







# DEDICACE

*Nous dédions ce modeste travail :*

*A nos parents*

*A nos frères*

*A nos familles*

*A nos amis, nos collègues, nos amis proches et à nos toute personne  
ayant aidées pour finir ce travail.*

*Ibrahim*

*Aimene*

## **Remerciement**

*Nous remercierons en premier lieu Allah qui nous a donné le courage et la volonté à fin de poursuivre des études.*

*Nous remercierons nos parents, qui se sont sacrifiés pour notre bien, nos familles qui nous a soutenu et encouragé à reprendre les études.*

*Nous exprimerons également notre reconnaissance à Monsieur S.Ahmed, et ses collègues, qui nous ont fourni toutes les données pour le tunnel cadre Ain Naadja et à tous les personnes qui nous ont fait l'honneur de bien vouloir guider nos pas tout au long de ce travail. Ses conseils, ses encouragements.*

*Nous tiens à exprimer nos profond respect et notre reconnaissance à Monsieur S.Yahyaoui, l'encadreur de notre thèse, qui a encouragé, soutenu et orienté la réalisation de ce travail, le président M. Aguid et le membre de juré R.Akhal d'avoir accepté d'examiner cette thèse.*

*Enfin nous saluons tous nos collègues de construction des mines et nos amis proches.*

**الموضوع :** دور المناهج التحليلية و العددية على الاختيار المناسب لنوع الدعم (حالة مترو الجزائر - قسم عين نعجة)  
يمكن للأعمال تحت الأرض إن تحدث تشوهات في الأراضي المحيطة بالأنفاق و في الحالات القصوى قد تحدث أضرارا كبيرة لهيكل النفق البنيوي.  
تدرس هذه المذكرة دور المناهج التحليلية و العددية على الاختيار المناسب لنوع الدعم بالطريقة النمساوية الجديدة للقطعة (ن.ك.1+581.4 و ن.ك.1+663.2) الخاصة بنفق عين نعجة(ميترو الجزائر).  
المناهج التحليلية المتمثلة في طريقة التقارب و الحصر سمح بالاختيار الابتدائي للدعم من خلال خصائص الأراضي المحفورة.  
المناهج العددية المتمثلة في طريقة العناصر المحددة المستخدمة من طرف برنامج الحساب PLAXIS 2D ساعدت على الاختيار النهائي للدعم الخاص بالقطعة المدروسة.  
إن تحليل النتائج المستخلصة عن طريق التقريبات التحليلية و العددية و خاصة النتائج المستخلصة من خلال برنامج PLAXIS 2D تمكنا أخيرا من اختيار الدعم (ST1) للقطعة المدروسة.  
**الكلمات المفتاحية .** نفق ، مترو ، التقارب و الحصر ، الطريقة النمساوية الجديدة.

## Abstract:

**Subject:** Choice and rationalization of support by analytical and numerical approaches (case of the Algiers metro - section Ain Naadja)

Underground work can cause deformation in the surrounding land and in the tunnel seine itself.

This thesis investigated the influence of analytical and numerical approaches on the rational choice of retaining by new Austrian method of section PK 1 + 581.4 and 1 + 663.2 tunnel framework to Ain Naadja.

The analytical approaches represented by Convergence Convergence method allowed the primary choice of retaining from excavated terrain features.

The numerical approaches represented by the finite element method used by the 2D PLAXIS calculation code helped to make the definitive selection of support for the section studied.

The analysis of the results obtained by the analytical and numerical approaches and especially the analysis of the results obtained by the modeling of the 2D plaxis one finally has to choose the support (ST1) for the studied section.

**Keywords.** Metro, tunnel, convergence - containment, the new Austrian method.

## Résumé :

**Sujet :** Choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique (cas du métro d'Alger – tronçon Ain Naadja)

Les travaux souterraine peuvent engendrer des déformations dans les terrains encaissantes et au seine de tunnel lui-même.

Cette thèse étudié l'influence des approches analytique et numérique sur le choix rationnel de soutènement par nouvelle méthode autrichienne de la section PK 1+581.4 et 1+663.2 de tunnel cadre à Ain Naadja(métro d'Alger).

Les approches analytique représenté par la méthode de convergence -confinement a permis le choix primaire de soutènement à partir de caractéristiques des terrains excavé.

Les approches numériques représenté par la méthode des éléments finis utilisé par le code de calcul PLAXIS 2D a aidé de faire le choix définitif de soutènement pour la section étudiée.

L'analyse des résultats obtenue par les approches analytique et numérique et surtout l'analyse des résultats obtenues par la modélisation du plaxis 2D on a enfin choisir le soutènement (ST1) pour la section étudié.

**Mots clés.** Metro, tunnel, convergence – confinement, la nouvelle méthode autrichienne.

# TABLE DES MATIERES

## Liste des Tableaux

## Liste des Figures

## Notations et Abréviations

<b>Introduction générale.....</b>	<b>15</b>
<b>Chapitre I : introduction aux techniques des tunnels .....</b>	<b>18</b>
I.1.Introduction.....	18
I.2.Définition de tunnel.....	18
I.3.Technique de construction des ouvrages souterrains.....	18
<b>I. 4 Mode de creusement de tunnels .....</b>	<b>19</b>
I.4.1 Creusement en plein section .....	19
I.4.2 Creusement en demi – section supérieure .....	20
I.4.3 Creusement en sections divisées .....	21
I.5 Méthode de creusement .....	22
I.5.1 Creusement à l'explosif .....	22
I.5.2 Creusement mécanique .....	23
<b>Chapitre II : Systèmes de Soutènement .....</b>	<b>27</b>
II.1 Soutènement Permanent.....	27
II.2 Systèmes De Soutènement Provisoire.....	27
II.2.1 modes de soutènement Provisoire:.....	27
II.3 Les Principaux types de soutènement .....	29
II.3.1 Le Soutènement par boulons d'ancrage .....	29
II.3.1.1 Boulons à ancrage ponctuel .....	29
II.3.1.2 Boulons à ancrage réparti .....	29
II.3.1.3 Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain .....	30
II.3.2 Soutènement par cintres.....	31
II.3.2.1 Le rôle des cintres.....	31
II.3.2.2 Types de cintres.....	31
II.3.3 Soutènement par blindage .....	32
II.3.4 Soutènement par enfilage .....	32
II.3.5 Soutènement en béton .....	33

II .3.5.1 Béton projeté .....	33
II .3.6 Bouclier et voussoirs préfabriqués .....	34
II .4 Soutènement Par La Nouvelle Méthode Autrichienne .....	35
II .5 Critères de choix de soutènement .....	36
II .6 Théorie de soutènement et de revêtement .....	37
II .7 Les voûtes parapluies.....	37
III .8 Conclusion .....	38
<b>Chapitre III : Généralité sur la Méthodes des Eléments Finis et Logiciel Plaxis.....</b>	<b>40</b>
III .1. Introduction .....	40
III .1.1. L’objectif de la méthode des éléments finis .....	41
III .1.2. Domaines d'application de la MEF.....	41
III .1.3. Concepts de base .....	41
III .1.4. L’utilisation de la MEF .....	42
III .2. Présentation du logiciel Plaxis .....	42
III .2.1. Le logiciel PLAXIS .....	42
III .2.2. Les sous programmes de PLAXIS .....	42
III .2.3. Le code PLAXIS 2D Tunnel .....	43
III .2.4. Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis .....	43
III .2.4.1. Modèle élastique linéaire.....	43
III .2.4.2. Modèle de Mohr–Coulomb .....	44
III .2.4.3. Modèle pour les roches fracturées .....	46
III .2.4.4. Modèle de sol avec écoulement .....	46
IV .2.4.5. Modèle pour les sols mous(Soft Soil Model. S.S.M).....	48
III .2.4.6. Modèle pour les sols mous avec effet du temps :(Soft Soil Creep Model. S.S.C.M).....	49
III .3. Conclusion.....	<b>49</b>
<b>Chapitre IV : cadre géologique du projet .....</b>	<b>51</b>
IV.1.Introduction.....	51
IV.2.Description générale du tunnel cadre .....	51
IV.3.Conditions géologiques et géotechniques.....	51
IV.3.1 Moyens de reconnaissance géologique .....	51
IV.3.2 Etudes Géologiques.....	52

IV.3.3Géologie du site .....	52
IV.3.4 Risques géologiques .....	54
IV.3.4.1 Conditions Sismique .....	54
IV.3.4.2 Conditions tectoniques.....	56
IV.4 Les conditions hydrogéologiques.....	56
IV.5 Les conditions géotechniques.....	57
IV.5.1 Moyens de reconnaissances géotechniques.....	57
IV.5.1.1 Essais in situ.....	57
IV.5.1.2 Essais de laboratoire.....	47
IV.6 Conclusion.....	58
<b>Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja .....</b>	<b>60</b>
V.1Introduction.....	60
V.2. Géométrie de tunnel.....	60
V.3Approches Analytique .....	61
V.3.1. Méthode de convergence – confinement .....	61
V.3.1.1.Définition de la méthode convergence confinement .....	62
V.3.1.2. Principes du calcul .....	64
V.3.2. Application De La Méthode Convergence –Confinement.....	67
V.3.3 Conclusion.....	76
V.4.Approches numérique .....	76
V.4.1.Définition du cadre de soutènement .....	76
V.4.2.Modèle géométrique pour PLAXIS .....	77
V.4.3.Modèle de calcul .....	78
V.4.4 caractéristiques du terrain .....	78
V.4.5 Caractéristiques du soutènement provisoire .....	79
V.4.6 Illustration des données input .....	82
V.4.7 Discussions et interprétation des résultats .....	104
V.5.Conclusion.....	106
<b>Chapitre VI : hygiène et sécurité des travaux souterrains.....</b>	<b>108</b>
VI.1.Introduction.....	108

VI.2 Les risques liés au creusement des tunnels .....	108
VI.2.1 L'aérage.....	109
VI.2.2 Lutte contre les poussières.....	110
VI.2.3 Lutte contre les gaz.....	110
VI.2.4 Le bruit.....	110
VI.2.5 Risque des Vibrations .....	111
VI.2.6 Les risques d'incendies et d'explosions.....	112
VI.2.7 Eclairage de travail.....	112
VI.3 Conclusion.....	112
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>114</b>
<b>Annexes.....</b>	<b>116</b>
<b>Références Bibliographiques.....</b>	<b>121</b>

## **Liste des Tableaux :**

**Tableau IV.1 :** Les Zones Sismique du Territoire National

**Tableau IV.2** Les valeurs du coefficient d'accélération de la Zone "A"

**Tableau V.1:** caractéristique du terrain excavé

**Tableau V.2 :** Classification des roches.

**Tableau V.3 :** Les valeurs de la courbe de convergence.

**Tableau.V.4 :** Paramètres géotechniques du terrain du tunnel cadre à Ain Naadja

**TableauV.5.**caractéristiques de cintre HEB 140

**TableauV.6.**caractéristiques de cintre HEB 160

**TableauV.7.**caractéristiques de cintre HEB 180

**Tableau.V.8.**caractéristiques de béton projeté

**Tableau.V.9.**caractéristiques des boulons d'ancrage

**TableauV.10.**illustration des donnés de calculs (ST1)

**Tableau.V.11.**illustration des donnés de calculs(ST2)

**Tableau.V.12.**illustration des donnés de calculs(ST3)

**Tableau. V.13.**comparaison des résultats de calcul

**Tableau V.14:** Le prix des cintres métalliques

**Tableaux VI.1 :** Les Risques et les Préventions de le bruit

## Liste des Figures :

**Figure I.1** : méthode de creusement à plein section

**Figure I.2** : Creusement en demi – section supérieure et inférieure

**Figure I.3**: méthode de creusement en demi – section supérieure

**Figure I.4** : Creusement en sections divisées

**Figure I.5** : Schéma représentatif des principales étapes du creusement à l'explosif.

**Figure I.6**: Machine à attaque ponctuelle

**Figure I.7** : Représentation du tunnelier.

**Figure II.1**: Systèmes De Soutènement Provisoire

**Figure II.2** : Boulon à ancrage ponctuel

**Figure II.3** : Boulonnage à ancrage réparti à la résine.

**Figure II.4**: boulons à ancrage ponctuel et à ancrage réparti

**Figure II.5** Soutènement par cintres

**Figure II.6** Les cintres utilisés

**Figure II.7**: Type des soutènements avec cintres par blindage

**Figure II.8**: Type des soutènements avec cintres par enfilage

**Figure II.9**: Procédé par voie sèche

**Figure II.10**: Procédé par voie humide

**Figure II.11**: Voussoirs préfabriqués en béton armé.

**Figure II.12**: soutènement par NATM

**Figure II. 13**: Méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains

**Figure II.14**: Voûtes parapluies

**Figure III.1** Exemple d'un maillage.

**Figure III .2**. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire, (Logiciel Plaxis 8.2).

**Figure III.3**. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

**Figure III.4**. Définition du module à 50% de la rupture.

**Figure III.5** : Représentation du Hardening Soil Model.

**Figure.IV.1** : coupe longitudinal de tunnel cadre

**Figure IV.2**: Carte Géologique de la région d'Alger

**Figure IV.3** : Carte du Zonage Sismique du Territoire National

**Figure.V.1** : géométrie du tunnel cadre

**Figure V.2** : Notion de pression fictive et le taux de déconfinement autour du front de taille

**Figure V.3** : Courbe de convergence

**Figure V.4** : Courbe de confinement

**Figure V.5** : courbe convergence confinement

**Figure V.6**: courbe caractéristique du terrain

**Figure V.7**: Courbe de confinement

**Figure V.8** : Courbe d'équilibre final de convergence – Confinement.

**Figure.V.9.** illustration du soutènement

**Figure. V.10.**propriété géométriques du tunnel pour PLAXIS

**Figure.V.11.** illustration des données géométriques pour plaxis

**Figure.V.12.**boulons d'ancrage

**Figure V.13**: Déplacement en phase 01 d'excavation de la calotte( ST1)

**Figure V.14**: Déplacement en phase02 d'excavation calotte+stross (ST1)

**Figure V.15**: Déplacement en phase 03 calotte+stross+radier (ST1)

**Figure V.16**: Déplacement en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST1)

**Figure V.17**: Les charges totales en phase 01d'excavation de la calotte (ST1)

**Figure V.18**: Les charges totales en phase02 excavation calotte+stross (ST1)

**Figure V.19**: Les charges totales en phase 03calott+stross+radier (ST1)

**Figure V.20**: Les charges totales en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST1)

**Figure V.21** :.graphe de déplacement par rapport à la phase de creusement(ST1)

**Figure.V.22.**illustration de résultat de calcul de coefficient de sécurité pour (ST1)

**Figure V.23**: Déplacement en phase 01excavation de la calotte (ST2)

**Figure V.24**: Déplacement en phase02 d'excavation calotte+stross (ST2)

**Figure V.25**: Déplacement en phase 03 calotte+stross+radier (ST2)

**Figure V.26**: Déplacement en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST2)

**Figure V.27**: Les charges totales en phase 01d'excavation de la calotte (ST2)

**Figure V.28**: Les charges totales en phase02 excavation calotte+stross (ST2)

**Figure V.29:** Les charges totales en phase 03calott+stross+radier (ST2)

**Figure V.30:** Les charges totales en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST2)

**Figure V.31 :** graphe de déplacement par rapport à la phase de creusement(ST2)

**Figure.V.32.**illustration de résultat de calcul de coefficient de sécurité pour (ST2)

**Figure V.33:** Déplacement en phase 01excavation de la calotte (ST3)

**Figure V.34:** Déplacement en phase02 d'excavation calotte+stross (ST3)

**Figure V.35:** Déplacement en phase 03 calotte+stross+radier (ST3)

**Figure V.36:** Déplacement en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST3)

**Figure V.37:** Les charges totales en phase 01d'excavation de la calotte (ST3)

**Figure V.38:** Les charges totales en phase02 excavation calotte+stross (ST3)

**Figure V.39:** Les charges totales en phase 03calott+stross+radier (ST3)

**Figure V.40:** Les charges totales en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST3)

**Figure V.41 :** graphe de déplacement par rapport à la phase de creusement(ST3)

**Figure.V.42.**illustration de résultat de calcul de coefficient de sécurité pour (ST3)

## **Notations et Abréviations :**

**ST1** : soutènement provisoire numéro 1 ;

**ST2** : soutènement provisoire numéro 2 ;

**ST3** : soutènement provisoire numéro 3 ;

**E** : Le module d'Young ;

**V** : Le coefficient de Poisson ;

**G** : Le module de cisaillement ;

**C** : La cohésion ;

**$\Phi$**  : L'angle de frottement interne du sol ;

**$\Psi$**  : Angle de dilatance ;

**R** : rigidité des interfaces ;

**$\gamma_{\text{unsat}}$**  : poids volumique sec ;

**$\gamma_{\text{sat}}$**  : poids volumique humide ;

**$E_c$**  : module de Young du cintre ;

**$E_b$**  : module de Young du béton ;

**$I_x$**  : moment d'inertie ;

**$A_c$**  : section des cintres ;

**$A_b$**  : section de béton ;

**EA** : Rigidité normale ;

**EI** : Rigidité flexionnelle ;

**$EA_{\text{eq}}$**  : Rigidité normale équivalent ;

**D** : épaisseur ;

**$K_x$**  : perméabilité suivant l'axe X ;

**$K_y$**  : perméabilité suivant l'axe Y ;

**$V_s$**  : vitesse d'onde transversale ;

**$V_p$**  : vitesse d'onde longitudinale ;

***Introduction***

***Générale***

### Introduction Générale :

La ville d'Alger constitue depuis toujours un lieu de grande concentration d'activités humaines, économiques, commerciales et culturelles du pays. Cette concentration a entraîné un accroissement démographique considérable de la population pour atteindre plus de 3 millions d'habitants dans le grand Alger avec son agglomération.

Un des problèmes principaux du développement de la ville, concerne la création d'un réseau de transport efficace implique un maillage minimal de l'espace pour offrir une multiplicité d'accès et d'orientation à la circulation en assurant le déplacement de masses importantes de passagers entre les zones industrielles, les régions d'habitation et les centres culturelles.

Le creusement d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel) entraîne des modifications de l'état de contrainte et de déformation du terrain qui peuvent aller jusqu'à mettre en cause la stabilité de l'excavation réalisée, ou à provoquer des désordres intolérables dans le terrain et l'environnement de l'ouvrage lui-même, spécifiquement dans les cas d'ouvrage de grande dimensions « tunnel ».

Les problèmes majeurs liés à la réalisation du tunnel sont : le comportement terrain ouvrage, l'estimation des déplacements et des déformations des terrains et la détermination du type de soutènement à mettre en œuvre pour assurer la stabilité du tunnel.

L'objet de notre modeste travail portera sur le creusement d'un tronçon de tunnel en mine du métro d'Alger dans sa partie " Extension C " reliant Hai El Badr à Ain Naadja.

L'objet de notre projet de fin d'études de nous initier au vaste monde des tunnels et de la géotechnique en traitant le tunnel cadre à Ain Naadja , pour arriver à faire le choix rationnel du type de soutènement dans le plan technique-économique on utilisant le code de calcul plaxis2D V8.2.

Le présent mémoire est composé de six chapitres :

- Le premier chapitre est consacré aux aspects généraux sur les tunnels, ces originalité, ces différents types, les techniques de construction des tunnels.....etc.
- Le deuxième chapitre présente les différents types de soutènement des tunnels et les propriétés de chaque type avec le cas de l'utilisation de chaque type, ensuite on s'intéresse à la théorie de soutènement et de revêtement ainsi que sont méthodes de calcul.
- Le troisième chapitre est consacré à la généralité sur les méthodes des éléments finis, définition de logiciel plaxis 2D et les lois de comportement des sols utilisés par le logiciel.

## **Introduction Générale**

---

- Dans le quatrième chapitre on préfère de définir le cadre géologique de tunnel cadre par la présentation de la géologie local ainsi que le cadre géotechnique, hydrologique, et tectonique.
- Le cinquième chapitre est consacré pour le choix rationnel du soutènement sur la base des méthodes analytique et numériques.
- Le sixième chapitre parle sur les lois et les mesures de sécurité retenue lors de la construction des tunnels.

***Chapitre I : Introduction  
aux techniques des  
tunnels***

## Chapitre I : introduction aux techniques des tunnels

### I.1 Introduction

Il a toujours été plus difficile de réaliser un ouvrage en souterrain qu'à l'air libre. Et malgré tout, depuis très longtemps, l'homme a créé des ouvrages souterrains en réalisant des prouesses.

Ceci était particulièrement vrai dans les temps antiques, quand on ne disposait pas de pompe pour puiser l'eau qui suintait ou qui envahissait les galeries, ni de ventilateurs pour renouveler l'air artificiellement, ni de moyens puissants d'éclairage ou de perforation. Quand enfin on avait les plus grandes difficultés à s'orienter, ne disposant pas d'instruments de visées topographiques.

Aujourd'hui, Le nombre de tunnels et , d'ouvrages souterrains construits annuellement dans le monde augmente et continuera à augmenter .

### I .2 Définition de tunnel [1]

« Tunnel » vient du mot « tonnelle » évoquant la forme du tonneau.

un tunnel désigne toute route ou chaussée située sous un ouvrage de couverture qui, quel que soit son mode de construction, crée un espace confiné. Une section de route ou de chaussée située sous un ouvrage de couverture n'est pas un espace confiné dès lors que l'ouvrage de couverture comporte des ouvertures vers l'extérieur dont la surface est égale ou supérieure à  $1 \text{ m}^2$  par voie de circulation et par mètre de chaussée

Un tunnel peut être utilisé pour permettre le passage de personnes : piétons, cyclistes, trafic routier, trafic ferroviaire, péniches (canal en tunnel) ou navires de plaisance et de trafic maritime.

Notre travail portant principalement sur les aspects géomécaniques, il convient de mettre l'accent en particulier les risques liés aux instabilités des ouvrages souterrains.

### I .3 Technique de construction des ouvrages souterrains :[15]

Depuis une trentaine d'années, de nouvelles méthodes de construction ont été introduites sur les chantiers, elles permettent de réaliser des ouvrages en site urbain dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner de dégâts importants en surface du sol, la simulation d'un ouvrages souterrain est liée étroitement à la méthode d'excavation et la réponse du massif, la connaissance de ses techniques de construction est importante pour arriver à des phasages de modélisation satisfaisante.

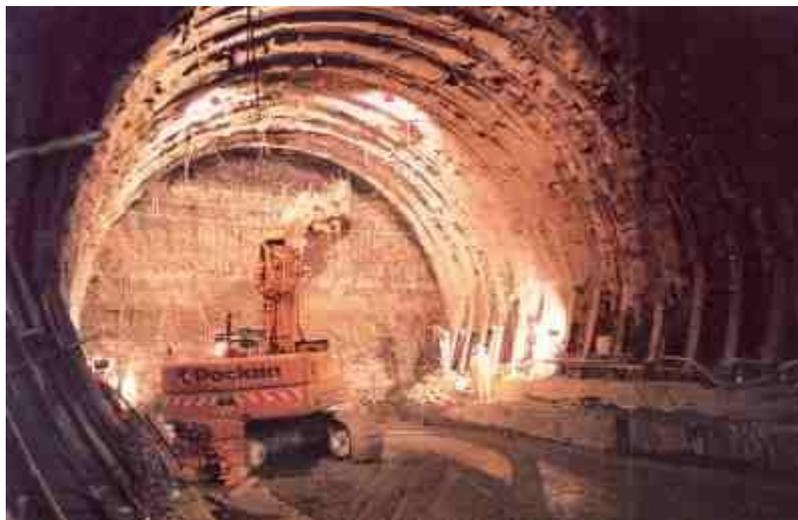
### I.4 Mode de creusement des tunnels :[2] [3]

Les modes de creusement dépendent de plusieurs paramètres permet lesquels on peut citer, la nature du terrain, la profondeur et les dimensions de l'ouvrage, le matériel disponible, le délai d'exécution et de l'environnement de l'ouvrage. Le creusement s'effectue selon des classes d'excavation qui appartiennent aux trois (03) modes de creusement :

- ✓ Creusement en plein section ;
- ✓ Creusement en demi – section supérieure ;
- ✓ Creusement en sections divisés.

#### I.4.1 Creusement en pleinsection :

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Le creusement en pleine section est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté. La méthode de creusement en pleine section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 m par jour en procédant par volées de 4m.



**Figure I.1** : méthode de creusement à plein section

#### **Avantage :**

- ✓ La rapidité de cette méthode nous facilite l'organisation du chantier car elle nous permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du soutènement.
- ✓ La méthode de creusement à plein section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 m par jour en procédant par volées de 4 m.
- ✓ La méthode de creusement à pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements

puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné.

### Inconvénient :

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

### I.4.2 Creusement en demi – section supérieure :

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase le demi – section supérieure du tunnel (calotte et stross) suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 m ou 6 m. Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi – section inférieure appelée radier. La mise en place du soutènement provisoire s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase d'excavation. Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (de 40 m<sup>2</sup> à 50 m<sup>2</sup>) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vu de la dimension réduite de front de taille.

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

L'intérêt fondamental de la demi – section, par rapport à une méthode de creusement en section divisée, est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement sur toute la partie supérieure, il peut être réalisé une fois le creusement du tunnel en demi – section supérieure terminé, ou avec un certain décalage

Dans la méthode par demi – section, le raccourcissement de l'avancement unitaire (pas d'avancement) jusqu'à moins de 1 m dans les terrains médiocres et la grande durée de pose des soutènements peut diminuer considérablement l'avancement journalier jusqu'à 3 m par jour.

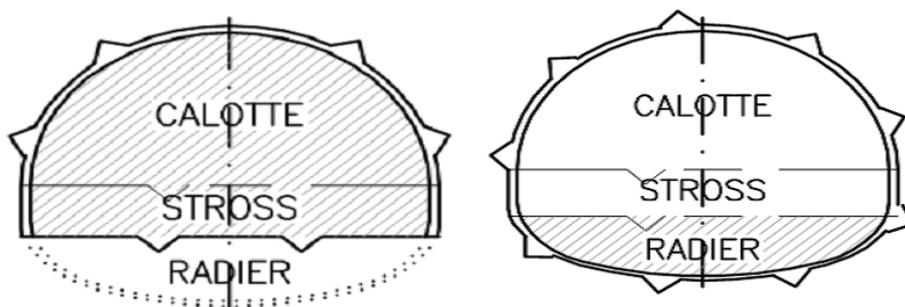


Figure I.2 : Creusement en demi – section supérieure et inférieure



**Figure I.3:** méthode de creusement en demi – section supérieure

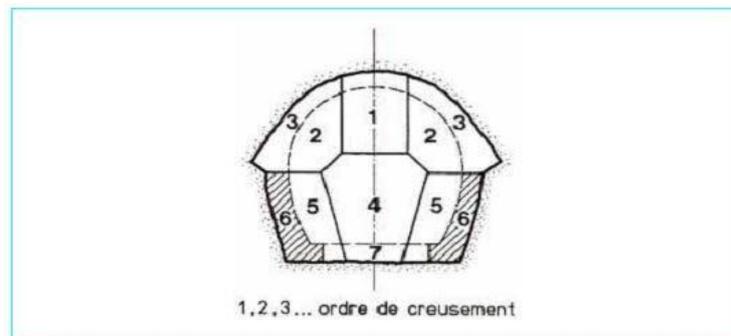
### I.4.3 Creusement en sections divisées :

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

On distingue deux modes de creusement à sections divisées :

Le premier mode d'excavation consiste à creuser, dans une première phase, une galerie de faite en clé de voûte (1), puis élargir latéralement pour achever la demi – section supérieure (2) et (3). Le terrassement de la demi – section inférieure (4), (5), (6) et (7) peut ensuite être réalisé par des tranches horizontales à l'abri du soutènement de la voûte. (Voir figure).

Le deuxième mode consiste à commencer par deux galeries de base (6), au niveau des piédroits, pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section.



**Figure I.4:**Creusement en sections divisées

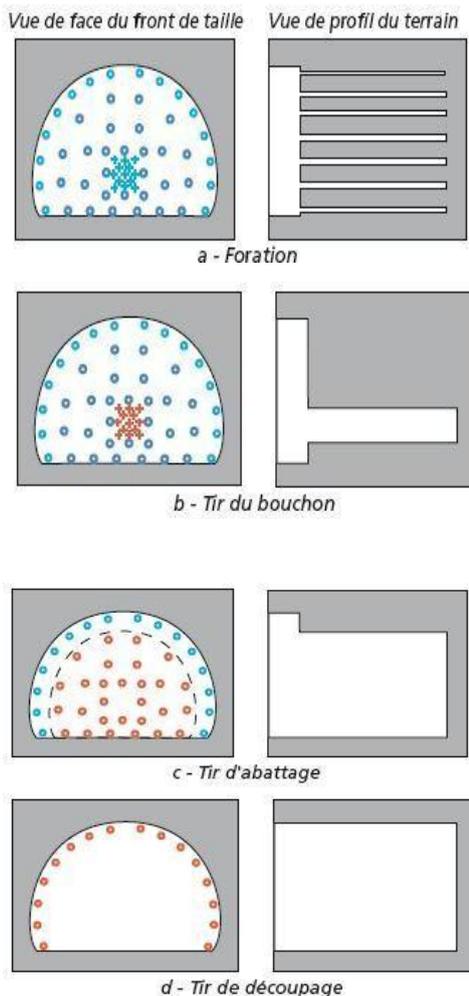
## I.5 Méthode de creusement

### I.5.1 Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode 'conventionnelle' d'excavation.

Il est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

La séquence de tir prévoit normalement de faire sauter d'abord les charges situées au centre du front de taille, afin de dégager un bouchon, puis de faire sauter les charges de plus en plus périphériques avec un retard de quelques micro-secondes, comme l'indique la figure ci-dessous:



Le repérage et la foration des trous sur le front de taille sont réalisés par des « Jumbos », dont le pilotage est généralement assisté par ordinateur.

Au centre du front de taille, le « bouchon » est abattu en premier. Le maillage des trous est plus rapproché et certains sont vides d'explosif pour un meilleur dégagement des roches.

Autour du bouchon, les explosifs sont reliés en une ou plusieurs lignes de tirs. Les roches sont expulsées vers la cavité centrale qui s'élargit : il s'agit de l'abattage.

Près des bords de la section et du profil théorique, les trous sont plus rapprochés et moins chargés pour réaliser un découpage soigné.

**Figure I.5 :** Schéma représentatif des principales étapes du creusement à l'explosif.

- **Avantages**

- ✓ Souplesse de la méthode, au niveau du profil à réaliser et de l'adaptation aux différentes catégories de terrains rencontrés.
- ✓ Pour les roches dures : meilleurs résultats d'efficacité et de rendement.
- ✓ Utilisation ponctuelle possible pour des terrains hétérogènes .

- **Inconvénients**

- ✓ Les effets sismiques de l'explosif : vibrations engendrées par les tirs se propageant sous forme d'ébranlements vers les structures avoisinantes.
- ✓ Les effets parasites de l'explosif : création d'hors-profils d'excavation et/ou d'une zone de massif fortement perturbée au pourtour de l'excavation

- **Remarque:**

cette méthode n'est plus utilisée en Algérie pour des raisons sécuritaires en premier lieu mais aussi pour ses dérangements causés par l'effet des explosions.

### I.5.2 Creusement mécanique

A la fin du 19e siècle, l'emploi de l'explosif dans les mines et les travaux souterrains a marqué vraiment une étape décisive pour le développement de ces travaux, il est vrai que l'une des préoccupations majeures des techniciens, aujourd'hui, est de s'affranchir des inconvénients liés à l'explosif qui sont essentiellement : l'ébranlement et la désorganisation du terrain encaissant, les hors profils, les risques d'accidents spécifiques, les coûts induits par ces inconvénients, notamment en matière de soutènement et de revêtement.

Mais le passage du creusement à l'explosif au creusement mécanique s'est très longtemps heurté à un obstacle économique majeur à cause du coût relativement faible de l'énergie chimique contenue dans l'explosif par rapport à l'énergie mécanique, dite noble. La raréfaction des équipes de mineurs, personnel très spécialisé, a accéléré l'évolution, alors qu'une meilleure connaissance théorique des conditions d'attaque du terrain par des outils mécaniques et les progrès dans la configuration des têtes d'abattage permettaient d'en élargir le champ d'application à des gammes de terrains de plus en plus variées et d'en améliorer le rendement.

#### a) **Machine à attaque ponctuelle**

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Ces machines mobiles peuvent être une

## Chapitre I : introduction aux techniques des tunnels

---

adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise-Roche Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle retro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ( $R_c < 80\text{MPa}$ ), le rendement de cette méthode est bien meilleur que celui de l'explosif.



**Figure I.6:** Machine à attaque ponctuelle.[16]

### Avantages

Par rapport à l'explosif

- ✓ limitation des ébranlements dans le terrain encaissant.
- ✓ diminution du soutènement et du béton de remplissage.
- ✓ cycle continu d'excavation autorisant de meilleurs rendements.

Par rapport à une machine foreuse pleine section :

- ✓ grande accessibilité au front de taille,
- ✓ maniabilité et souplesse d'emploi dans les variations de qualité des terrains.

### Inconvénients

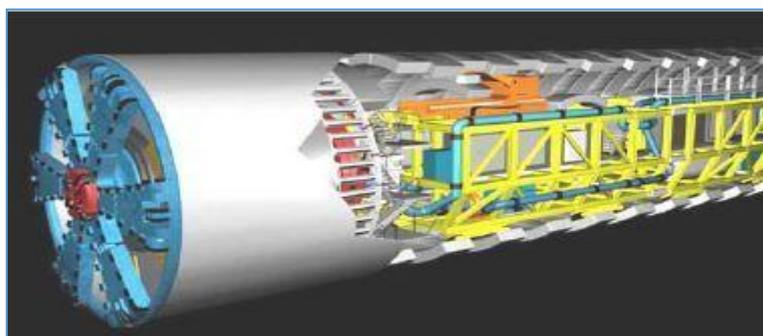
- ✓ Limite d'emploi : terrains présentant une résistance à la compression maximale de 120 MPa, soient les classes R3 à R5.
- ✓ L'usage de ce type de machine est déconseillé au fur et à mesure que les terrains deviennent de plus en plus tendres ou de plus en plus durs.
- ✓ L'attaque de faciès argileux en présence d'eau peut entraîner un phénomène de collage ou de colmatage des outils d'abattage.

### b) Machine à attaque globale « TBM » [ 4 ]

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

Le tunnelier est un engin de génie-civil servant à creuser des tunnels, travaillant de manière continue et en pleine section, contrairement à la machine à attaque ponctuelle.

Les tunneliers d'aujourd'hui sont de véritables bijoux de technologie. En effet, en plus de creuser les tunnels, cet engin permet de poser le soutènement du tunnel. Par exemple pour les tunnels ferroviaires, c'est cette technique qui est souvent utilisée car elle est très rapide. Après le passage du tunnelier, il reste à faire la galerie technique, comprenant l'évacuation des eaux, les câbles électriques et les accessoires relatifs à la signalisation et à la sécurité.



**Figure I.7** : Représentation du tunnelier.

# *Chapitre II : Systèmes de Soutènement*

### Chapitre II : Systèmes de Soutènement [5]

#### II.1 Soutènement Permanent

Soutènement permanent c'est un soutènement conçu et mis en place pour garantir la stabilité à long terme des ouvrages souterrains.

Dans certains cas, le soutènement provisoire est envisagé pour le long terme, auquel cas il peut être considéré également comme un soutènement permanent. C'est le cas des voussoirs préfabriqués en béton mis en place par des tunneliers ou de certains boulons d'ancrage.

D'autres éléments de soutènement provisoire peuvent subir des dégradations avec le temps (corrosion sur des boulons d'ancrage, désagrégation de béton projeté, etc.) et par conséquent leur contribution est souvent exclue pour le long terme.

Dans ces circonstances, le soutènement permanent est normalement réalisé au moyen d'un voile de béton qui est coulé à l'aide de coffrages mobiles.

Occasionnellement, le soutènement permanent peut jouer un rôle important sur le plan fonctionnel. C'est parfois le cas avec les tunnels routiers (où des surfaces lisses sont nécessaires pour la ventilation, la visibilité et l'esthétique), ou pour des raisons hydrauliques (surfaces lisses pour assurer une moindre perte de charge hydraulique).

#### II.2 Soutènement Provisoire

Le soutènement provisoire peut se définir comme un quelconque système conçu et mis en œuvre pour soutenir le périmètre d'une ouverture souterraine entre l'excavation initiale et la mise en place d'un revêtement permanent.

Dans certaines circonstances, le soutènement provisoire peut également être utilisé à titre permanent, comme par exemple dans le cas des voussoirs préfabriqués en béton mis place par un tunnelier.

##### II.2.1 Classification des Actions des Soutènements:

On distingue quatre classes de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain

##### ✓ Les soutènements agissants par confinement:

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. On a généralement :

- le béton projeté seul.
- le béton projeté associé à des cintres métalliques.

## Chapitre II : Systèmes de Soutènement

---

### ✓ Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature :

Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine).
- boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).
- barres foncées.

### ✓ Les soutènements agissants par supportage :

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain est de mauvaise tenue, nous citerons :

- cintres (lourds ou légers).
- plaques métalliques assemblées.
- voussoirs en béton.
- tubes perforés (voûte parapluie).

### ✓ Les soutènements agissants par consolidation :

Dans ce cas il s'agit de modifier les caractéristiques géotechniques du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même. Ils rentrent dans le cadre des traitements des terrains, ce sont essentiellement :

- l'injection.
- la congélation.
- le drainage.
- l'air comprimé.



**Figure II.1:**Systèmes De Soutènement Provisoire

### II .3 Les Principaux types de soutènement [5]

#### II .3.1 Le Soutènement par boulons d'ancrage:

Ils font partie des soutènements dits "métalliques", et sont de deux types : les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage continu. La technique consiste à ancrer à l'intérieur de la roche une barre de matériau résistant (tige d'acier de 16 à 25 mm de diamètre, et de 1,5 à 6 m de longueur), qui apporte une résistance à la traction et, en confinant le matériau rocheux, permet de tirer profit des caractéristiques résistantes propres des roches de manière à assurer ainsi leur soutènement.

##### II .3.1.1 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. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas influencer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. 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.



**Figure II.2 :** Boulon à ancrage ponctuel

##### II.3.1.2 Boulons à ancrage réparti :

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 limitée les boulons à ancrage ponctuel et leur emploi est 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 abondantes.

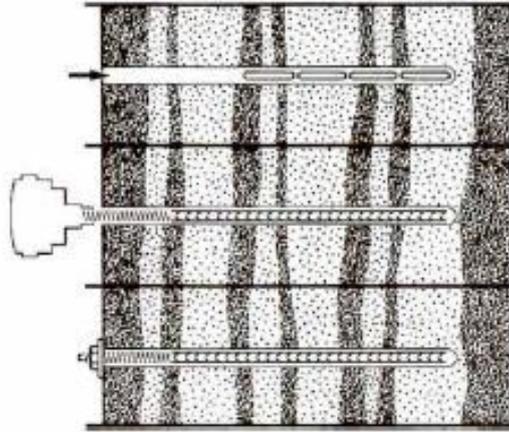


Figure II.3 : Boulonnage à ancrage réparti à la résine.

### II.3.1.3 Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain :

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

-le boulon à ancrage continu, peut-être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent.

On utilise assez souvent un premier boulonnage immédiat et un deuxième boulonnage en dehors du cycle d'avancement.

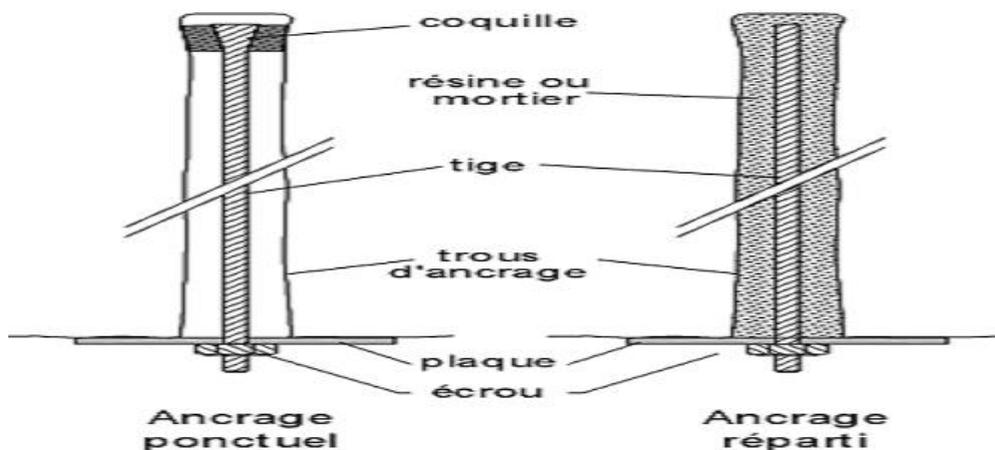


Figure II.4: boulons à ancrage ponctuel et à ancrage réparti

### II.3.2 Soutènement par cintres :

Les cintres utilisés sont maintenant le plus souvent métalliques. Les cintres en bois, encombrants et d'une mise en place délicate, sont progressivement abandonnés. Ils peuvent cependant être encore utilisés dans le cas d'ouvrage de section très irrégulière ou à titre de renforcement provisoire d'ouvrage existant.

#### II.3.2.1 Le rôle des cintres :

Les cintres ont une double fonction, d'une part ils évitent la chute des pierres sans s'opposer à la convergence de la paroi, on les appelle « cintres de protection », et d'autre part ils ralentissent les convergences en attendant le revêtement définitif, ils sont alors appelés « cintres de soutènements ».

#### II.3.2.2 Types de cintres :

##### ✓ Les cintres en bois :

Ce type de cintre est rarement utilisé en raison des comportements et des caractéristiques cités ultérieurement. Cependant son emploi peut être recommandé dans les cas suivants :

- Les galeries de reconnaissances,
- rencontre imprévue de terrain très instable nécessitant une intervention immédiate,
- Renforcement provisoire lors de la répartition d'un ouvrage existant,

##### ✓ Les cintres métalliques

Il existe de nombreux types de cintres métalliques, ils peuvent être classés en deux catégories en fonction du mode d'assemblage de leurs éléments et leur comportement :

#### 1. Les cintres lourds :

Agissant essentiellement par supportage ou comme renforcement d'ouvrages existants : constitués de profilés courants, en général des HEA ou HEB, ils sont assemblés par éclissage ou par patins soudés perpendiculairement à chaque extrémité des éléments. Ces cintres ne sont pas conçus pour admettre une déformation.

#### 2. Les cintres légers :

Généralement coulissants et agissants par confinement ou comme simple protection : constitués d'un profilé spécial en forme de U évasé, les différents éléments disposés en recouvrement sur une quarantaine de centimètres sont assemblés par serrage de deux étriers.

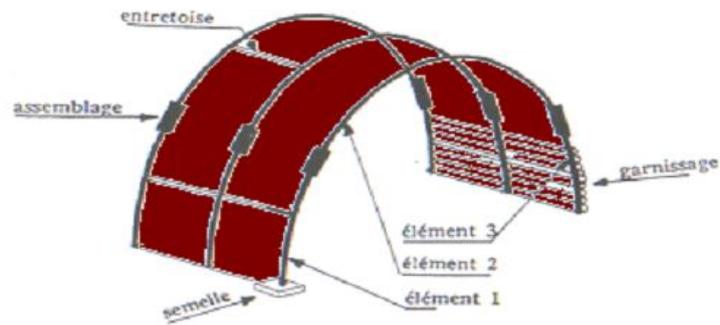


Figure II .5 Soutènement par cintres

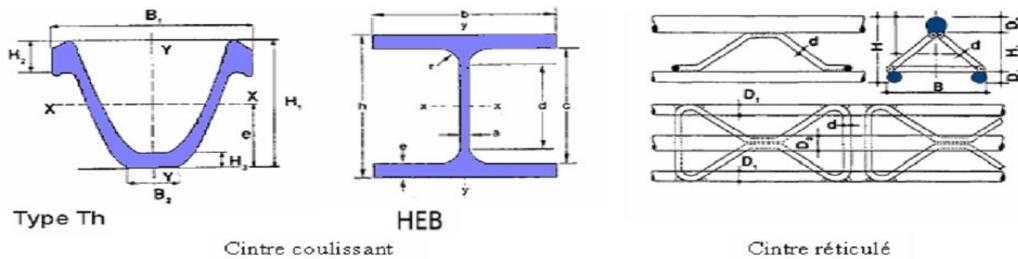


Figure II.6 : Les cintres utilisés

**II.3.3 Soutènement par blindage :**

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



Figure II.7:Type des soutènements avec cintres par blindage

**II.3.4 Soutènement par enfilage**

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



Figure II.8:Type des soutènements avec cintres par enfilage

### II .3.5 Soutènement en béton

#### II .3.5.1 Béton projeté :

Le béton projeté est un béton mis en œuvre à l'aide d'une lance, par projection sur une paroi sous l'impulsion d'un jet d'air comprimé. Il est constitué par un mélange de ciment, d'eau et de granulats (diamètre maximum 25 mm). Un additif accélérateur de prise (environ 5%) peut être ajouté lorsqu'on souhaite avoir une résistance élevée juste après la prise du béton. La gunite présente la même composition que le béton projeté, mais le diamètre maximal des agrégats est de 50 mm.

Il existe deux techniques de projection : par voie sèche ou par voie humide.

##### 1. Projection par voie sèche :

le mélange sec (granulats, ciment et éventuellement accélérateurs de prise et adjuvants) est préparé dans un malaxeur. Il est propulsé par de l'air comprimé le long d'une tuyauterie vers la lance de projection. L'eau arrive, séparément à la lance, en quantité nécessaire et réglable pour assurer l'humidification du mélange, juste au moment de la projection sur la paroi. Cette technique est utilisée, en particulier, pour des chantiers de faible importance ou nécessitant des arrêts fréquents, ou lorsque la distance de transport entre la machine confectionnant le mélange et la lance de projection est importante.

##### 2. Projection par voie humide :

le mélange granulats-ciment-eau est malaxé dans une centrale puis stocké dans une trémie. Il est ensuite pompé le long d'une tuyauterie jusqu'à la lance de projection. La projection est assurée par de l'air comprimé, éventuellement associé à des adjuvants liquides. Cette technique est utilisée, en général, pour des chantiers nécessitant des rendements importants. Ce type de béton doit présenter une grande cohésion. La technique du béton projeté permet de réaliser des couches de faibles épaisseurs au support, qui épousent parfaitement le profil de l'excavation. Elle est particulièrement adaptée à la réalisation d'ouvrages de sections variables ou d'intersections d'ouvrages et des chantiers sur lesquels il est difficile d'amener un outil coffrant.

La différence entre les deux techniques est liée à la manière dont l'eau de gâchage du béton est introduite (soit lors de la fabrication du béton, soit lors de l'application du béton).

## Chapitre II : Systèmes de Soutènement

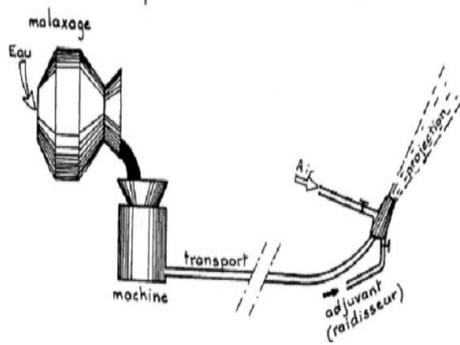


Figure II.10: Procédé par voie humide

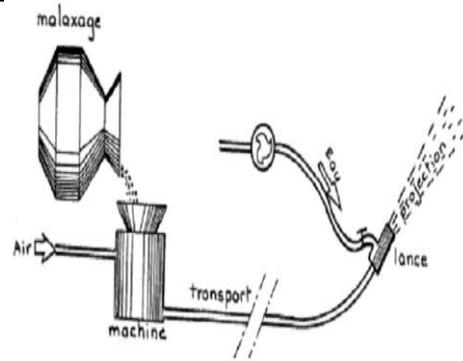


Figure II.9: Procédé par voie sèche

### II .3.6 Soutènement par Bouclier et voussoirs préfabriqués :

Les voussoirs préfabriqués en béton armé sont une succession d'anneaux constituant une paroi continue faisant fonction de soutènement et/ou revêtement définitif épousant le tracé envisagé.

Ce type de revêtement est particulièrement bien adapté aux tunnels creusés avec des boucliers mécanisés. Il assure alors d'une part l'appui de la machine et d'autre part le soutènement immédiat des parois.

Il existe, bien entendu, de nombreux types de voussoirs en béton que l'on peut classer en deux catégories principales :

- les voussoirs alvéolaires (Figure II.11a) : Sont les plus anciens, ils sont généralement assemblés avec des boulons.
- Les voussoirs pleins (Figure II.11b): Peuvent présenter de plus ou moins grandes poches en fonction de leurs systèmes d'assemblages (systèmes clavetés ou boulonnés).

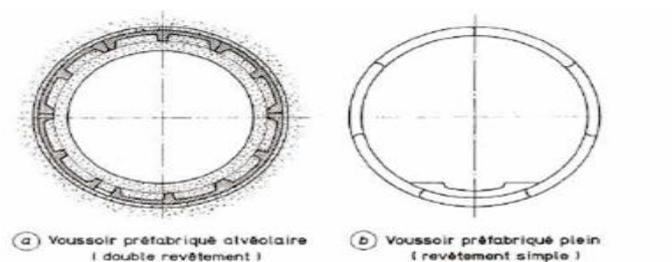


Figure II.11: Voussoirs préfabriqués en béton armé.

- ✓ **Remarque :** Dans le tunnel cadre , ils ont utilisé le soutènement provisoire composé d'une couche de béton projeté de 20cm injecté avec des boulons d'ancrage et des cintres métalliques (méthode NATM).

### II .4 Soutènement par la Nouvelle Méthode Autrichienne : [2]

La multiplication des phases a pour but de sécuriser les travaux par le fait qu'à la fin de chaque phase, le massif traité autour de l'excavation converge et s'auto-équilibre tout en réduisant les contraintes appliquées sur le soutènement. Cette faculté du terrain à s'auto-supporter a, semble-t-il, été exploitée pour la première fois par des ingénieurs et chercheurs autrichiens dont Rabcewicz (1965) dans le but de concevoir une nouvelle approche pour l'excavation des ouvrages souterrains. Leurs études ont débouché sur la conception de la Nouvelle Méthode Autrichienne pour l'excavation des tunnels (NATM : New Austrian Tunneling Method). Une définition officielle de la NATM a été publiée en 1980 par le Comité National Autrichien pour la Construction des Cavités, membre de l'AITES (Association Internationale de Travaux En Souterrain) : "La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant. "

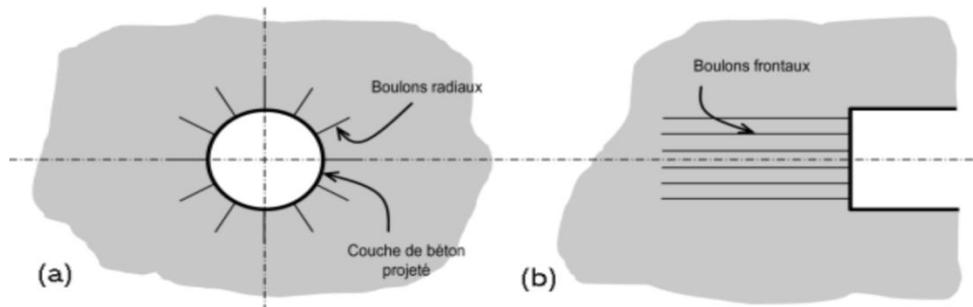
L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et par fois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.

#### II .4.1 Le soutènement comprend :

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

#### II .4.2 Le dispositif de mesure comprend essentiellement :

- ✓ des mesures de déplacement par chaînes de convergence, tensiomètre, extensomètre...
- ✓ des mesures de contraintes au contact béton-terrain (mesures radiales) ou dans le béton lui-même (mesures tangentielles).



**Figure II.12:** soutènement par NATM

### II .4.3 Avantages:

Cette méthode s'applique à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées et aux sols très consolidés). Un des avantages majeurs de la méthode est que le passage d'une catégorie à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires.

Il suffit d'adapter la densité du soutènement, le pas d'avancement ou de modifier les phases d'excavation.

Dans tous les cas, les moyens matériels nécessaires n'impliquent pas d'investissement important.

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

### II .5 Critères de choix de soutènement [16]

L'art des tunnels est demeuré jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées, la transmission des enseignements tirés des ces expériences étant soit directe pour les spécialistes suivant eux-mêmes le déroulement des travaux, soit assurée par l'intermédiaire de relations écrites : comptes-rendus, rapports, communications...

Il est important de souligner que le principal intérêt de ces classifications est de contraindre le projeteur à une description exhaustive et quantitative du massif encaissant, mais que, en ce qui concerne le choix du soutènement, il faut savoir les utiliser avec discernement et être conscient des limites propres à chacune de ces classifications. En effet, d'autres considérations (économiques, propres au site et à l'environnement, liées à la méthode d'excavation ou au phasage...) peuvent avoir leur mot à dire sur le choix définitif.

## Chapitre II : Systèmes de Soutènement

Les méthodes empiriques représentent ainsi le point de départ de l'évaluation qualitative et quantitative du soutènement : en effet, une étude globale réunissant des approches empiriques, analytiques, numériques et métrologiques devra être menée afin de permettre une compréhension suffisante des phénomènes en jeu.

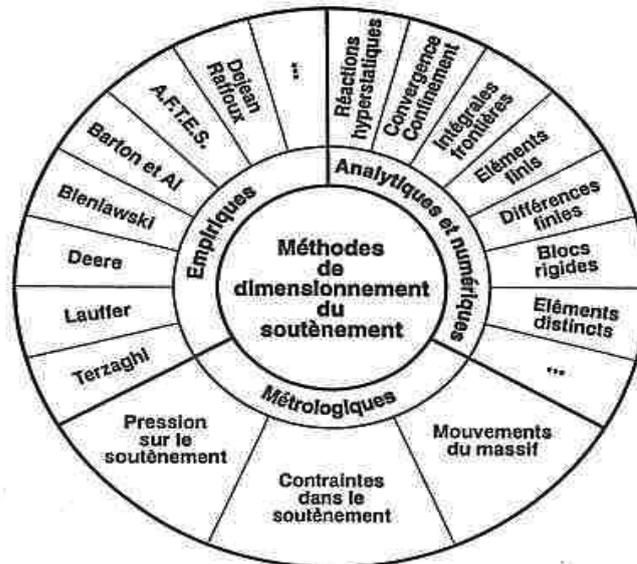


Figure II.13 :Méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains

### II.6 Théorie de soutènement et de revêtement :[7]

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

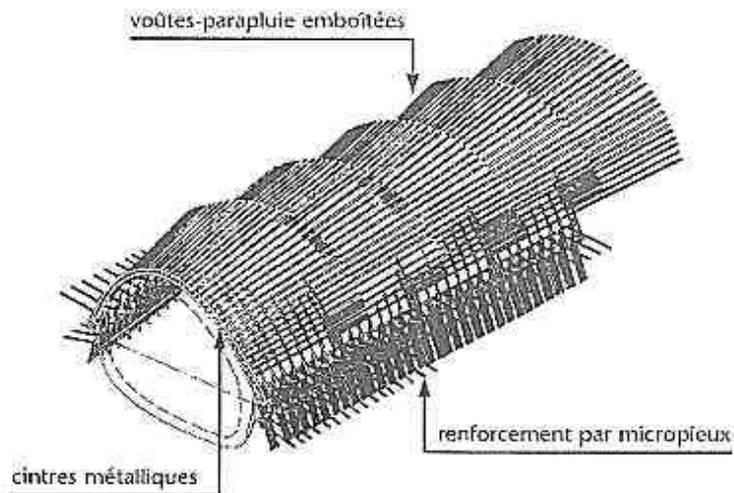
- de l'état des contraintes préexistant dans le massif avant le creusement de l'ouvrage ;
- du comportement mécanique de ce massif ;
- de l'action de l'eau dans le massif ;
- des phases successives et du calendrier de l'exécution (aspect tridimensionnel et influence du temps) ;
- de la raideur du soutènement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

### II.7 Les voûtes parapluies (lors des travaux de creusement) :

Les méthodes dites des « voûtes parapluies » permettent de soutenir une longueur beaucoup plus importante en avant du front de taille. Les voûtes sont constituées de colonnes horizontales réalisées au moyen de forages faits à partir du front de taille.

Les forages ont une inclinaison de  $8^\circ$  à  $10^\circ$  et les voûtes successives s'emboîtent comme des cônes avec un recouvrement généralement compris entre 1 et 3 mètres. Au fur et à mesure de

l'avancement du front de taille, le soutènement est complété par des cintres lourds espacés de 1 à 3 mètres.



**Figure II.14:** Voûtes parapluies

### II .8 .Conclusion :

Ils bien en évidence que presque tous les tunnels besoin d'un soutènement contre l'éboulement de terrain et pour assurer la continuité des travaux et la sécurité des personales travaillent avec les machines dans le tunnel.

Comme étant le soutènement de tunnel dépend principalement des caractéristiques géotechniques et mécaniques du terrain, nous avons évoqué dans ce chapitre les différents types de soutènement avec leur mode de fonctionnement par rapport au terrain.

En suite le choix entre ces modes de soutènement comprend deux phases une phase complémentaire et la phase principale qu'était l'analyse technique du problème.

Dans analyse technique, les responsables utilisent les classifications de terrain que sont basées sur des retours d'expériences, démarrent par des paramètres qualitatif et quantitatifs afin de classier le terrain traversé dans des familles et donnent le type de soutènement convient.

***Chapitre III : Généralité sur  
la Méthodes des Eléments  
Finis et Logiciel Plaxis***

### Chapitre III : Généralité sur la Méthodes des Eléments Finis et Logiciel Plaxis

#### III .1. Introduction [12]

Afin de contrôler la stabilité de tel ouvrage (tunnel, galerie...) et de le prévenir, il faut d'abord faire contrôler les déplacements de ces ouvrages et du sol, les contraintes totales effectives dans le sol, et les pressions interstitielles. Pour cela, l'ingénieur doit baser sur des méthodes numériques qui lui permettent d'évaluer les déplacements dans le sol, et qui surviennent lors du creusement du tunnel. Parmi ces méthodes la plus utilisée est la MEF.

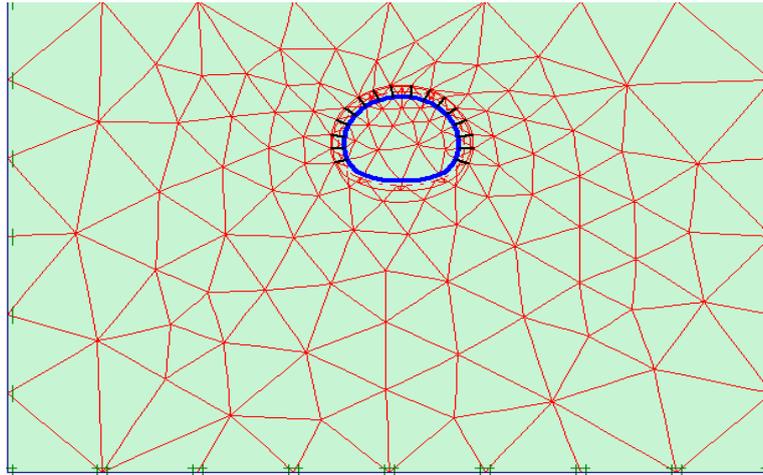
- **La méthodes des éléments finis (MEF)**

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage.

- **Le Maillage :[9]**

Le solide est décomposé en éléments de forme géométrique simple ayant des côtés communs et dont les sommets ou nœuds sont les points d'articulation de plusieurs éléments entre eux. Ces nœuds seront les points d'application des forces intérieures ou extérieures. L'opération de décomposition est le maillage. Un bon maillage doit faciliter les opérations prévues par un programme d'ordinateur. Il faut donc adopter une méthode systématique de numérotation des éléments et des nœuds.

Il existe de nombreux programmes d'ordinateur qui assurent l'exécution du maillage. Un point essentiel est la numérotation des éléments et des nœuds qui doivent s'intégrer à la logique du programme de calcul. Vient ensuite le choix du type d'élément.



**Figure III.1** Exemple d'un maillage.

### III .1.1. L'objectif de la méthode des éléments finis

- ✓ Apprendre la méthode des éléments finis (MEF) ;
- ✓ Maîtriser les concepts de base de la modélisation numérique ;
- ✓ Être capable de résoudre des problèmes mécaniques et physiques.

### III .1.2. Domaines d'application de la MEF

- ✓ analyse linéaire (statique et dynamique) ;
- ✓ analyse non linéaire (grands déplacements, grandes déformations, contact et frottement, flambage, ...) ;
- ✓ mise en forme des matériaux thermique (en régime permanent et transitoire, ...) ;
- ✓ mécanique des fluides ;
- ✓ électromagnétisme ;
- ✓ dynamique rapide (choc, impact, crash) ;
- ✓ optimisation des structures.

### III .1.3. Concepts de base [13]

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

### **III .1.4. L'utilisation de la MEF [14]**

L'utilisation de la MEF pour les tunnels s'avère très efficace. Cette méthode donne une satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages vis-à-vis de leurs résistances à la rupture. Elle permet de prendre en compte des géométries quelconque des couches de terrain, elle ne fait pas d'hypothèse à priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement. Elle permet de présenter les interactions du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage ou avec des ouvrages avoisinant.

Donc pour la modélisation des problèmes géotechniques complexe, la MEF nécessite :

- la définition de la géométrie du problème (pour que les frontières du calcul n'influent pas sur les résultats ;
- le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr -Coulomb, Duncan,.....etc ;
- les caractéristiques mécaniques des ouvrages et des éléments d'interface, de soutènement et de revêtement pour introduire l'interaction sol-structure ;
- les conditions hydrauliques ;
- l'états initiale des contraintes et des pressions interstitielles.

### **III .2. Présentation du logiciel Plaxis [6]**

#### **III .2.1. Le logiciel PLAXIS**

Le code de calcul « PLAXIS » est un programme conçu pour analyser les déformations et la stabilité des ouvrages et du massif. il permet d'analyser des problèmes élasto-plastique, «élasto-visco-plastique en 2D et en 3D. Dont les modèles réels peuvent être représentés par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'élément finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes : Input, Calculation, output, curves.

#### **III .2.2. Les sous programmes de PLAXIS**

L'interface du programme PLAXIS contient :

**III .2.2.1. PLAXIS-Input :** ou pré-processing, ce sous-programme contient des options nécessaires à la création et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

**III .2.2.2. PLAXIS-calculation :** ou le processing programme contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des éléments finis.

**III .2.2.3 PLAXIS-Output :** programme post-processing pour la visualisation des résultats de la phase de calcul (les déplacements, les contraintes).

**III .2.2.4. PLAXIS-Curves :** permet de présenter les résultats sous forme de courbes, par exemple : des courbes de déplacements.

### III .2.3. Le code PLAXIS 2D Tunnel

PLAXIS 2D Tunnel est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destinés à l'analyse des déformations et de la stabilité des projets de tunnel, galerie,....etc. D'où les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement complexe pour la simulation du comportement des sols et des roches, qui non linéaire, anisotrope et dépend du temps. De même, il est nécessaire de prendre en compte les pressions interstitielles, qu'elles soient hydrostatiques ou non.

Le logiciel est doté de fonctionnalités qui permettent la modélisation de la structure et traitent toutes les interactions entre l'ouvrage et le sol (prévoir le comportement de l'ouvrage, un résumé des fonctions essentielles).

### III .2.4 Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis

Les propriétés d'un massif rocheux dépendent des propriétés de la roche constitutive (matrice), des propriétés des discontinuités (joints de stratification, diaclases et failles) et enfin de l'orientation et de la fréquence de ces discontinuités (Brinkgreve et Vermeer, 2003).

#### III .2.4.1. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux d'entrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . L'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules de Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young

drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre.

D'une part  $K_u$  est infini (correspondant à  $\nu=0.5$ ) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation :  $E=2G(1+\nu)$ .

Le modèle élastique de Plaxis 2D Tunnel peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

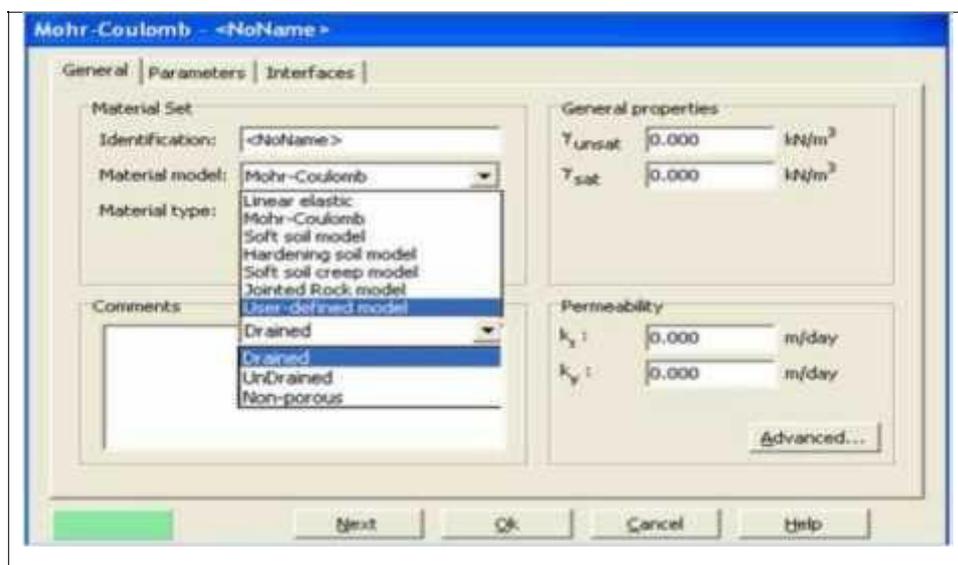


Figure III .2. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire, (Logiciel Plaxis 8.2).

### III .2.4.2. Modèle de Mohr–Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont c ;  $\Phi$  et  $\Psi$  respectivement, la cohésion ; l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Dans le plan de Mohr–Coulomb, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c$$

$\sigma_n$  et  $\tau$  : Sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement;

C et  $\varphi$  : Sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

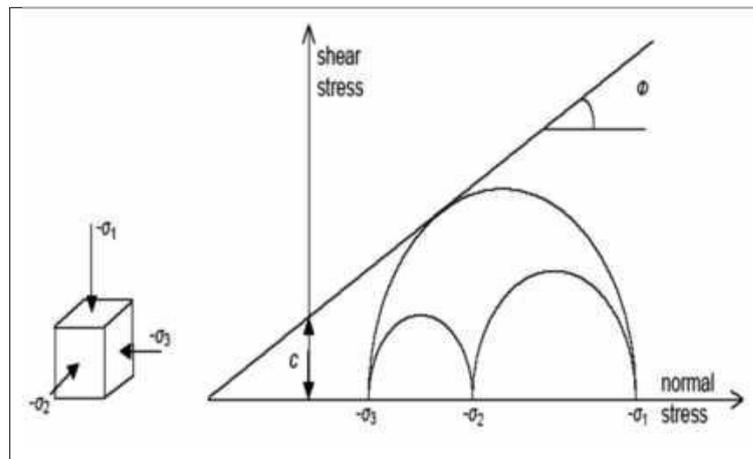


Figure III.3. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

**a- Module de Young E :**

Le module de Young varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne.

Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce dernier nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen.

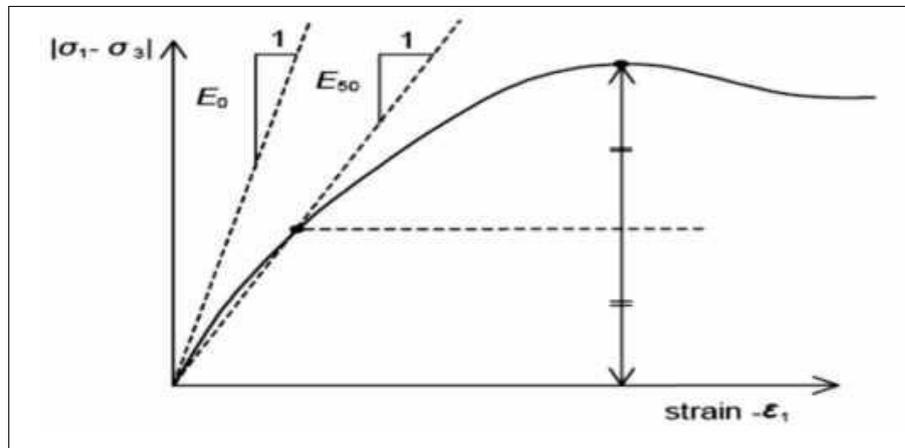


Figure III.4. Définition du module à 50% de la rupture.

**b- Coefficient de Poisson (ν) :**

Le comportement global d'un massif fracturé est fortement anisotrope. Toute fois l'anisotropie de la matrice rocheuse est relativement faible et négligeable par rapport à celle qui est induite par la présence des fractures.

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4.

### c- Angle de frottement ( $\varphi$ ) :

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. Il peut être celui de frottement de pic ou celui de frottement du palier. On peut le déterminer à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

### d- La cohésion (C) :

Les roches sont beaucoup plus cohésives que les sols, mais il existe d'importantes différences de la valeur de la cohésion entre les types de roches, par exemple entre un granite et la craie. Le degré d'altération de la roche est un facteur à prendre en compte.

La cohésion est également en fonction de la présence de discontinuités. En effet, ces dernières sont les points faibles d'une roche et en déterminent fortement la résistance au cisaillement. Ainsi, lorsque de la présence des discontinuités, la résistance au cisaillement

### e- Angle de dilatance ( $\psi$ ) :

C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ, \text{ pour } \varphi > 30^\circ ;$$

$$\Psi = 0^\circ, \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches.

La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité, c'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

### III .2.4.3. Modèle pour les roches fracturées

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

### III .2.4.4. Modèle de sol avec écoulement

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écoulement en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écoulement en

compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle permet de simuler le comportement des sables, des graviers, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

**a) Courbes effort-déformation :**

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f \quad \text{Eq.III.1}$$

Et avec :

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et } q_a = q_f / R_f \quad \text{Eq.III.2}$$

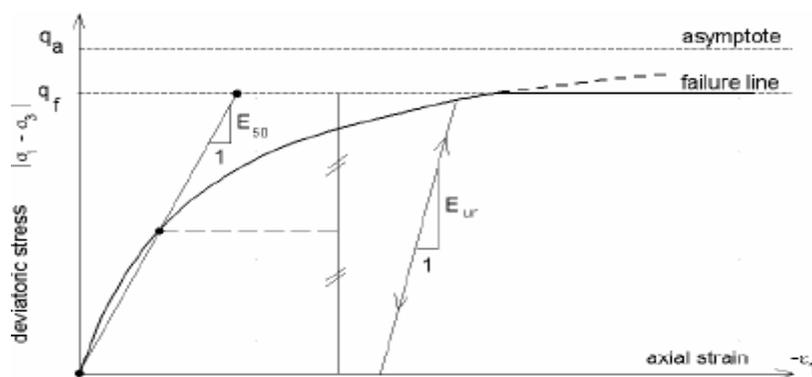
**b) Les modules :**

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad \text{avec } p^{\text{ref}} = 100 \text{ (Kpa)} \quad \text{Eq.III.3}$$

Le paramètre  $R_f$  est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad \text{Eq.III.4}$$



**Figure III.5-** Représentation du Hardening Soil Model.

### ✓ Les paramètres du HSM:

$C$  : cohésion (effective)[KN/m<sub>2</sub> ]

$\phi$  : angle de frottement effectif[°]

$\psi$  : angle of dilatance[°]

Paramètres de rigidité :

$E_{ref50}$  : module sécant dans un essai triaxial[KN/m<sub>2</sub> ]

$E_{refoed}$  : module tangent dans un essai oedométrique [KN/m<sub>2</sub> ]

$m$  : puissance (environ 0.58 pour les sables) [-]

Paramètres avancés :

$E_{ur}^{ref}$  : module en décharge (par défaut  $E_{ur}^{ref}=4 E_{ref50}$ ) [KN/m<sub>2</sub> ]

$\nu_{ur}$  : Coefficient de poisson en décharge-recharge [-]

(par défaut  $\nu_{ur}=0.2$ )

$P^{ref}$  : Contraintes de référence (par défaut  $P^{ref}=100$ ) [KN/m<sub>2</sub> ]

$K_0^{NC}$  : K0-consolidation (par défaut  $k_0^{nc}=1-\sin\phi$ ) [-]

$R_f$  : Coefficient à la rupture  $q_f/q_a$  (par défaut  $R_f=0.9$ ) [-]

$\sigma_{tension}$  : Résistance à la traction (par défaut  $\sigma_{tension}=0$ ) [KN/m<sub>2</sub> ]

$C_{increment}$  : Cf.modèle de Mohr-Coulomb (par défaut  $C_{increment}=0$ ) [KN/m<sub>2</sub> ]

### III .2.4.5. Modèle pour les sols mous(Soft Soil Model. S.S.M)

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Sheffield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne.

Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

Relation avec l'indice des vides :

$$(1) \quad \lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \quad \left| \quad (2) \quad \kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \right.$$

Relation avec les paramètres «Hollandais » :

$$(3) \quad \lambda^* = \frac{1}{C_p} \quad \left| \quad (4) \quad \kappa^* \approx \frac{1-\nu_{wr}}{1-\nu_{wr}} \frac{3}{C_p} \right.$$

Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement :

$$(5) \quad \lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)} \quad \left| \quad (6) \quad \kappa^* \approx 1,3 \frac{1-\nu_{wr}}{1-\nu_{wr}} \frac{C_s}{1+e} \right.$$

### III .2.4.6. Modèle pour les sols mous avec effet du temps :(Soft Soil Creep Model. S.S.C.M)

C'est un modèle de viscoplasticité. Il permet de simuler le comportement des sols, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps.

Avec les définitions suivantes des paramètres

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv}} \quad \text{Eq. III.5}$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[ \frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \quad \text{Eq. III.6}$$

### III .3. Conclusion

Les ingénieurs confrontés à des problèmes complexes ont cherché depuis longtemps à utiliser des modèles rhéologiques adaptés aux sols pour simuler le comportement des ouvrages géotechniques. Ces modèles, introduits dans des codes de calcul en éléments finis, permettent la résolution des problèmes liés au tassement, au fluage, à la consolidation et à la rupture des sols. En effet, la modélisation numérique de ces ouvrages géotechniques s'inscrit dans une pratique commune en génie civil qui vise la réduction des coûts d'études et les difficultés rencontrées lors de la construction.

***Chapitre IV : cadre  
géologique du projet***

### Chapitre IV : cadre géologique du projet

#### IV.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons la description du tunnel CADRE qui se trouve au AIN NAADJA tronçon AIN NAADJA- BARAKI de la ville ALGER , et les différentes études et reconnaissances géologique et géotechniques et hydrologiques adaptées afin de déterminer les caractéristiques et le comportement de sol.

#### IV.2.Description générale du tunnel cadre :

Le tunnel CADRE s'inscrit dans la réalisation de projet de métro D'ALGER tronçon AIN NAADJA-BARAKI extension C1.

Ce tunnel situe entre AIN NAADJA et BARAKI; d'une longueur totale de 434.25 m, commence au PK 1+147.180 et finis au PK 1+663.2.

Le tronçon concerné par notre projet se situe entre le PK 1+581.4 le 1+663.2 qui est Caractérisé par des formations Majoritairement argile marneux, avec des sable argileux et sable limon, et sable argileux des faibles épaisseurs.

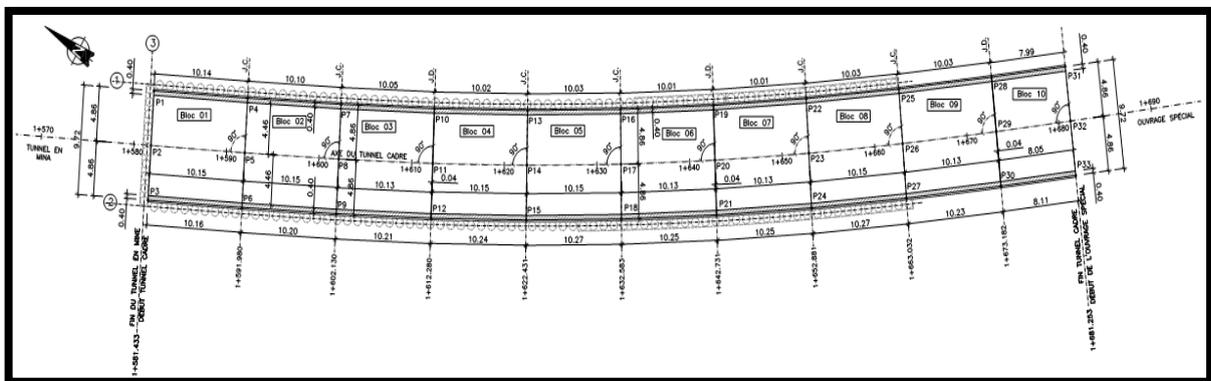


Figure.IV.1 : coupe longitudinale de tunnel cadre

#### IV.3.Conditions géologiques et géotechniques :[3]

##### IV.3.1 Moyens de reconnaissance géologique [10]

La collection des données et documents existants sur le massif étudié :

- ✓ Un relevé géologique, réalisé au 1/500eme.
- ✓ L'établissement d'un profil géologique, au 1/500eme.
- ✓ Documents climatiques et météorologiques .
- ✓ Archives de construction d'ouvrages souterrains analogues .

### IV.3.2 Etudes Géologiques

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

- ✓ la géologie générale et régionale du tracé, histoire géologique et tectonique du site ;
- ✓ la structure du sol le long du tracé ;
- ✓ l'inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées, ...)
- ✓ la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leurs qualités, selon leurs discontinuités.

### IV.3.3 Géologie du site :

#### 1. Lithologie du site :

La région d'Alger peut être présentée comme un dôme métamorphique primaire (paléorelief) bordé par des assises sédimentaires tertiaires et quaternaire.

**Le Primaire** : Métamorphique (schistes, micaschistes, gneiss, gneiss granitisés, calcaires) et très tectonisé, il est constitué par des roches cristallophylliennes, affleurent entre Aïn – Benian, Bouzaréah et le port d'Alger et réapparaissent à Sidi – Ferruch à l'Ouest et à Bordj – El – Bahri à l'Est.

**Le Tertiaire** : Marqué par une lacune de l'Eocène et de l'Oligocène, il recouvre en discordance le substratum métamorphique.

- ✓ Le Miocène inférieur (BURDIGALIEN) est formé de grés et de poudingues et affleure dans le Frais – Vallon, à Beni – Messous et près de Télémy.
- ✓ Le Miocène supérieur (PONTIEN) est conglomératique et gréseux.
- ✓ Le Pliocène inférieur (PLAISANCIEN) est argilo – marneux. Ces faciès verdâtres et bleutés sont dénommés " marnes bleues du plais ancien ". Il affleure dans le Sahel (Sud –Ouest) où son épaisseur dépasse les 200 m et est recouvert par des sédiments astiens (Hydra, Birmandreis, Kouba, El – Mouradia, El – Biar et Ben – Aknoun) ou par des formations plus récentes (littoral oriental algérois). Il forme le substratum du bassin subsidant de la Mitidja.
- ✓ Le Pliocène supérieure (ASTIEN) est argilo – sableux à nombreux grains de glauconie (d'où sa teinte verdâtre) et à macro fossiles (Térébratules). Ce niveau est surmonté par une épaisse série de calcaire et par des calcaires gréseux à Pecten..

### Quaternaire

Après la sédimentation de l'Astien, l'érosion de l'Atlas Tellien a entraîné le dépôt du quaternaire dans les zones basses et dans le littoral marin. Celui-ci englobe une multitude de faciès, essentiellement détritiques et qui sont discordantes sur les couches plus anciennes.

#### • Formation QM(Quaternaire marneux). Marnes jaunes d'El Harrach

Une dernière transgression d'âge Calabrien est le résultat des variations climatiques et des procès d'eustatisme au début du Quaternaire, se traduisant en dépôts de argiles et marnes jaunes, dites de El Harrach et de grès sableux jaunes à stratification entrecroisée, avec parfois des niveaux de galets et des lumachelles témoignant d'un milieu littoral agité, avant que la mer reprenne son retrait généralisé. Elles sont aisément différenciées des argiles de la molasse astienne sous-jacente et des argiles quaternaires sus-jacente en mesure de leur nature calcaireuse et leur couleur jaunâtre.

Leur attribution au quaternaire en opposition aux dépôts de la molasse astienne peut être vérifiée en mesure de leur position par rapport à la marne de El Harrach. D'autre part les faciès sableux ne présentent pas les bancs de grès qui sont caractéristiques de l'Astien.

#### • Formation QS(Quaternaire sableux). Facies détritiques

Le Quaternaire continental, Calabrien-Villafranchien, contemporain du Calabrien marin, repose sur le Pliocène continental avec lequel il présente d'étroites analogies de faciès qui rendent leur délimitation très délicate. Il se compose d'un ensemble détritique correspondant au démantèlement des reliefs en voie de surrection, constitué aussi bien de faciès argileuses, sableuses et à galets.

#### • Formation QA(Quaternaire argileux). Facies détritiques

Il se compose d'un ensemble détritique correspondant à une importante sédimentation fluvio- continentale qui se poursuit dans les

plaines alluviales, en complète continuité des phénomènes antérieurs.

Ils sont constitués de faciès argileux de couleur rougeâtre et marron formé d'argiles, et d'argile sableux avec cailloux, qui peuvent

facilement être confondus avec les remblais anthropiques présents dans la zone.

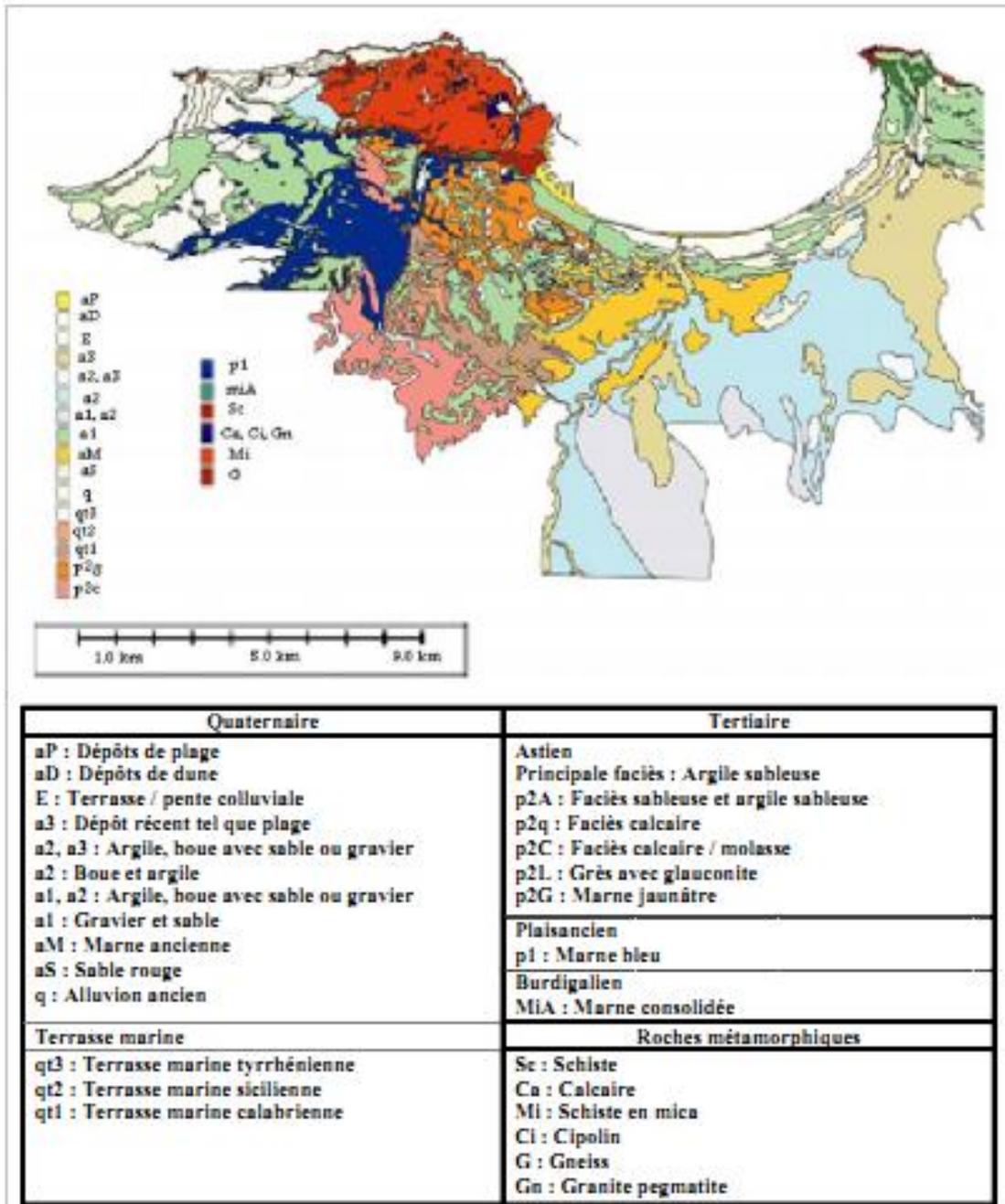


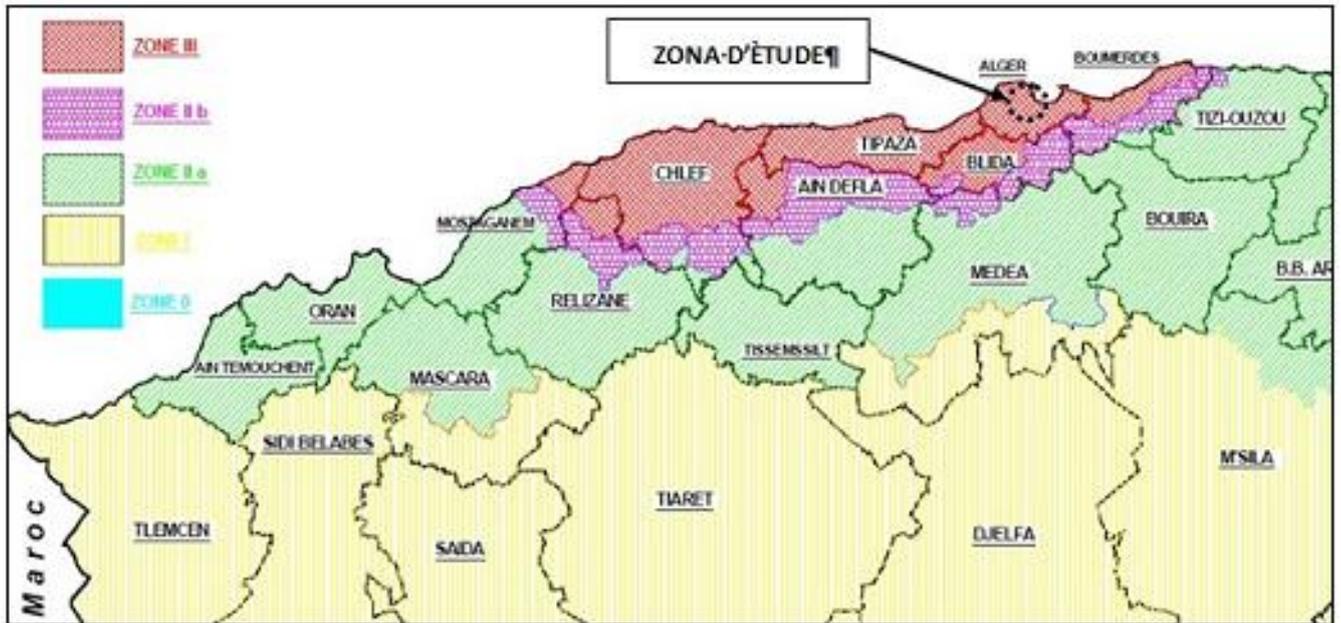
Figure IV.2: Carte Géologique de la région d'Alger

### IV.3.4 Risques géologiques [3]

#### IV.3.4.1 Conditions Sismique

Le territoire Algérienne est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau qui précise cette répartition par wilaya et par commune soit :

## Chapitre IV : cadre géologique du projet



**Figure IV.3 :** Carte du Zonage Sismique du Territoire National

Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone II a et II b	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

**Tableau IV.1 :** Les Zones Sismique du Territoire National

Groupe	Zone Sismique			
	I	Ila	Ilb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

**Tableau IV.2** Les valeurs du coefficient d'accélération de la Zone "A"

D'après ce zonage, la région en étude, où est implantée la section du tunnel cadre, est classée en tant que Zone sismique III (Sismicité élevée), doivent être considérés comme ouvrages d'importance stratégique qui correspondent au groupe 1. Sur la base de ces informations, le coefficient d'accélération sismique est égale à  $A=0,40$  g.

Cette valeur de 0,4g sera considérée pour tous les calculs des structures internes. Pour les phases provisoires, selon l'indication de l'EMA, une valeur de 0,1g devra être considérée.

### IV.3.4.2 Conditions tectoniques :

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

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

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

### IV.4 Les conditions hydrogéologiques : [3]

L'étude hydrogéologique analyse la présence d'eau et ses conséquences dans le sol. Elle complète l'étude géologique et géotechnique du terrain à excaver et avoisinant. Il est indispensable qu'une telle étude soit réalisée au préalable de la conception d'un tunnel. D'un point de vue économique, organisationnel et sécuritaire, l'anticipation est le meilleur outil pour gérer les problèmes engendrés par le sol et l'eau.

L'étude hydrogéologique tente de définir :

- ✓ Les débits d'eau.
- ✓ Les types de venues d'eau.
- ✓ Le régime hydraulique du secteur intéressé.
- ✓ La composition des eaux présentes.

Dans les sédiments Quaternaire, les conditions hydrogéologiques sont caractérisés par des petit nappes locales, isolées et temporaires sans des volumes considérables (nappes suspendus).

Néanmoins pendant le temps des fortes pluies, il est probable l'apparition d'eaux à travers des couches sableuses perméables.

### **IV.5 Les conditions géotechniques : [3]**

Les études géotechniques complètes celle faite préalablement par les géologues . Elles doivent permettre de préciser la description des terrains traversées, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de tunnel, enfin, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

#### **IV.5.1 Moyens de reconnaissances géotechniques [10]**

##### **IV.5.1.1 Essais in situ :**

Ils permettent de déterminer les caractéristiques de sol en place (résistivité, perméabilité, cohésion, cisaillement, indice des vides, etc.)

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

- Sondages** : Ils permettent de prélever des échantillons (cas des sondages carottés) pour des essais de laboratoires.

- Essai de pénétration statique** : qui peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel réalisé dans un sol et sous faible couverture et pour le dimensionnement des ouvrages de têtes situés dans des sols .

- l'essai pressiométrique** : permet de définir trois (03) caractéristiques fondamentales, à savoir le module de déformation, la pression de fluage et la pression limite .

##### **IV.5.1.2 Essais de laboratoire :**

Dans diverses campagnes géotechniques ont été effectués plusieurs essais en laboratoire sur l'échantillon, notamment :

- Teneur en eau

- Densité sèche et humide
- Analyse Granulométrique
- Limites d'Atterberg
- Cisaillement rectiligne à la boîte
- Compressibilité à l'oedomètre
- Analyse Chimique du Sol
- Gonflement à l'oedomètre

Dans le cadre de la reconnaissance géotechnique supplémentaire 2013/2014/2015 et sur le long de l'extension D de la ligne 1 en somme 9 Sondages carottés, 121 essais de pénétration dynamique SPT, 65 essais pressiométrique de Menard et plus de 150 échantillons de sol ont été essayés en laboratoire.

### **IV.6 Conclusion**

Pour conclure, dans ce chapitre nous insisterons sur le fait qu'une campagne de reconnaissance doit toujours être menée avec méthode et précision. Le choix d'un type d'appareil doit se faire en fonction de la nature du terrain et surtout de la nature du problème à résoudre. Il est rare qu'une seule méthode donne les résultats escomptés et l'on doit souvent combiner plusieurs observations et/ou plusieurs mesures.

Dans le cas des projets importants, il est nécessaire de conduire la campagne par étapes successives allant de la résolution des problèmes généraux à celles des points particuliers. On réservera toujours les essais ponctuels et coûteux pour la deuxième ou la troisième phase, après que la reconnaissance globale du site et la mise en évidence des principales difficultés auront été effectués.

***Chapitre V : choix et rationalisation  
du soutènement par les approches  
analytique et numérique d'une  
section de tunnel d'Ain Naadja***

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

### Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

#### V.1 Introduction :

Dans ce chapitre on va essayer de faire le choix rationnel de soutènement d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja. Sur la base des approches analytique (méthode convergence confinement) et des approches numériques (plaxis 2D) par la comparaison entre HEB 160 et deux autres types des cintres métallique par rapport au résultat obtenue à la base des approches analytique.

#### V.2. Géométrie de tunnel :

La coupe transversale type de tunnel d'Ain Naadja, ainsi que les données géométriques relatives sont présentées dans la (figure.VI.1)

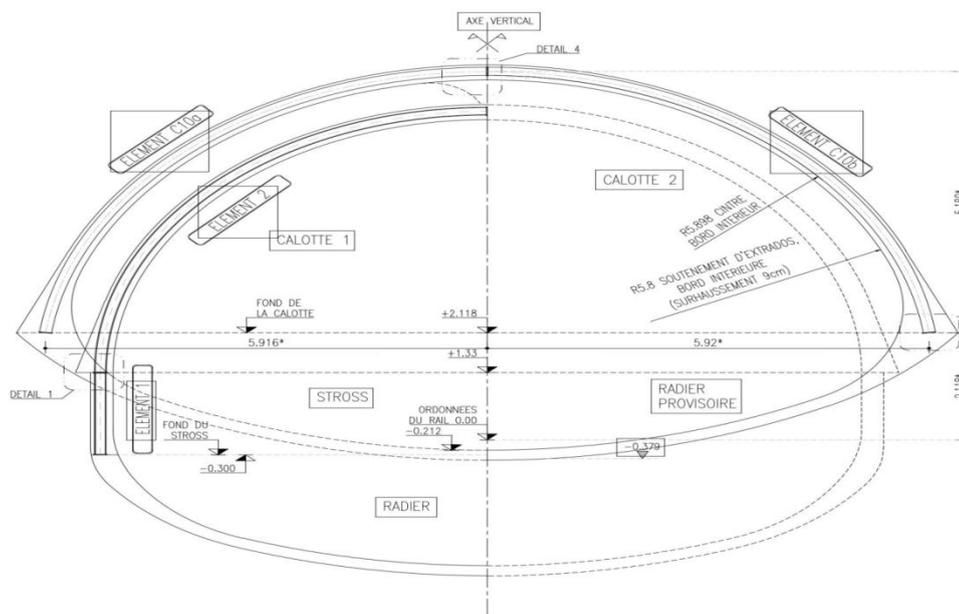


Figure. V.1 : géométrie du tunnel cadre

La section choisie pour notre étude se trouve entre le PK 1+581.4 et le PK 1+663.2 du tunnel cadre.

La section choisie pour l'étude se trouve sur une profondeur de 10m dans une formation d'argile avec une largeur de 70 m et une hauteur de 50 m.

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

### V.3 Approches Analytique : [8]

On utilise les méthodes de convergence- confinement pour provisionner le comportement du terrain à l'intérieur de la galerie (convergence des parois) et aussi pour savoir la réponse du soutènement à ce phénomène.

#### V.3.1 Méthode de convergence – confinement [2] [11]

Le dimensionnement des ouvrages souterrains au stade des études préliminaires se fait fréquemment à partir des classifications des massifs rocheux. Ces méthodes sont, en effet, rapides d'emplois et économiques. Il existe de nombreuses méthodes de classification basées sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font les différences d'une méthode à l'autre. Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement du soutènement qu'on peut classer en trois catégories :

- *Méthodes métrologiques.* On peut citer trois méthodes :
  - Pression sur le soutènement.
  - Mouvement du massif.
  - Contrainte dans le soutènement.
  
- *Méthodes empiriques.* Il existe plusieurs méthodes empiriques dont les suivantes :[2]
  - M. Protodiakonov.
  - A.F.T.E.S.
  - Barton et Al.
  - Z. Bieniaswski.
  - D. Deer.
  - Lauffer.
  - Terzaghi.
  
- *Méthodes analytiques et numériques.*
  - Réactions hyperstatiques.
  - Éléments finis.
  - Blocs rigides.
  - Éléments distincts.
  - Convergence-confinement.

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

### V.3.1.1. Définition de la méthode convergence confinement

La méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974) s'appuie sur la mécanique des milieux continus et fait donc nécessairement appel pour le massif à une loi de comportement d'un milieu continu isotrope ou anisotrope. Toute modélisation implique à la fois une simplification des lois de comportement et une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif et, par conséquent, le recours à un milieu équivalent qui, à l'échelle de l'ouvrage, permet une représentation convenable du comportement du massif. Le choix des caractéristiques de ce milieu équivalent constitue l'étape la plus délicate de la modélisation, le plus souvent, elle ne consiste pas seulement à transcrire les résultats d'essais de laboratoire ou d'essais in-situ mais véritablement à construire un modèle de comportement à partir de toutes les données de la reconnaissance géologique et géotechnique.

La méthode de convergence confinement s'appuie sur la constatation que le champ de déformation obtenu à partir d'un calcul axisymétrique, dans une section perpendiculaire à l'axe de tunnel, est analogue à celui donné par un calcul plan, dans lequel la paroi du tunnel est soutenue par une pression fictive :

$$P = (1 - \lambda) \times \sigma_0 \quad \ll \text{Eq.V.1} \gg$$

$\sigma_0$  Représentant la valeur de la contrainte naturelle en place supposée uniforme et isotrope et un coefficient compris entre 0 et 1 (voir figure). Ce résultat est valable à condition de se placer à une distance suffisante (de l'ordre de  $R/2$ ) du front de taille du tunnel. Le coefficient  $\lambda$  qui caractérise le degré de décompression derrière le front de taille du tunnel, porte le nom de taux de déconfinement.

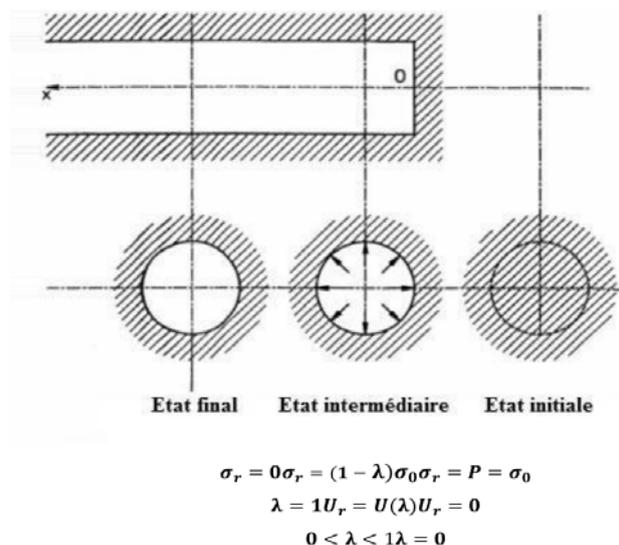


Figure V.2 : Notion de pression fictive et le taux de déconfinement autour du front de taille

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

Partant de cette constatation Panet et Guellec (1974) ont suggéré de prendre en compte, en géométrie plane, l'effet stabilisant lié à la proximité du front de taille, en appliquant la pression sur la périphérie de tunnel. La progression du front de taille est alors simulée en faisant croître  $\lambda$  progressivement de la valeur 0, correspondant à l'état de contrainte initial, à la valeur 1, correspondant à l'état de déformation stabilisé derrière le front de taille. Dans le cas d'un comportement linéaire-élastique du terrain, cette valeur est atteinte à une distance de l'ordre de deux diamètres du front de taille. Le comportement de l'ensemble terrain – soutènement est alors analysé dans un diagramme  $(P, u)$ .

Considérons une section plane du terrain soumise à une contrainte naturelle correspondant à un initial isotrope  $\sigma_0$ . La cavité est pré excavée ainsi que supposée remplie de liquide à une pression  $P$  correspondant à l'état initial  $\sigma_0$ . Le déplacement  $u$  de la paroi de la cavité est nul (point A de la figure). En diminuant la pression  $P_i$ , on provoque un déplacement radial  $u$  correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation.

Dans un premier temps le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression déplacement suivie  $P_i = f(u)$  est linéaire du point A au point B. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation. C'est la portion ABC de la courbe. La courbe ABC est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure  $P_i$  qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur  $U_{s0}$  pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

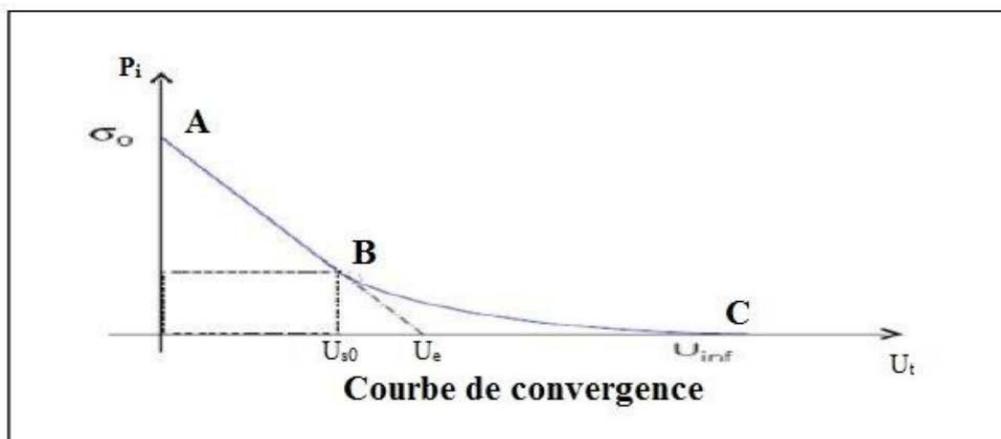


Figure V.3 : Courbe de convergence

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

L'équilibre final qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique (voir figure V.5). Le point d'intersection définit le point d'équilibre.

### V.3.1.2. Principes du calcul

#### Etape n° 1 : courbe caractéristique du massif.

Le calcul est fait d'abord pour la phase élastique, à partir de  $\lambda = 0$  ( $\sigma_r = \sigma_0$ ). Le confinement dépasse la frontière élastique, puis dans la phase élasto – plastique jusqu'à  $\lambda = 1$ .

Au début du calcul, les paramètres caractéristiques suivants de la courbe de terrain sont calculés :

$$R_c = \frac{2c * \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \ll \text{Eq.V.2} \gg$$

Avec :

$R_c$  : La résistance en compression simple du terrain

$\sigma_0$  : Contrainte initiale du massif

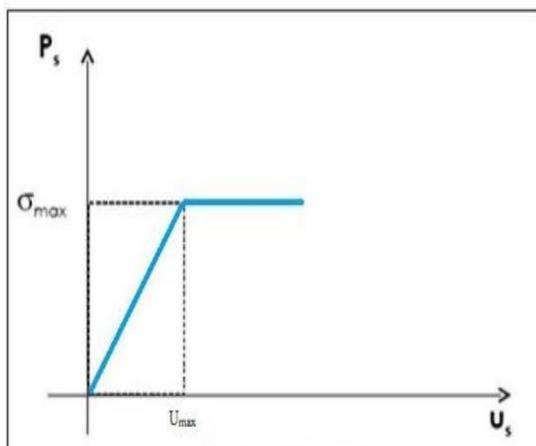


Figure V.4 : Courbe de confinement

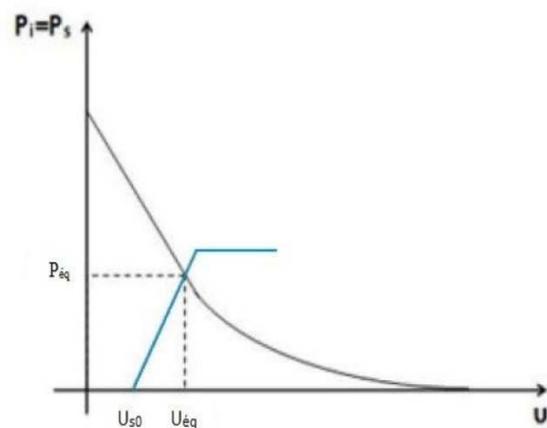


Figure V.5 : courbe convergence confinement

Si  $\sigma_0 < \frac{R_c}{2}$ : Le creusement n'entraîne que des déformations élastiques. La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse:

$$U_e = \frac{1 + \nu}{E} * R * \sigma_0 \quad \ll \text{Eq.V.3} \gg$$

E : Module de Young

$\nu$  : Coefficient de Poisson

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

R : Rayon d'excavation

$\sigma_0$  : Contrainte initiale du massif

Si  $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$  : C'est le cas qui représente la fin de l'élasticité. La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture s'exprime par l'expression suivante :

$$P_a = \sigma_0 * (1 - \sin \varphi) - c * \cos \varphi = \left( \sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) * (1 - \sin \varphi) \quad \ll \text{Eq.V.4} \gg$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}}{k_p + 1} \quad \ll \text{Eq.V.5} \gg$$

Le déplacement des parois à l'apparition de la rupture vaut :

$$u_a = \lambda_a * U_e \quad \ll \text{Eq.V.6} \gg$$

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

Pour  $P_a < P$  : Calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie.

$$U(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} * \lambda_a \sigma_0 * \frac{1}{1 + \alpha} * \left\{ 2 * \left[ \frac{r_p(\lambda)}{R} \right]^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right\} * R \quad \ll \text{Eq.V.7} \gg$$

$$\left[ \frac{r_p(\lambda)}{R} \right] = \left[ \frac{2}{k_p + 1} * \frac{(k_p - 1) * \sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda) * (k_p - 1) \sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}} \quad \ll \text{Eq.V.8} \gg$$

- Si  $\alpha = 1$  : La déformation se fait avec un volume constant.
- Si  $\alpha > 1$  : La déformation se fait avec une augmentation de volume, le milieu est dilatant.

On peut donc distinguer les piédroits et la voûte en prenant le poids de la zone décomprimée :

$$\text{En voûte : } P' = P + \gamma * (r_p - R) \quad \ll \text{Eq.V.9} \gg$$

$$\text{En piédroits : } P' = P \quad \ll \text{Eq.V.10} \gg$$

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme.

### Etape n° 2 : Convergence à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement, elle est généralement plus du tiers du déplacement élastique à  $P = 0$ :

$$U_{s0} > 0,265 \times U_e \quad \ll \text{Eq.V.11} \gg$$

### Etape n° 3 : Courbe caractéristique du soutènement.

Pour réaliser cette courbe il faut déterminer la raideur du soutènement  $K_b$  choisi et la pression maximale de soutènement  $P_{bmax}$  état limite admissible ou état limite de rupture, puis tracer la courbe.

Dans le cas d'un revêtement cylindrique mince de module  $E_b$  et d'épaisseur ( $e$ ) :

$$K_S = E_b * \frac{e}{R} \quad \ll \text{Eq.V.12} \gg$$

$$P_b^{max} = \sigma_{max} * \frac{e}{R} \quad \ll \text{Eq.V.13} \gg$$

### Etape n° 4 : Equilibre finale.

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne le point d'équilibre. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimension et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimension et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front de taille à laquelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables.

Par la méthode convergence-confinement on obtient, dans le cas où les caractéristiques du terrain sont suffisamment connues et relativement homogènes, un ensemble de documents prévisionnels qui oriente le choix initial du mode de soutènement et serviront de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux.

La méthode convergence-confinement permet enfin la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul plus élaboré

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

### V.3.2. Application De La Méthode Convergence –Confinement

#### Principe:

On examine ici l'utilisation de la méthode Convergence-Confinement à la section du tunnel cadre, pour déterminer la pression de soutènement à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité. On a abouti en conséquence à des déformations acceptables. Cet ensemble d'informations va nous permettre de contrôler les mesures de convergence effectuées sur le site.

La méthode convergence-confinement est appliquée en clé de voûte.

#### ➤ Input

Caractéristiques du terrain excavé	
Coefficient de poisson	$\nu = 0,2$
Cohésion	$c = 30 \text{ KN/m}^2$
Module de déformation	$E_t = 25 \text{ MPa}$
Angle du frottement	$\varphi = 26^\circ$
Rayon de l'excavation	$R = 5,31 \text{ m}$
Caractéristiques du cintre	
Section de cintre HEB 120	$A_s = 140 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$
Résistance de l'acier	$\sigma_s = 240000 \text{ KN/m}^2$
Module d'élasticité de l'acier	$E_c = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
Espacement des cintres	$a = 1,1 \text{ m}$
Caractéristiques du béton projeté	
Module de Young (béton projeté)	$E_b = 10000 \text{ MPa}$
Coefficient de poisson (béton projeté)	$\nu = 0,2$
Epaisseur de béton	$e = 0,2 \text{ m}$

Tableau V.1: caractéristique du terrain excavé

#### ✓ Charge vertical

$$\sigma_0 = 378.81 \text{ KN/m}^2 \text{ (théorie des poids des terres)}$$

1. On calcule  $R_c$  (résistance à la compression simple) :

$$R_c = \frac{2 \times c \times \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad [\text{KN/m}^2] \ll \text{Eq.V.14} \gg$$

$$R_c = \frac{2 \times 30 \times \cos(26)}{1 - \sin(26)}$$

$$R_c = 96.02 \text{ KN/m}^2$$

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

Selon la classification de l'AFTES, notre sol est de classe R5b ( $R_c < 0.5$  MPa)

On a bien :  $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$  alors c'est la fin de l'état élastique (milieu élastoplastique)

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

Tableau V.2 : Classification des roches.

### 2.Le taux de déconfinement:

$$\lambda a = \frac{\sigma_0 - Pa}{\sigma_0} \quad \ll \text{Eq.V.15} \gg$$

Avec:

$$Pa = \sigma_0(1 - \sin\varphi) - c \times \cos\varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right)(1 - \sin\varphi) \text{ [KN/m}^2\text{]} \ll \text{Eq.V.16} \gg$$

$$Pa = \left(378.81 - \frac{96.02}{2}\right)(1 - \sin 26)$$

$$Pa = 185.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\lambda a = \frac{378.81 - 29.2}{378.81}$$

$$\lambda a = 0.5$$

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

D'après l'équation :

$$Ue = \frac{1+\nu}{Et} \times R \times \sigma_0 \quad [\text{m}] \quad \ll \text{Eq.V.17} \gg$$

$$Ue = \frac{1 + 0.2}{25 \times 10^3} \times 5.31 \times 378.81$$

$$Ue = 0.08 \text{ m}$$

On remarque que la convergence est assez importante, alors il faut disposer le soutènement le plus rapidement possible qui va avec le creusement du tunnel.

**3. Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture est :**

$$Ua = \lambda a \times Ue \quad [\text{m}] \quad \ll \text{Eq.V.18} \gg$$

$$Ua = 0.5 \times 0.08$$

$$Ua = 0.045 \text{ m}$$

D'après l'équation :

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[ \frac{2}{K_p + 1} \times \frac{(K_p - 1) \times \sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda) \times (K_p - 1) \times \sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad \ll \text{Eq.V.19} \gg$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \ll \text{Eq.V.20} \gg$$

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{26}{2} \right) = 2.7$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left( \frac{2}{(2.7 + 1)} \times \frac{(2.7 - 1) \times 378.81 + 96.02}{(1 - \lambda) \times (2.7 - 1) \times 378.81 + 96.02} \right)^{\frac{1}{2.7 - 1}}$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left( \frac{532.04}{984.27 - 629\lambda} \right)^{0.6}$$

**4. Le déplacement à la paroi de l'excavation est donné par :**

$$u(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \times \lambda_a \times \sigma_0 \times \frac{1}{1 + \alpha} \times \left[ 2 \left( \frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{1 + \alpha} - 1 + \alpha \right] \times R \quad \ll \text{Eq.V.21} \gg$$

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

la déformation se fait dans un volume constant  $\alpha = 1$

$$u(\lambda) = u_a \left( \frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \quad \ll \text{Eq.V.22} \gg$$

$$U(\lambda) = 0.045 \left( \frac{1479.99}{2737.99 - 2382.79\lambda} \right)^{1.2}$$

$$P(\lambda) = (1 - \lambda) \times 378.81 \quad \text{pour } \lambda > \lambda_a$$

### 5. Valeurs de la courbe caractéristique du terrain :

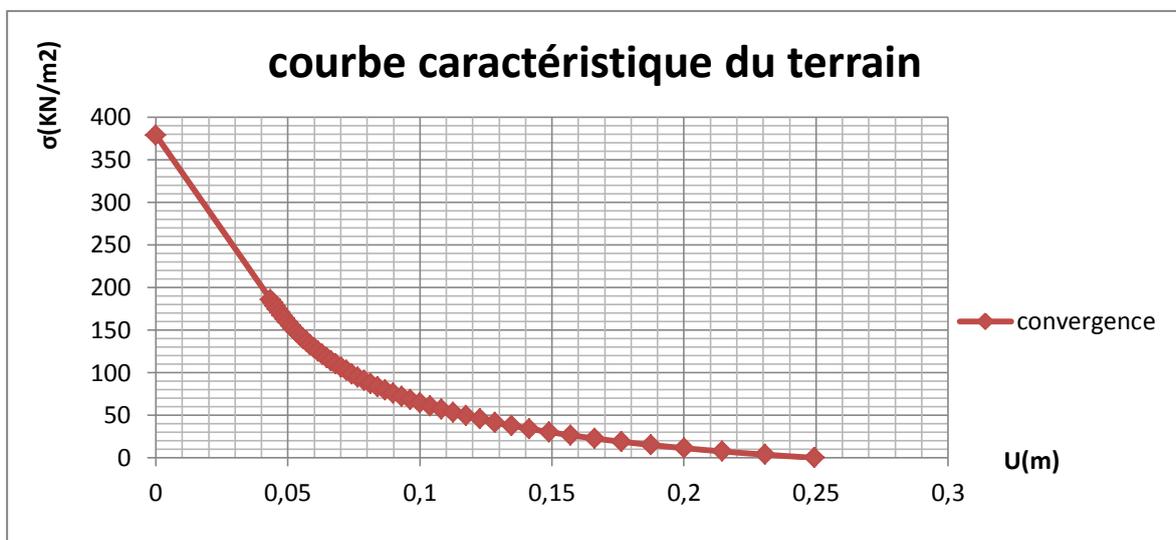
Le tableau suivant résumé les résultats de la contraint fictive et le déplacement correspond :

Convergence de terrain		
$\lambda$	$\sigma(\text{Pa})(\text{KN/m}^2)$	U(m)
0	378,81	0
0,51	185,6169	0,043487484
0,52	181,8288	0,044318356
0,53	178,0407	0,045178802
0,54	174,2526	0,046070379
0,55	170,4645	0,046994752
0,56	166,6764	0,047953706
0,57	162,8883	0,048949156
0,58	159,1002	0,049983156
0,59	155,3121	0,051057917
0,6	151,524	0,052175819
0,61	147,7359	0,053339428
0,62	143,9478	0,054551514
0,63	140,1597	0,05581507
0,64	136,3716	0,057133339
0,65	132,5835	0,058509836
0,66	128,7954	0,059948377
0,67	125,0073	0,061453116
0,68	121,2192	0,063028579
0,69	117,4311	0,064679706
0,7	113,643	0,0664119
0,71	109,8549	0,068231083
0,72	106,0668	0,070143759
0,73	102,2787	0,072157081
0,74	98,4906	0,074278944
0,75	94,7025	0,076518071

**Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja**

0,76	90,9144	0,078884132
0,77	87,1263	0,08138787
0,78	83,3382	0,084041255
0,79	79,5501	0,086857658
0,8	75,762	0,089852068
0,81	71,9739	0,093041331
0,82	68,1858	0,096444453
0,83	64,3977	0,100082948
0,84	60,6096	0,103981263
0,85	56,8215	0,10816729
0,86	53,0334	0,112672986
0,87	49,2453	0,117535137
0,88	45,4572	0,122796288
0,89	41,6691	0,12850591
0,9	37,881	0,134721848
0,91	34,0929	0,141512151
0,92	30,3048	0,148957395
0,93	26,5167	0,157153678
0,94	22,7286	0,166216485
0,95	18,9405	0,176285791
0,96	15,1524	0,187532821
0,97	11,3643	0,200169174
0,98	7,5762	0,214459315
0,99	3,7881	0,230737958
1	0,00	0,249434723

**Tableau V.3 : Les valeurs de la courbe de convergence.**



**Figure V.6: courbe caractéristique du terrain**

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

- Résultat obtenu :

<b>Pa (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>185.61</b>
<b>U<sub>Re</sub> (m)</b>	<b>0.043</b>
<b>U<sub>R0</sub> (m)</b>	<b>0.084</b>

Si le sol reste dans le domaine élastique linéaire le déplacement final sera  $U_{R0}=0.084$  (m) dans le cas inverse. le terrain passe à l'état plastique le déplacements d'apparition du rupture est  $U_{Re}=0.043m$  et la pression correspond est  $Pa=185.61$  KN/m<sup>2</sup>.

### ✓ Courbe caractéristique du soutènement

#### 1. Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

$$U_{S0} > 0.265 U_{R0}$$

$$U_{S0} > 0.265 \times 0.084$$

$$U_{S0} > 0.022 \text{ m}$$

Soit généralement plus du 1/3 du déplacement élastique à  $p=0$

$$U_{S0} = 0.028 \text{ m}$$

#### 2. Raideur du cintre :

$$Kc = \frac{Ec \times As}{a \times R} \quad [\text{MPa}] \quad \ll \text{Eq.V.23} \gg$$

$$Kc = \frac{2 \times 10^5 \times 140 \times 10^{-4}}{1.1 \times 5.31} = 479 \text{ MPa}$$

$$Kc = 479 \text{ MPa}$$

#### 3. Pression maximale de soutènement:

$$p_c^{\max} = \frac{\sigma_s \times As}{a \times R} \quad [\text{MPa}] \quad \ll \text{Eq.V.24} \gg$$

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

$$p_c^{\max} = \frac{240 \times 140 \times 10^{-4}}{1.1 \times 5.31} = 0.575 \text{ MPa}$$

$$p_c^{\max} = 0.575 \text{ MPa}$$

### 4. Déplacement de cintre HEB 160

$$u_c = \frac{p_c^{\max} \times R}{K_c} \quad [\text{m}] \quad \ll \text{Eq.V.25} \gg$$

$$U_c = \frac{0.575 \times 5.31}{479} = 6.36 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$U_c = 6.36 \times 10^{-3} \text{ m}$$

### 5. Raideur du béton projeté

$$K_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu^2) \times R} \quad [\text{MPa}] \quad \ll \text{Eq.V.26} \gg$$

$$K_b = \frac{10000 \times 0.2}{(1 - 0.2^2) \times 5.31}$$

$$K_b = 392.34 \text{ MPa}$$

### 6. Pression maximale de soutènement :

$$p_b^{\max} = \frac{\sigma_{b\max} \times e}{R} \quad [\text{MPa}] \quad \ll \text{Eq.V.27} \gg$$

$$P_b^{\max} = \frac{14.7 \times 0.2}{5.31}$$

$$P_b^{\max} = 0.55 \text{ MPa}$$

### 7. Déplacement de béton projeté :

$$u_b = \frac{p_b^{\max} \cdot R}{K_b} \quad [\text{m}] \quad \ll \text{Eq.V.28} \gg$$

$$U_b = \frac{0.57 \times 5.31}{392.34}$$

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

$$U_b = 7.71 \times 10^{-3} \text{ m}$$

### 8. La convergence acquise par la paroi au moment du soutènement

$$U_{s0} = 10\% \cdot U_{R0} \quad [\text{m}] \ll \text{Eq.V.29} \gg$$

$$U_{s0} = 10\% \times 0.084$$

$$U_{s0} = 0.008 \text{ m}$$

Pour la mise en place à proximité du front de taille :

$$U_{s1} = U_{s0} + S_{u1} \quad [\text{m}] \ll \text{Eq.V.30} \gg$$

$$U_{s1} = 0.008 + 0.002$$

$$U_{s1} = 0.01 \text{ m}$$

➤ *Equilibre final*

Vérification du soutènement :

$$P = \sigma_0 < p_b^{max} + p_c^{max} \quad [\text{MPa}] \ll \text{Eq.V.31} \gg$$

$$0.1 < 0.55 + 0.575 = 1.128 \text{ MPa}$$

$$P_{c+b}^{max} = 1.128 \text{ MPa}$$

1. Déplacement du soutènement (cintre + béton projeté) :

$$U_{c+b}^{max} = \frac{(P_{cmax} + P_{bmax}) \times R}{K_c + K_b} = \frac{(0.575 + 0.55) \times 5.31}{(479 + 392.34)} \quad [\text{m}] \ll \text{Eq.V.32} \gg$$

$$U_{c+b}^{max} = 6.85 \times 10^{-3} \text{ m}$$

# Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

$\sigma(U) = P_{max}$  si  $U \geq 0.015$  m

**Remarque :** la valeur 0.015 est calculée a partir de la valeur de  $U_{s0}$  et  $U(c+b)_{max}$

$U = U_{s0} + U(c+b)_{max} = 0.008 + 0.00685 = 0.015$  m

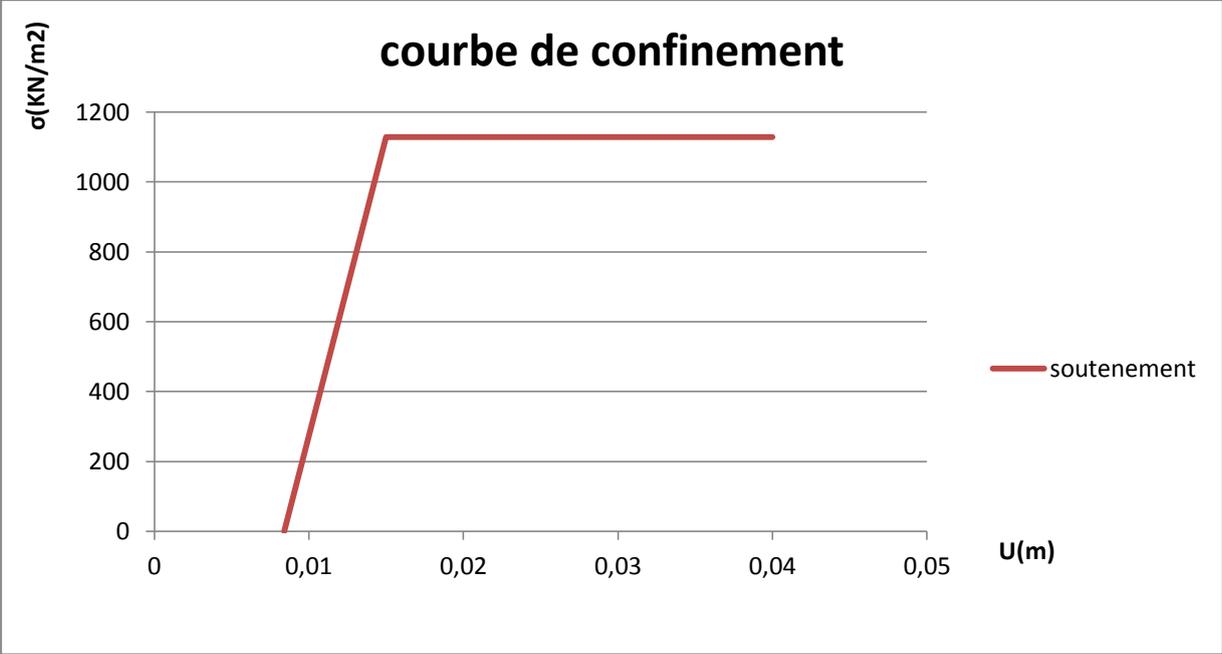


Figure V.7: Courbe de confinement

➤ **La courbe finale de la convergence confinement :**

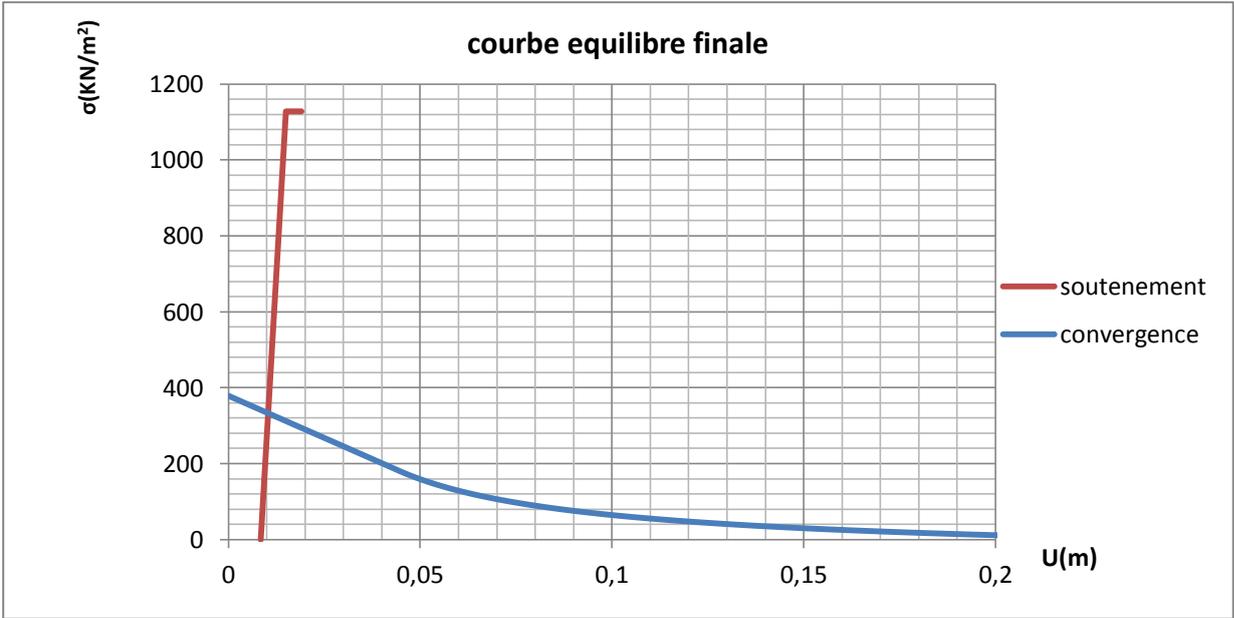


Figure V.8 : Courbe d'équilibre final de convergence - Confinement.

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

Graphiquement, le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement :  $(U_{eq}, P_{eq}) = (1.5 \times 10^{-2} \text{ m}, 325 \text{ KN/m}^2)$

### V.3.3 Conclusion

Les résultats trouvés par cette méthode donne une vue générale sur le déplacement de terrain et le pouvoir du soutènement provisoire d'arrêter ce déplacement jusqu'à mise en place le revêtement définitif.

A partir du point d'équilibre on peut optimiser notre soutènement (mais à court terme).

### V.4.Approches numérique :

#### ✓ Cas métro d'Alger

Dans ce cadre d'étude, on a projeté d'utiliser le logiciel PLAXIS 2D, qui de pouvoir modélisé l'ouvrage du métro d'Alger.

Le tronçon du métro d'Alger choisit est de PK 1+581.4 le 1+663.2.

Le travail d'apprendre se résume à une comparaison et confirmation de système (convergence-confinement) par l'application des méthodes analytique et numérique. L'élément d'étude choisit est variation des types des cintres utilisées au projetés selon les modules existants (ST1 et ST2 et ST3).

- ST1 : béton projeté +cintre HEB 160+boulons d'ancrage.
- ST2 : béton projeté +cintre HEB 140+boulons d'ancrage.
- ST3 : béton projeté +cintre HEB 180+boulons d'ancrage.

#### V.4.1.Définition du cadre de soutènement :

- béton projeté : 20 cm de béton projeté avec des fibres. Cette couche pourra être appliquée totalement ou partiellement suivant la qualité et la stabilité du sol
- boulonnage : Boulons systématiques en barre de 15 mm, espaces 1,1 m(transversalement) par 1,1 m (longitudinalement), de 4 m de longueur.
- Cintres métalliques :
  - Cintres HEB 160 espaces de 1.1 m, attaches entre eux par des cintres IPN formes par des barres de  $\phi 15\text{mm}$  (pour ST1)
  - Cintres HEB 140 espaces de 1.1 m, attaches entre eux par des cintres IPN formes par des barres de  $\phi 12\text{mm}$  (pour ST2)

# Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

- Cintres HEB 180 espaces de 1.1 m, attaches entre eux par des cintres IPN formes par des barres de  $\phi 15\text{mm}$  (pour ST3)

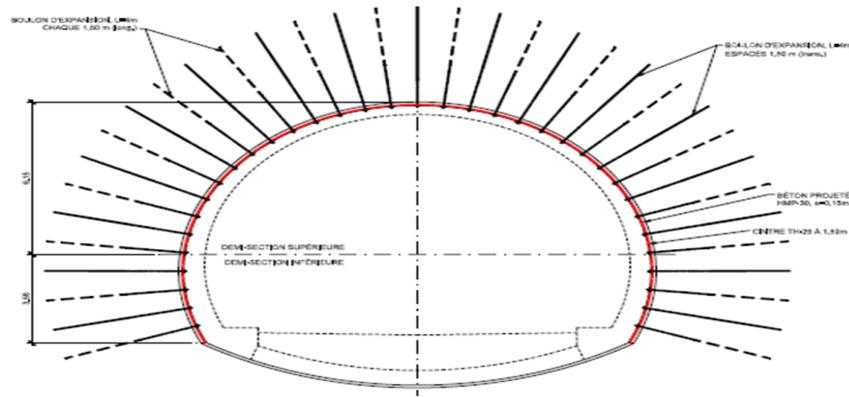


Figure.V.9. illustration du soutènement

## V.4.2.Modèle géométrique pour PLAXIS :

La définition géométrique retenue pour la section choisie est présenté sur la Figure. V.10.

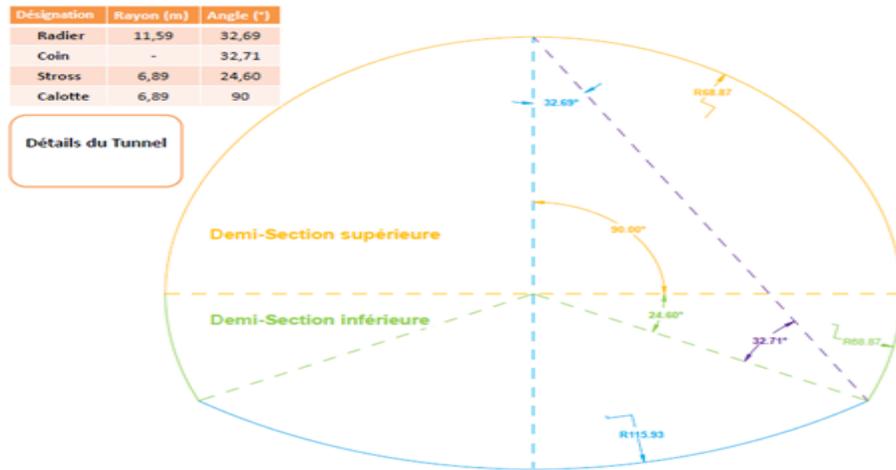


Figure. V.10.propriété géométriques du tunnel pour PLAXIS

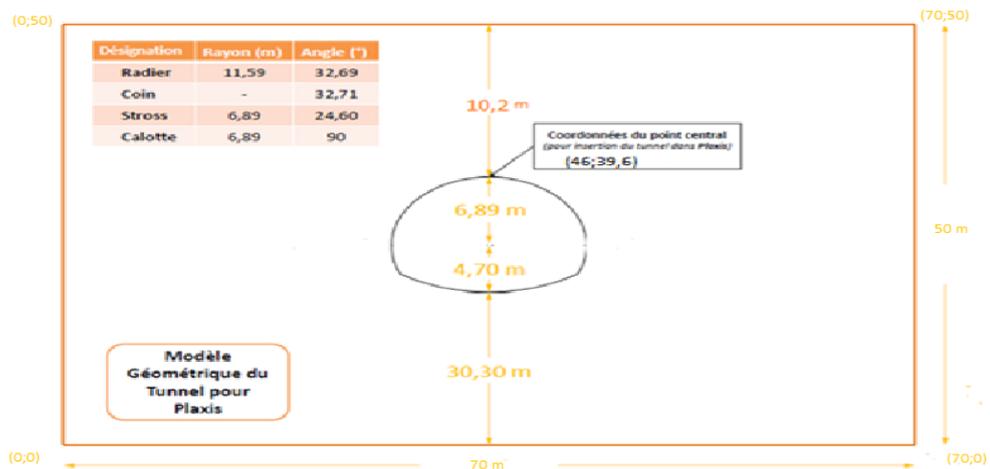


Figure.V.11. illustration des données géométriques pour plaxis

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

### V.4.3. Modèle de calcul :

Le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb a été choisi pour la simulation de notre projet, l'avantage de ce modèle réside dans sa simplicité.

Les paramètres du sol obtenus par laboratoire des travaux publics COSIDER, ont été récupérés du rapport géotechnique du sol et sont les suivants :

- Le poids volumique non saturé  $\gamma_{\text{unsat}}$  et saturé  $\gamma_{\text{sat}}$  ;
- Coefficient de poisson  $\nu$ , Le module de Young  $E$ , Module de cisaillement  $G$ , la cohésion  $c$ , l'angle de frottement  $\varphi$  et l'angle de dilatance  $\psi$ .
- Les paramètres de réduction d'interfaces  $R$ .

### V.4.4 caractéristiques du terrain :

Les paramètres géotechniques prise dans le calcul (voir tableau .V.4) sont ceux obtenus par des essais effectués par le laboratoire sur des échantillons paraffinés prélevé directement de la masse du tunnel

#### ➤ *Input*

Paramètre	Nom	Terrain	Unité
Modèle de matériaux	Model	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement des matériaux	Type	Drainé	-
Poids volumique « non saturé »	$\gamma_{\text{unsat}}$	17	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique « saturé »	$\gamma_{\text{sat}}$	23	KN/m <sup>3</sup>
Module de Young	$E_{\text{ref}}$	$2.5 \cdot 10^4$	KN/m <sup>3</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0.2	-
Cohésion	$C_{\text{ref}}$	30	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	26	°
Angle de dilatance	$\psi$	0	°
Résistance d'interface	$R_{\text{inter}}$	1	-

Tableau.V.4 : Paramètres géotechniques du terrain du tunnel cadre à Ain Naadja

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

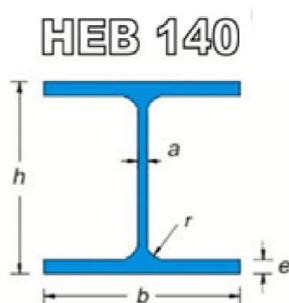
### V.4.5 Caractéristiques du soutènement provisoire :

Le soutènement provisoire est composé d'une couche de béton projeté de 20cm injecté avec des boulons d'ancrage et des cintres.

on a choisit 3 modèle des cintres qui entrant dans le même gamme (HEB140, HEB160, HEB180), pour vérifier la méthode analytique.

#### ➤ Input

- Les cintres HEB 140 :



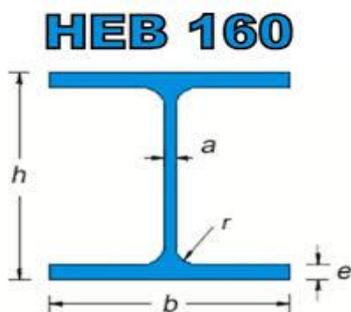
paramètre	H	b	A	$E_c$	$I_x$
Valeur	140(mm)	140(mm)	43(cm <sup>2</sup> )	2.0 <sup>E</sup> +08(KN/m <sup>2</sup> )	1509(cm <sup>4</sup> )

**Tableau V.5.**caractéristiques de cintre HEB 140

$$E_c A_c = 2.0 * 10^8 * 43 * 10^{-4} = 0,86 * 10^6 \text{ KN}$$

$$E_c I_c = 2.0 * 10^8 * 0.001509 * 10^{-2} = 3,018 * 10^3 \text{ KN.m}^2$$

- Les cintres HEB 160 :



paramètre	H	b	A	$E_c$	$I_x$
Valeur	160(mm)	160(mm)	54.3(cm <sup>2</sup> )	2.0 <sup>E</sup> +08(KN/m <sup>2</sup> )	2492(cm <sup>4</sup> )

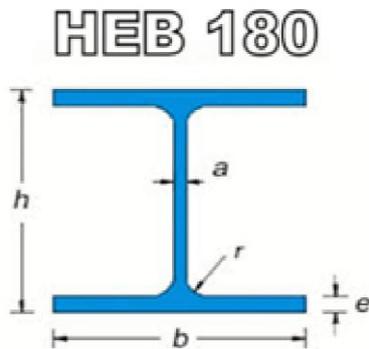
**Tableau V.6.**caractéristiques de cintre HEB 160

$$E_c A_c = 2.0 * 10^8 * 54.3 * 10^{-4} = 1,08 * 10^6 \text{ KN}$$

$$E_c I_c = 2.0 * 10^8 * 0.002492 * 10^{-2} = 5,0 * 10^3 \text{ KN.m}^2$$

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

- Les cintres HEB 180 :



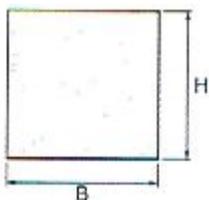
paramètre	H	b	A	$E_c$	$I_x$
Valeur	180(mm)	180(mm)	65.3 (cm <sup>2</sup> )	2.0 <sup>E</sup> +08(KN/m <sup>2</sup> )	3831(cm <sup>4</sup> )

**Tableau V.7.**caractéristiques de cintre HEB 180

$$E_c A_c = 2.0 \cdot 10^8 \cdot 65.3 \cdot 10^{-4} = 1,3 \cdot 10^6 \text{ KN}$$

$$E_c I_c = 2.0 \cdot 10^8 \cdot 0.003831 \cdot 10^{-2} = 7,66 \cdot 10^3 \text{ KN.m}^2$$

- Le béton projeté :



Paramètre	H	b	$E_c$	A	$I_x$
Valeur	20 pour (cm)	80 (cm)	1.0*10 <sup>7</sup> (KN/m <sup>2</sup> )	2000 (cm <sup>2</sup> )	5*10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> )

**Tableau.V.8.**caractéristiques de béton projeté

- ✓ Béton projeté : on prend dans le calcul un élément unitaire de 1m avec épaisseur 20cm
- ✓ Surface  $A_b = 0.2\text{m}^2$
- ✓ Densité  $D = 2400\text{Kg}/\text{m}^3$
- ✓ Module de young  $E_b = 1.0 \cdot 10^7 \text{ KN}/\text{m}^2$

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = 0.0005 \text{ m}^4$$

$$E_b A_b = 1,0 \cdot 10^7 \cdot 0.2 = 2.0 \cdot 10^6 \text{ KN}$$

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

$$E_b I_b = 1,0 * 10^7 * 0.0005 = 5,0 * 10^3 \text{ KN.m}^2$$

$$W = D * \nu = 2400 * 0.2 = 480 \text{ Kg}$$

$$\nu = 0.2$$

Le code de calcul plaxis 2D prend en considération les éléments de soutènement comme un seul matériau, et pour cela il est approprié d'utiliser une rigidité flexionnelle et normale équivalente.

On utilisant les formules suivants :

$$EA_{\text{équivalent}} = (E_b A_b + E_c A_c) / A_b + A_c = 1,5 * 10^7 \text{ KN/m (ST1)(HEB160)} \ll \text{Eq.V.33} \gg$$

$$EA_{\text{équivalent}} = (E_b A_b + E_c A_c) / A_b + A_c = 1,4 * 10^7 \text{ KN/m (ST2)(HEB140)} \ll \text{Eq.V.34} \gg$$

$$EA_{\text{équivalent}} = (E_b A_b + E_c A_c) / A_b + A_c = 1,6 * 10^7 \text{ KN/m (ST3)(HEB180)} \ll \text{Eq.V.35} \gg$$

$$EI_{\text{équivalent}} = E_b I_b + E_c I_c = 1.0 * 10^4 \text{ KNm}^2 / \text{m (ST1)(HEB160)} \ll \text{Eq.V.36} \gg$$

$$EI_{\text{équivalent}} = E_b I_b + E_c I_c = 8.02 * 10^3 \text{ KNm}^2 / \text{m (ST2)(HEB140)} \ll \text{Eq.V.37} \gg$$

$$EI_{\text{équivalent}} = E_b I_b + E_c I_c = 1.3 * 10^4 \text{ KNm}^2 / \text{m (ST3)(HEB180)} \ll \text{Eq.V.38} \gg$$

### ➤ Caractéristiques des boulons d'ancrage :

les boulons d'ancrage utilisés dans le tunnel cadre sont des boulons systématiques en barre de 15 mm , espacés 1,1 m (transversalement) par 1,1 m (longitudinalement) .

	L(m)	E(KN/m <sup>2</sup> )	A(m <sup>2</sup> )	EA <sub>eq</sub> (KN)
<b>Boulons</b>	5,5	2*10 <sup>8</sup>	1,4*10 <sup>-3</sup>	2,8*10 <sup>5</sup>

Tableau.V.9.caractéristiques des boulons d'ancrage

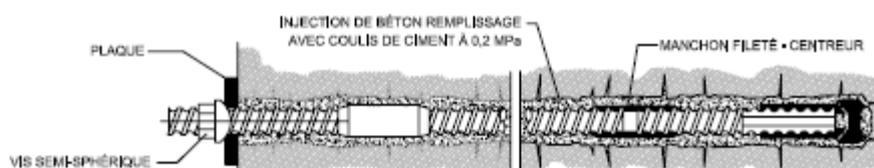
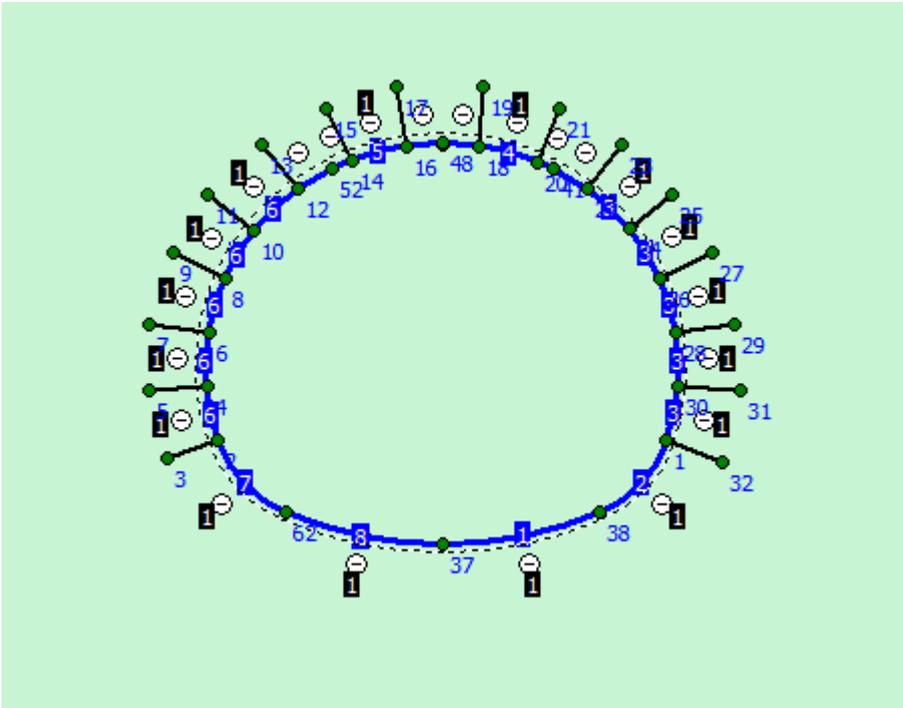


Figure.V.12.boulons d'ancrage

# Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

## V.4.6 Illustration des données input :

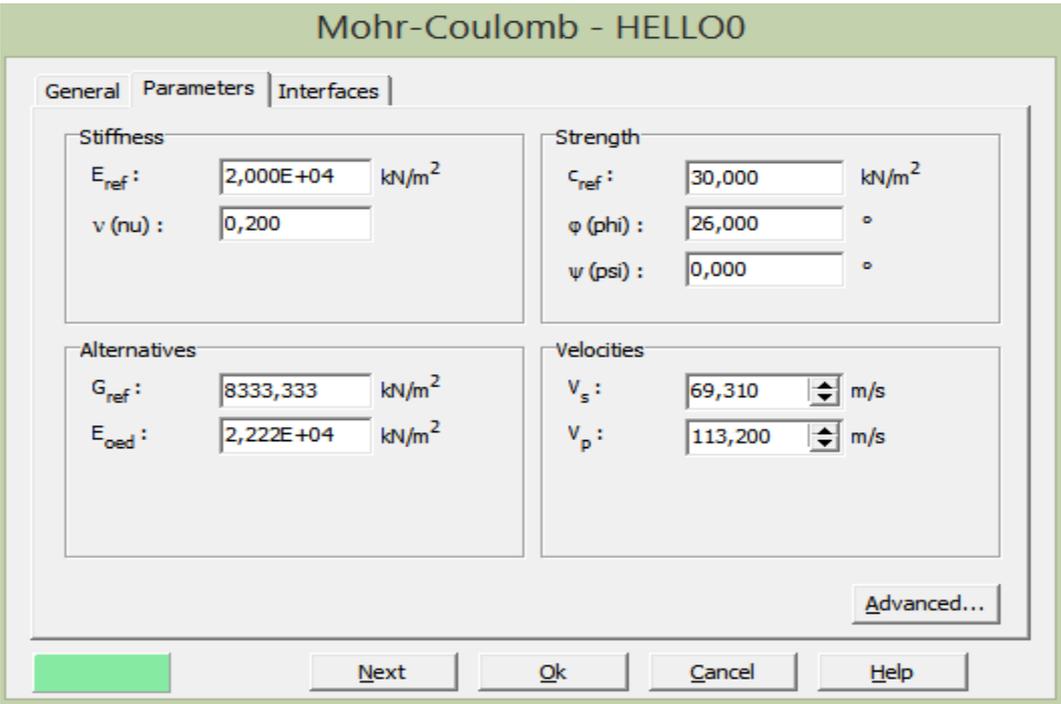
- Modèle géométrique du soutènement



- Caractéristique du terrain :

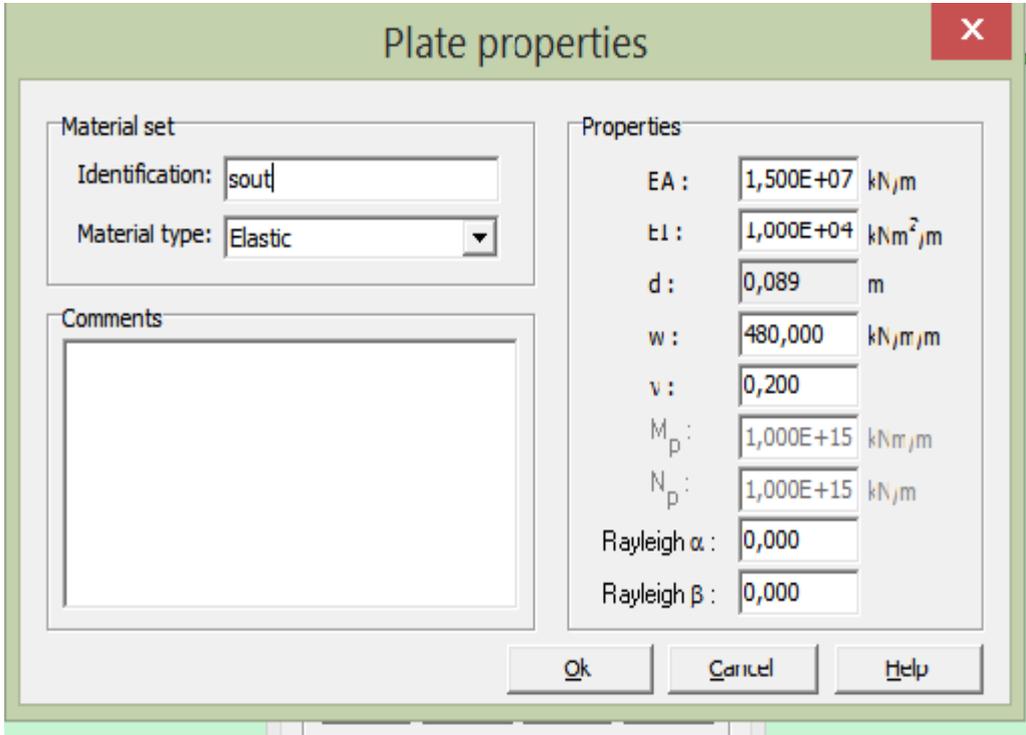
A screenshot of a software interface for defining material properties. The interface has three tabs: "General", "Parameters", and "Interfaces". The "General" tab is selected. It contains several input fields and dropdown menus. The "Material Set" section includes: "Identification" (text box with "HELLO0"), "Material model" (dropdown menu with "Mohr-Coulomb"), and "Material type" (dropdown menu with "Drained"). The "General properties" section includes: " $\gamma_{unsat}$ " (text box with "17,000" and unit "kN/m<sup>3</sup>"), and " $\gamma_{sat}$ " (text box with "23,000" and unit "kN/m<sup>3</sup>"). The "Permeability" section includes: " $k_x$ " (text box with "0,100" and unit "m/day"), and " $k_y$ " (text box with "0,100" and unit "m/day"). There is an "Advanced..." button at the bottom right. A "Comments" text area is located on the left side of the interface.

**Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja**



- **Caractéristique du soutènement provisoire :**

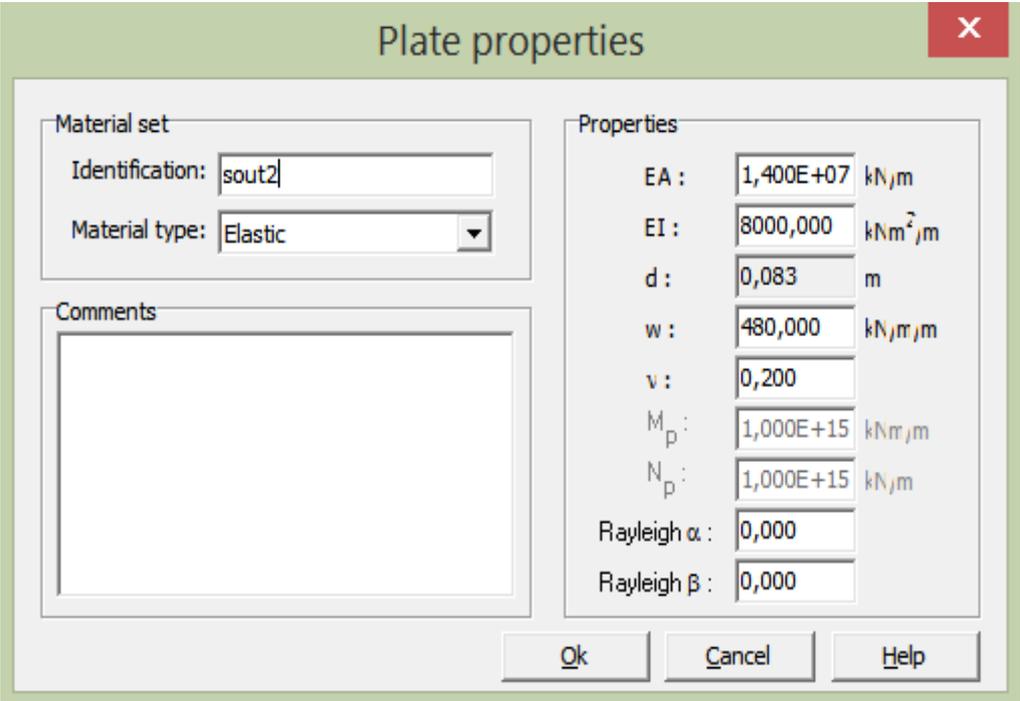
**1-Soutènement (ST1) :**



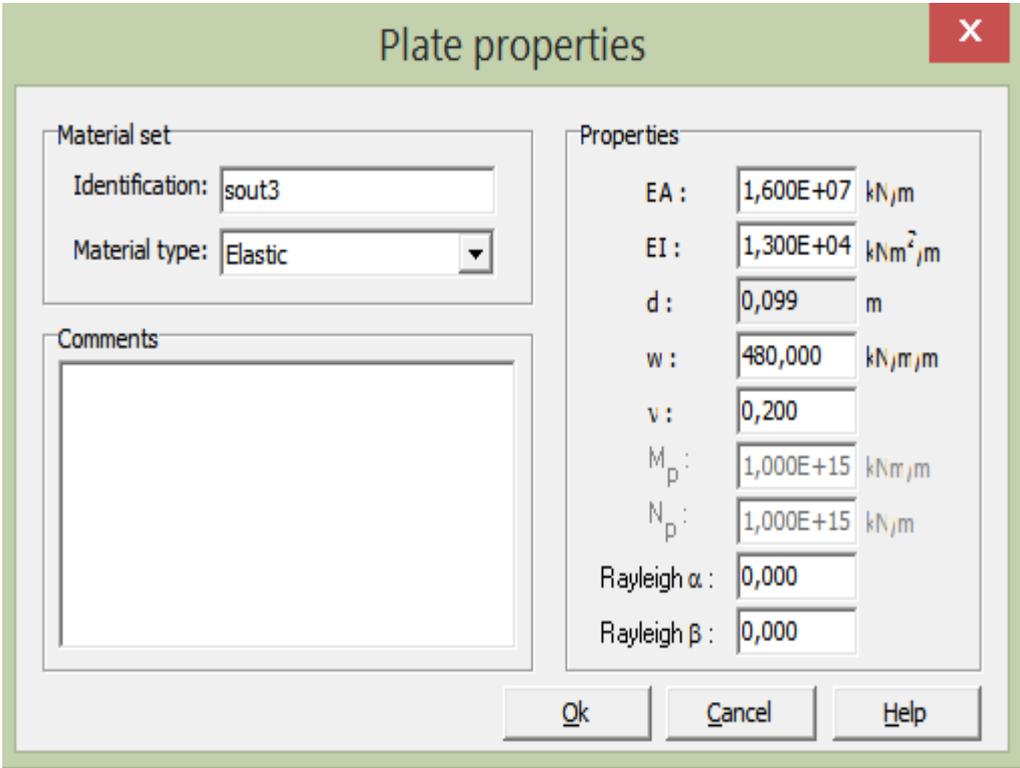
**Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja**

---

**2- Soutènement (ST2) :**



**3- Soutènement (ST3) :**

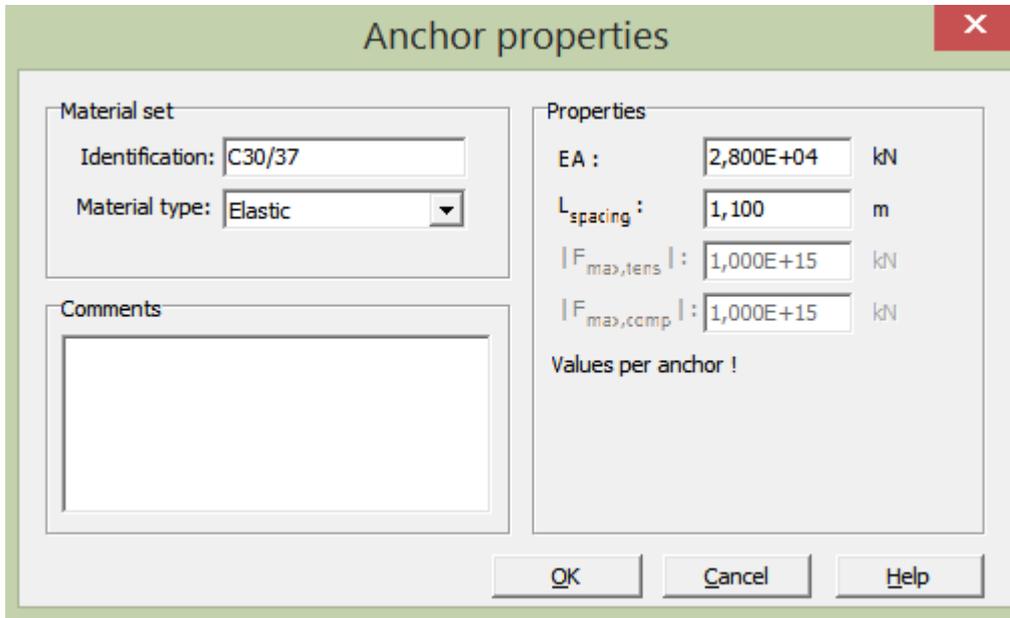


## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

- **Caractéristiques des boulons d'ancrage :**

Ils sont les mêmes pour tous les types de soutènements



➤ **Phasage de creusement :**

Le phasage de creusement du tunnel de cadre a été établi sur la base de la méthode NATM, qui semble la mieux adaptée aux conditions géologiques du terrain. Le phasage de creusement est comme suit :

Excavation de la calotte, excavation du stross et enfin excavation du radier (contre voute).

- **Les types de calculs :**

Le code de calcul plaxis 2D utilise quatre types de calcul :

- Calcul plastique ;
- Calcul de consolidation ;
- Calcul  $\phi/C$  réduction (coefficient de sécurité) ;
- Calcul dynamique ;

Pour notre cas on va utiliser le calcul plastique et le calcul  $\phi/C$  réduction.

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

### 1-Calcul plastique :

Un calcul plastique (Plastic) doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps.

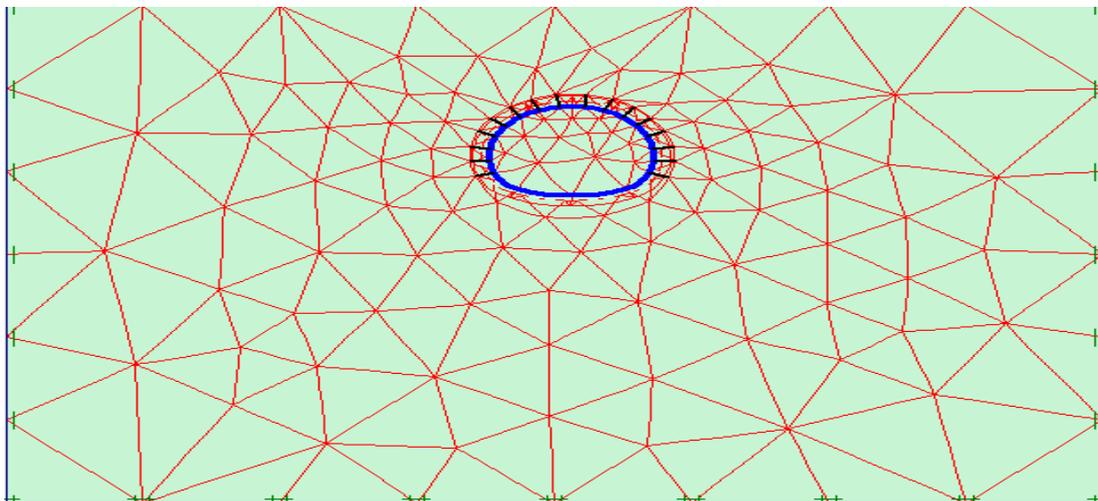
### 2-Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction) :

Un calcul de coefficient de sécurité dans PLAXIS peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé Phi-c réduction et constitue un type de calcul à part entière. Le calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction) doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite calculer un coefficient de sécurité global pour une situation donnée.

Les calculs se déroulent à l'ordre suivant :

- **Phase01** : excavation de la demi section supérieur (calotte) et mise en place du soutènement provisoire ;
  - **Phase 02** : excavation de la partie inférieur (stross) et mise en place du soutènement provisoire.
  - **Phase 03** : exécution du radier.
  - **Phase 04** : analyse de phi/C réduction.
- ✓ **La génération de maillage :**

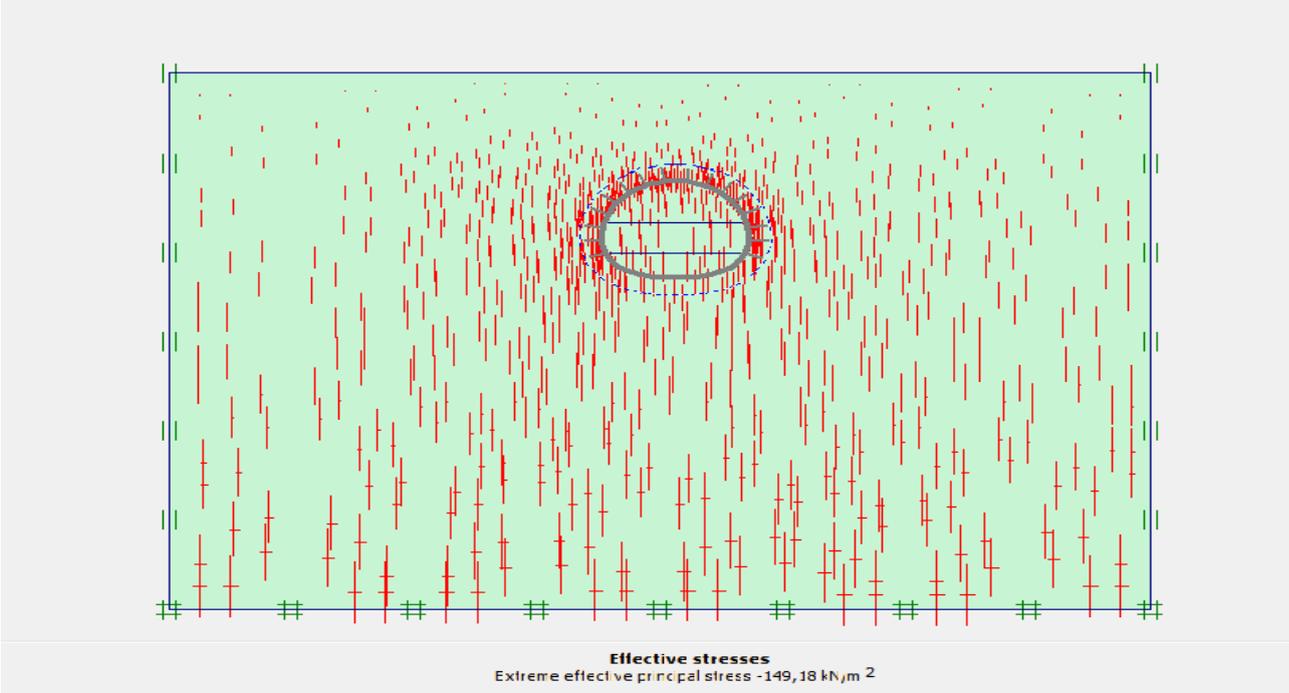
Le but de cette étape pour définir le maillage dans la section choisie pour notre étude sur le tunnel



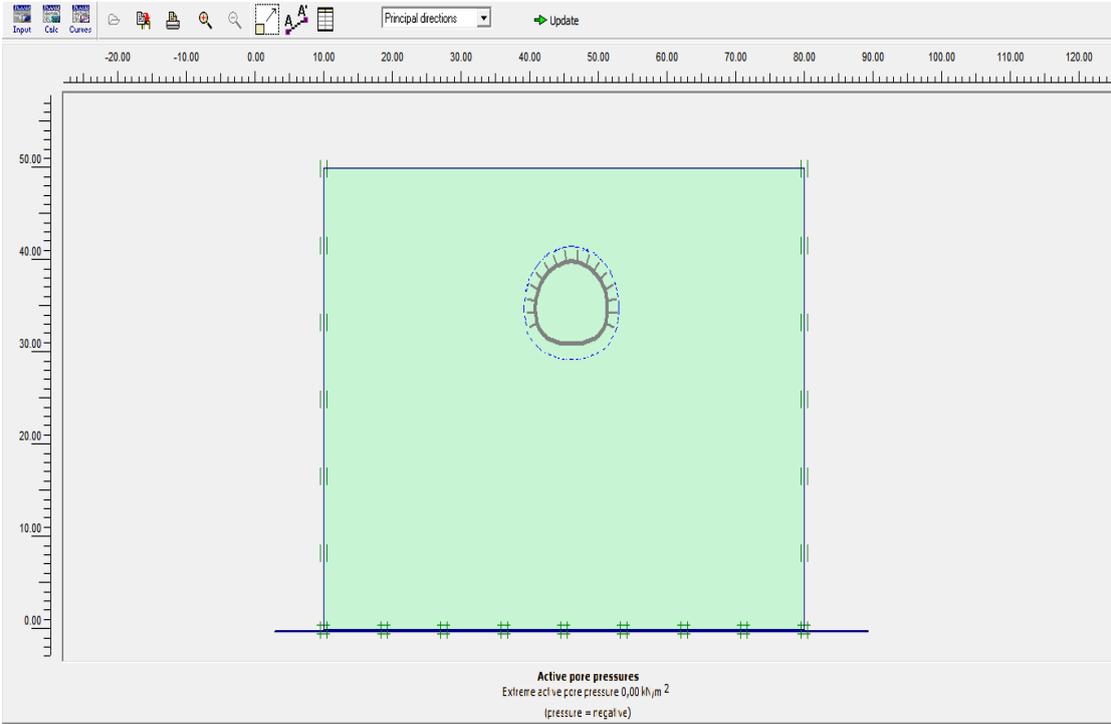
# Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

✓ Les conditions initiales :

Les charges effectives :

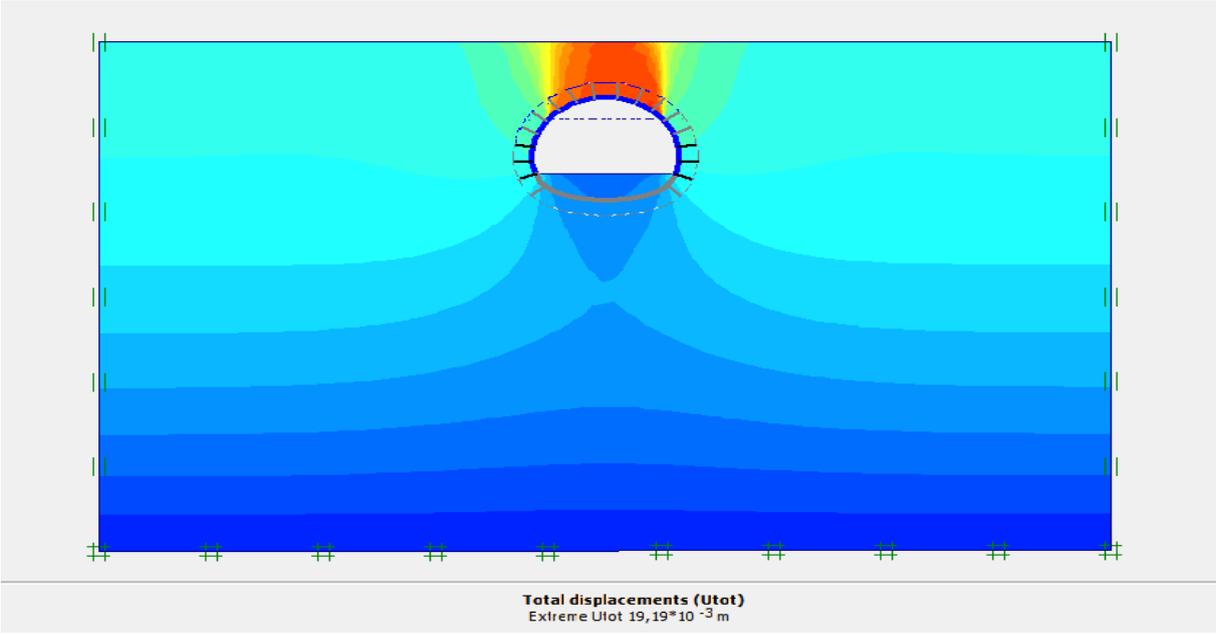


Les charges interstitielles :

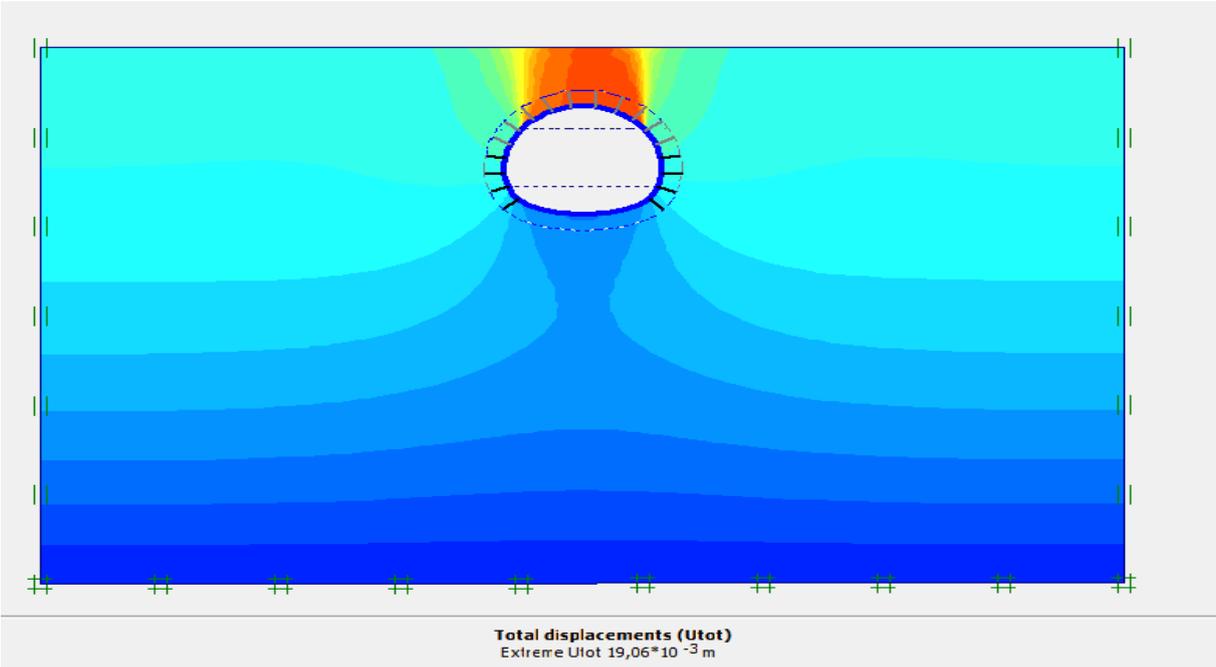




**Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja**

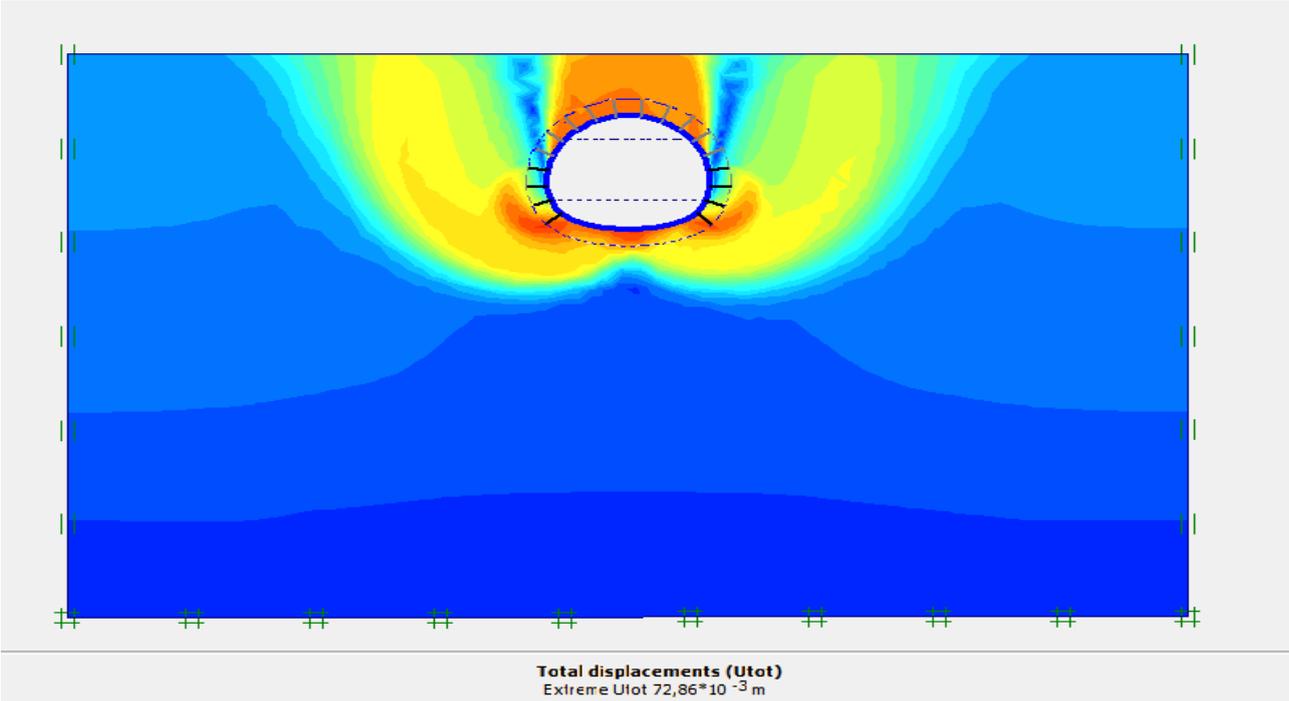


**Figure V.14:** Déplacement en phase02 d'excavation calotte+stross (ST1)



**Figure V.15:** Déplacement en phase 03 calotte+stross+radier (ST1)

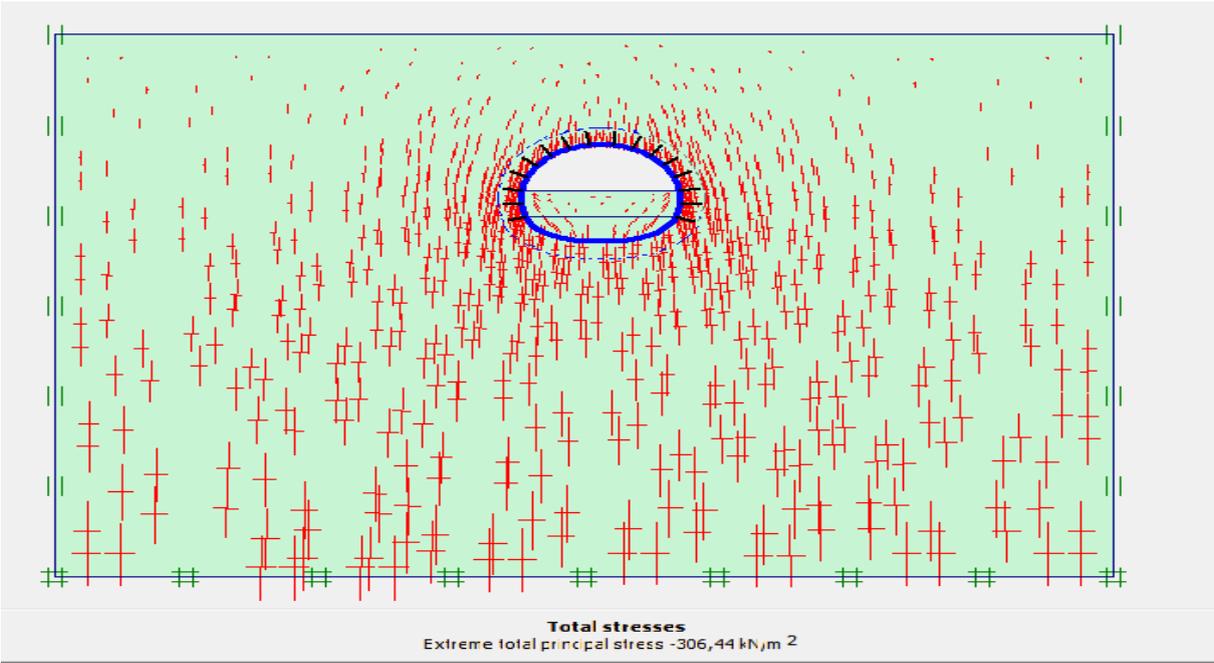
Les résultats obtenus montrent que les déplacements sont importants au niveau de sommet du tunnel, et diminuent en s'éloignant verticalement le long de la section étudiée, ce phénomène due à la propagation des mouvements des sols causés par le mouvement de convergence à l'intérieur du tunnel, la propagation continue verticalement le long de la section étudiée car la convergence à l'intérieur du tunnel est important.



**Figure V.16:** Déplacement en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST1)

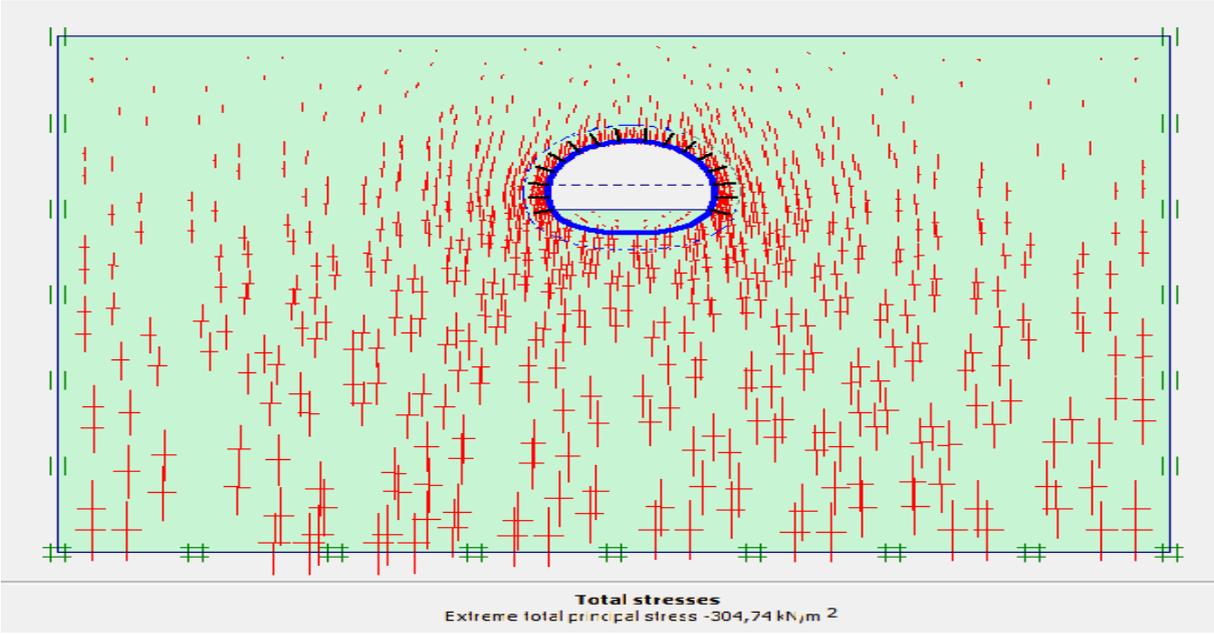
Avec le temps le sol va déformer d'un manier uniforme qui est influencé par le changement du caractéristique des sols et aussi par la déformation initial provoqué par le creusement.

- **Les charges totales**

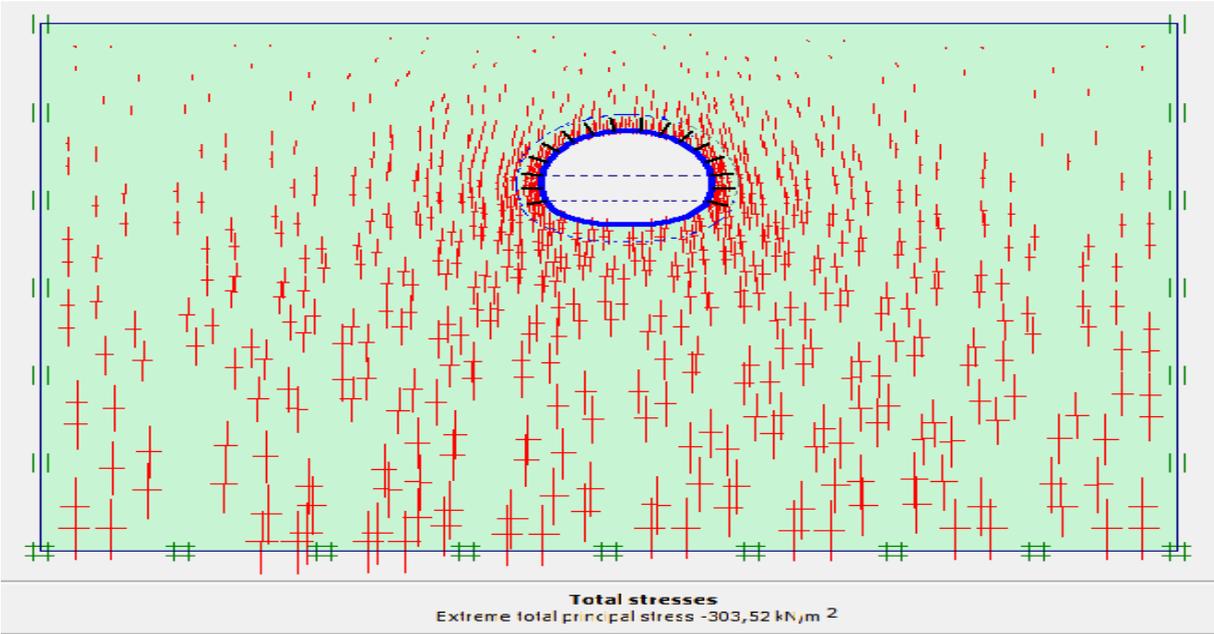


**Figure V.17:** Les charges totales en phase 01 d'excavation de la calotte (ST1)

**Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja**



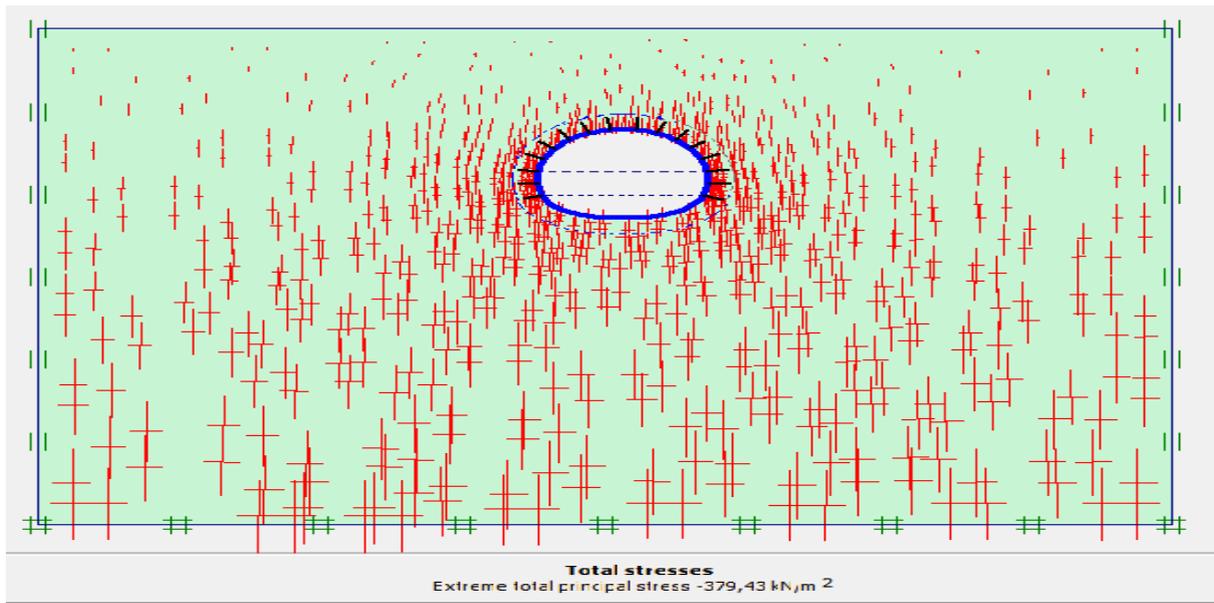
**Figure V.18:** Les charges totales en phase02 excavation calotte+stross (ST1)



**Figure V.19:** Les charges totales en phase 03calott+stross+radier (ST1)

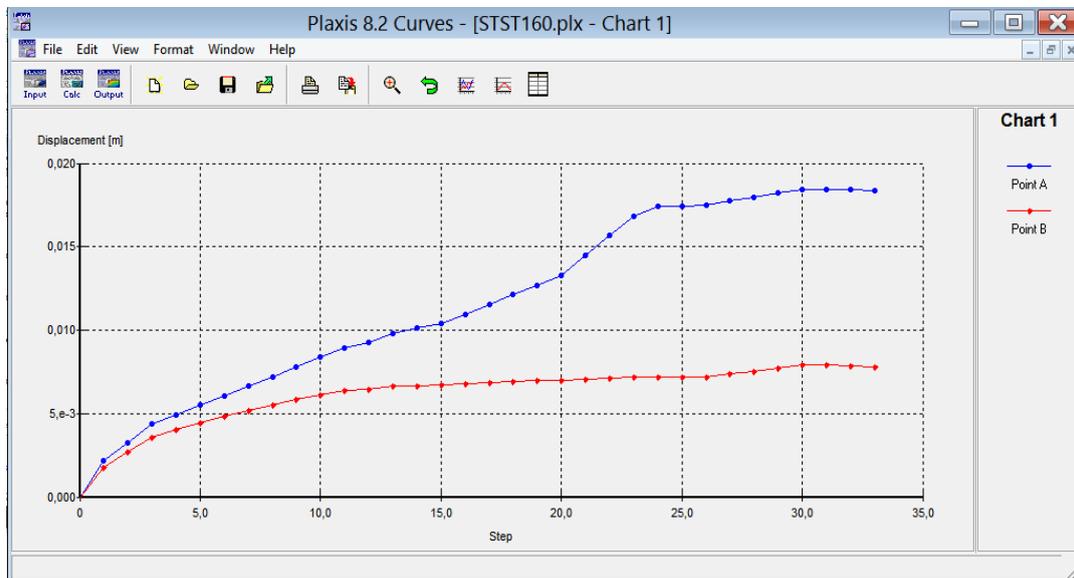
Le creusement du tunnel est la source de perturbation de l'état initiale des contraintes. La redistribution de ces dernières est variable selon les phases du creusement. Le calcul des contraintes pour chaque phase montre bien leurs augmentations avec l'augmentation du vide crée, ils varient de 149,18 KN/m<sup>2</sup> jusqu'à -306.44, après ils commencent à diminuer à cause du soutènement qui est en train de disposer.

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja



**Figure V.20:** Les charges totales en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST1)

Les charges dans le sol augmentent après une longue durée due au changement des caractéristiques du sol avec le temps.



**Figure V.21** : graphe de déplacement par rapport à la phase de creusement (ST1)

dans les graphes ils apparaissent des courbes rouge et des courbes bleu, les courbes bleu représentent le déplacement d'un point dans le sol situé au clé du tunnel et les courbes rouge représentent le déplacement d'un point dans le sol situé au côté du tunnel.

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

Les courbes ont été montrées que la variation des déplacements est très importante durant la période du creusement, par la suite elle commence à se stabiliser.

pour le ST1 les déplacements évoluent jusqu'à  $19.06 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

Après l'exécution des calculs on obtient les résultats suivants :

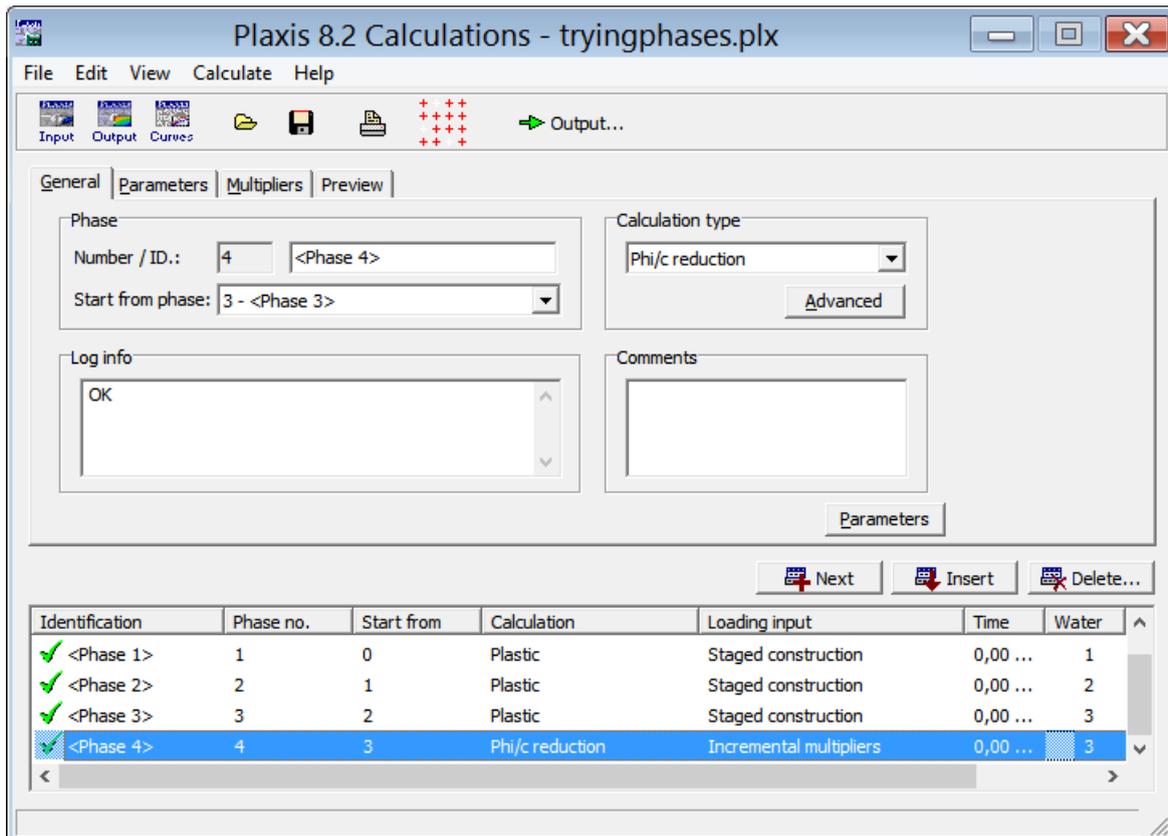


Figure V.22 : illustration de résultat de calcul de coefficient de sécurité pour (ST1)

	Phase 01	Phase 02	Phase 03	Phase 04 (phi/C réduction)
<b>Les déplacements totaux</b>	$18.40 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	$19.19 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	$19.06 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	$72.86 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
<b>Les charges totaux</b>	$-306.44 \text{ KN/m}^2$	$-304.74 \text{ KN/m}^2$	$-303.52 \text{ KN/m}^2$	$-379.43.65 \text{ KN/m}^2$

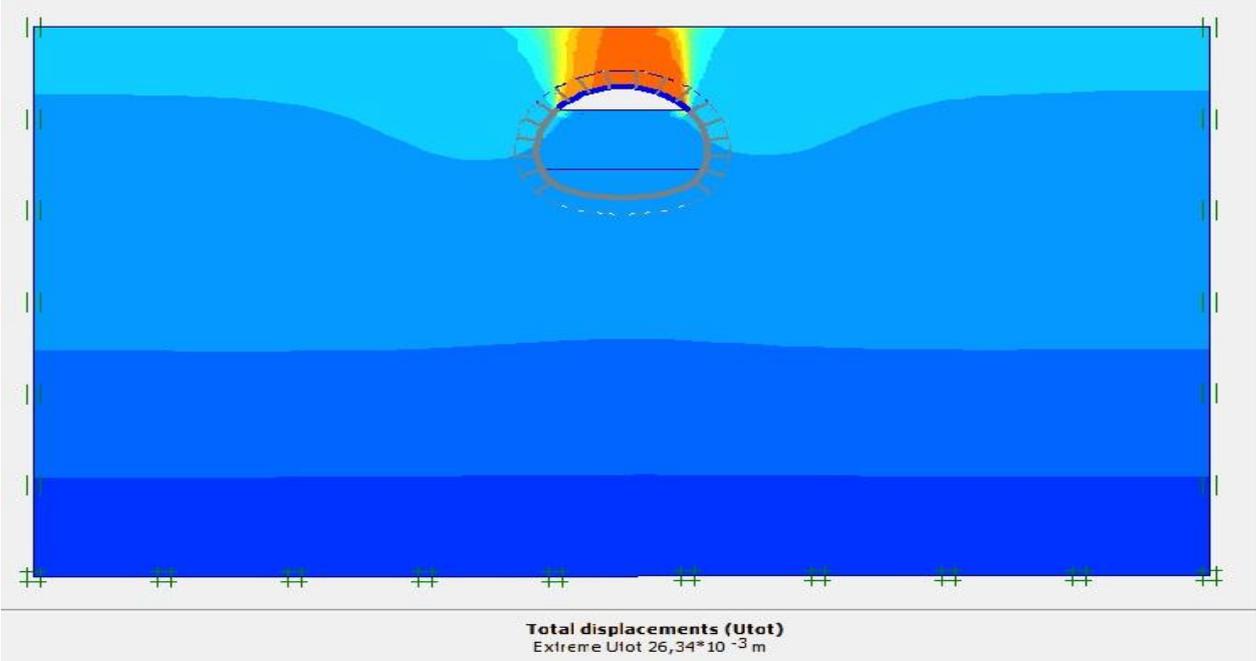
Tableau V.10. illustration des données de calculs (ST1)

**Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja**

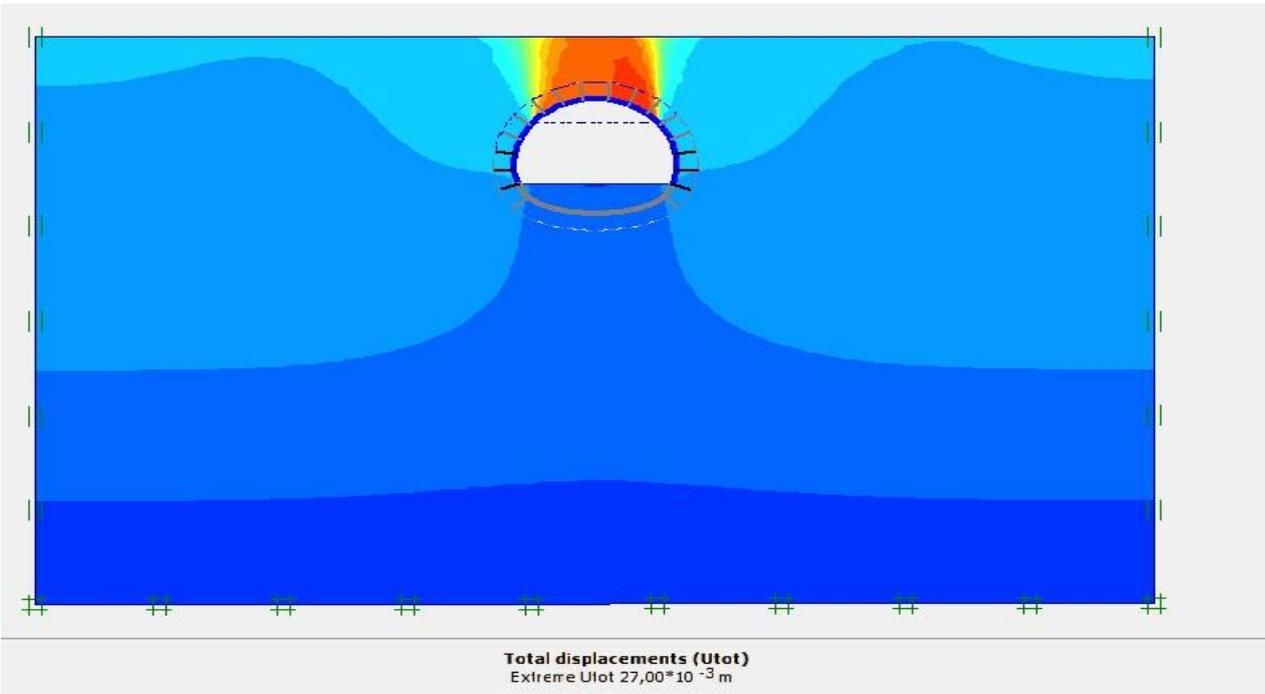
➤ Le deuxième cas :

**1-Soutènement ST2 :**

- Déplacement lors de l'excavation

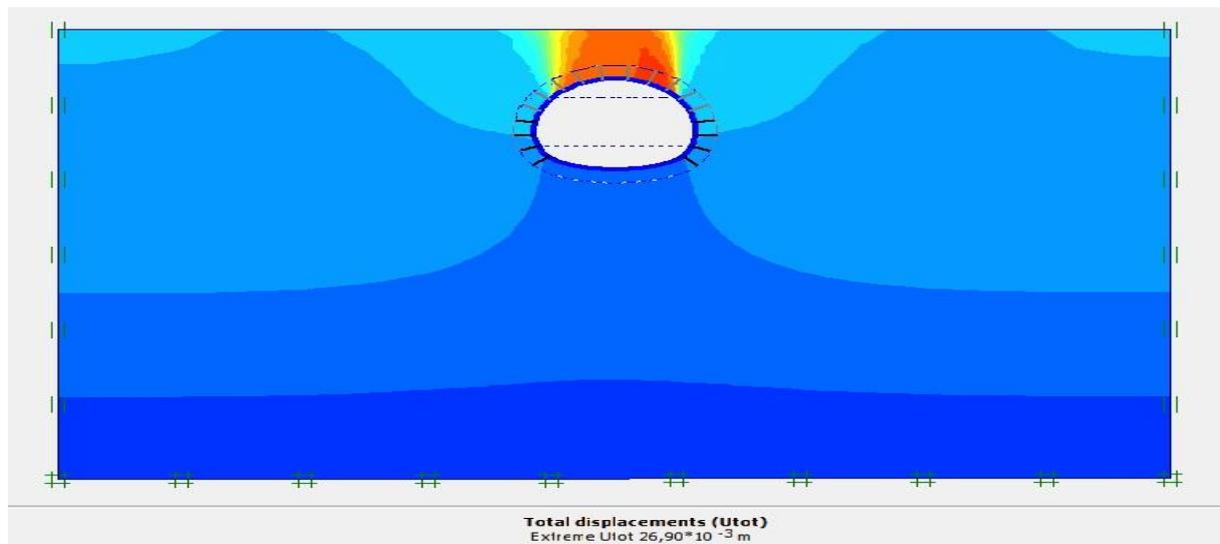


**Figure V.23:** Déplacement en phase 01 excavation de la calotte (ST2)



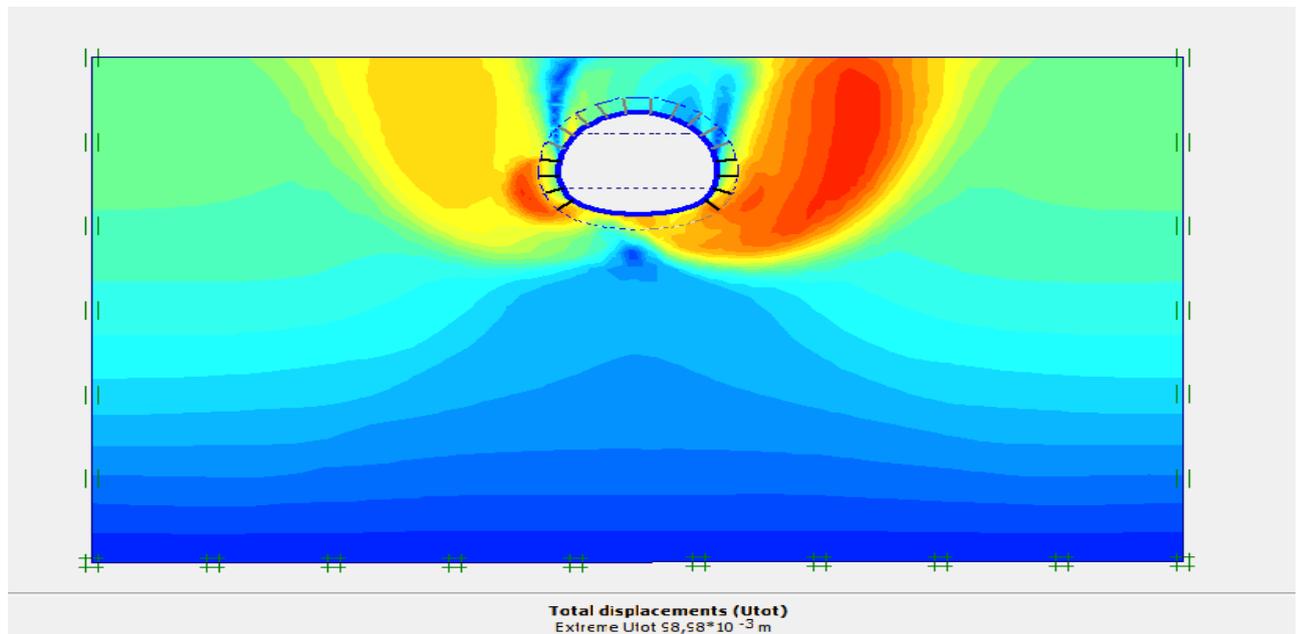
**Figure V.24:** Déplacement en phase 02 excavation calotte+stross (ST2)

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja



**Figure V.25:** Déplacement en phase 03calotte+stross+radier (ST2)

Les résultats obtenus montrent que les déplacements sont importants au niveau de sommet du tunnel et diminuent en s'éloignant verticalement le long de la section étudiée, les déplacements pendant l'excavation du stross augmentent beaucoup car les charges appliquées au côté du tunnel (les pressions horizontales appliquées par le sol) sont faibles, contrairement aux charges appliquées sur le voûte du tunnel, et le même cas pour la phase du creusement du radier.

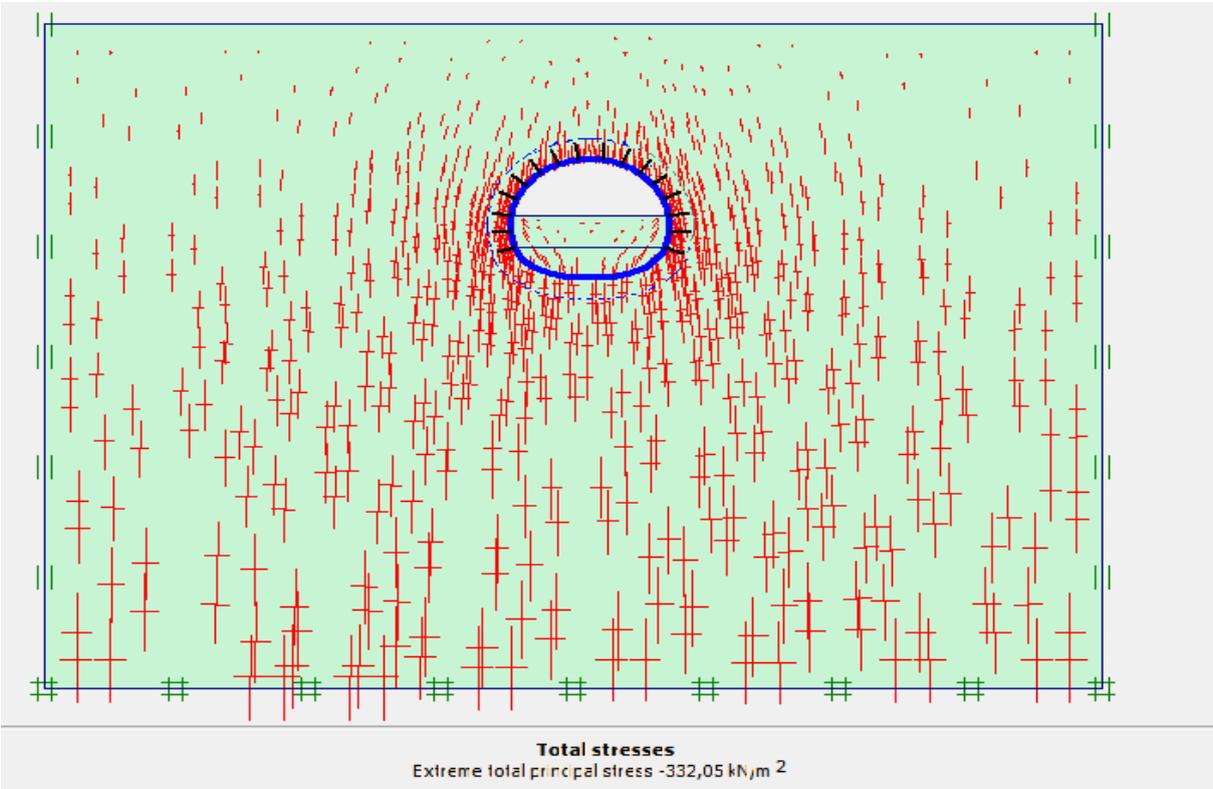


**Figure V.26:** Déplacement en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST2)

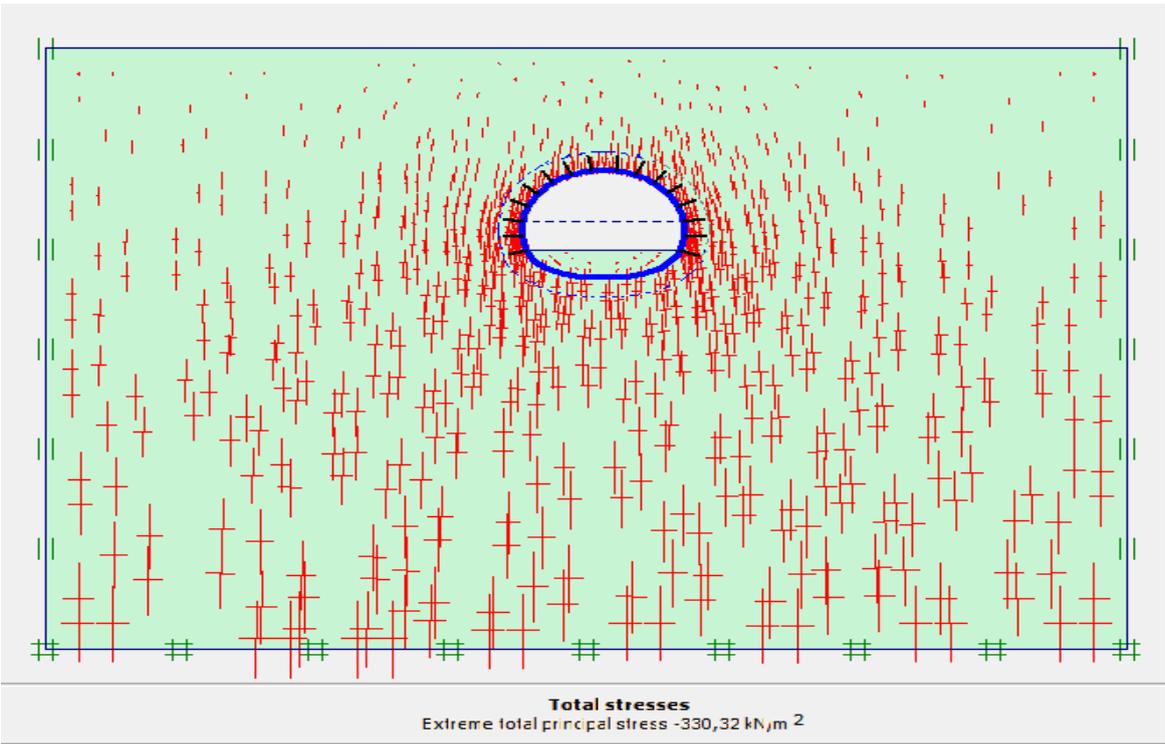
Avec le temps le sol va déformer d'un manière uniforme qui est influencé par le changement des caractéristiques du sol et aussi par la déformation initiale provoquée par le creusement.

**Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja**

- Les charges totales

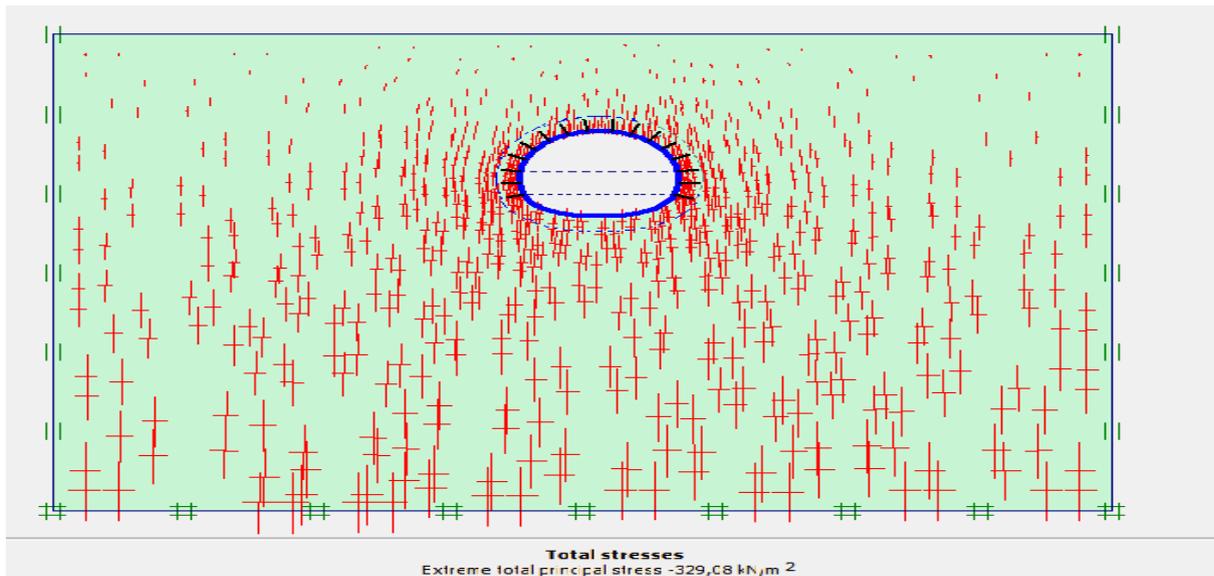


**Figure V.27:**Les charges totales en phase02 excavation calotte (ST2)



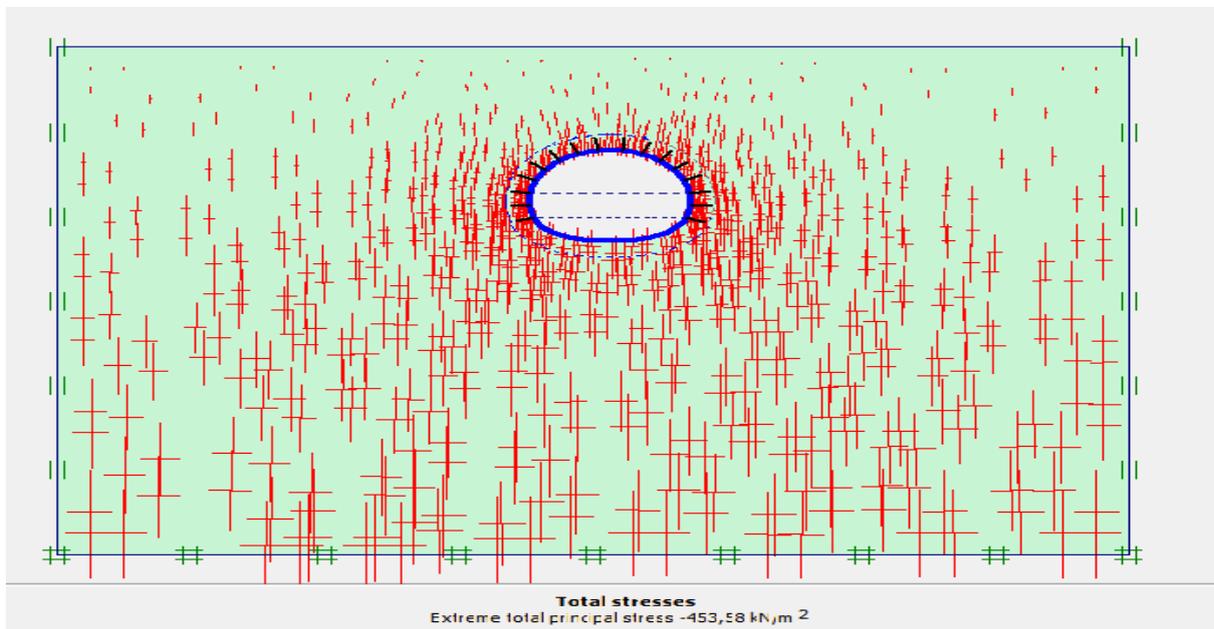
**Figure V.28:**Les charges totales en phase02 excavation calotte+stross (ST2)

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja



**Figure V.29:** Les charges totales en phase 03calotte+stross+radier (ST2)

Le calcul des contraintes pour chaque phase montre bien leurs augmentations avec l'augmentation du vide créée, ils varient de  $149,18 \text{ KN/m}^2$  jusqu'à  $-332,05 \text{ KN/m}^2$ , après ils commencent à diminuer à cause du soutènement qui est en train de disposer.



**Figure V.30:** Les charges totales en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST2)

Les charges dans le sol augmentent après une longue durée due au changement des caractéristiques du sol avec le temps.

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

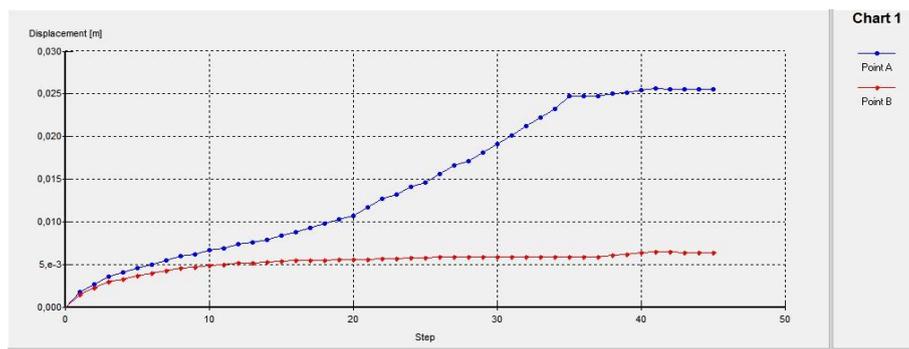


Figure.V.31 :graphe de déplacement par rapport à la phase de creusement(ST2)

Dans les graphes ils apparaissent des courbes rouge et des courbes bleu, les courbes bleu représentent le déplacement d'un point dans le sol situe au clé du tunnel et les courbes rouge représentent le déplacement d'un point dans le sol situe au coté du tunnel.

Les courbes ont été montré que la variation des déplacements est très importante durant la période du creusement, par la suite elle commence à stabilisé.

pour le ST2 les déplacements s'arrivent jusqu'à  $26.90 \cdot 10^{-3}$  m.

Après les calculs on a obtenu les résultats suivants :

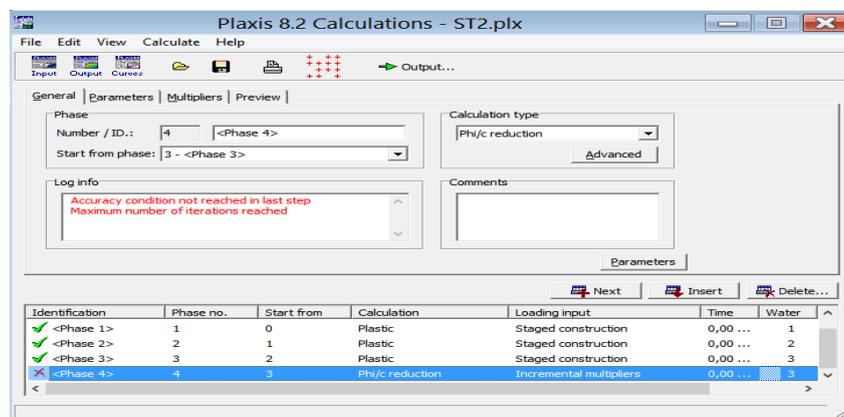


Figure. V.32 :illustration des résultats de calcul de coefficient de sécurité pour le (ST2)

	Phase 01	Phase 02	Phase 03	Phase 04 (phi/C réduction)
<b>Les déplacements totaux</b>	$26.34 \cdot 10^{-3}$ m	$27.00 \cdot 10^{-3}$ m	$26.90 \cdot 10^{-3}$ m	$98.98 \cdot 10^{-3}$ m
<b>Les charges totaux</b>	-332.05 KN/m <sup>2</sup>	-330.32 KN/m <sup>2</sup>	-329.08KN/m <sup>2</sup>	-453.58 KN/m <sup>2</sup>

Tableau.V.11.illustration des donnés de calculs(ST2)

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

➤ Le troisième cas :

### 1-Soutènement ST3 :

- Déplacement lors de l'excavation

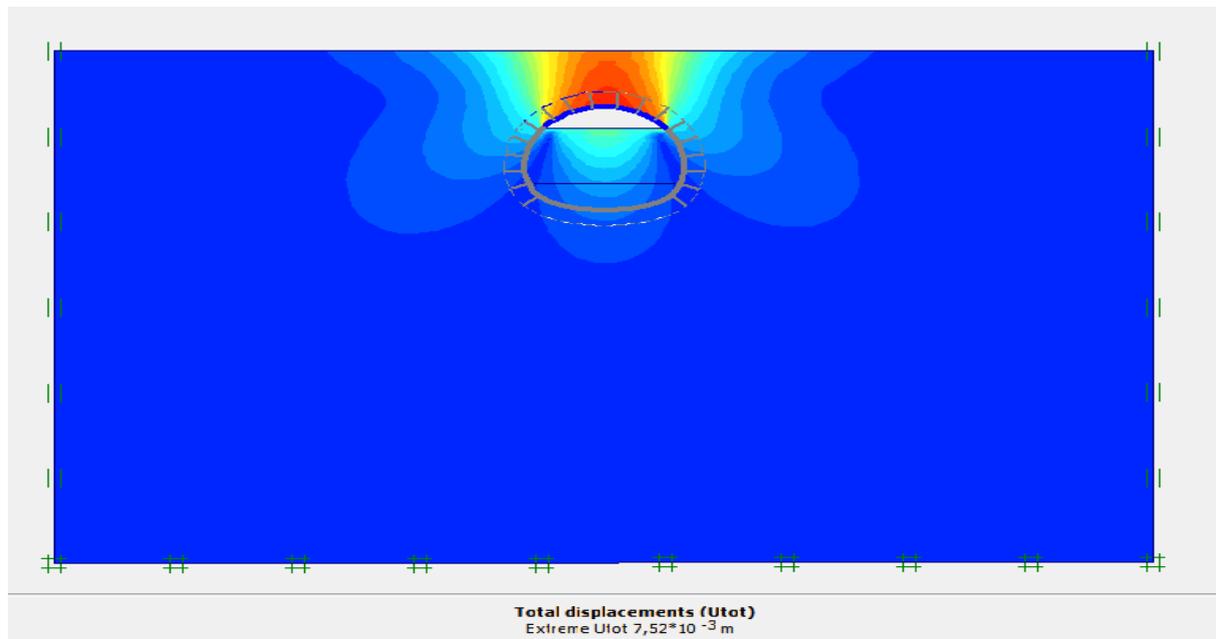


Figure V.33: Déplacement en phase 01 excavation de la calotte (ST3)

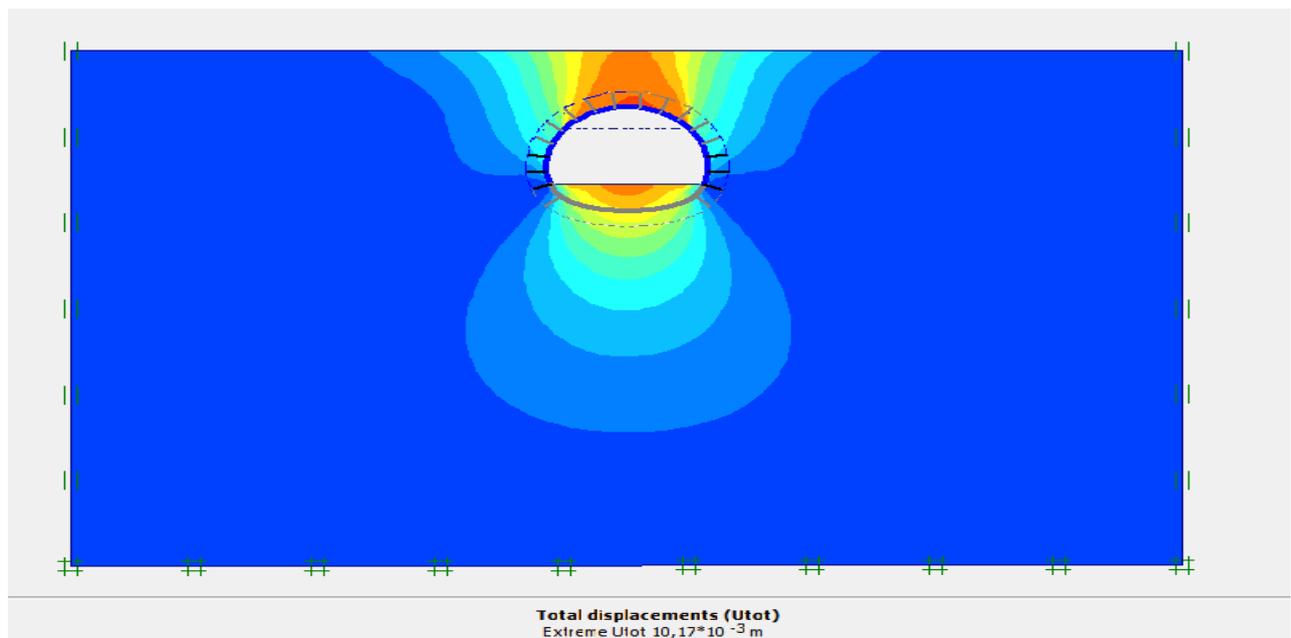
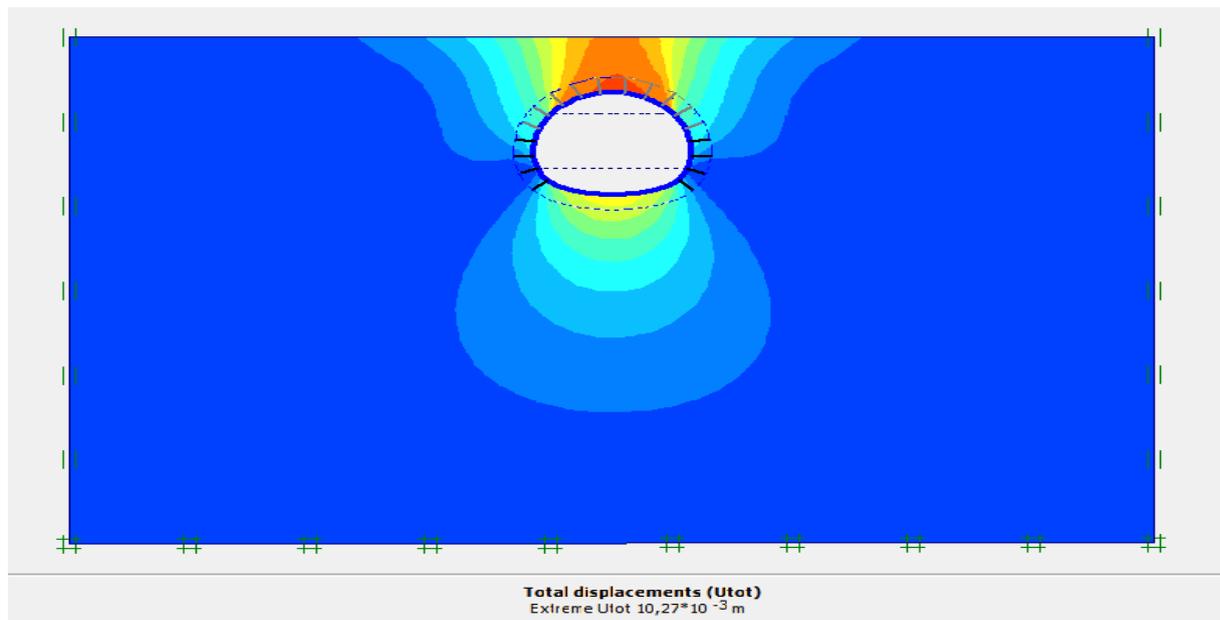


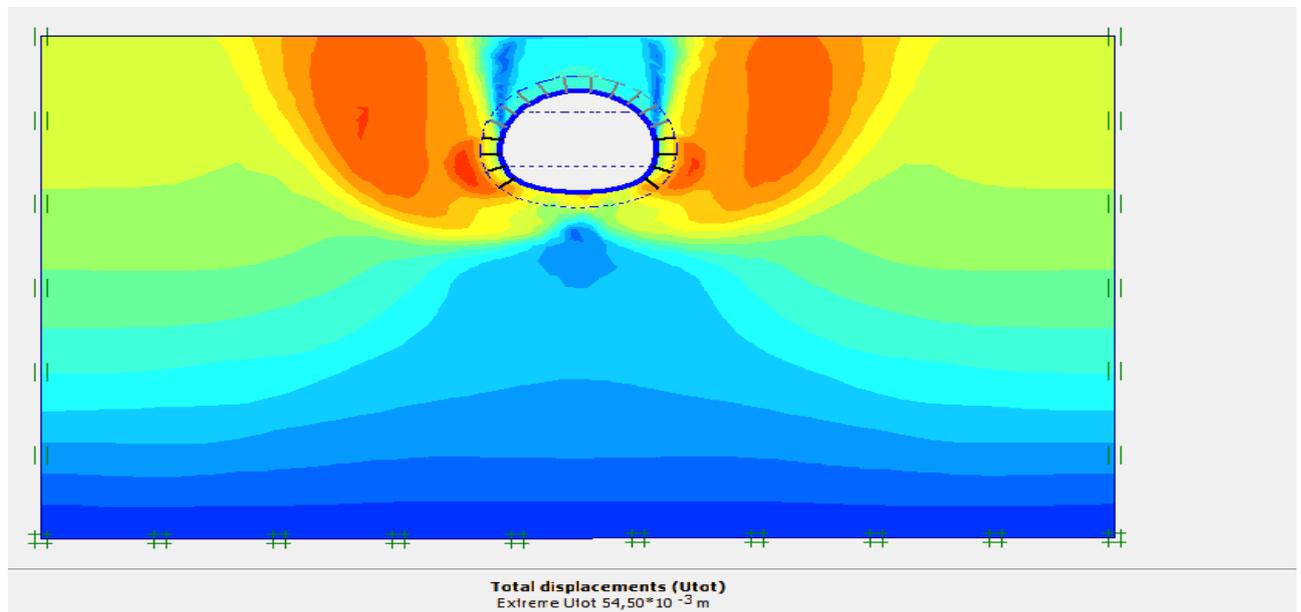
Figure V.34: Déplacement en phase 02 excavation calotte+stross (ST3)

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja



**Figure V.35:** Déplacement en phase 03calotte+stross+radier (ST3)

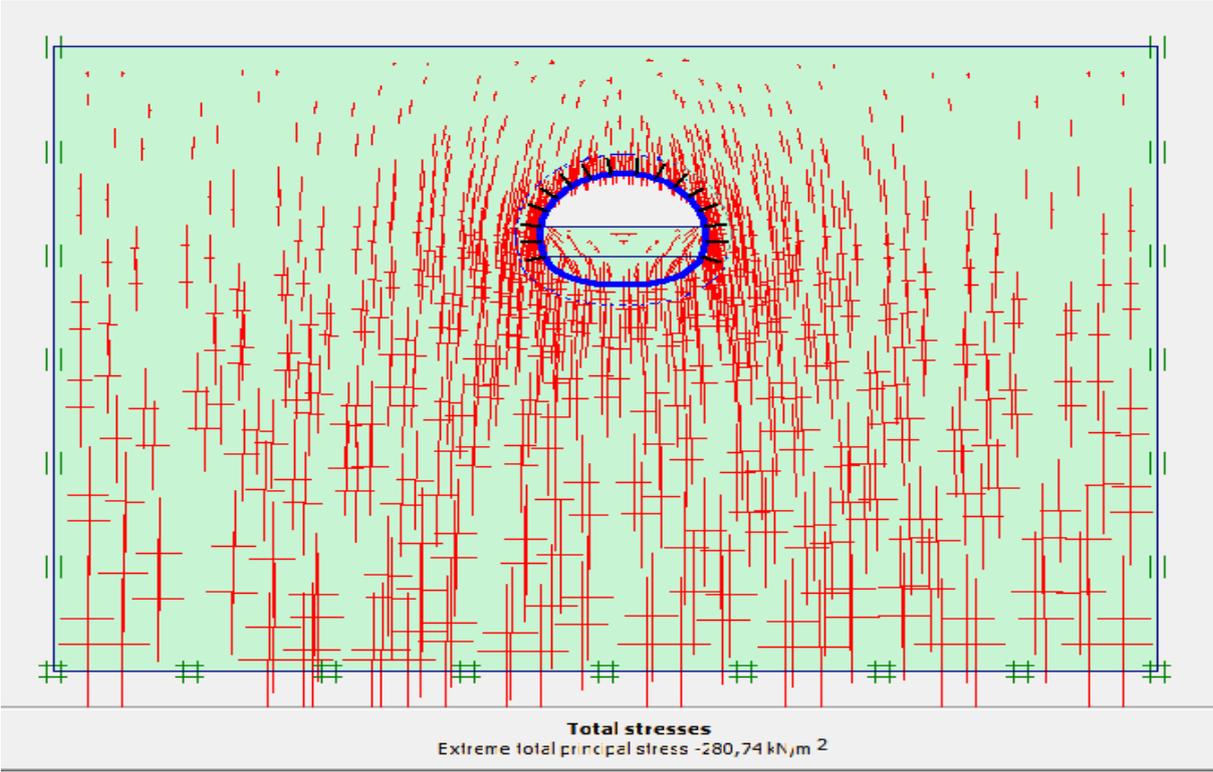
Les résultats obtenus montrent que les déplacements sont importants pour les zones proches de l'axe du tunnel, et diminuent en s'éloignant de ce dernier jusqu'à ce qu'ils s'annulent en une distance donnée et la propagation du sol n'est pas importante car la convergence à l'intérieur du tunnel est faible.



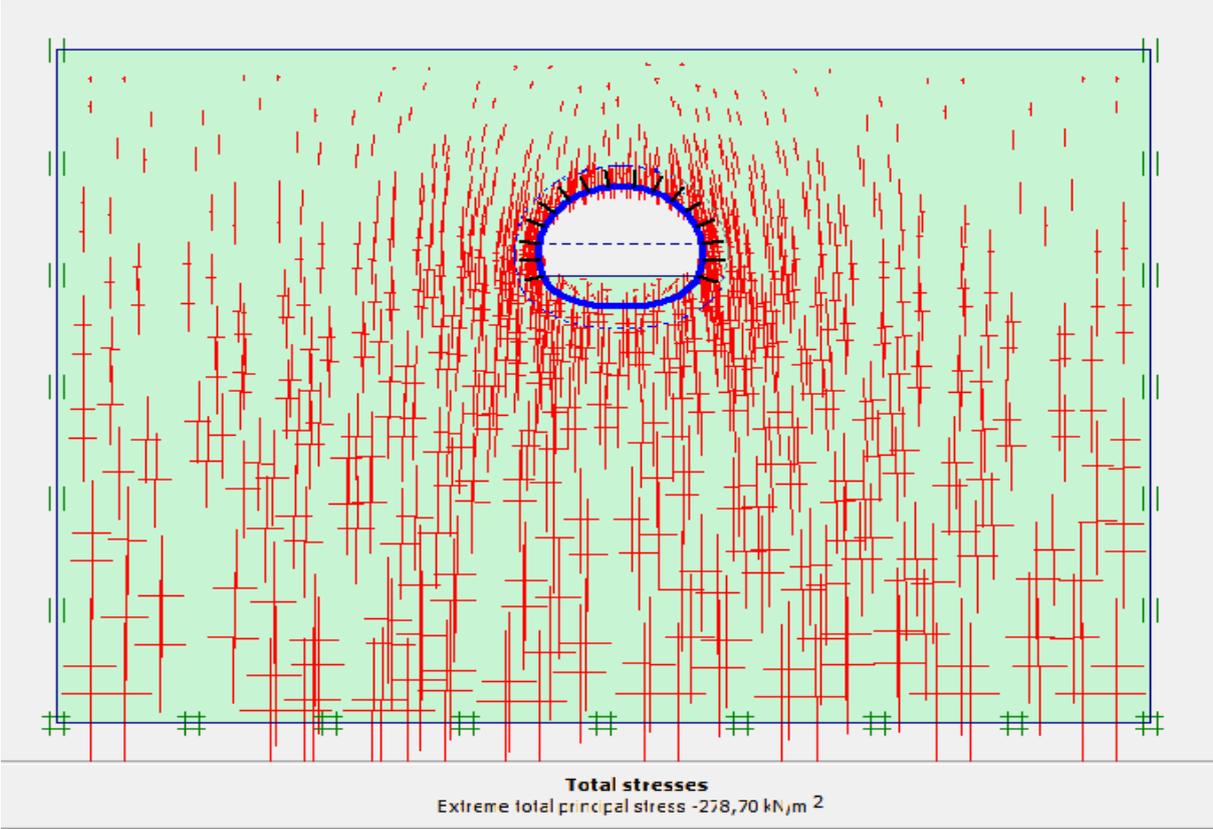
**Figure V.36:** Déplacement en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST3)

Avec le temps le sol va déformer d'un manier uniforme qui est influencé par le changement du caractéristique des sol et aussi par la déformation initial provoqué par le creusement.

**Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja**

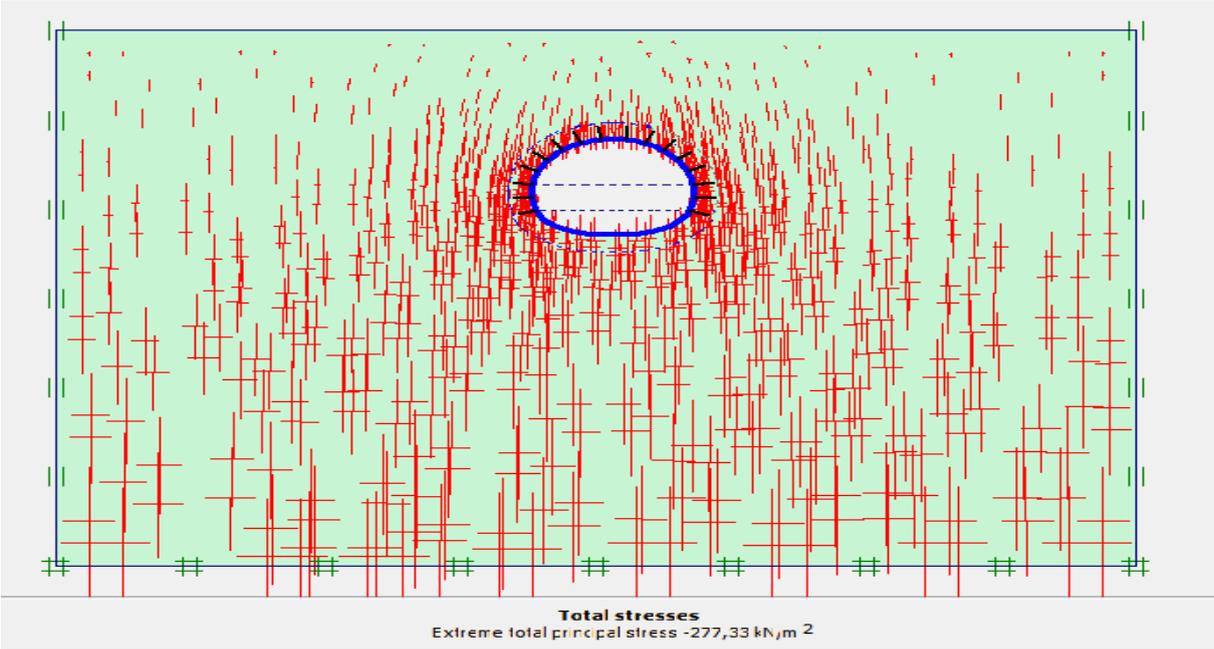


**Figure V.37:** Les charges totales en phase 01 excavation de la calotte ST3



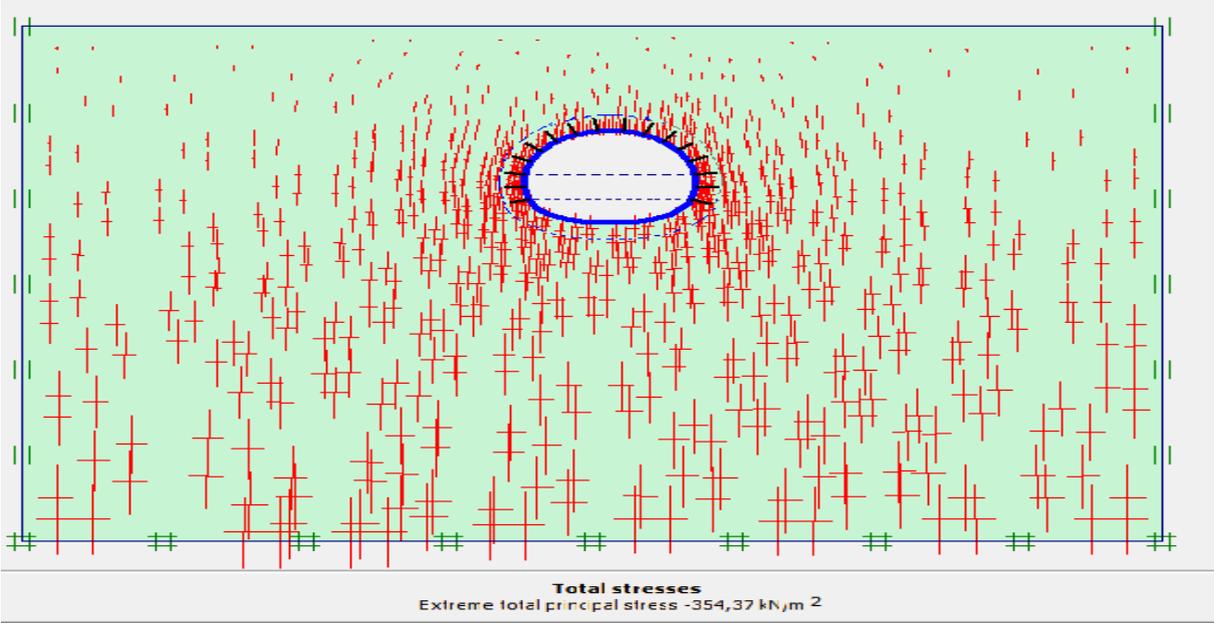
**Figure V.38:** Les charges totales en phase 02 excavation calotte+stross (ST3)

**Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja**



**Figure V.39:** Les charges totales en phase 03calotte+stross+radier (ST3)

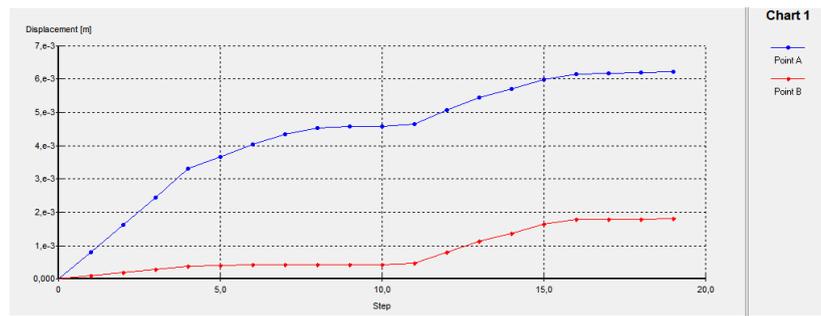
Le calcul des contraintes pour chaque phase montre bien leurs augmentations avec l'augmentation du vide crée, ils varient de 149,18 KN/m<sup>2</sup> jusqu'à -332.05 KN/m<sup>2</sup>, après ils commencent à diminuer à cause du soutènement qui est en train de disposer.



**Figure V.40:** Charge totale en phase de calcul du coefficient de sécurité (ST3)

Les charges dans le sol augmentent après une longue durée due au changement des caractéristiques du sol avec le temps.

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja



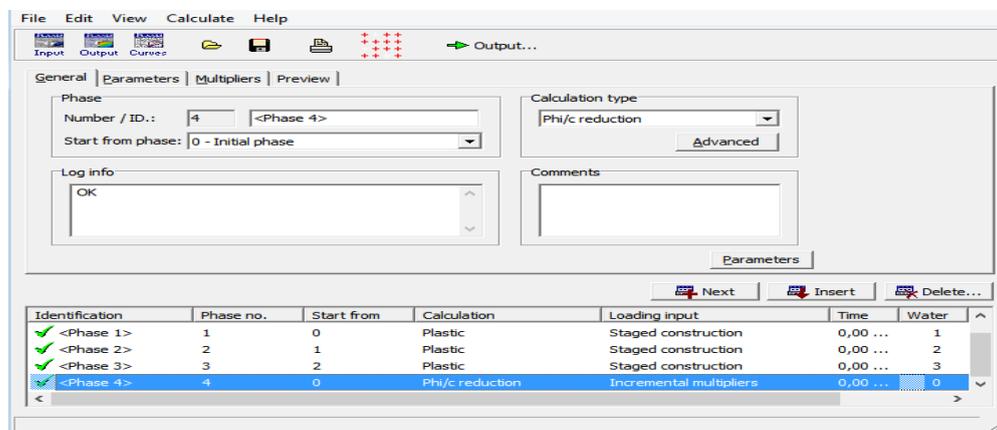
**Figure V.41** : graphe de déplacement par rapport à la phase de creusement(ST3)

dans les graphes ils apparaissent des courbes rouge et des courbes bleu, les courbes bleu représentent le déplacement d'un point dans le sol situé au clé du tunnel et les courbes rouge représentent le déplacement d'un point dans le sol situé au coté du tunnel.

Les courbes ont été montrés que la variation des déplacements est très importante durant la période du creusement, par la suite elle commence à stabilisé.

pour le cas du ST3 les déplacements augmentent jusqu'à  $10.27 \cdot 10^{-3} \text{m}$ .

Après les calculs on a obtenu les résultats suivants :



**Figure V.42** : illustration des résultats de calcul de coefficient de sécurité pour le (ST3)

	Phase 01	Phase 02	Phase 03	Phase 04 (phi/C réduction)
<b>Les déplacements totaux</b>	$7.52 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	$10.17 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	$10.27 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	$54.50 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
<b>Les charges totaux</b>	-280.74 KN/m <sup>2</sup>	-278.70 KN/m <sup>2</sup>	-277.33KN/m <sup>2</sup>	-354.37 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau.V.12.**illustration des donnés de calculs(ST3)

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

### V.4.7 Discussions et interprétation des résultats :

Type de soutènement par rapport aux cintre métallique	Le déplacement totaux finale		Phi-c réduction
ST2(HEB 140)	Phase 01	$26.34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	<u><math>98.98 \cdot 10^{-3} \text{ m}</math></u>
	Phase 02	$27.00 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	
	Phase 03	$26.90 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	
ST1(HEB 160)	Phase 01	$18.40 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	<u><math>72.86 \cdot 10^{-3} \text{ m}</math></u>
	Phase 02	$19.19 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	
	Phase 03	$19.06 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	
ST3(HEB 180)	Phase 01	$7.52 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	<u><math>54.50 \cdot 10^{-3} \text{ m}</math></u>
	Phase 02	$10.17 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	
	Phase 03	$10.27 \cdot 10^{-3} \text{ m}$	

Tableau. V.13.comparaison des résultats de calcul

la présentation des mesures de déplacements, prise sur différents sites en fonction du temps a permis de conclure que: les massifs considérés initialement stables seront perturbés, se traduisant par l'apparition des déplacements qui évoluent dans le temps. le logiciel plaxis a permis de déterminer des mouvements de sols à l'intérieur du tunnel selon le progressement du creusement, La représentation de ces déplacement en fonction du temps (Figure;V 21 ;V.30 ;V.39) a montré une évolution dans le temps. Il à été montré que leur variation est très importante durant la période du creusement, par la suite elle commence à diminuer. Les résultats ont montré que les déplacements sont importants selon la direction verticale (ce sont les points situés en clé de voute, courbe rouge) mais sont faibles dans la direction horizontales (ce sont les points sur les arcs et le stross courbe bleu), c'est ce qui permet de donner une idée de modélisation du problème en déformation plane.

Du coté technique, l'ensemble de ces déplacements ont été jugés acceptables pour tout les soutènements à cours terme.

L' approche numérique représenté par le logiciel PLAXIS 2D (ST1), a permis la confirmation du résultat obtenue par l'approche analytique (méthode convergence-confinement).

D'une autre part le calcul du coefficient de sécurité est montré que le soutènement ST2 n'assure pas une stabilité à long terme contrairement aux soutènements ST1 et ST3 qu'ils assurent une stabilité à long terme plus importante ; le logiciel plaxis2D marquée la phase échouée par une croix rouge est c'est le cas de calcul de coefficient de sécurité pour le ST1 et la phase succès avec une marque vert est c'est le cas de calcul de coefficient de sécurité pour le soutènement ST2.

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

Le creusement du tunnel est la source de perturbation de l'état initial de contraintes. La redistribution de ces dernières est variable selon les phases du creusement. Le calcul des contraintes pour chaque phase montre bien leurs augmentations avec l'augmentation du vide créé, donc pour la mise en place du soutènement pour chaque phase, il faut prévoir d'abord les efforts qui peuvent être engendrés par les phases suivantes pour les prendre en compte dans le dimensionnement de ces derniers. La mise en place de la structure rigide (soutènement et revêtement) doit supporter toutes les charges imposées par le massif du sol surtout pour les premiers temps pour le cas des bétons ou les résistances mécaniques sont très faibles. Les efforts calculés pour les différentes phases du creusement du tunnel montrent bien que le soutènement ST1 et ST3 sont loin d'atteindre les limites de résistances du soutènement mis en place et largement suffisant pour équilibrer les efforts engendrés par le massif pour une longue durée contrairement au soutènement ST2 qui montre la faible résistance aux conditions du terrain à long terme ce qui peut provoquer un effondrement du tunnel.

Le choix du soutènement dépend du déplacement autour du tunnel à court terme et à long terme dans le cadre de la stabilité, alors les deux soutènements ST1 et ST3 assurent une meilleure stabilité à court terme et à long terme. Pour confirmer le choix final on fait appel aux autres critères, principalement le critère économique qui donne la décision finale.

Types des Cintres Métalliques	HEB100	HEB120	HEB140 (ST2)	HEB160 (ST1)	HEB180 (ST3)	HEB200	HEB220	HEB240
Prix pour 1M	19,711 €	30,909 €	39,966 €	49,332 €	59,641 €	72,600 €	84,670 €	93,981 €

**Tableau V.14:** Le prix des cintres métalliques

- D'après le tableau, on constate que les cintres de type HEB 180 présentent le prix le plus élevé par rapport aux autres types. Néanmoins le type HEB 160 se situe au-dessous du HEB180 en termes de coût, mais il présente des conditions de stabilité proche de celle de HEB 180. Ceci nous mène à prononcer que le type de soutènement HEB 160 satisfait les conditions de stabilité et de coût pour notre cas d'étude.

## Chapitre V : choix et rationalisation du soutènement par les approches analytique et numérique d'une section de tunnel cadre à Ain Naadja

---

### V.5.Conclusion :

- L'approche analytique appliquée sur la section de tunnel de Ain Naadja a permis de déterminer le déplacement et la déformation du tunnel .
- L'approche numérique représenté par le logiciel PLAXIS 2D, a permis la confirmation du résultat de l'approche analytique .
- Le calcul plastique exécuté par le logiciel plaxis 2D a montré les déformations à court terme qui va subir la section de tunnel.
- Le calcul de coefficient de sécurité a montré les déformations à long terme en réduisant les paramètres de cohésion  $C$  et l'angle de frottement interne  $\phi$ .
- Le critère de stabilité seul ne peut suffire pas à prendre la décision du choix du type de soutènement, il faut introduire d'autres critères économique et même environnemental
- les résultats de calcul de déformations et le coefficient de sécurité obtenue ont montré que le soutènement ST3 représente la meilleure variante pour la section étudiée.

#### ❖ **Recommandation :**

- ✓ Les résultats auraient peut-être plus intéressants si cette étude a été exécutés sur un modèle en 3D.

***Chapitre VI : hygiène et  
sécurité des travaux  
souterrains***

### Chapitre VI : hygiène et sécurité des travaux souterrains

#### VI.1.Introduction :[3] [17]

Pour assurer la bonne marche des-travaux et rendre sûres les lieux de travail ainsi que la création d'un climat dans une ambiance favorable, nous devons nous référer aux examens des connaissances générales dans le domaine de la sécurité de travail.

En premier lieu, il faut considérer les questions relatives à la sécurité générale du tunnel :

1 – L'aérage

2-Lutte contre les poussières ;

3 - Lutte contre les gaz ;

4-Lutte contre le bruit ;

5-Lutte contre les vibrations ;

6-Lutte contre les incendies et les explosions ;

7 - En fin , assurer un bon éclairage.

Pour réduire et prévenir les accidents, il est indispensable d'organiser des séances d'instruction des travailleurs.

#### VI.2 Les risques liés au creusement des tunnels : [13]

Le cas des tunnels urbains engendre des risques spécifiques pendant tous les stades du projet et en particulier durant sa construction, son exploitation et après son abandon. En raison des incertitudes inévitables, sur la réponse du terrain à l'effet du creusement, sur les conditions hydrologiques liées à la présence potentielle

De l'eau souterraine, sur l'efficacité du soutènement et autres incertitudes géologiques, géotechniques ou géo-mécaniques. Les ingénieurs, les ouvriers et les usagers et les riverains de l'ouvrage s'exposent à différents risques dont les impacts peuvent être considérables sur la sécurité des personnes et des biens.

Les risques principaux rencontrés dans la construction et le creusement des tunnels sont :

1. Risques géotechniques et géologiques.
2. Risques hydrologiques.
3. Risques d'étude.
4. Risques de construction ou de creusement.
5. Risque opérationnel liés aux défauts de fonctionnement et aux accidents.
6. Risque financier, lié aux contraintes sociales et politiques, à la non-acceptation des responsabilités, aux contentieux et à la sécurité.

Notre travail portant principalement sur les aspects géo mécaniques et économiques, il convient de mettre l'accent en particulier les risques liés aux instabilités et les financements des ouvrages souterrains.

### **VI.2.1L'aéragé :**

L'aéragé est un élément fondamental de la sécurité d'un chantier souterrain pour une évacuation adaptée des gaz, fumées, vapeurs, poussières nocives et/ou explosives.

Lorsque l'aération naturelle d'un tunnel ou galerie est insuffisante, l'assainissement de l'atmosphère est obtenu au moyen d'une installation de ventilation générale mécanique.

Il existe deux techniques d'aération, la surpression par soufflage et la dépression par aspiration, plus efficace, qui peuvent être associées dans un dispositif de ventilation soufflante et aspirante, avec un ventilateur de brassage muni d'un dispositif de brumisation dans la zone du front, afin d'éviter la formation de zones mortes où les gaz pourraient s'accumuler et générer des expositions significatives pour les travailleurs.

A proximité des tailles, les conduites d'aération peuvent déboucher sur des galeries spécifiques très inclinées, voire verticales : les remontes d'aéragé, qui sont destinées à établir le plus vite possible une communication d'air entre une galerie d'aval et une galerie d'amont.

- **Le but de l'aéragé est de donner :**
  - ✓ aux hommes et aux animaux l'air nécessaire pour la respiration, et aux lampes (d'éclairage ou de sécurité) l'air nécessaire pour leur combustion ;

- ✓ l'air nécessaire aux machines avec moteur à combustion interne ;
- ✓ de diluer les gaz toxiques ou dangereux (grisou, radon, monoxyde de carbone, dioxyde de carbone) ;
- ✓ d'abaisser la température dans les mines profondes, qui peuvent atteindre plusieurs dizaines de degrés Celsius.

### VI.2.2 Lutte contre les poussières :

L'excavation dans le tunnel est toujours accompagnée d'émission de poussière, elle se forme au cours du forage à sec des trous de mine, après leur tir, au cours du chargement ainsi que pendant le transport.

La respiration de ces poussières peut avoir une répercussion néfaste sur la santé humaine.

la protection consiste à isoler l'ouvrier menacé, au moyen de masque anti-poussière.

Le pousoir de retention des poussières fines (inférieures à 3 à 5 u) doit être de 95 % au moins.

Actuellement les moyens de lutte contre la poussière dans les tunnels sont :

- ✓ Foration des trous de mine avec injection d'eau ;
- ✓ Arrosage des tas au niveau de chargement et les voies de circulation des machines etc...
- ✓ une aération active des galeries.

### VI.2.3 Lutte contre les gaz :

Les gaz d'échappement d'un Diesel contiennent du CO, CO<sub>2</sub> de 0,01 à 0,5 % des composés d'azote NO, NO<sub>2</sub> de 0,0002 à 0,5% des aldéhydes 0,001 à 0,009% et gaz de sulfure SO<sub>2</sub> de 0,009 à 0,5 %.

Ces gaz d'échappement constituant une source de pollution qu'il convient de contrôler pour assurer aux personnels une atmosphère ne causant ni risque, ni irritation, ni gêne, au moyen d'un bac de barbotage.

### VI.2.4 Le bruit :

Le confinement et la réverbération des parois amplifient les bruits et s'opposent à la dissipation de l'énergie acoustique.

1. Les salariés occupant des postes de travail où l'exposition au bruit est quotidienne doivent être surveillés médicalement.

<b>Risque</b>	<b>Prévention</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mauvaise transmission des ordres oraux.</li> <li>• Fatigue auditive, réversible dans un premier temps, puis surdité irréversible.</li> <li>• Trouble du sommeil, fatigabilité.</li> <li>• Trouble de la vigilance.</li> </ul>	<p>Les mesures de prévention collective :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Choisir un matériel insonorisé d'origine, prendre un matériel hydraulique ou électrique et non à air comprimé.</li> <li>• Monter des cabines insonorisées.</li> <li>• Organiser les travaux d'une façon à limiter le nombre de personne exposées.</li> <li>• Placer les installations fixes à l'extérieur.</li> </ul> <p>Les mesures de prévention individuelle</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Utiliser des casques antibruit.</li> <li>• Des tampons auriculaires (le moyen le plus pratique)</li> <li>• Assurer une surveillance médicale appropriée (au minimum un contrôle par an lors de la visite médicale annuelle).</li> </ul>

**Tableaux VI.1 : Les Risques et les Préventions de le bruit**

**VI.2.5 Risque des Vibrations :**

Les outils électroportatifs et les engins créent des vibrations.

Les conducteurs d'engins sont très exposés.

Sur une journée, le niveau de vibrations supporté est de:

- 0,5 m.s<sup>-2</sup> sur l'ensemble du corps;
- 2,5 m.s<sup>-2</sup> sur les mains et les bras.

Par comparaison, dans une voiture roulant sur une route abîmée, le niveau de vibrations se situe entre 0,6 et 1 m.s<sup>-2</sup> ;

celui d'un marteau-piqueur est évalué entre 11 et 30 m.s<sup>-2</sup>.

### VI.2.6 Les risques d'incendies et d'explosions :

La propagation du feu en galerie est un risque redoutable.

Les importants stocks d'hydrocarbures pour alimenter les engins très consommateurs de carburant et les stockages d'explosifs sont la source de graves risques d'incendie et d'explosion. Les opérations de transport d'explosifs sont aussi dangereuses. De plus, des fuites des réservoirs ne sont pas à exclure. Il existe aussi des dangers liés à des produits explosifs imbrûlés, détériorés ou périmés, à la présence de méthane et de poussières combustibles.

### VI.2.7 Eclairage de travail :

Pour la création des conditions de travail favorables et la diminution du nombre d'accidents, il est nécessaire d'assurer le bon éclairage de travail.

Un bon éclairage favorise le rendement, et permet des augmentations de production de 10 à 20%.

Par contre, un mauvais éclairage entraîne une fatigue de l'œil qui se répercute sur l'état général du travailleur (maux de tête).

Donc, l'éclairage doit être juste suffisant pour répondre aux conditions de travail et de sécurité.

### VI.3 Conclusion

Pendant l'exécution des travaux, il faut renouveler par ventilation l'air qui est vicié par la respiration du personnel, les poussières, l'échappement des moteurs Diesel et surtout par les gaz et les poussières des explosions. Sous réserve de limiter la production des poussières de la perforation, on utilise l'eau dans les forages, l'expérience montre que la quantité d'air frais à renouveler peut s'évaluer en tenant compte seulement de la pollution produite par les gaz d'échappement des moteurs et les poussières et gaz des explosions, les besoins de la respiration étant négligeables par rapport aux deux autres chefs de consommation.

Des foi-mules ont été établies qui permettent d'évaluer en première approximation les besoins de la ventilation, mais il n'en demeure pas moins, indispensable, surtout lorsqu'on utilise des explosifs, de contrôler sur le chantier la teneur de l'air en oxyde de carbone.

***Conclusion***

***Générale***

## Conclusion Générale

---

### Conclusion Générale :

- ✓ A travers cette étude qui s'est basée sur deux aspects ; théorique et pratique dont nous a eu l'occasion de participer à l'exécution d'une partie du tronçon du tunnel situé entre le PK 1+581.4 le 1+663.2 de la zone de Ain Naadja ; et ce que nous a permis d'acquérir des connaissances sur les techniques de soutènement des tunnels.
- ✓ Le choix définitif de type de soutènement d'une section quelconque reste toujours une opération délicate et difficile à décider.
- ✓ L'approche numérique représentée par la méthode des éléments finis utilisée par le logiciel Plaxis a permis de faire le choix définitif du cadre de soutènement avec plus de précision, à partir des calculs de déformations autour de tunnel à court et à long terme.
- ✓ Après l'étude, on constate que le bon choix du type de soutènement de tunnel assure à la fois une bonne stabilité et une meilleure sécurité des travailleurs pendant l'opération de creusement avec respect des étapes d'exécution de creusement. Ce choix doit être confirmé par une approche économique en assurant bien sur une meilleure stabilité
- ✓ Cette étude a beaucoup enrichie nos connaissances, spécialement dans le domaine des ouvrages souterrains et de la géotechnique. Domaine qu'on connaissait très peu mais qui s'est révélé passionnant, et nous espérons qu'avec notre modeste travail, nous sommes parvenus à réunir quelques notions et concepts de base pour la conception des tunnels.
- ✓ En fin on peut conclure d'une manière générale que MEF (Plaxis 2D) reste une méthode très fiable pour vérifier le dimensionnement du projet et de vérifier l'évolution des travaux pendant le creusement.

***ANNEXE***

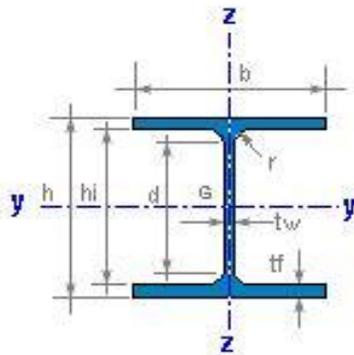
## Annexe

### ANNEXE

UNITE		DENSITE HUM (kN/m <sup>3</sup> )	C' (kN/m <sup>2</sup> )	Φ' (°)	Ep (MN/m <sup>2</sup> )
Dépôts de construction compactées	R	19,0	5	28	-
Argile limoneuse tres consistant	QA	20,6	30	26	10,0
Sable argileux	QS	21,5	10	32	10,0
Argile jaunâtre carbonaté ocre à tâches bleu-grisâtres dur	QM	20,7	40	25	35,0
Sable fin à grossier argileux légèrement graveleux.	TS	22,0	10	35	14,6
Marne dur	TA	21,0	50	24	50,0

**Figure 1:** Valeur caractéristiques des paramètres géotechniques pour le calcul de la fondation[3]

## HEB 140



h = 140 mm	r = 12 mm
b = 140 mm	d = 92.0 mm
tw = 7.0 mm	hi = 116.0 mm
tf = 12.0 mm	

A = 43.0 cm <sup>2</sup>	M = 33.7 kg/m
--------------------------	---------------

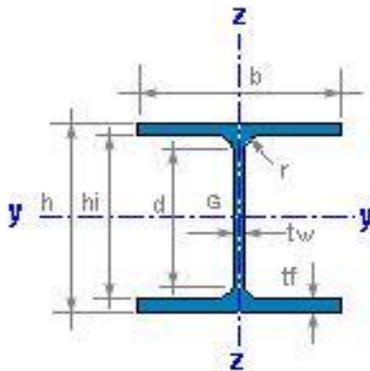
I <sub>y</sub> = 1509 cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> = 550 cm <sup>4</sup>
W <sub>y</sub> = 215.6 cm <sup>3</sup>	W <sub>z</sub> = 78.5 cm <sup>3</sup>
W <sub>ply</sub> = 245.4 cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> = 119.8 cm <sup>3</sup>
i <sub>y</sub> = 5.93 cm	i <sub>z</sub> = 3.58 cm
I <sub>t</sub> = 20.2 cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub> = 22514 cm <sup>6</sup>

S <sub>y</sub> = 122.7 cm <sup>3</sup>	Av <sub>z</sub> = 13.08 cm <sup>2</sup>
s <sub>y</sub> = 12.3 cm	

AL = 0.805 m <sup>2</sup> /m	AG = 23.88 m <sup>2</sup> /t
------------------------------	------------------------------

**Figure 2 :**paramètres du cintre HEB 140

## HEB 160



$h = 160 \text{ mm}$	$r = 15 \text{ mm}$
$b = 160 \text{ mm}$	$d = 104.0 \text{ mm}$
$t_w = 8.0 \text{ mm}$	$h_i = 134.0 \text{ mm}$
$t_f = 13.0 \text{ mm}$	

$A = 54.3 \text{ cm}^2$	$M = 42.6 \text{ kg/m}$
-------------------------	-------------------------

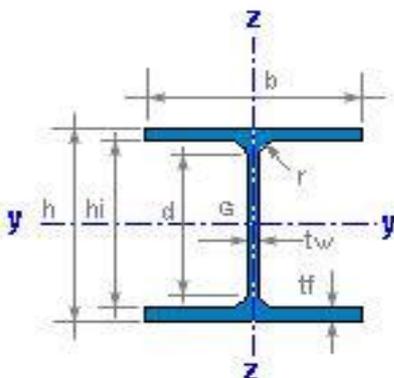
$I_y = 2492 \text{ cm}^4$	$I_z = 889 \text{ cm}^4$
$W_y = 311.5 \text{ cm}^3$	$W_z = 111.2 \text{ cm}^3$
$W_{ply} = 354.0 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 170.0 \text{ cm}^3$
$i_y = 6.78 \text{ cm}$	$i_z = 4.05 \text{ cm}$
$I_t = 31.3 \text{ cm}^4$	$I_w = 48039 \text{ cm}^6$

$S_y = 177.0 \text{ cm}^3$	$Av_z = 17.60 \text{ cm}^2$
$s_y = 14.1 \text{ cm}$	

$AL = 0.918 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 21.56 \text{ m}^2/\text{t}$
-----------------------------------	-----------------------------------

Figure 3 :paramètres du cintre HEB 160

## HEB 180



$h = 180 \text{ mm}$	$r = 15 \text{ mm}$
$b = 180 \text{ mm}$	$d = 122.0 \text{ mm}$
$t_w = 8.5 \text{ mm}$	$h_i = 152.0 \text{ mm}$
$t_f = 14.0 \text{ mm}$	

$A = 65.3 \text{ cm}^2$	$M = 51.2 \text{ kg/m}$
-------------------------	-------------------------

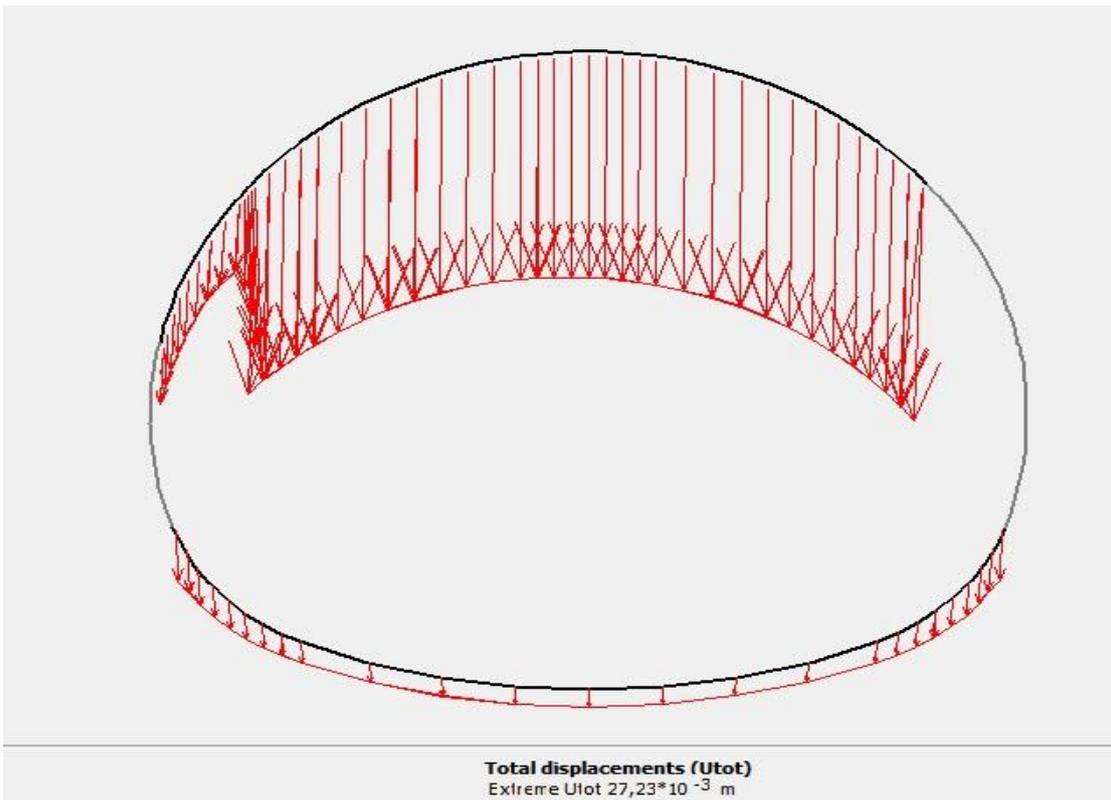
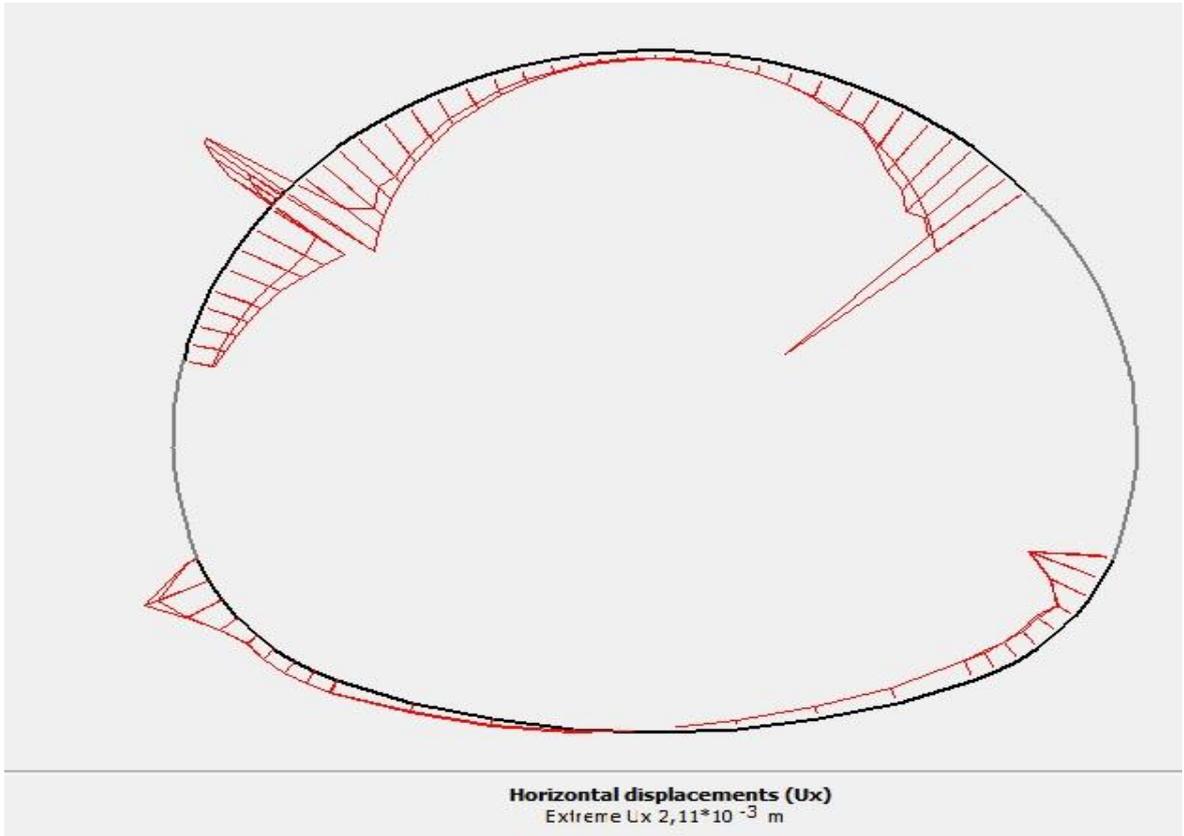
$I_y = 3831 \text{ cm}^4$	$I_z = 1363 \text{ cm}^4$
$W_y = 425.7 \text{ cm}^3$	$W_z = 151.4 \text{ cm}^3$
$W_{ply} = 481.5 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 231.0 \text{ cm}^3$
$i_y = 7.66 \text{ cm}$	$i_z = 4.57 \text{ cm}$
$I_t = 42.2 \text{ cm}^4$	$I_w = 93887 \text{ cm}^6$

$S_y = 240.7 \text{ cm}^3$	$Av_z = 20.24 \text{ cm}^2$
$s_y = 15.9 \text{ cm}$	

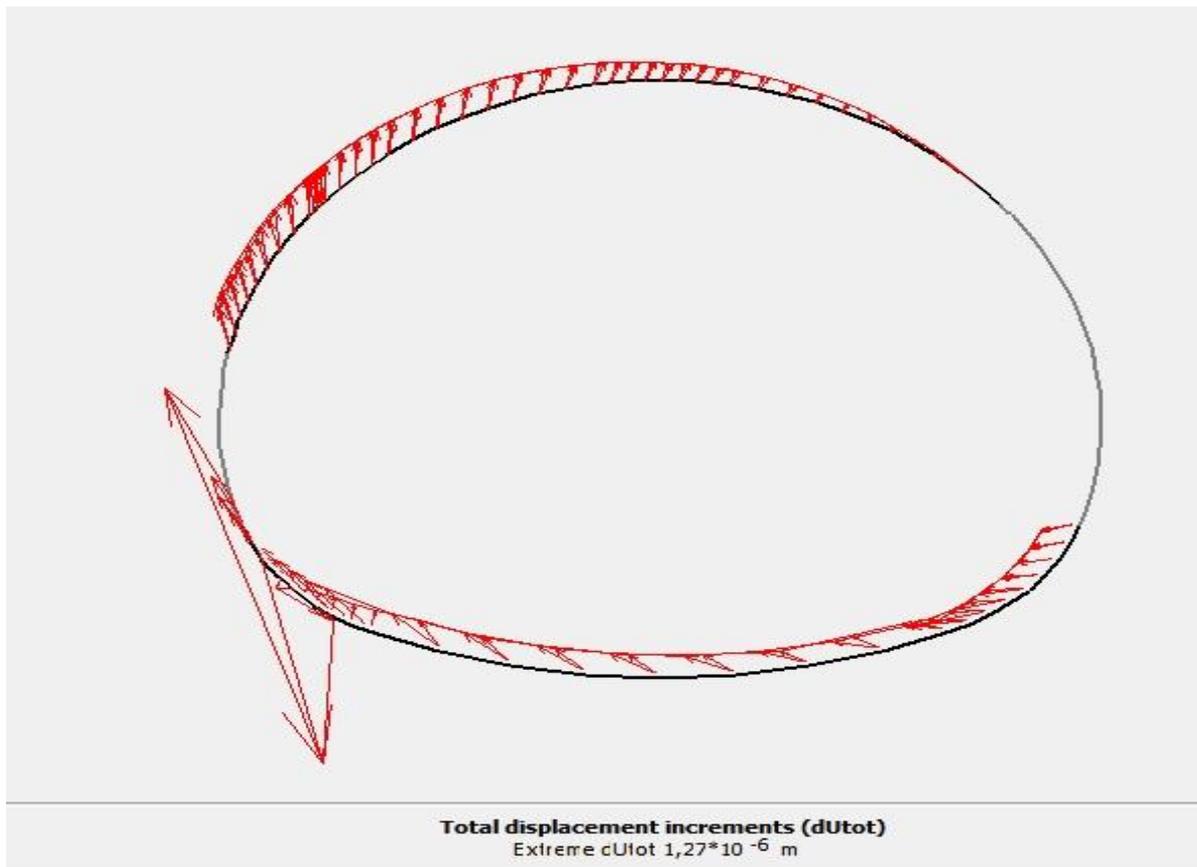
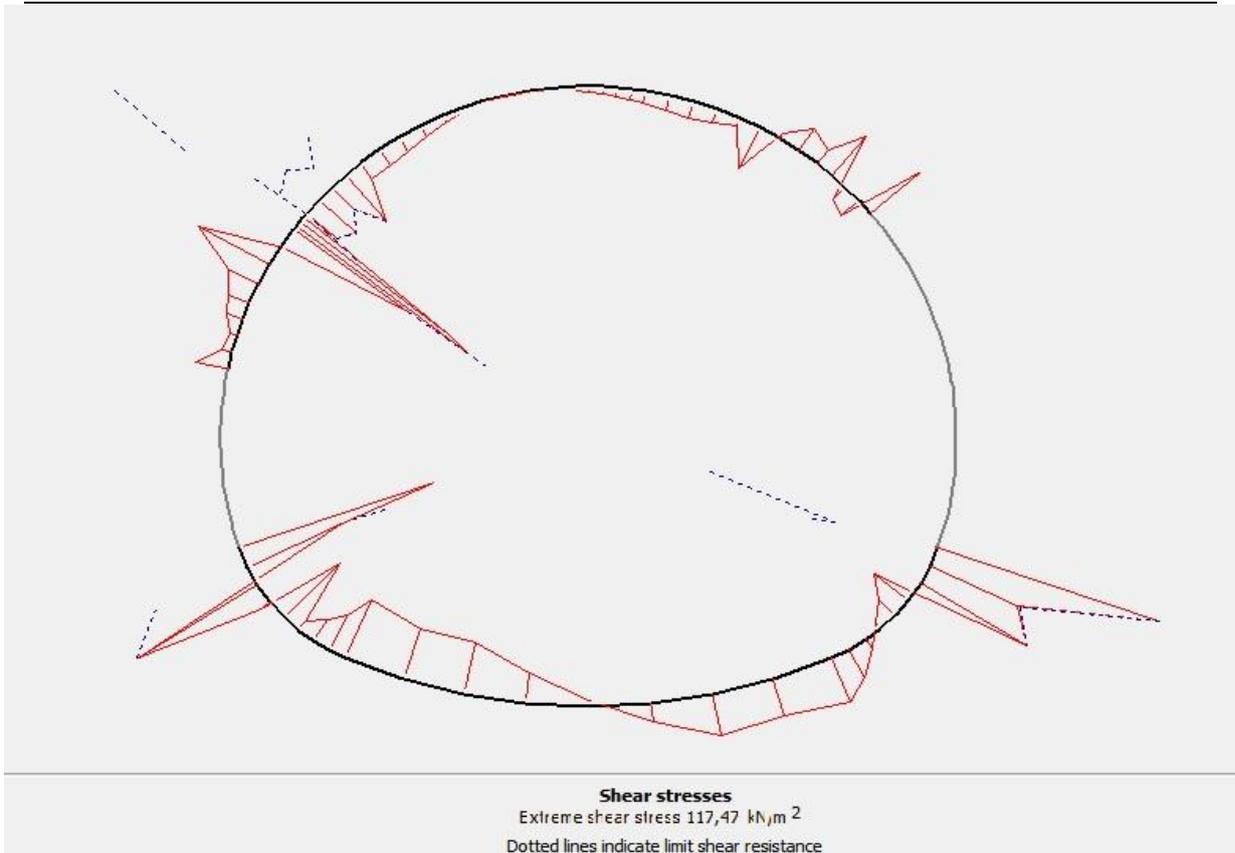
$AL = 1.037 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 20.25 \text{ m}^2/\text{t}$
-----------------------------------	-----------------------------------

Figure 4 :paramètres du cintre HEB 180

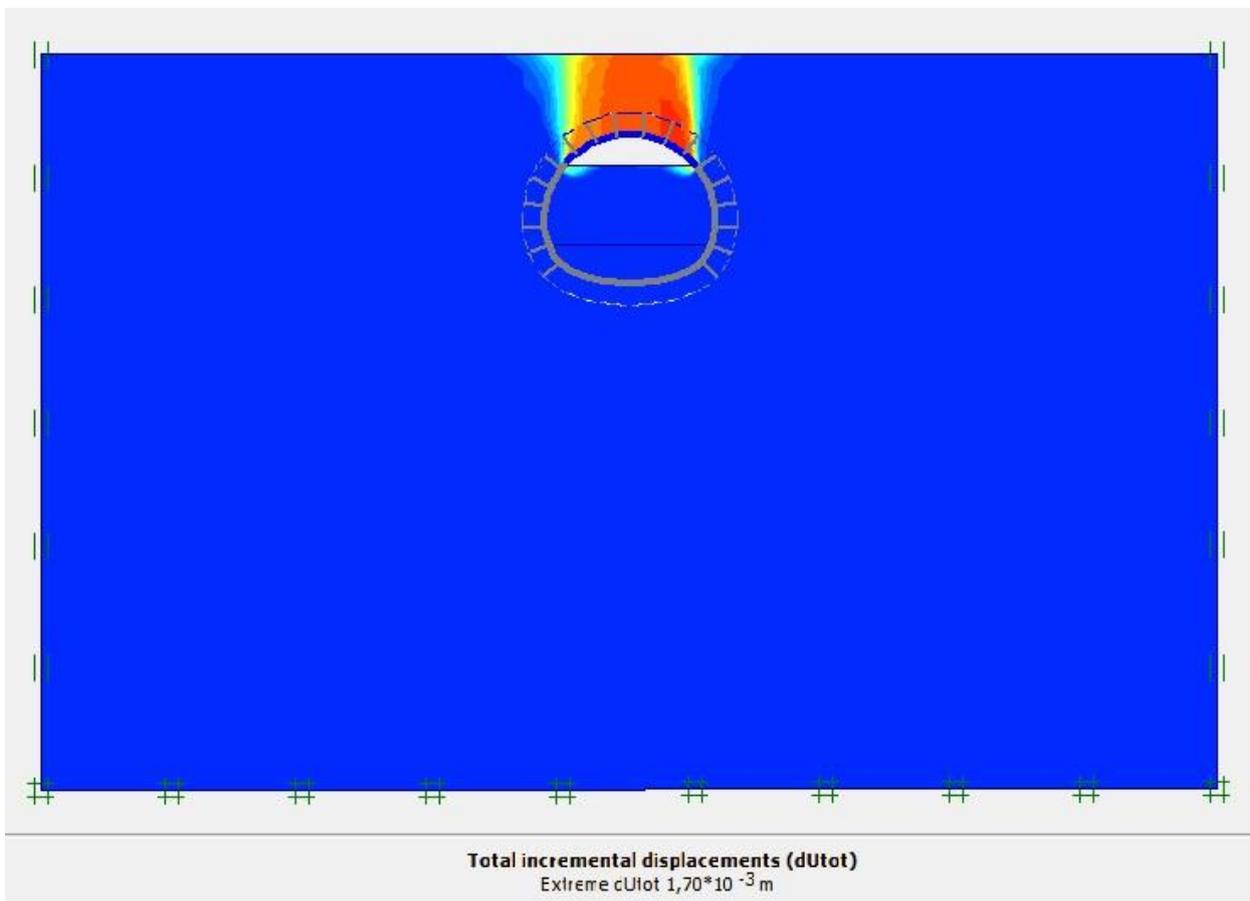
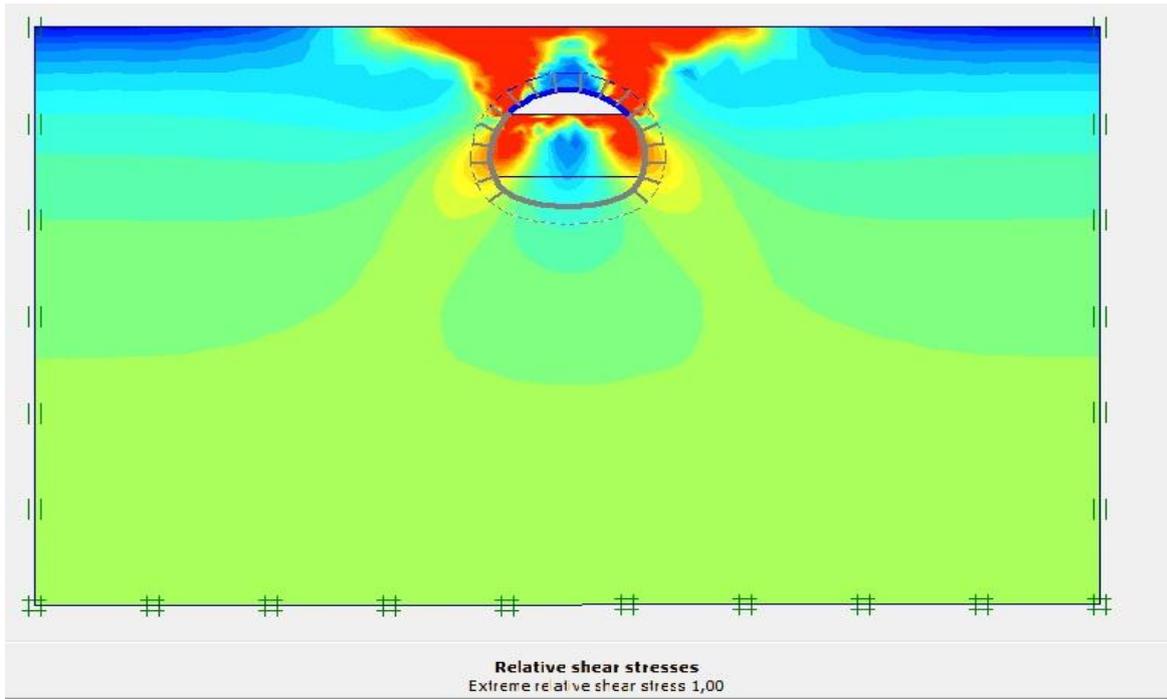
# Annexe



## Annexe



# Annexe



### Références bibliographiques :

#### Les documents :

- [1] F.SPATARO. Centre d'études des tunnels. guide de l'inspection du génie civil des tunnels routières. France .Janvier 2015.
- [2] Centre d'études des tunnels. Procédés de creusement et de soutènement (section 4). 1998. Paris.
- [3] M. Combarros. EMA. Etude géologique hydrogéologique géotechnique. Tunnel en mine soutènement provisoire section D12.2. 2015. Alger.
- [4] FRANÇOIS. MARTIN, ADRIEN. SAÏTTA « Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches ENS CACHAN ».
- [5] C.CHERCHALI note de cours «TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome I ».OPU(1993).
- [6] R.B.J. Brinkgreve. Plaxis Manuel de référence. Version 8.pays-bas. 2003.194.
- [7] Pierre GESTA. Travaux souterrains. Techniques de l'ingénieur 1994. Paris.
- [8] M. Combarros. EMA. Note de Calcul. Tunnel en mine soutènement provisoire section D12.2. 2015. Alger.
- [9] Michel KERN, « Introduction à la méthode des éléments finis. », Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris ,France,[2004/2005].
- [10] G. COLOMBET. Ouvrages souterrains (conception et réalisation). Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1988. Paris.
- [11] Centre d'études des tunnels. Conception et dimensionnement (section 3). 1998. Paris.

#### Thèse de fin d'étude:

- [12] Akram KOUCHY «étude de soutènement provisoire le cas métro d'Alger. » Mémoire Magister de l'université EL Hadj Lakhdar-Batna,[2012].

## Annexe

---

[13] JAMEL Idris, « Accidents géotechnique des tunnels et des ouvrages souterrain-méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. », Thèse de Doctorat de l'université NANCY-INPL,[23 octobre 2007].

[14] Lahmadi AZZIDDINE, « étude paramétrique de l'interaction entre ouvrage-bâtiment excavation. », Mémoire de Magister de l'université EL Hadj Lakhdar-Batna,[2006].

[15]TOUAMRIA Sabri, «modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet de creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures .Sus jacentes. », Mémoire de Magister de l'Université de Souk-Ahras.[2007]

### Les sites web :

[16] - LE SITE DE L'AFTES. [http : //www.aftes.asso.fr/](http://www.aftes.asso.fr/).

- LE SITE DE CETU <http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/Intro.php>

- LE SITE Science Directe : <http://www.sciencedirect.com.www.snd11.arn.dz>

[17] :[http://www.officielprevention.com/formation/securitebtp/detail\\_dossier\\_CHSCT.php?rub=89&ssrub=94&dossid=456](http://www.officielprevention.com/formation/securitebtp/detail_dossier_CHSCT.php?rub=89&ssrub=94&dossid=456)