposée en un nombre fini de triangles. En écrivant que l'énergie potentielle du solide idéalisé est minimale (modèle de type déplacement), on obtient un système linéaire dont la solution fournit une solution approchée du problème mécanique.

Le calcul par éléments finis peut être réalisé en 2 ou 3 dimensions. Dans le cas d'un calcul 2D, il est usuel d'utiliser le taux de déconfinement, issu de la méthode convergence-confinement pour tenter de simuler l'effet tridimensionnel.



Calcul en modèle 2D



Calcul en modèle 3D

Habituellement les conditions suivantes sont satisfaites:

➤ **Equilibre**

Les forces externes sont en équilibre avec les efforts ou les contraintes internes.

➤ **Compatibilité**

Les déplacements sont connus et peuvent être déduits en chaque point, par des relations linéaires, à partir des déplacements des sommets du triangle.

➤ **Lois constitutives**

La loi qui relie la déformation à la contrainte peut être différente pour chacun des triangles. Elle peut être de type élastique, élasto-plastique ou élasto-fragile.

➤ **Caractéristiques mécaniques du terrain**

Dans le cas d'un comportement élastique, les caractéristiques de chaque couche seront définies par son module d'élasticité E et son coefficient de Poisson (ν). On notera à ce propos qu'une étude, même sommaire, de ces caractéristiques est préférable dans tous les cas à l'absence totale d'étude, qui conduit au calcul de soutènement dans l'ignorance presque totale du massif!

➤ **Etat initial des contraintes**

Pour des raisons d'ordre géologique, les contraintes initiales peuvent être sensiblement différentes de celles qui seraient dues au seul poids propre du terrain. A défaut de mesures in situ, l'interprétation des résultats devra tenir compte de l'incertitude des données car toute approximation en éléments finis génère de grandes variations dans les résultats.

➤ **Conditions aux limites du modèle**

Dans le calcul de massifs soumis à des contraintes «naturelles», on impose généralement assez loin de la galerie des conditions de déplacement nul. Dans cette optique, nous avons opté pour un modèle ayant des dimensions de 10 fois le diamètre du tunnel et imposé des déplacements à son extrémité nuls.

Un exemple simple (figure 37) permet de schématiser une procédure parmi d'autres [Arnould, 1990 ; Latour et al, 1990] :

- Après chaque phase d'excavation, à la fin du calcul itératif, les déplacements des nœuds, les contraintes au centre des éléments et les contraintes excédentaires (celles qui restent lorsque le critère de convergence est atteint) sont stockés sur disque.
- Pour passer à la phase suivante, le programme impose aux frontières de la nouvelle zone à excaver des forces nodales obtenues par interpolation des contraintes précédemment mises en mémoire.
- A ce moment, le système étant bloqué, les caractéristiques des éléments situés à l'intérieur de ces frontières peuvent être modifiées.
- Les forces nodales appliquées à la frontière de l'excavation sont ensuite relâchées progressivement (33, 66, 100%), et induisent dans l'ensemble du modèle un nouveau champ de

contrainte pour lesquelles les tests de plastification sont effectués tant que le critère de convergence n'est pas atteint.

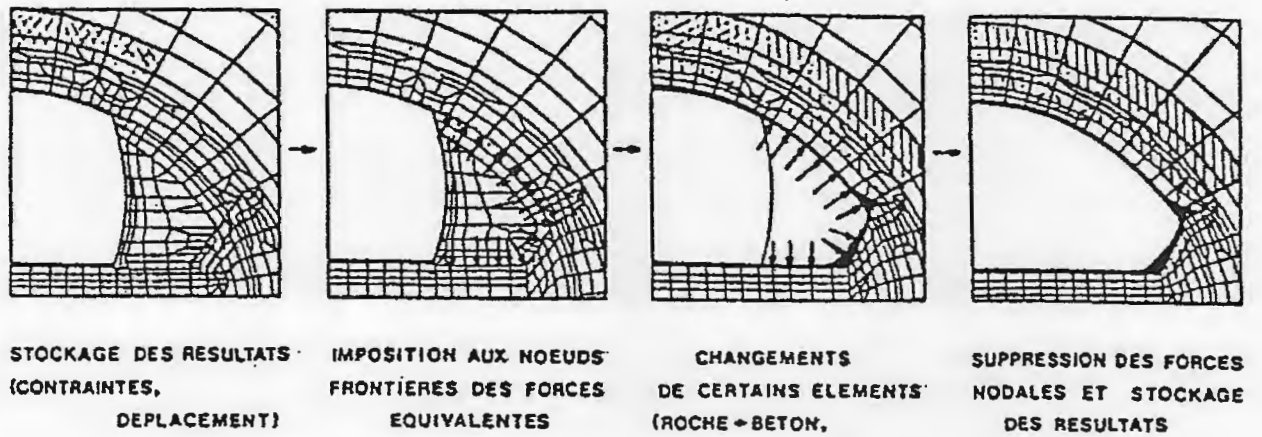


Figure 37: Exemple de procédure utilisée dans un programme par éléments finis pour simuler les différentes phases d'excavation d'un ouvrage souterrain [Latour et al, 1990].

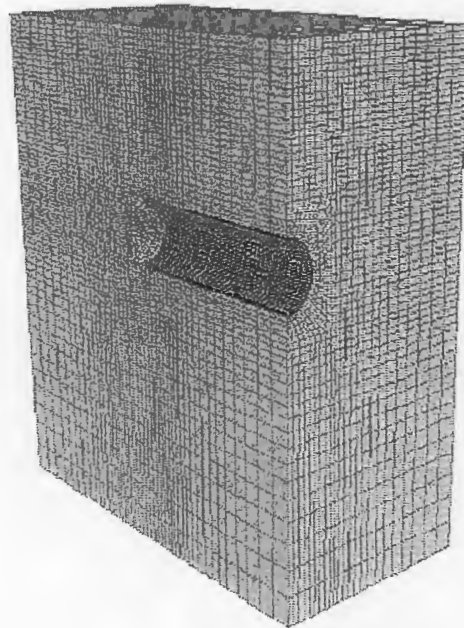


Figure 38 : Exemple d'un modèle tridimensionnel.

C- Domaine d'utilisation

Les méthodes numériques du type éléments finis (ou différences finies) sont généralement préférées si l'une des conditions suivantes est remplie [AFTES, 1981c] :

- Soutènement peu rigide ;
- Très forte ou très faible couverture ;
- Terrain encaissant constitué de plusieurs formations distinctes dont les délimitations et les caractéristiques sont bien connues ;
- Ouvrage présentant une section de forme complexe ou creusée en plusieurs phases ;
- Présence d'autres ouvrages à proximité immédiate (fondations d'ouvrages, autres excavations).

III-6- Application sur le tunnel de Dar El- Oued

Dans ce chapitre, on va appliquer la méthode empirique la plus utilisée « méthode de Z. Bieniawski », et comme nous avons déjà appliqué cette méthode pour classer les amas rocheux traversés par le tunnel dans le chapitre précédent (reconnaitances géotechniques).

Le tracé du tunnel se fait en trois sections à travers des terrains classés selon la classification de Bieniawski 1989 (comme nous avons vus dans le chapitre précédent) :

- **Section 01** : du PK0+134,567 à PK0+188,159 \Longrightarrow R.M.R = 25 – 48.
 - Classe du rocher : classe IV.
 - Roche mauvaise.
 - 10 heures pour 2,5 m de portée.
- **Section 02** : du PK0+ 188,159 à PK0+ 665,835 \Longrightarrow R.M.R = 55 – 70.
 - Classe du rocher : classe II.
 - Rocher bonne.
 - 6 mois pour 8 m de portée.
- **Section 03** : du PK0+ 655,835 à PK0+ 762,584 \Longrightarrow R.M.R = 40 – 55.
 - Classe du rocher : classe III.
 - Rocher médiocre.
 - 1 semaine pour 5 m de portée.

Pour chaque section on va attribuer un type de soutènement selon le tableau suivant :

Tableau 16 : Type de soutènement apporté à chaque section du tracé du tunnel de Dar El- Oued selon Z. Bieniawski.

Classe De la roche	Type de soutènement						
	Boulons D'ancrages ³		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espace- ment	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espace- ment
II	1,5-2 m	Occasionnell- ement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	Non rentable	
III	1-1,5 m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	Occasionnelle- ment treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1,5-2,0 m
IV	0,5-1 m	Treillis soudé+ 30-35mm de béton projeté en voûte et en Piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulon de 1,5-3m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7-1,5 m

Au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistant dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité, créant un "effet de voûte" qui rend possible la tenue de cette cavité - tout au moins lorsque l'état des contraintes initiales et les caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain l'autorisent.

Le rôle du soutènement est de permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

Lorsque le terrain est de bonne qualité (rocher sain peu fracturé), le rôle du soutènement peut se limiter à la maîtrise d'instabilités locales (blocs isolés découpés par le réseau de discontinuités).

Finalement, nous pouvons dire qu'un soutènement bien conçu doit opposer au terrain une pression de confinement dès que ce dernier tend à se déformer et doit tendre à conserver autant que possible les caractéristiques de résistance du massif autour du tunnel.

³ Diamètre des boulons = 25mm, longueur = ½ diamètre de tunnel, scellement réparti à la résine

Chapitre IV

Modélisation des tunnels

IV-1- Introduction

Il n'est pas possible de fixer des règles immuables pour choisir une méthode de dimensionnement d'un tunnel dans chaque cas.

Comme nous avons pu nous en apercevoir, aucune méthode ne peut rendre compte de la totalité des facteurs qui interviennent dans l'équilibre d'un ouvrage souterrain et de son revêtement. Suivant leur degré de complexité, elles sont capables de prendre en considération un plus ou moins grand nombre de paramètres. Les plus sophistiquées sont aussi, bien entendu, celles dont l'utilisation est la plus onéreuse.

Les méthodes de type convergence-confinement sont surtout indiquées pour l'interprétation des mesures et l'adaptation du soutènement provisoire aux conditions rencontrées, plus spécialement s'il s'agit d'un soutènement mis en place à très faible distance du front. D'une façon plus générale, on peut les utiliser pour tout ce qui concerne le soutènement provisoire (avant-projet et exécution).

Un modèle numérique a été utilisé pour le traitement des cas difficiles et des points singuliers : présence de plusieurs couches différentes de terrain, interaction réciproque des tunnels voisins, galeries de liaison entre les tubes principaux, ouvrages spéciaux.

Dans notre cas d'étude, et pour la modélisation de notre projet, on va appliquer deux logiciels qui sont :

- C- Tunnel ou C- Lambda : modélisation par la méthode convergence- confinement.
- PLAXIS : modélisation par la méthode des éléments finis.

On va appliquer ces deux logiciels pour la modélisation du tunnel de Dar el Oued qui possède les caractéristiques géométriques suivants :

- Hauteur : 09 m ;
- Ouverture : 10 m ;
- Epaisseur de radier : 0,70 m ;
- Epaisseur de la voûte : 0,50 m.

Le tracé du tunnel est divisé en trois sections selon la nature de l'amas rocheux traversé qui possèdent les caractéristiques résumés dan le tableau suivant :

Tableau 17 : Caractéristiques géotechniques des sections types du tunnel de Dar el Oued.

sections	La profondeur moyenne H_m (m)	Poids volumique moyen γ_m (KN/m ³)	L'angle de frottement moyen (φ°)	La cohésion moyenne C (MPa)	Module élastique E (MPa)	Coefficient de poisson ν
Section 01	12,75	21,5	20	0,15	4600	0,3
Section 02	77,40	24,0	40	0,35	25000	0,3
Section 03	43,55	23,0	30	0,25	8660	0,3

IV-2- Le logiciel C- Tunnel (C- Lambda)

IV-2-1- Présentation générale

C-Lambda est un logiciel de pré-dimensionnement de tunnels par la méthode convergence-confinement, basé sur une méthode largement connue et exploitée, il revisite son exploitation pour offrir un outil à la fois didactique et puissant à tous les utilisateurs. Son mode "didactique" permet un accès en douceur à la méthode convergence-confinement, détaillant tous les paramètres et permettant une visualisation instantanée de leur influence. Le mode "tableaux" ouvre la voie des études paramétriques à tous ceux qui souhaitent évaluer très rapidement les plages de résultats possibles d'une étude.

La présentation du logiciel en mode didactique introduit toutes les étapes d'entrée des données dans des boîtes de dialogue interactives et accompagnées de schémas explicatifs :

- Propriétés géométriques.
- Caractéristiques mécaniques des sols.
- Propriétés du soutènement.
- Paramètres liés à la pose du soutènement.

Elle permet ainsi à tous les utilisateurs de maîtriser l'entrée des données dans le logiciel C-Lambda et sera notamment précieuse pour une application éducative du logiciel.

Le logiciel "C-Lambda" permet le calcul du taux de déconfinement par l'intermédiaire de méthodes de type "convergence – confinement".

Ce logiciel comprend les principales fonctionnalités suivantes.

- Entrée des données didactique (méthode guidée) ou de manière directe par l'intermédiaire d'un tableau de données. Notons ici que l'utilisation du tableau autorise la définition de plusieurs « jeux de données » permettant ainsi une analyse paramétrique facile.
- Calcul de la courbe de convergence suivant le critère de Hoek et Brown ou le critère de Mohr-Coulomb (avec ou sans radoucissement).
- Calcul de la courbe de confinement.
- Calcul et fourniture des résultats : Pose du soutènement, équilibre terrain / Soutènement.
- Possibilité de visualiser de manière interactive les résultats de la méthode de convergence confinement (Tableaux de résultats, courbes sous forme graphique).
- Possibilité d'éditer les résultats de la méthode convergence confinement dans une note de calcul dédiée.

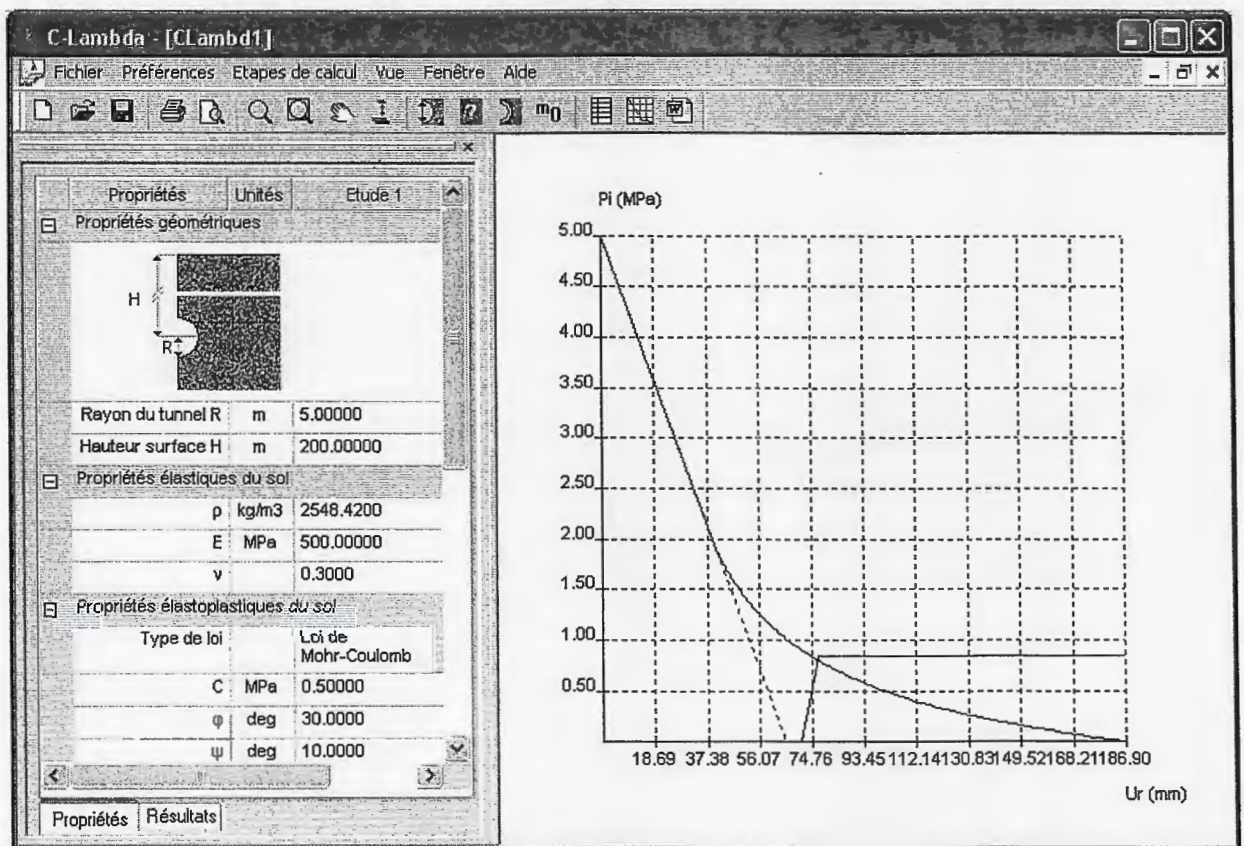


Figure 39 : Fenêtre principale du logiciel C- Lambda.

IV-2-2- Application pratique (tunnel de Dar el Oued)

Pour la modélisation de notre projet, C- Tunnel introduit les paramètres suivants :

Tableau 18: Les paramètres de modélisation utilisés par C- Tunnel.

Propriétés	Unités	Etude		
		Section 1	Section 2	Section 3
Propriétés géométrique				
Rayon du tunnel R	m	5	5	5
profondeur H	m	12,75	77,40	43,55
Propriétés élastiques du sol				
γ	Kg/m ³	2150	2400	2300
E	MPa	4600	25000	8660
ν	-	0,3	0,3	0,3
Propriétés élastoplastiques du sol				
Type de loi	-	Mohr-Coulomb		
c	MPa	0,15	0,35	0,25
ϕ	deg	20	40	30
ψ	deg	15	10	0
Soutènement				
Épaisseur	mm	500	500	500
E	MPa	28,5	28,5	28,5
ν	-	0,5	0,5	0,5
Rc	MPa	20	20	20
Pose de Soutènement				
Code de calcul de Ud	-	Donnée $\lambda\rho$		
$\lambda\rho$	-	0,9	0,9	0,9
Au front de taille	m	1	1	1

On peut utiliser les notations suivantes :

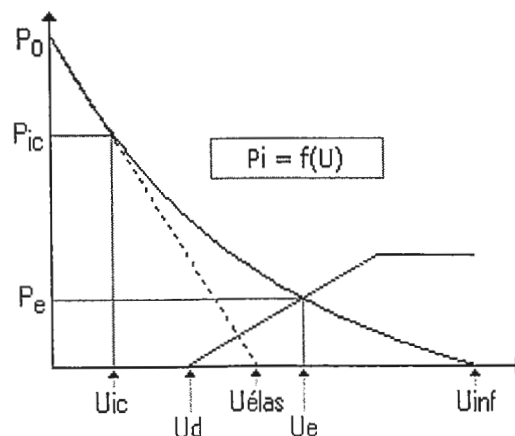


Figure 40 : notations utilisées.

Après avoir introduit les paramètres de chaque section, nous avons obtenu les résultats suivants qui nous donnent sous forme des figures et tableaux :

- **Section 01**

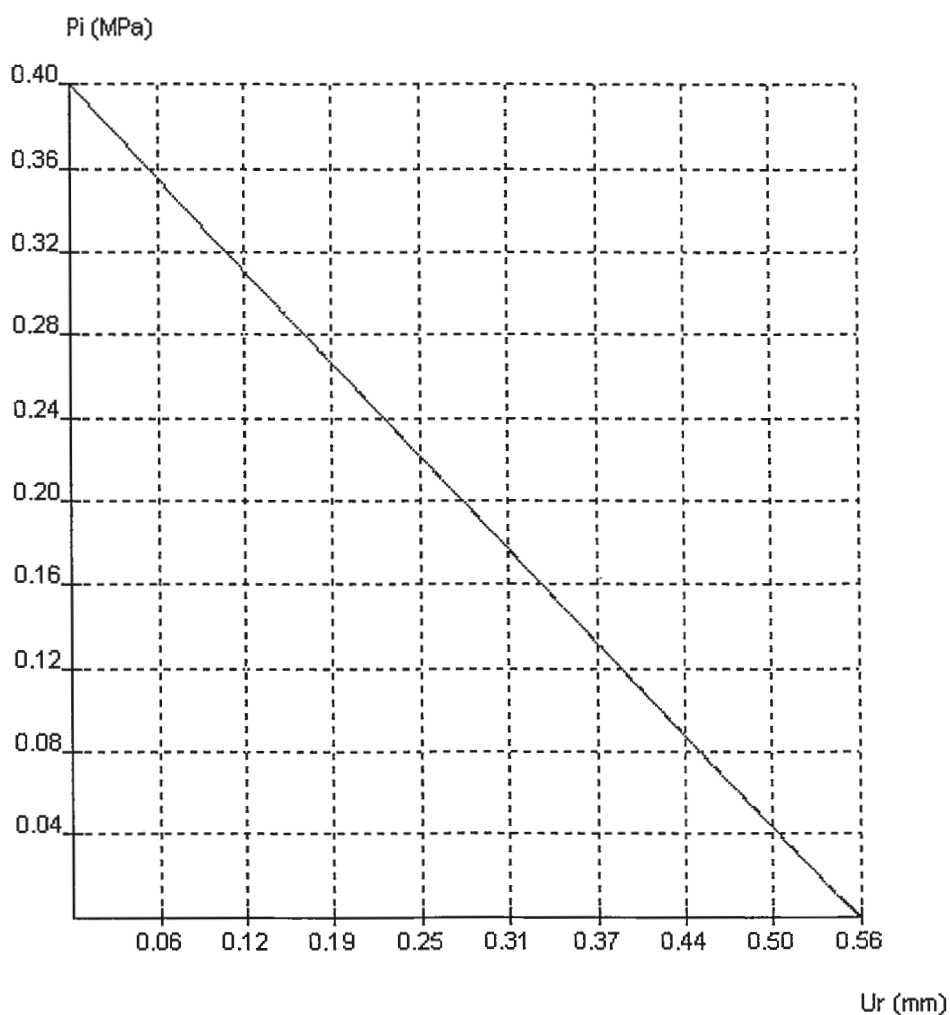


Figure 41 : Courbe de convergence – confinement (section 01).

Pour cette section, nous avons observés que le comportement du massif est élastique linéaire, avec un déplacement radial de 0,56 mm. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 19 : Résultats de calcul convergence – confinement (section 01).

Propriétés	Unités	section 01
Etat initial		
Contrainte initiale P0	MPa	0.395
Droite élastique		
Déplacement Uélas	mm	0.5588
Déplacement relatif Uélas/R	mm/m	0.1118
Courbe de convergence		
Pression limite: Pic	MPa	0.010
Déplacement: Uic	mm	0.5450
Déplacement relatif: Uic/R	mm/m	0.1090
Coef de déconfinement λc		0.9753
Tunnel non soutenu		
Déplacement: Uinf	mm	0.5600
Déplacement relatif: Uinf/R	mm/m	0.1120
Rayon plastique relatif: Rpinf/R		1.0131
A la pose du soutènement		
Méthode de calcul		Donnée λp
Pression: Pp	MPa	0.040
Déplacement: Ud	mm	0.5029
Déplacement relatif: Ud/R	mm/m	0.1006
Rayon plastique relatif: Rpp/R		0.9646
Rigidité Ks	MPa	3.800
Coefficient de déconfinement λ		0.8984
A l'équilibre		
Pression: Pe	MPa	0
Déplacement: Ue	mm	0.5599
Déplacement relatif: Ue/R	mm/m	0.1120
Rayon plastique relatif: Rpe/R		1.0131
Effort normal soutènement: Ne	N	207.80712
Contrainte normale soutènement: σe	MPa	0
Coefficient de déconfinement		0.9999

• Section 02

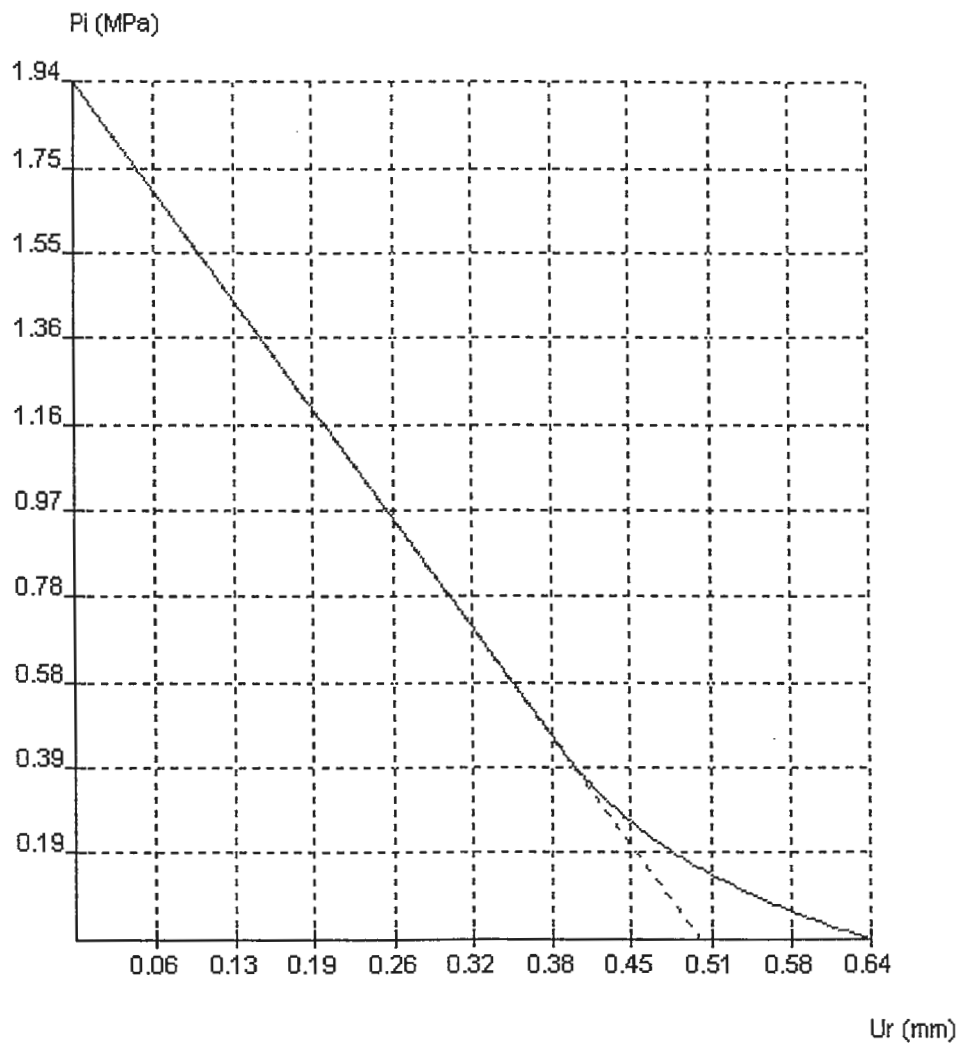


Figure 42 : Courbe de convergence – confinement (section 02).

On observe que le comportement du massif est élastique jusqu'à la pression (P_i) atteint la valeur de 0,425 MPa, au-delà de cette valeur le massif entre dans le domaine plastique avec un valeur de déplacement radial est égale à 0,64 mm. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 20 : Résultats de calcul convergence – confinement (section 02)

Propriétés	Unités	section 02
Etat initial		
Contrainte initiale P0	MPa	1.940
Droite élastique		
Déplacement Uélas	mm	0.5044
Déplacement relatif Uélas/R	mm/m	0.1009
Courbe de convergence		
Pression limite: Pic	MPa	0.425
Déplacement: Uic	mm	0.3939
Déplacement relatif: Uic/R	mm/m	0.0788
Coef de déconfinement λc		0.7810
Tunnel non soutenu		
Déplacement: Uinf	mm	0.6401
Déplacement relatif: Uinf/R	mm/m	0.1280
Rayon plastique relatif: Rpinf/R		1.2155
A la pose du soutènement		
Méthode de calcul		Donnée λp
Pression: Pp	MPa	0.193
Déplacement: Ud	mm	0.4828
Déplacement relatif: Ud/R	mm/m	0.0966
Rayon plastique relatif: Rpp/R		1.0935
Rigidité Ks	MPa	3.800
Coefficient de déconfinement λ		0.9004
A l'équilibre		
Pression: Pe	MPa	0
Déplacement: Ue	mm	0.6399
Déplacement relatif: Ue/R	mm/m	0.1280
Rayon plastique relatif: Rpe/R		1.2154
Effort normal soutènement: Ne	N	566.84050
Contrainte normale soutènement: σe	MPa	0.001
Coefficient de déconfinement		0.9999

• Section 03

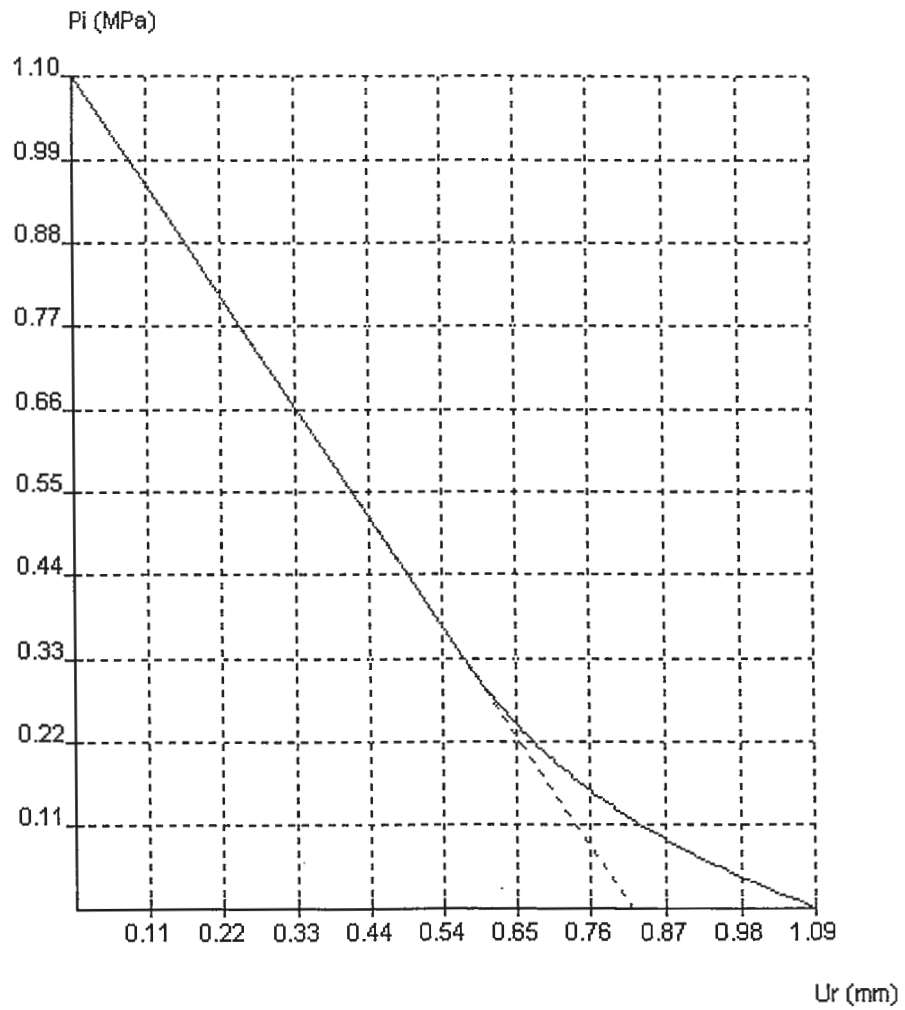


Figure 43 : La courbe convergence-confinement de la section 03

Comme nous avons déjà expliqués précédemment (section 02), on observe que la limite d'élasticité pour cette section est : $P_i = 0,33$ MPa avec un déplacement radial de l'ordre de 1,09 mm, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 21 : Résultats de calcul convergence – confinement (section 03).

Propriétés	Unités	section 03
Etat initial		
Contrainte initiale P0	MPa	1.095
Droite élastique		
Déplacement Uélas	mm	0.8222
Déplacement relatif Uélas/R	mm/m	0.1644
Courbe de convergence		
Pression limite: Pic	MPa	0.331
Déplacement: Uic	mm	0.5736
Déplacement relatif: Uic/R	mm/m	0.1147
Coef de déconfinement λ_c		0.6976
Tunnel non soutenu		
Déplacement: Uinf	mm	1.0884
Déplacement relatif: Uinf/R	mm/m	0.2177
Rayon plastique relatif: Rpinf/R		1.3285
A la pose du soutènement		
Méthode de calcul		Donnée λ_p
Pression: Pp	MPa	0.109
Déplacement: Ud	mm	0.8352
Déplacement relatif: Ud/R	mm/m	0.1670
Rayon plastique relatif: Rpp/R		1.1873
Rigidité Ks	MPa	3.800
Coefficient de déconfinement λ		0.9004
A l'équilibre		
Pression: Pe	MPa	0
Déplacement: Ue	mm	1.0879
Déplacement relatif: Ue/R	mm/m	0.2176
Rayon plastique relatif: Rpe/R		1.3282
Effort normal soutènement: Ne	N	913.05638
Contrainte normale soutènement: σ_e	MPa	0.002
Coefficient de déconfinement		0.9998

IV-3- Le logiciel PLAXIS

IV-3-1- Présentation générale

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves). Le présent manuel de référence est organisé en quatre parties correspondant à ces quatre sous-programmes, pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme, l'utilisateur est invité à s'exercer grâce aux exemples de calculs décrits dans « le Tutorial Manual ».

IV-3-2- Application pratique (tunnel de Dar el Oued)

Pour la modélisation de notre projet par PLAXIS, le logiciel introduit les paramètres suivants :

Tableau 22 : Les paramètres de modélisation utilisés par PLAXIS.

	propriétés	Section 01	Section 02	Section 03
Sols et interfaces	Modèle de comportement	Mohr- Coulomb	Mohr- Coulomb	Mohr- Coulomb
	Type de matériel	Non drainé	Non drainé	Non drainé
	γ (KN/m ³)	21,5	24	23
	E (KN/m ²)	4600000	25000000	8660000
	ν	0,3	0,3	0,3
	C (KN/m ²)	150	350	250
	ϕ°	20	40	30
	ψ°	00	10	00
	K_0	0,293	0,357	0,500
	Interface	Rigide	Rigide	Rigide
	Profondeur H (m)	12,75	77,40	43,55
soutènement	E_A (KN/m)	1295	1295	1295
	E_I (KNm ² /m)	27,0	27,0	27,0
	d (m)	0,50	0,50	0,50
	w (KN/m/m)	12,0	12,0	12,0
	ν	0,5	0,5	0,5
Dimension de l'élément	Longueur (m)	43	107,5	73,5
	Largeur (m)	40	40	40

Avec :

K_0 = coefficient de poussée de terre en repos ($K_0 = 1 - \sin \phi$).

E_A = module d'élasticité de la section.

E_I = module d'élasticité d'inertie.

d = l'épaisseur de soutènement.

w = poids unitaire de soutènement.

IV-3-3- Résultats et discussions

On utilise le programme « Input » pour faire introduire les différentes paramètres qui caractérisent chaque sections, après on utilise le programme « calcul » pour modéliser les phases de calcul, puis le programme Output nous donne l'illustration des déformations et des contraintes après les calculs, comme on peut utiliser les programme « Curves » pour tracer les courbes qui nous intéresses.

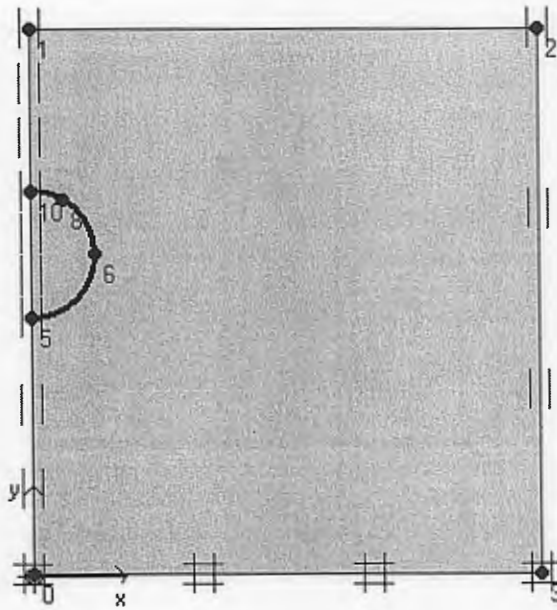


Figure 44 : Résultats du programme Input (section 01).

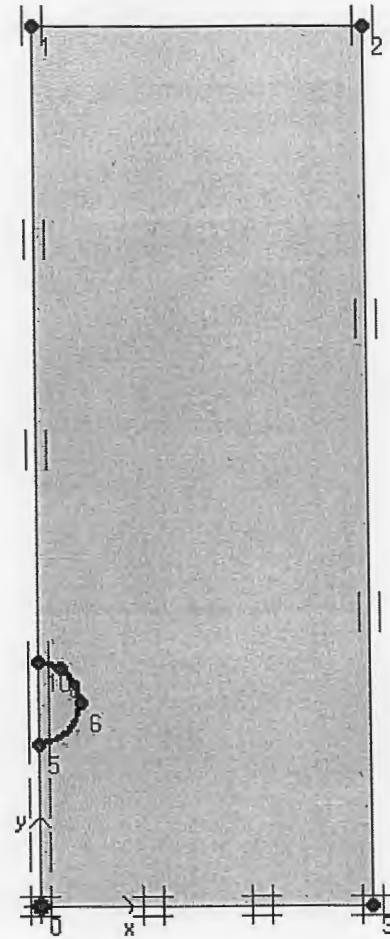


Figure 45 : Résultats du programme Input (section 02).

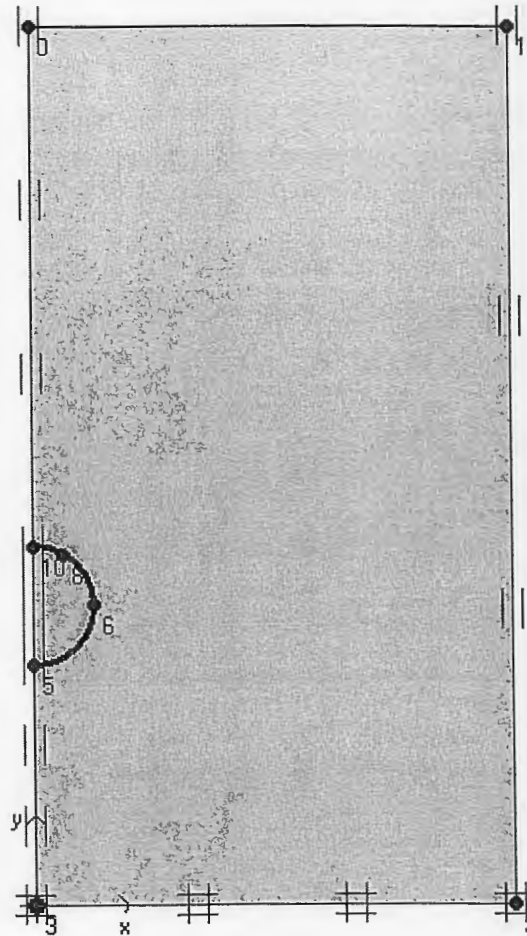


Figure 46 : Résultats du programme Input (section 03).

Ensuite, on peut voir les déformations après le creusement de la galerie dans chaque section comme suit :

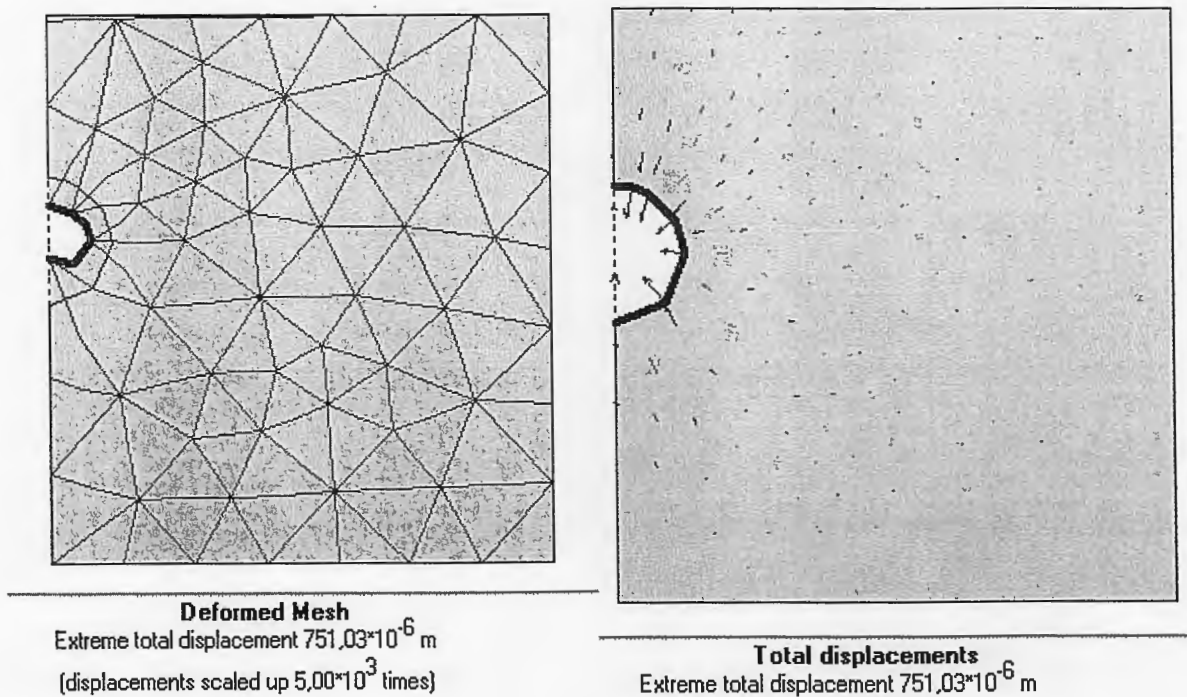


Figure 47 : Déformations après l'excavation (section 01).

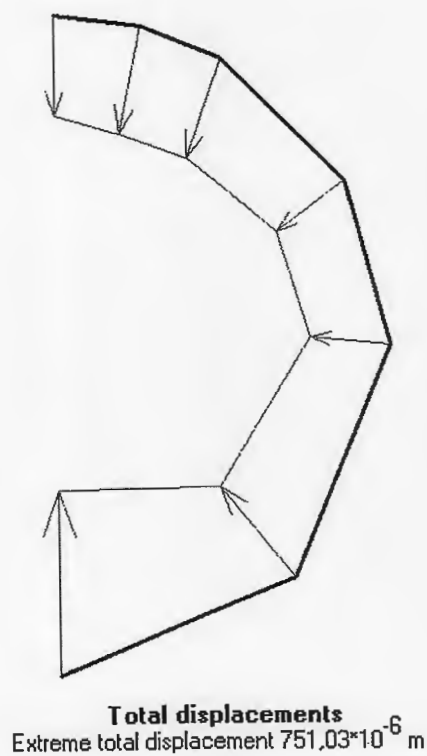
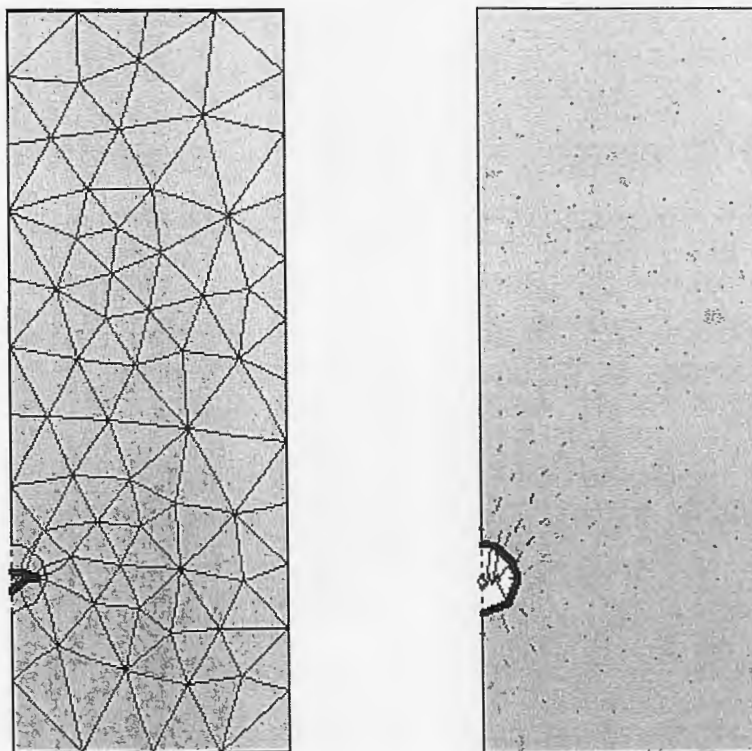


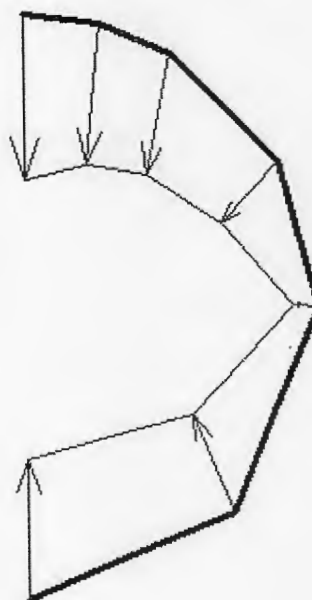
Figure 48 : Déplacements totaux au niveau de la voûte (section 01).



Deformed Mesh
 Extreme total displacement $1,38 \times 10^{-3}$ m

Total displacements
 Extreme total displacement $1,38 \times 10^{-3}$ m

Figure 49 : Déformations après l'excavation (section 02).



Total displacements
 Extreme total displacement $-1,38 \times 10^{-3}$ m

Figure 50 : Déplacements totaux au niveau de la voûte (section 02).

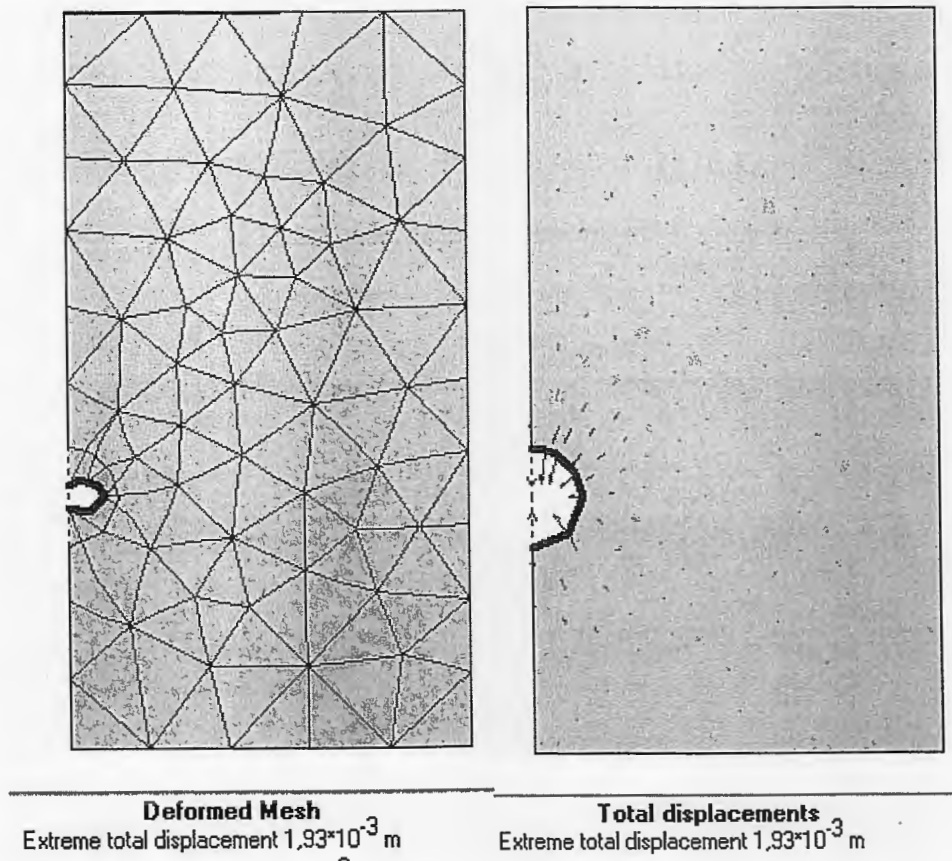


Figure 51 : Déformations après l'excavation (section 03).

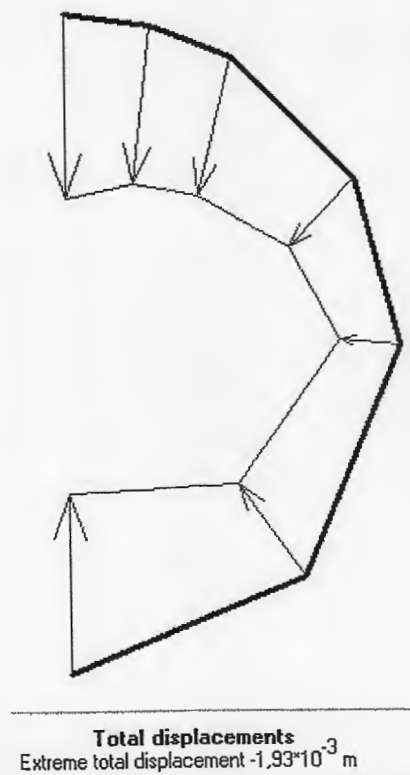


Figure 52 : Déplacement total au niveau de la voûte (section 03).

Comme on peut aussi voir la répartition des contraintes de cisaillement autour de l'excavation (zone plastique) :

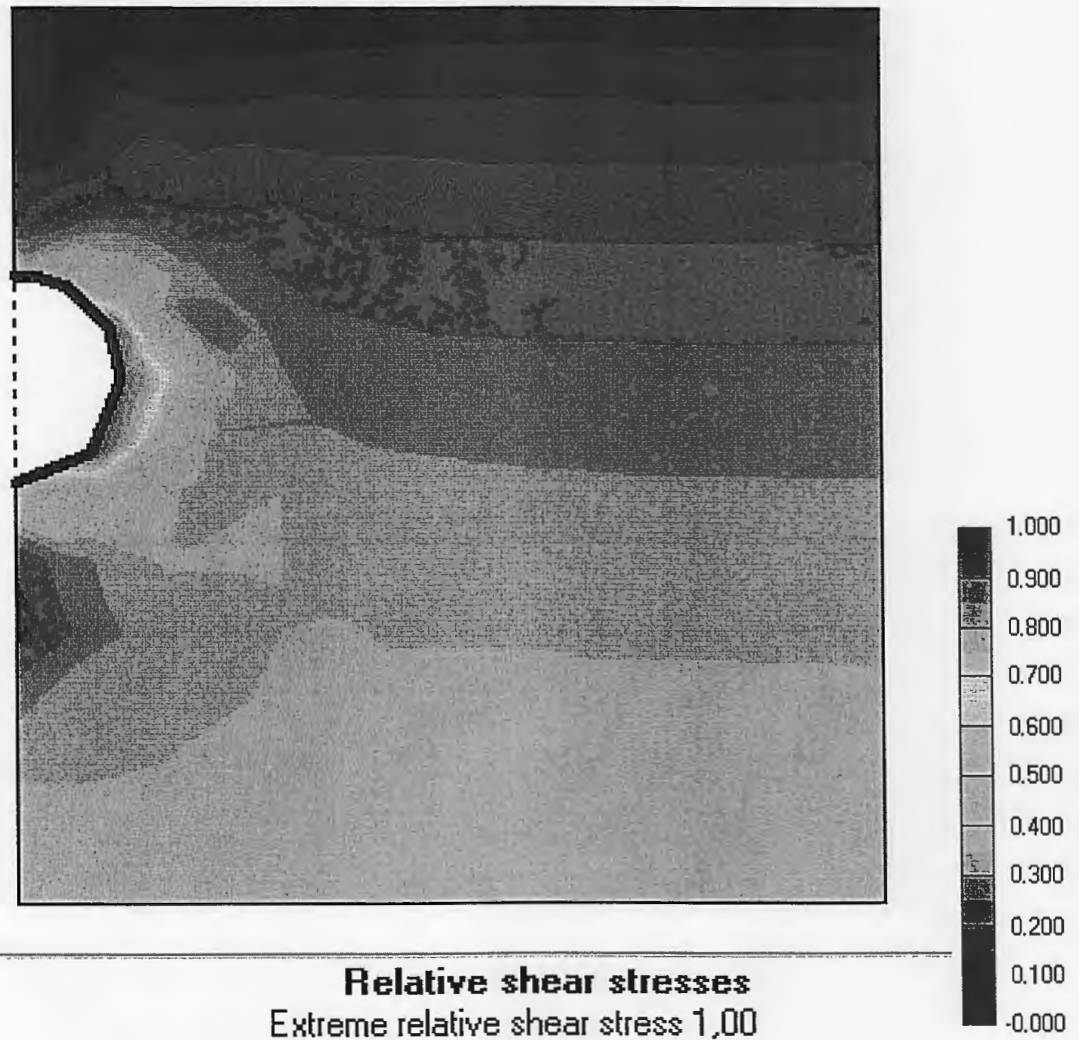


Figure 53 : Répartition des contraintes de cisaillement autour de la galerie (section 01).

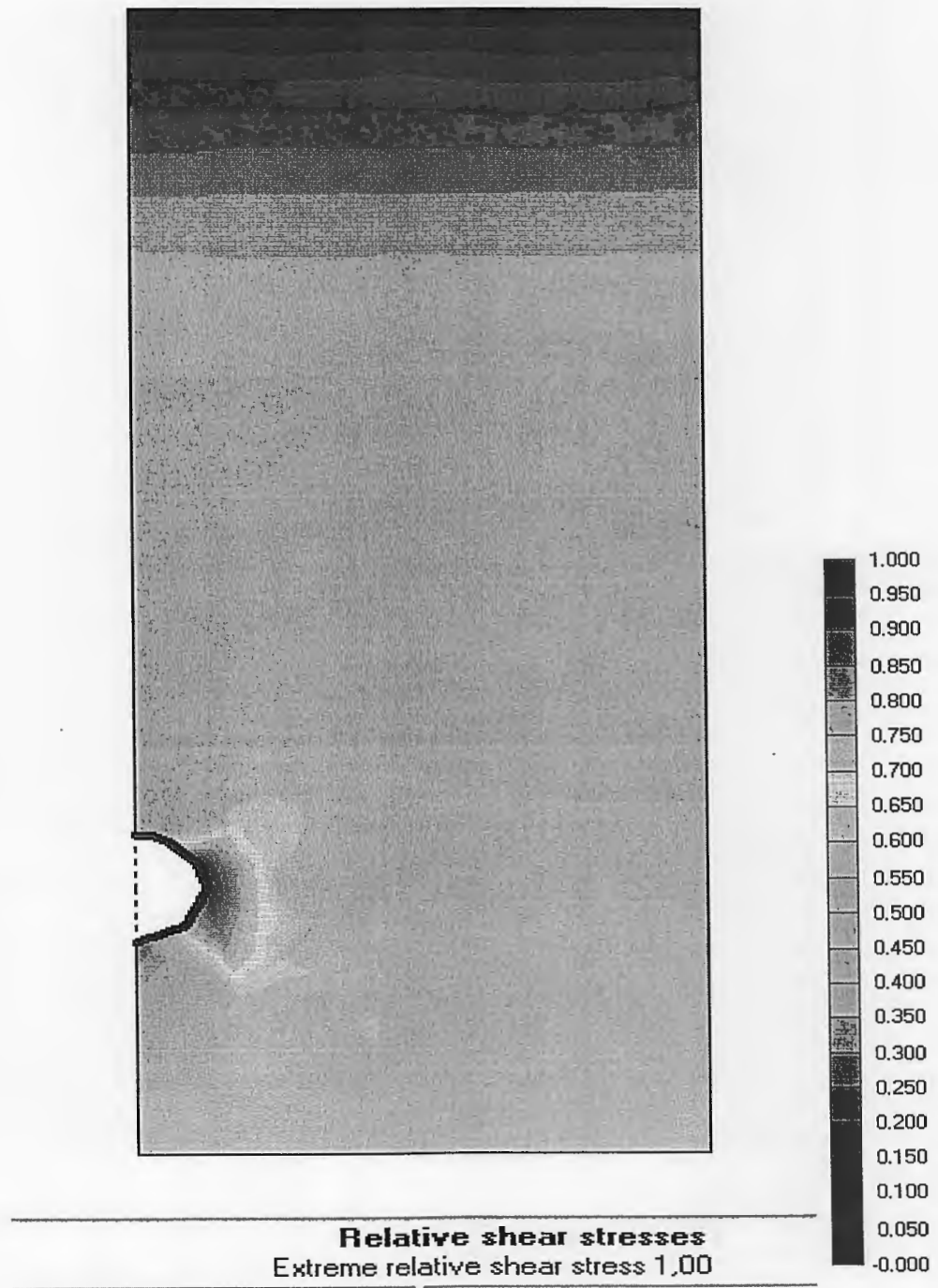


Figure 54 : Répartition des contraintes de cisaillement autour de la galerie (section 02).

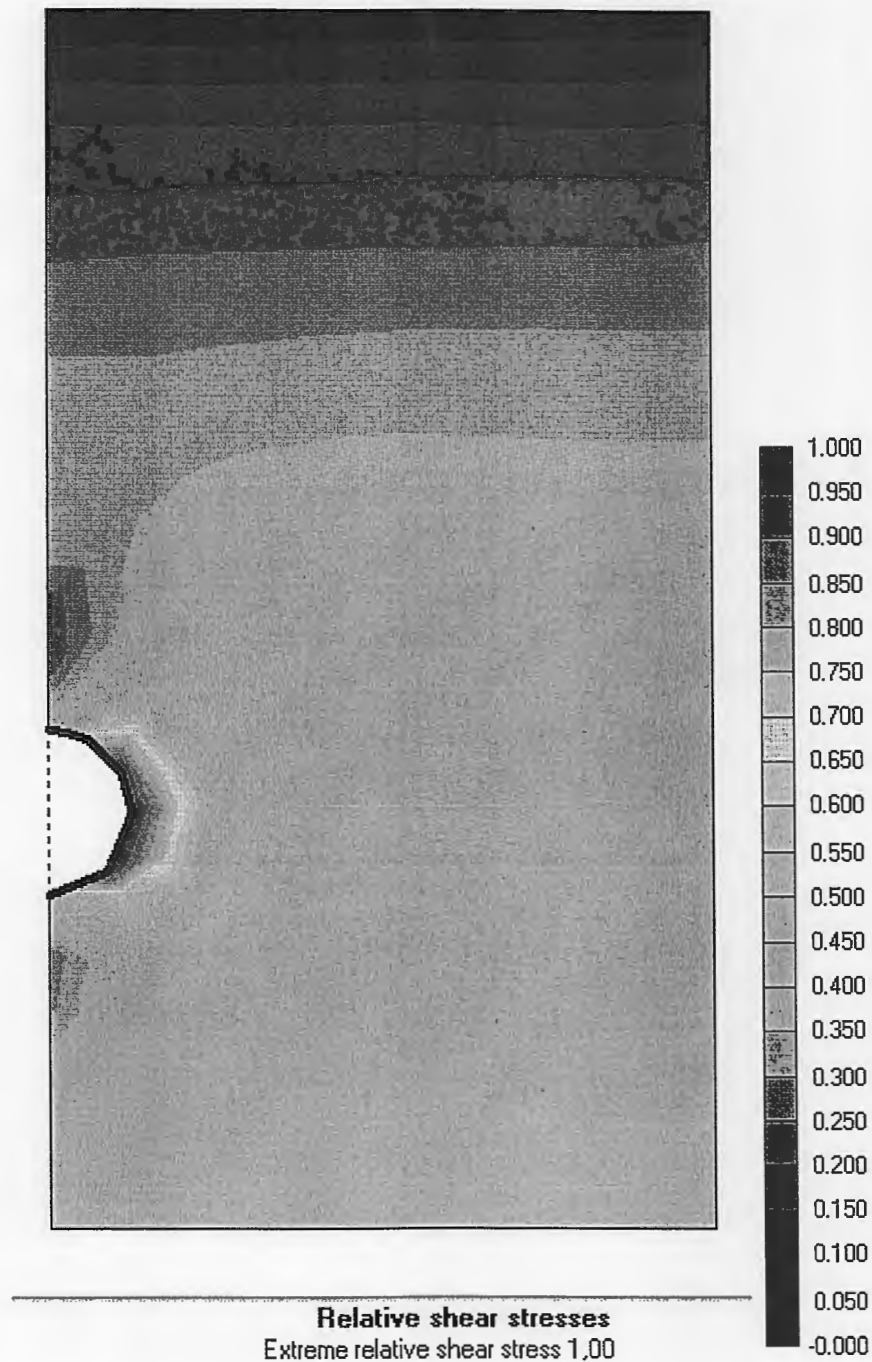


Figure 55 : Répartition des contraintes de cisaillement autour de la galerie (section 03).

On observe que la zone la plus cisailée représentée dans les figures se situe juste autour de la cavité (..), cette zone est dite « zone plastique ».

La courbe contrainte déplacement radial au point considéré en fonction des étapes de calcul est la suivante :

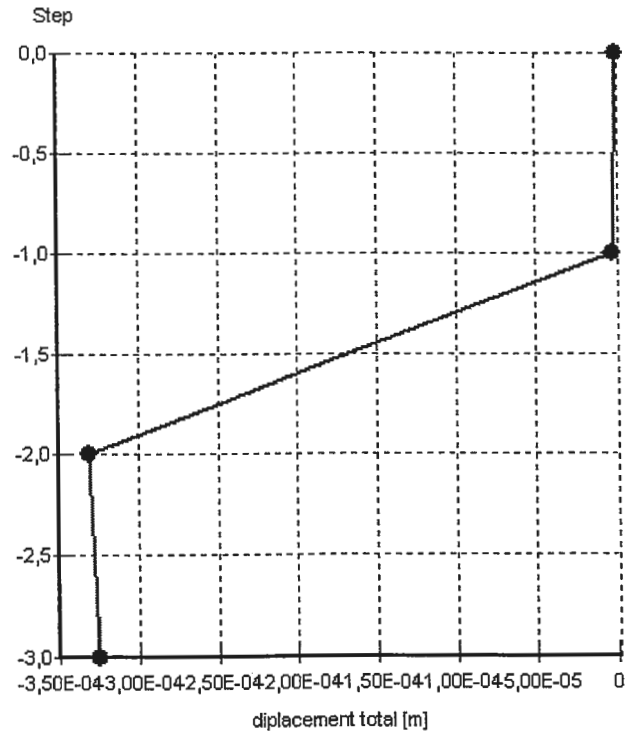


Figure 56 : Courbe de déplacement total – étape de calcul (section 01).

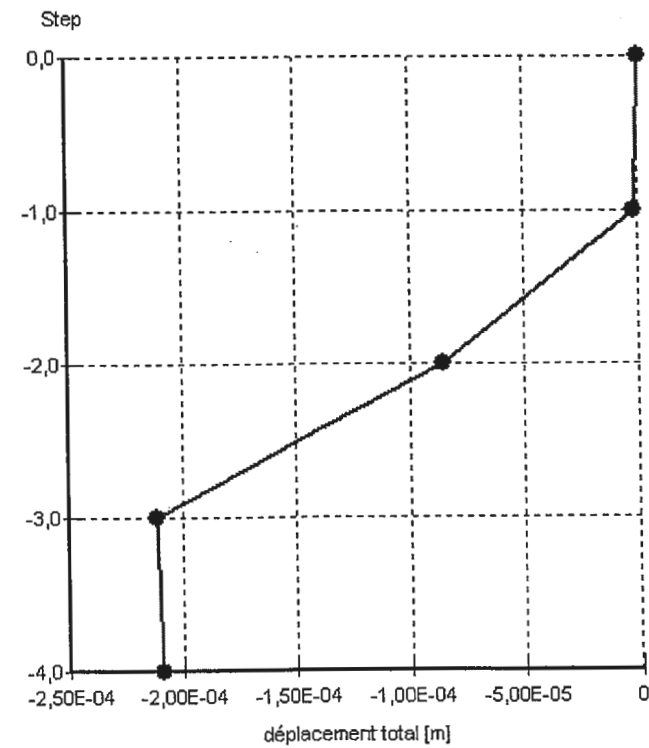


Figure 57 : Courbe de déplacement total – étape de calcul (section 02).

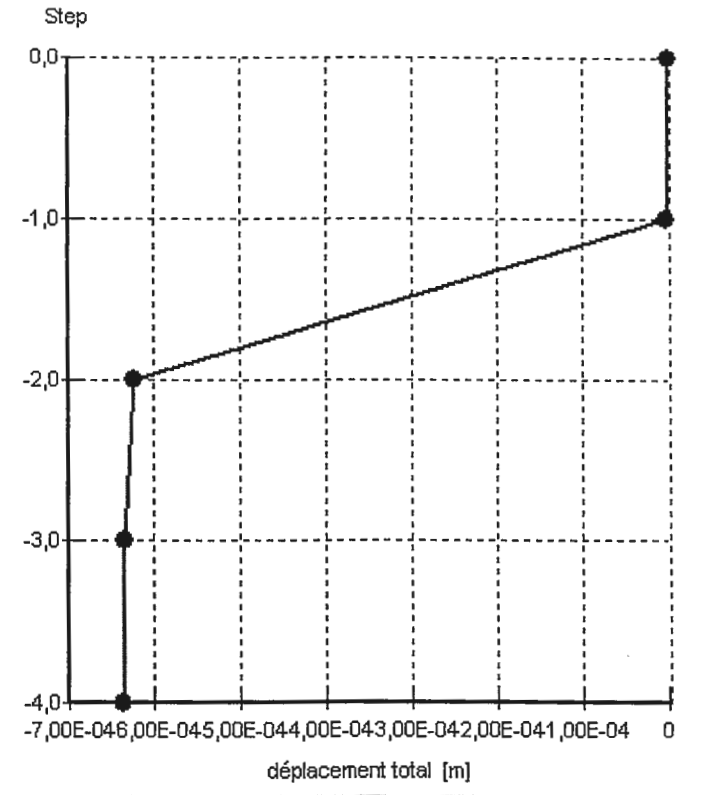


Figure 58 : Courbe de déplacement total – étape de calcul (section 03).

IV-4- Comparaison entre les deux logiciels

Les résultats (déplacement radial) pour les 3 sections sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sections	Le déplacement U_r (mm)	
	C- Tunnel	PLAXIS
Section 01	0,5600	0,75
Section 02	0,6401	1,38
Section 03	1,0884	1,93

On observe que les valeurs de déplacement obtenues par les deux logiciels sont généralement proches, les valeurs obtenues par C- Tunnel sont plus ou moins inférieures à celles obtenues par Plaxis, du fait que ce dernier utilise le module de référence issu de la loi hyperbolique

$$E_i = E_{ref} \times \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

Avec E_1 : module élastique initial ;
 E_{ref} : module élastique de référence ;
 σ_3 : pression de confinement ;
 P_a : pression de référence (pression atmosphérique où $P_a = 100 \text{ KN/m}^2$) ;
 n : paramètre expérimental

D'autre part, on peut faire une étude comparative entre les deux logiciels comme suit :

IV-4-1- PLAXIS

IV-4-1-1- Les modèles utilisés

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol :

- **Modèle élastique linéaire:** Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E , et le coefficient de Poisson.
- **Modèle de Mohr-Coulomb :** Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, n , la cohésion, c , l'angle de frottement, j , et l'angle de dilatance y .
- **Modèle pour les roches fracturées:** C'est un modèle élastoplastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement.
- **Modèle de sol avec écrouissage :**
C'est un modèle hyperbolique de type élastoplastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.
- **Modèle pour les sols mous :**
C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.
- **Modèle pour les sols mous avec fluage :**
Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.
- **Modèle défini par l'utilisateur**
Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS.

IV-4-1-2- Les types de comportement

PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol:

- **Comportement drainé :**

Avec ce comportement aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

- **Comportement non drainé :**

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles.

- **Le comportement non poreux :**

Aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures. Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linear elastic).

IV-4-2- C- Tunnel

IV-4-2-1- Critères de plasticité

Le logiciel C- Tunnel prend en compte les critères de plasticité suivante :

- **Critère de Mohr-Coulomb**

$$\sigma_1 = \lambda \sigma_3 + 2c\sqrt{\lambda}$$

Avec c : la cohésion ;
 λ : coefficient de butée = $\text{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2)$;
 φ : angle de frottement.

- **Critère de Hoek et Brown**

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2}$$

Avec σ_c : résistance à la compression uniaxiale de la matrice rocheuse ;
 m, s : constantes dépendant du type de roche, et de son degré d'altération et de fracturation.

- **Prise en compte du radoucissement**

Le logiciel permet également de prendre en compte un radoucissement du massif rocheux. Avant la rupture, on prend les valeurs de pic. Après la première manifestation de rupture, c'est à dire après le pic de contrainte, on abaisse les valeurs des constantes en prenant leur caractéristique résiduelle.

IV-4-2-2- Critères d'élasticité

D'autre part, le logiciel C- Tunnel utilise le critère d'élasticité qui est la loi de comportement de

Hook :
$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

Avec : σ : contrainte principale ;

E : module de Young ;

ε : déformation longitudinale.

Donc, PLAXIS introduit plusieurs modèles et types de comportement des différents types des sols, et exige une étude détaillée et plus précise d'un type de sol donné (on peut déterminer les résultats de calcul dans chaque point de l'élément étudié), et qui nous donne des résultats très proche de la réalité.

Par contre, C- Tunnel basé sur les lois fondamentales de la rhéologie pour déterminer l'état plastique et élastique des matériaux afin de tracer la courbe de convergence- confinement.

Finalement, après la modélisation de notre cas d'étude par ces deux logiciels (C-Tunnel et PLAXIS) il faut orienter notre choix d'application vers le logiciel le plus fiable et qui nous donne des résultats très précis du fait qu'il utilise les éléments finis de haute précision en particulier pour l'élément fini à 15 nœuds et pour la finesse du maillage la plus élevée.

IV-5- Etude paramétrique :

Pour voir l'influence des différents paramètres géotechniques sur le comportement et la stabilité du tunnel on utilise une section (soit la section2).en variant le paramètre considéré et laissant tour à tour les autres paramètres fixes.

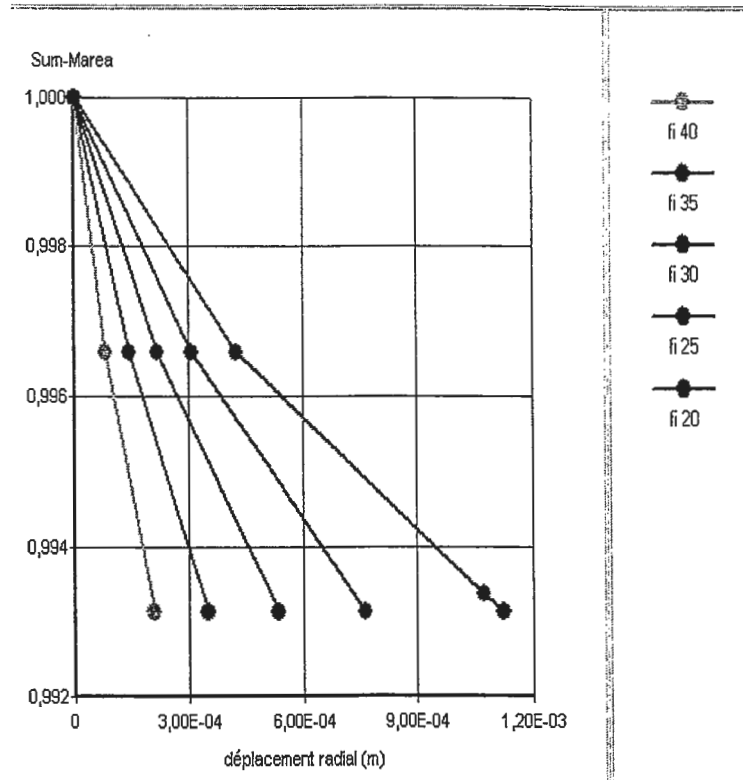


Figure 59 : Variation de déplacement radial en fonction de l’angle de frottement.

On remarque que le paramètre de cisaillement ϕ est déterminant dans toute simulation ou modélisation. une variation de ϕ de 20° entraîne une augmentation du déplacement radial de 4 fois d’où l’importance du choix de ce paramètre.

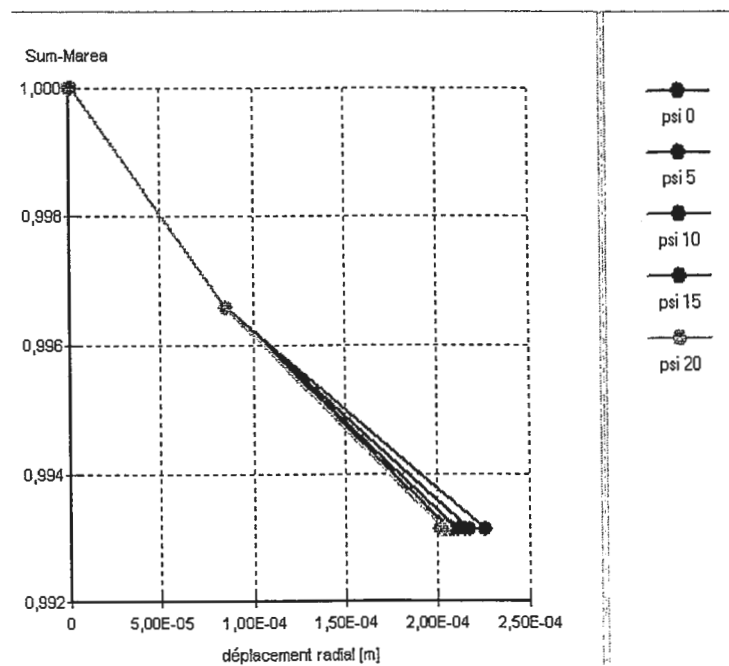


Figure 60 : Variation de déplacement radial en fonction de l’angle de dilataance.

On remarque que l’angle de dilataance n’intervient qu’après un certain seuil de déformation, et son influence est minime.

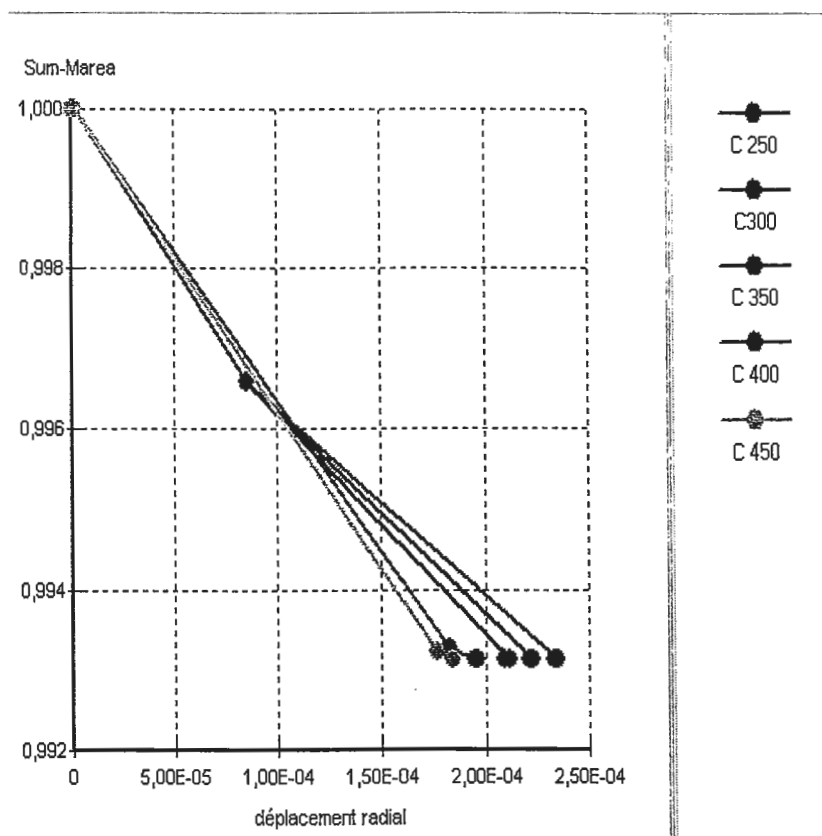


Figure 61 : Variation du déplacement radial en fonction de la cohésion.

On remarque que pour le domaine des petites perturbations ou petites déformations la cohésion n'a pas d'influence significative. Au-delà d'un seuil de déplacement, il y a mobilisation de la cohésion et cette influence est relativement faible.

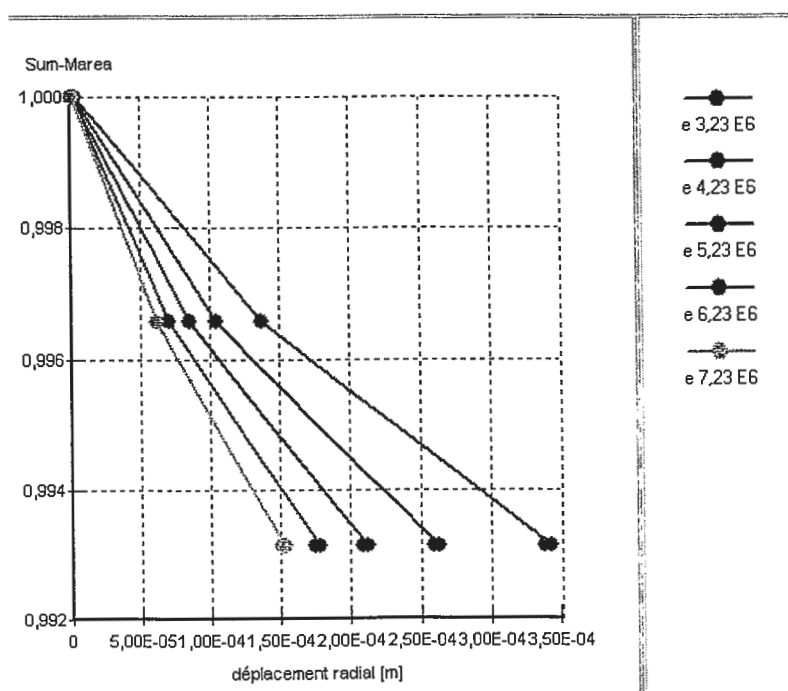


Figure 62 : Variation du déplacement radial en fonction de module de référence.

Comme c'est prévu à l'avance le module de Young a une influence capitale sur le comportement du sol et des ouvrages, donc il faut qu'il soit choisi avec le maximum de précaution. Son influence apparaît dès les premières déformations.

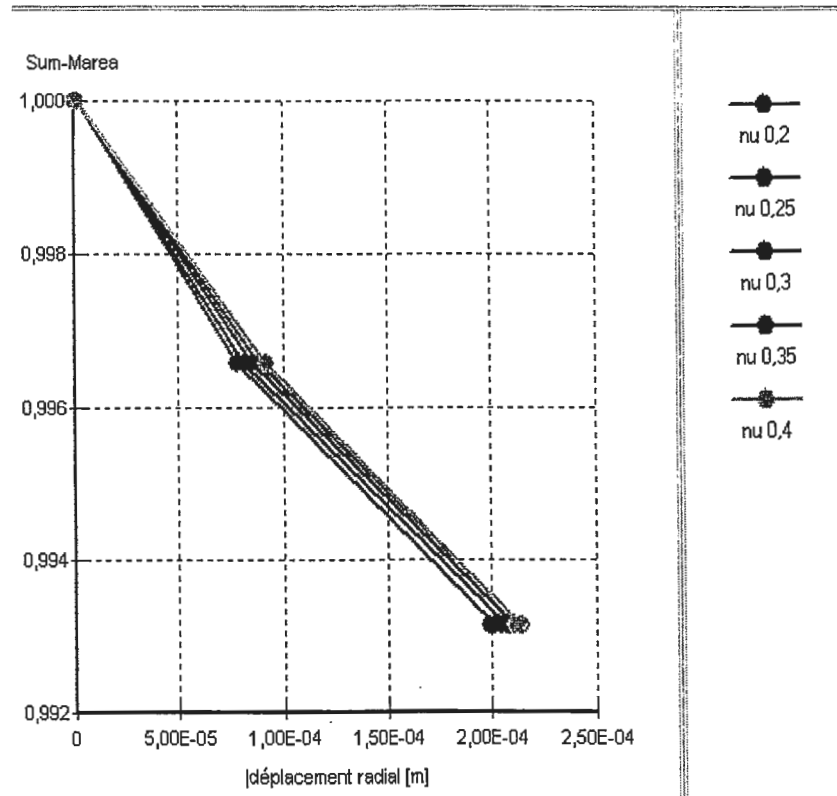


Figure 63 : Variation du déplacement radial en fonction de coefficient de poisson.

Le coefficient de Poisson n'a pas d'influence significative. d'ailleurs en terme de modélisation on fixe le coefficient de Poisson égal à 0,3 à pour les sables et les roches et 0,2 pour les argiles et les limons.

Conclusion

Conclusion

Le tunnel de Dar El Oued a été réalisé dans une région caractérisée par une géologie complexe et qui possède une hétérogénéité de fracturation.

Le site présente les faciès suivants :

- Calcaire dolomitique non remanié ;
- Calcaire dolomitique fracturé ;
- Calcaire marneux stratifié à intercalations des marnes calcaires schisteuses.

Suivant la nature lithologique, nous avons subdivisés le tracé du tunnel en trois sections types, et après l'analyse des données, nous avons choisi le type de soutènement qui doit être apporté pour chaque section comme suit :

➤ Section 01 : calcaires marneux stratifiés intercalés par des marnes calcaires schisteuses

- $25 < \text{RMR} < 48$
- Classe de roche : IV (mauvaise)
- 10 heures pour 2,5 m de portée.

D'après Z. Bieniawski le type de soutènement pour cette section et le suivant :

- Boulon d'ancrage :
Espaceur : 0,5 – 1 m ;

Complément : Treillis soudé + 30-35mm de béton projeté en voûte et en Piédroits.

- Béton projeté :
Voûte : 150 mm
Piédroits : 100 mm
- Cintres métalliques
Type : cintre moyen + 50 mm de béton projeté
Espaceur : 0,7 – 1,5 m.

➤ Section 02 : calcaires dolomitiques non remaniés

- $55 < \text{RMR} < 70$
- Classe de roche : II (bonne)
- 6 mois pour 8 m de portée.

D'après Z. Bieniawski le type de soutènement pour cette section et le suivant :

- Boulon d'ancrage :
Espaceur : 1,5 – 2 m
Complément : occasionnellement treillis soudé en voûte.

- Béton projeté :
En voûte : 50 mm.

➤ Section 03 : calcaires dolomitiques fracturés

- $40 < \text{RMR} < 55$
- Classe de roche : III (médiocre)
- 1 semaine pour 5 m de portée.

D'après Z. Bieniawski le type de soutènement pour cette section et le suivant :

- Boulon d'ancrage :
Espaceement : 1 – 1,5 m ;
Complément : Treillis soudé +30mm de béton projeté en voute si nécessaire
- Béton projeté :
Voute : 100 mm Piédroits : 50 mm
- Cintres métalliques
Type : Cintres légers
Espaceement : 1,5 – 2 m.

Nous avons fait la modélisation de chaque section type du tunnel par deux logiciels qui sont :

C- Tunnel et Plaxis, pour déterminer les valeurs de déplacement radial au cours du creusement.

Sections	Le déplacement U_r (mm)	
	C- Tunnel	PLAXIS
Section 01	0,5600	0,75
Section 02	0,6401	1,38
Section 03	1,0884	1,93

On peut dire qu'il faut se baser sur les résultats obtenus par Plaxis, car ces résultats sont très précis par le nombre de paramètres géotechniques et les modèles utilisés par le logiciel.

Ce travail nous a été très bénéfique sur plusieurs plans. Il nous a permis de consolider nos connaissances théoriques acquises le long de notre cursus universitaire et de les mettre en exercice, en particulier en géologie, mécanique des roches et géotechnique, pour pouvoir affronter une des techniques plus complexe et plus riche qui est la conception et l'étude des tunnels. On a eu le privilège d'utiliser les outils informatiques et les logiciels les plus performants à savoir C-Tunnel et Plaxis, incontournables pour réaliser un travail de qualité dans les meilleures conditions et avec un temps record et une économie satisfaisante. On a pu acquérir les premières notions de modélisation des sols et des ouvrages et connaître les modèles de comportement ainsi que les critères de rupture des sols les mieux adaptés aux différents types de matériaux. on a vu aussi l'importance du choix judicieux des caractéristiques physiques et géotechniques les plus représentatifs pour minimiser au maximum les erreurs et éviter le risques de dommage aux ouvrages et aux sols de fondation. On recommande au futurs étudiants d'affronter ce genre de thème car il est très riche et très intéressant.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFTES [1981b] – Recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie – Tunnel et ouvrages souterrains spécial, avril 1981.
- AFTES [1987] – stabilité des tunnels par la méthode de convergence- confinement – Journée d'étude Paris, 26 Oct. 1978.
- ARNOULD R. [1990] – Géologie, stabilité et exécution de deux tunnels autoroutiers en site urbain – Revue Française de Géotechnique.
- BOUILLIN J.P [1977] – Géologie alpine de la petite Kabylie dans la région Collo et d'el- Milia. Thèse de doctorat. Paris.
- BOULLIN J.P. et RAOULT J.F [1971] – Présence sur le socle kabyle du constantinois d'un olistostrome lié au charriage des flychs. Le numidien peut-il être un néo-autochtone ? C.R.SOC. Géol.Fr ; Fasc.2, p117.
- BOUVARD A., COLOMBET G., ESTEULLE F. [1988] – Ouvrages souterrains – Conception – Réalisation – Entretien – Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- BOUVARD A., COLOMBET G., ESTEULLE F. [1992] – Ouvrages souterrains – Conception – Réalisation – Entretien.
- Didacticiel sur les tunnels – Méthodes de dimensionnement.
- DURAND DELGA, M [1969] – Mise en point sur la structure du NE de la Berbérie.Bull.Serv.Géol.Algérie.nouv.sér.n° 39.
- GESTA P - Techniques de l'Ingénieur : Travaux souterrains - C 5 565 – 1.
- GESTA P - Techniques de l'Ingénieur : Tunneliers.
- ILLAS.C., Etude géologique et géotechnique du tunnel de Dar El Oued (Grottes Merveilleuses) wilaya de Jijel – Mémoire de magistère - Université de jijel, 2008.
- KIEKEN M [1962] – Esquisse tectonique de l'Algérie (l'Algérie du nord). Exposé sur les connaissances actuelles de la structure de l'Algérie et présentation d'une tectonique, Bull.ser.carte géol. Algérie (nouvelle série), n° 31.
- LATOUR F., DEKEYSER M., ARNOULD R. [1990] –Réalisation de deux tunnels autoroutiers en terrains miniers à Liège (Belgique) – Tunnels et ouvrages souterrains.
- OBERT D [1981] – Etude géologique des badors orientaux (domaine tellien, Algérie). Thèse de doctorat d'état és sciences naturelles. Université pierre et marie curie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

PANET M. [1976] – Analyse de la stabilité d'un tunnel creusé dans un massif rocheux en tenant compte du comportement – Rock Mechanics, vol.8.

PANET M., GAUDIN B. [1976] – la mécanique des roches appliquée aux ouvrages de Génie Civil – Annales de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

RAOULT J.F [1969] – Relation entre la dorsale kabyle et les flysch sur la transversale de Dj. Ghédir, phases tangentiels Eocène, Paléogéographie (Nord constantinois, Algérie).Bull.Soc.fr, Paris.

RAOULT J.F [1974] – Géologie du centre de la chaîne numidique (Nord constantinois, Algérie). Thèse .Sc.Paris.Mem.Soc.Géol.Fr.ns. L IIII, Mem. n° 21. Paris.

RAOULT J.F [1975] – Evolution paléogéographie et structural de la chaîne alpine entre le golf de Skikda et Constantine (Algérie orientale).Bull.Soc.Géol.Fr, XVII Paris.

VILLA J.M [1980] – La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens. Thèse sc.nat ; 663P ; 199 fig ; 40 pl. Paris.



