

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT : Génie Civil

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en GENIE CIVIL

المكتبة - المكتبة  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**Thème**

**ETUDE D'UN TUNNEL  
IMPLANTE DANS LA MARNE  
CAS METRO D'ALGER (LOT 7)**

Proposé et dirigé par :  
Mr : R. BOUTEMEUR

Etudié par :  
Mr : HANI Abdelaziz  
Mr : KHEDDOUMA Yacine

⌘ Promotion : Juin 1998 ⌘  
⌘ E.N.P. 10 Avenue Hacén Badi El-Harrach – ALGER ⌘  
⌘ Email : ENP @ ist.serist.DZ ⌘



# REMERCIEMENT

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

*Nous tenons à exprimer nos sincère remerciement et notre profonde gratitude à notre promoteur, monsieur BOUTEMEUR, pour nous avoir estimés capable de traiter ce sujet.*

*Ainsi nous remercions en particulier monsieur DEMIDEM, pour l'aide qui nous à apporter, et c'est grâce à ces précieux conseils et remarques qu'on a pu faire ce travail.*

*Aussi nous tenons à adresser nos chaleureux remerciements à messieurs AKLIL, CHERCHALI, de l'EMA, et tous les gens de COSIDER en particuliers messieurs, BOUGAROUA, SITAYEB, SAADA, MEKHLOUFI, TAZAIRT pour leurs collaboration.*

*Nous tenons à remercier les membres de jury d'avoir accepter à évaluer notre travail.*

*Nos remerciement vont aussi à tous la promotion 1998. Sans oublier les gens du centre de calcul, la bibliothèque, et que tous ce qui nous ont aider de près ou de loin.*





# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail :*

- ✓ *A mes chers parents à qui je dois énormément,*
- ✓ *A mes frères et sœurs,*
- ✓ *A tous mes amis*

**ABDELAZIZ**



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# DEDICACE

- ✓ *A mes chers parents, en témoignage de ma reconnaissance,*
- ✓ *A mes frères et sœurs,*
- ✓ *A tous mes amis,*
- ✓ *A tous ceux qui cherchent pour résoudre des problèmes,*
- ✓ *A tous ceux qui œuvrent pour le développement du pays,*
- ✓ *A tous ceux qui, dont l'ombre est partout dans le monde, luttent pour que la lumière de vérité jaillisse.*

*Je dédie ce modeste travail.*

**YACINE**



## الموضوع: دراسة نفق في تربة صلصالية.

### ملخص:

من اجل تفادي الازدحام الذى تعانيه المدن الكبرى استحدثت تقنية النفق. دراسة نفق العاصمة تهدف الى اختيار طريقة الانجاز الأمثل وضمان توازن المنشأ دون المساس بأمن المواطنين وتوفير وسيلة نقل مريحة وسريعة.

**Subject :** *SURVEY OF A TUNNEL IMPLANTED IN MARL  
case subway of Algiers (share 7)*

#### **Abstract :**

The tunnel is a very advanced technique for the resolution of the clutter problem met in the big cities.

The survey of the subway of Algiers consists in making a choice of the method of realization and to assure the stability of the work in the order to give back the circulation of people more comfortable and more economic .

**Sujet :** *ETUDE D'UN TUNNEL IMPLANTE DANS LA MARNE  
cas métro d'ALGER (lot 7)*

#### **Résumé :**

Le tunnel est une technique très avancé pour la résolution du problème d'encombrement rencontré dans les grandes villes.

\* L'étude du métro d'ALGER consiste à faire un choix de la méthode de réalisation et à assurer la stabilité de l'ouvrage dans le but de rendre la circulation des gens plus confortable et plus économique.

## SOMMAIRE

**INTRODUCTION** .....01

### Chapitre I : *ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE*

1. **Introduction** .....03  
 2. **Géologie générale d'Alger** .....03  
 3. **Géologie locale** .....05  
 4. **Situation hydrogéologique** .....05  
 5. **Sismicité** .....06  
 6. **Etude géotechnique** .....06

### Chapitre II : *METHODE D'EXECUTION*

A. **CREUSEMENT** .....09  
 1. **Introduction** .....09  
 2. **Méthode de creusement** .....09  
     a- *En demi section supérieure* .....09  
     b- *En section divisée* .....10  
     c- *En pleine section* .....10  
 3. **Procédé d'exécution** .....11  
     a. *Excavation par explosif* .....11  
     b. *Excavation avec machine d'attaque ponctuelle* .....11  
     c. *Excavation avec tunnelier* .....12  
 B. **SOUTÈNEMENT** .....13  
 1. **Introduction** .....13  
 2. **classification des modes de soutènement** .....13  
 3. **les différents types de soutènement** .....13  
     a. *Boulonnage* .....14  
     b. *Béton projeté* .....15  
     c. *Les cintres* .....15  
     d. *Bouclier et voussoirs préfabriqués* .....16  
 4. **choix d'un mode de soutènement** ..... 17

### Chapitre III : *CLASSIFICATION DES METHODES DE CALCUL DES CHARGES :*

1. **Introduction** .....18  
 2. **Calcul des charges verticales sur la calotte** .....18  
     a. *Théorie de PIERBAUMER* .....18  
     b. *Théorie de TERZAGHI* .....19  
     c. *Théorie de PROTODIAKONOV*.....20  
     d. *Théorie des poids des terres* .....20



<b>3. calcul des poussées latérales .....</b>	<b>21</b>
<i>a. Théorie de RANKINE-COULOMB .....</i>	<i>21</i>
<i>b. Théorie de TERZAGHI .....</i>	<i>21</i>
<i>c. Théorie de PROTODIAKONOV .....</i>	<i>22</i>
<b>4. Charges verticale active ascendante en radier .....</b>	<b>22</b>
<b>5. Charges et surcharges d'exploitation .....</b>	<b>23</b>
<i>a. Charge provenant de la surface .....</i>	<i>23</i>
<i>b. Charge intérieure .....</i>	<i>24</i>
<b>6. Critère de la méthode choisie .....</b>	<b>24</b>
<b>7. Conclusion .....</b>	<b>25</b>

#### Chapitre IV : *STABILITE DES OUVRAGES SOUTERRAINS*

<b>1. Introduction .....</b>	<b>26</b>
<b>2. Mécanisme d'instabilité et nature du terrain .....</b>	<b>26</b>
<b>3. Influence de l'eau sur la stabilité .....</b>	<b>28</b>
<b>4. Facteur temps et stabilité .....</b>	<b>29</b>

#### Chapitre V : *SOUTENEMENT PROVISOIRE*

<b>1. Introduction .....</b>	<b>30</b>
<b>2. Hypothèse principales de calcul .....</b>	<b>30</b>
<b>3. Détermination des charges .....</b>	<b>30</b>
<i>a. charges verticales .....</i>	<i>30</i>
<i>b. charges latérales .....</i>	<i>31</i>
<b>4. Vérification de non soulèvement du radier .....</b>	<b>32</b>
<b>5. Caractéristiques de la section homogène .....</b>	<b>32</b>
<b>6. Répartition des efforts .....</b>	<b>33</b>
<i>a. efforts repris par le cintre .....</i>	<i>33</i>
<i>b. efforts repris par le béton projeté .....</i>	<i>34</i>
<b>7. Vérification des contraintes .....</b>	<b>35</b>

#### Chapitre IV : *REVETEMENT DEFINITIF*

<b>1. Introduction .....</b>	<b>38</b>
<b>2. Calcul automatique de l'ouvrage par la MEF (SAP 90) .....</b>	<b>40</b>
2.1. <i>Introduction .....</i>	<i>40</i>
2.2. <i>Principe de la MEF .....</i>	<i>40</i>
a. <i>Elasticité plane .....</i>	<i>41</i>
b. <i>Modélisation des coques par des éléments de coques planes .....</i>	<i>48</i>
2.3. <i>Elaboration du fichier de donnée .....</i>	<i>49</i>
2.4. <i>Les résultats de calcul .....</i>	<i>52</i>
2.5. <i>Analyse des modes propres .....</i>	<i>53</i>

3. Calcul du ferrailage .....	61
3.1 phase statique .....	62
3.2 phase dynamique .....	63
3.3 conclusion .....	64
3.4 schéma de ferrailage .....	68
<b>CONCLUSION</b> .....	<b>70</b>

**INEXE :**

1. Etude géotechnique du lot 7 (quelque échantillon).
2. Béton projeté et béton pompé.
3. Résultats des calculs.
4. Programme en fortran pour le calcul de ferrailage.

**BIBLIOGRAPHIE**



**A**ujourd'hui, la ville d'Alger comme les grandes villes du monde est confrontée aux problèmes d'encombrement dans la construction et les édifices de transport urbain.

Ceci n'est pas dû principalement au manque des moyens mais plutôt au manque d'infrastructures de transport qui se pose actuellement, ce problème peut être résolu par des solutions souterraines : voirie souterraine, métro, réseaux divers, parkings,....

Les études technico-économiques qui ont été menées montrent que la construction du métro d'Alger présente la meilleure solution.

Le tunnel passe sous une infrastructure et une vie urbaine très importante. Il est constitué de trois lignes avec une longueur totale de 56 km

L'objet de ce modeste travail consiste à étudier le tronçon du tunnel de lot 7 inter-station Hamma – Arsenal implanté dans la marne bleue, de 500 m de longueur, 13 m de profondeur au moyenne et de 8 m de rayon d'excavation.

Le creusement du tunnel est une opération très délicate où la moindre erreur peut causer des dégâts très importants et très coûteux, pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage et faire le bon choix et faire des méthodes de creusement, plusieurs précautions doivent être prises durant les différentes phases des travaux.

Ces travaux nécessite la connaissance des plusieurs paramètres tel que :

- La nature des terrains rencontrés pour le choix du matériel.
- La localisation des nappes aquifères pour leur rabattement et leur drainage.
- Le comportement du terrain pour le dimensionnement de l'ouvrage.

A cette fin, des études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent être faites.

Suivant l'importance de l'ouvrage, des galeries de petites sections (appelée : galerie pilote ) seront exécutées sur l'axe du tunnel. Elles auront pour but :

- De préciser la répartition du terrain
- De vérifier l'hydrogéologie du massif.
- De prélever des échantillons pour les essais de laboratoire, et de réaliser les essais géotechniques
- D'observer le comportement de l'ensemble massif-soutènement en fonction des différents moyens mais en œuvre pour l'abattage.

ces travaux

Les paramètres obtenus par d'étude précédente sont des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation du tunnel, qui influent sur le choix des méthodes d'excavations.

Une fois, ce choix est fait, le calcul des charges sera le pas suivant.

La connaissance de ces charges avec le choix de la méthode d'excavation a un rôle très important dans l'étude de stabilité du tunnel, pour l'assurer pendant le temps qui s'écoule entre le creusement et la mise en place éventuelle du revêtement définitif, un soutènement provisoire est mis en place.

Le dernier chapitre traite du calcul du revêtement définitif, et de l'étude du ferrailage avec vérification des contraintes.

Le calcul numérique sera fait en utilisant le logiciel SAP 90, dans lequel notre structure sera modélisée par une coque.



# *CHAPITRE I*

## **ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE**

*Pour un homme même fut il savant s'instruire et ne pas s'obstiner n'a rien d'humiliant*

### **I.1 INTRODUCTION :**

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont des facteurs déterminant le degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain nom seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d excavation, de soutènement et du revêtement, mais de plus leur connaissance permet de faire face à des problèmes imprévus, par exemple la traversé d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression, c'est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un Ouvrage.

Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier, voir même la faisabilité de l'ouvrage.

### **I.2. GEOLOGIE GENERALE D'ALGER :**

La région d'Alger peut être représentée comme un dôme primaire métamorphique (massif d'Alger )bordé par des formations sédimentaires tertiaires et quaternaires.

On peut le subdiviser en trois ensembles géologiques bien distincts :

- Le massif d'Alger du Nord, constitué de formation de nature pélitique et carbonatée recoupée par des manifestations magmatiques. Il est possible que la série soit d'âge antécambrien.
- Le Sahel d'Alger à l'Ouest essentiellement marneux d'âge plaisancien.
- Le bassin de la Mitidja dans la partie sud et sud-est.

#### **a) Le primaire :**

Les principaux faciès pétrographiques reconnus dans le primaire sont :

- Les schistes et les micaschistes.
- Les schistes ardoisiers fortement injectés de quartzite.
- Les calcaires lenticulaires métamorphiques(Cipolin).
- Les gneiss, œillets de quartz ou injectés de roches granitiques.

Ces divers faciès pétrographiques sont imbriqués d'une manière anarchique conséquence à une tectonique très importante. Ces mouvements tectoniques se sont traduits par une fracturation importante et de nombreuses zones de failles et de broyage.



Ces faciès métamorphiques se sont altérés en surface pour donner naissance à des roches argileuses détritiques (gneiss « pourri », argile schisteuse). La circulation des eaux dans ces formations diaclases a provoqué le remplissage des fissures par les faciès lithologiques d'altération (comblement argileux des fissures).

La complexité de la géologie du massif d'Alger est aggravée par de nombreux filons de quartz qui recourent les diverses formations suscitées.

### **b) Le tertiaire :**

Les principaux horizons reconnus sont dans l'ordre :

**L'Astien** : formation géologique la plus importante appelée « molasse astienne » cet horizon se caractérise par son hétérogénéité, il se présente sous la forme de bancs de marnes, de grès détritiques ainsi que de sable pulvérulent. Ces successions n'ont aucun ordre remarquable, mais il apparaît sur l'axe du tracé que :

- Le caractère rocheux de cette formation s'accroît très sensiblement lorsque l'on se rapproche du massif d'Alger (et/ou que l'on s'éloigne de la mer) ;
- La fréquence de bancs de marnes est autant plus importante que l'on avance dans la plaine sédimentaire. On rencontre par ailleurs, dans cette plaine, des bancs de galets laissés par des anciens oueds.

**Le Plaisancien** : Il s'agit de formations marneuses coquillières souvent gréseuses ou indurées ; cet horizon du pliocène inférieur passe, ponctuellement, aux marnes argileuses sahéniennes attribuées au Miocène supérieur. Ces marnes d'âge miocène se distinguent par l'absence de fossiles.

**Le Pontien et/ou Burdigalien** est marqué par des formations de grès ; conglomérats et poudings.

Ces divers faciès constituent la majorité des affleurements au contact du socle primaire.

### **c) Le quaternaire :**

Du Calabrien/Villafranchien aux temps actuels marqués par du sable plus ou moins argileux rouge, est la formation la plus souvent rencontrée.



Les autres formations quaternaires sont indifféremment des alluvions, des éboulis aux dépôts de pente (colluvions), des remblais. Leurs puissances très variables d'un point à un autre tiennent compte du caractère accidenté de la région algéroise d'une part, et d'autre part des remblaiements rendus nécessaires par l'urbanisation de la ville d'Alger.

### **I.3. GEOLOGIE LOCALE :**

La reconnaissance géologique est basée principalement sur les résultats des sondages carottés, et d'autre part sur la visite de la galerie de reconnaissance. Les reconnaissances réalisées (6 sondages ) mettent en évidence les formations tertiaires de l'astien et du Plaisancien sous couverture quaternaire. Le tunnel se trouve dans les marnes plaisancières, mais son exécution devra être réalisée avec précaution, le contact avec l'astien se trouvant entre 1 et 2.5 mètres, de sa voûte. Il existe des bacs de grès tendres dans le plaisancier. La couverture quaternaire a une puissance moyenne de 7 mètres, il s'agit d'alluvions plus ou moins argileuses baignées dans la nappe, et de colluvions supportant des remblais.

### **I.4. SITUATION HYDROGEOLOGIQUE :**

#### **a) Le primaire :**

Il existe dans le complexe métamorphique d'Alger, une présence d'eau souterraine, il s'agit d'une eau localisée dans les fractures, fissures et diaclases du socle. Les circulations d'eau souterraines sont importantes comme en témoignent les puits domestiques que l'on rencontre à la Casbah. Les circulations d'eau ont permis la formation des Gneiss pourris ou inversement, les consolidations de fissures par dépôt de calcite. Dans les Gneiss et Micaschistes, ces venues d'eau ont minéralisé les fractures en Cilice (Quartz).

#### **b) Le tertiaire :**

Le tertiaire aquifère le plus important dans la région algéroise est la molasse astienne. Les marnes plaisanciennes imperméables constituent le mur de la nappe.



Le plissement d'âge tertiaire et la puissance, par endroit, très réduite de la molasse astienne conduit à une géométrie anarchique de la nappe (sens d'écoulement, direction).

**c) Le quaternaire :**

Son importance hydrologique est moindre son caractère argileux le rendant infiniment moins perméable que les molasses astiennes.

La présence d'alluvions grossières dans le quaternaire, certains remblaiement ayant été réalisé avec des matériaux très sableux, le faciès argileux de la couverture font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des molasses.

**1.5. SISMICITE :**

La région d'Alger a été le site de plusieurs événements sismiques dans le passé. Parmi les plus dévastateurs :

- Celui du janvier 1365.
- Le séisme du 5 novembre 1924.

L'inconvénient de la structure géologique de la région algéroise est qu'elle ne présente pas de déformations de sol en surface, pas d'accidents tectoniques majeurs (failles, décrochements...) peuvent servir de guide d'analyses tectoniques et structurales

La sismicité dans la région d'Alger est considérée comme étant moyenne (d'après le RPA 88).

**1.6. ETUDE GEOTECHNIQUE :**

La campagne de reconnaissance géotechnique effectuée au niveau du lot ``07`` a portée sur :

- L'exécution de ``07`` sondages carottés de profondeurs variables (8 à 20m) : Sha15... Sha21.

- Des essais de laboratoire : essais d'identification et essais mécaniques.

Les sondages carottés ont révélé un substratum marneux, sain, peu profond (4 à 6m) surmonté d'un horizon gréseux et sableux, d'un ensemble argileux, et enfin d'un limon et remblai.

D'une manière générale, on retrouvera une légère remontée du substratum marneux au niveau du sondage Sha17 lorsqu'on vient de la station du 1<sup>er</sup> mai. Le niveau statique de la nappe aquifère est signalé à 1.5m environ du terrain naturel.

Cette géologie est très peu variable le long du tunnel, c'est pourquoi nous nous limiterons dans les calculs à un seul profil où il y a moins de couverture de la marne (Sha17).

Les essais in-situ de perméabilité effectués au niveau des sables ont donné des débits d'infiltration insignifiants, mettant en évidence une très faible perméabilité.

La granulométrie de ces sables localement argileux peut expliquer la faible filtration d'eau.

A partir des essais de laboratoire on constate que :

. \* Les argiles rencontrées sur le site sont des sols très fins et de faible plasticité (selon la classification de CASAGRANDE).

. \* La classification ASTM (American Society for Testing and Materials) classe les sables dans la catégorie des sols fins à moyens.

. \* L'abaque de plasticité de CASAGRANDE montre que les marnes rencontrées sur le site sont des sols très fins et très plastiques. ( $W_L > 50\%$  et  $22\% < I_P < 34\%$ ).

. \* Les caractéristiques mécaniques sont:

A court terme :  $C_{uu} = 0.9$  bars et  $\phi_{uu} = 17^\circ$

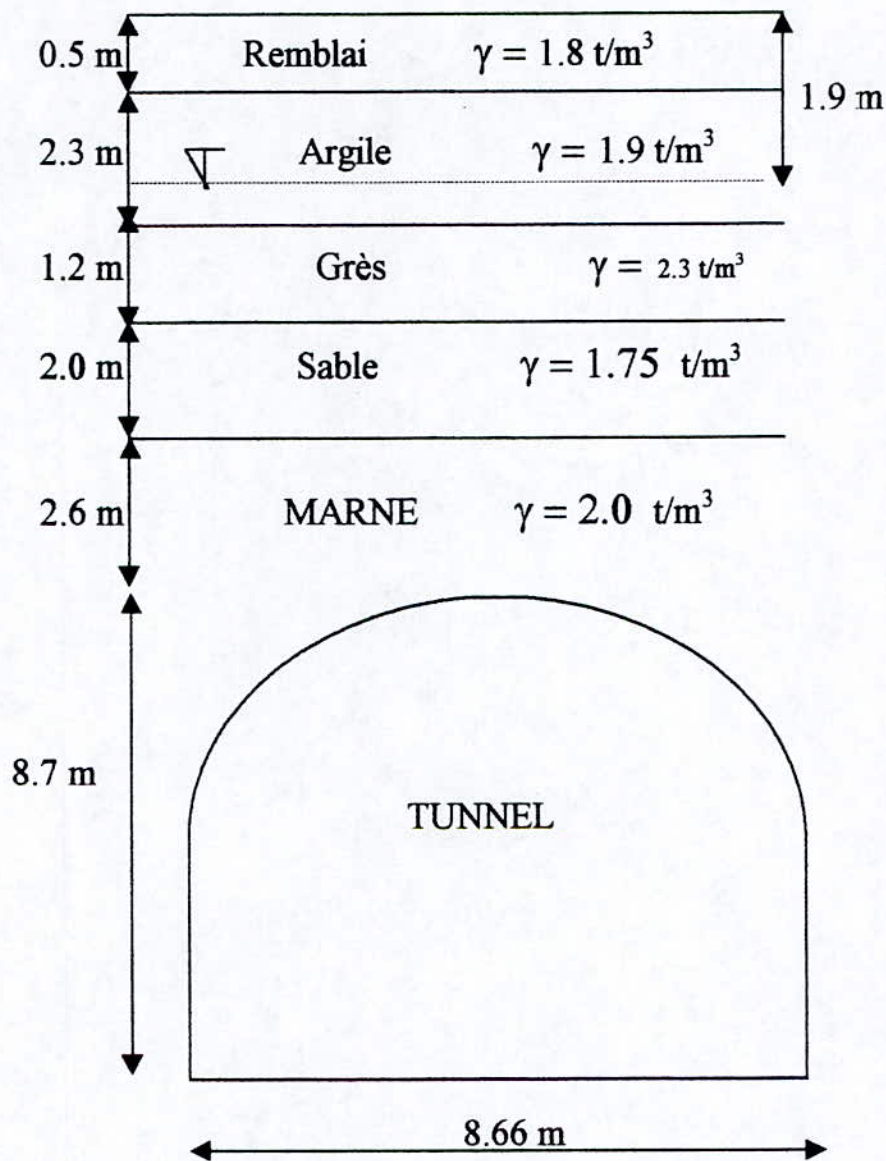
A long terme :  $C_{cu} = 0.7$  bar et  $\phi_{cu} = 13^\circ$

$C'_{cu} = 0.5$  bar et  $\phi'_{cu} = 19^\circ$

La résistance à la compression simple  $= \sigma_c = 2.17$  bar.



On adopte pour les calculs la coupe géologique suivante :



# *CHAPITRE II*

## **TECHNIQUE D'EXECUTION**

*Ce n'est pas parce que les choses sont difficiles qu'on n'ose pas mais,  
parce qu'on n'ose pas que les choses sont difficiles*



## **A- CREUSEMENT :**

### **1. Introduction :**

Le facteur primordial qui préside au choix de la méthode de construction est la nature du terrain, qui englobe, non seulement, la géologie et la géotechnique du milieu à traverser, mais également les conditions hydrogéologiques.

La destination du tunnel, la forme et les dimensions de son profil transversal auront aussi une influence sur la méthode à choisir. D'une manière générale, l'excavation d'un tunnel produit une altération dans l'état du terrain, initialement le terrain étant en équilibre, une fois percé il y aura un entraînement des mouvements de la masse peuvent endommager les édifices voisines, dont la structure et les fondations n'ont pas été prévus pour cette circonstance afin de rétablir un équilibre provisoire, on procède à une injection d'une couche de béton projeté d'épaisseur variant entre 10 et 20 cm, puis d'un treillis soudé 150\*150\*5 et montage des cintres métalliques de type HEB généralement.

### **2. Méthodes de creusement :**

#### ***a/ Creusement en demi - section supérieure :***

Il s'agit de la technique d'avancement qui prévoit l'excavation de la demi-section supérieure en sa forme définitive, c'est une méthode qui s'adresse à un terrain relativement bon nécessitant un soutènement provisoire de la voûte (béton, treillis soudées, pose de cintres métalliques.)

La 1<sup>ère</sup> phase de cette méthode consiste à excaver la moitié supérieure de front de taille sur toute la largeur et à une certaine longueur de l'ouvrage, variant de 20 à 100 m, une fois la calotte sera excavée, on procède à un blindage de la voûte suivant la technique décrite précédemment en suite on excave la partie inférieure du profil appelé STROSS.

Dans les zones broyées ou marneuses, on procède d'abord à la projection d'une couche de béton projeté, puis de la pose du treillis soudé et cintres métalliques, en fin à la deuxième couche du béton projeté.

Dans les zones décomprimées ou éboulées au tour de la galerie de reconnaissance, le chapeau du cadre existant sera maintenu et intégré au dispositif du soutènement de la demi-section inférieure.



En ce qui concerne la partie inférieure de l'ouvrage (STROSS) et en cas de non-stabilité sur les parois de la partie inférieure, on procède par un boulonnage puis on réalisera le ferrailage du radier.

### ***B/ Creusement en section divisée :***

On envisage de diviser la section dès que le sol qui se présente est de très mauvaise qualité : altéré, très hétérogènes dans le cas des roches argileux ou des sols marneux.

Tous ces terrains demandent un soutènement retable et robuste.

Cette méthode est applicable dans le cas des grandes excavations, où l'ouverture de la section à attaque est grande.

Le principe de cette méthode consiste à exécuter des galeries pilotes de petites sections sur l'axe du futur tunnel puis procéder à un élargissement latéral de la demi-section supérieure.

La demi-section inférieure est réalisée par tranches horizontales sous la protection du soutènement de la voûte sans attendre l'excavation complète du profil, elle exige une précaution c'est de renforcer l'appui de la voûte de façon à excaver en sous oeuvre avec une certaine sécurité tout en commençant à enlever le noyau de la demi-section inférieure puis exécuter un à un les deux fouilles du piedroit et réaliser leur bétonnage.

Comme on peut procéder également dans cette méthode par le creusement de deux galeries pilotes aux reines du futur tunnel des piedroits «revêtement définitif ». ensuite à l'abattage ultérieur de la totalité de la section.

### ***C/ Creusement en pleine section :***

Cette méthode prévoit l'excavation complète de la section en une seule fois, elle est appliquée pour les terrains de très bonnes qualités, ne nécessitant pas un soutènement provisoire «cas des roches », mais si le rocher présente des fissures tolérantes(fissures dues à la suite d'utilisation d'explosif ou fissures propres du massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée.



### 3. Procédé d'exécution :

Suite au développement technologique, il existe actuellement de nombreuses techniques permettant la construction de tunnels urbains dans n'importe quelle circonstance qui puisse se présenter. Le choix de la méthode convenable pour chaque cas, permet d'obtenir des résultats satisfaisants en ce qui concerne les coûts et les délais d'exécution.

Le système à utiliser devra normalement être établi dans le projet étant donné que les deux principaux facteurs qui conditionnent le choix sont :

- Le type de roche ou de sol à excaver en liaison avec la situation du niveau phréatique, profondeur du tunnel...
- La géométrie du tunnel et du tracé (section en travers, rayon du tracé en plan...)

En supposant que le tracé soit fixe, c'est la nature du terrain qui va conditionner le choix de la méthode d'exécution.

D'une façon très générale, nous distinguerons le choix entre les tunnels excavés dans des roches durs et moyens, dans des roches tendres ou dans des sols.

On distingue :

- Excavation par explosifs.
- Excavation avec des machines d'attaques ponctuelles.
- Excavation avec machines intégrales à pleine section (TBM).

#### *a/ Excavation par explosifs :*

L'excavation par explosif est utilisée dans le cas des terrains de très bonne résistance mécanique (terrains rocheux)

En site urbaine cette méthode ne doit être utilisée que dans le cas où son emploi s'avérerait strictement nécessaire à cause des effets psychologiques qu'elles produisent au milieu de la population, ce qui oblige souvent à limiter l'horaire des volées. L'excavation par explosif produit toujours des fissures au sein de la roche, d'où l'intérêt de faire une étude complète sur les vibrations ; limitant la charge par micro retard à une valeur qui garantisse l'absence des dégâts.

#### *b/ Excavation avec machines d'attaque ponctuelle :*

L'abattage mécanique c'est la technique qui est fréquemment la plus utilisée pour l'excavation des tunnels en roche molle et moyenne. Les caractéristiques des machines à forer sont très variées, la plupart d'entre elles



ont un domaine d'emploi physiquement limitée par la nature de leurs outils et la puissance disponible, mais elles ont l'avantage de s'adopter à n'importe quelle forme et dimension des tunnels. Ces machines à forer qui n'abattent qu'une partie de la section sont dites : « machines à attaque ponctuelle ou parallèle », elles s'inspirent directement du mode de travail de mineur, la tête de faible dimension par rapport à la section à excaver est munie de pics d'abattage, la tête est située à l'extrémité d'un bras mobile qui permet d'excaver progressivement toute la section.

Les machines à attaque partielle doivent, le plus souvent, se déplacer pour balayer tout le front de taille, par contre elles bénéficient d'une sélectivité qui leur permet de d'attaquer le front à l'endroit choisi. De plus, elles peuvent terrasser une section de forme quelconque visible en permanence et laissant libre l'accès au front. L'expérience a montrée que l'emploi des machines à attaque ponctuelle qui sont généralement équipées de pics doit se limiter à l'excavation des roches peut résistantes ou de résistance moyenne (résistance à la compression simple max. = 50 à 80MPa suivant la puissance de la machine et l'état de fracturation de la roche).

#### *c/ Excavation avec tunneleuse (TBM) :*

Vu le coût élevé de ce genre de machine, son transport et sont son montage ; son emploi dans un pays comme le nôtre n'est pas avantageux ni économique (prix et maintenance revenant à quelques millions de dollars).

Son principe de fonctionnement est limité par le profil en travers du tunnel. Elle s'avère nécessaire si les tronçons à excaver sont de diamètre constant sur une assez grande distance (condition obligatoire de la géométrie du tunnel est qu'il soit de diamètre constant et circulaire)

#### **Conclusion :**

L'excavation du tunnel se fera à l'aide d'une pelle mécanique et de marteaux piqueurs.



## **B/ SOUTÈNEMENT :**

### **1. Introduction :**

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

### **2. Classification des modes de soutènement :**

Si l'on classe les soutènements provisoires en fonction de la géométrie de l'ouvrage, et de la nature du terrain, on peut distinguer quatre catégories différentes :

- . Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant ; ce sont essentiellement :
  - le béton projeté seul.
  - le béton projeté associé à des cintres légers.
  
- Soutènement agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant ; il s'agit du boulonnage sous diverses formes, qu'il soit ou non, associé du béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :
  - Boulons d'ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine)
  - Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier)
  - Barres foncées.
  
- Soutènement agissant par supportage :

Ce mode de soutènement assure à lui-même la résistance aux efforts sous la participation du terrain en lui-même, d'où l'utilisation des moyens suivants :

  - Cintres lourds ou légers.
  - Plaques métalliques assemblées.
  - Voussoirs en béton.
  - Tubes perforés (voûte parapluie)
  - Boucliers.

- Soutènement agissant par consolidation :

Ce mode consiste à modifier les caractéristiques propres du terrain, par des traitements spéciaux, les méthodes utilisées sont :

- Injection de consolidation
- Air comprimé
- Congélation

### 3- les différents types de soutènement :

#### 3-1. Boulonnage :

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métallique et de longueur comprise entre 1,50 m et 5,00 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre.

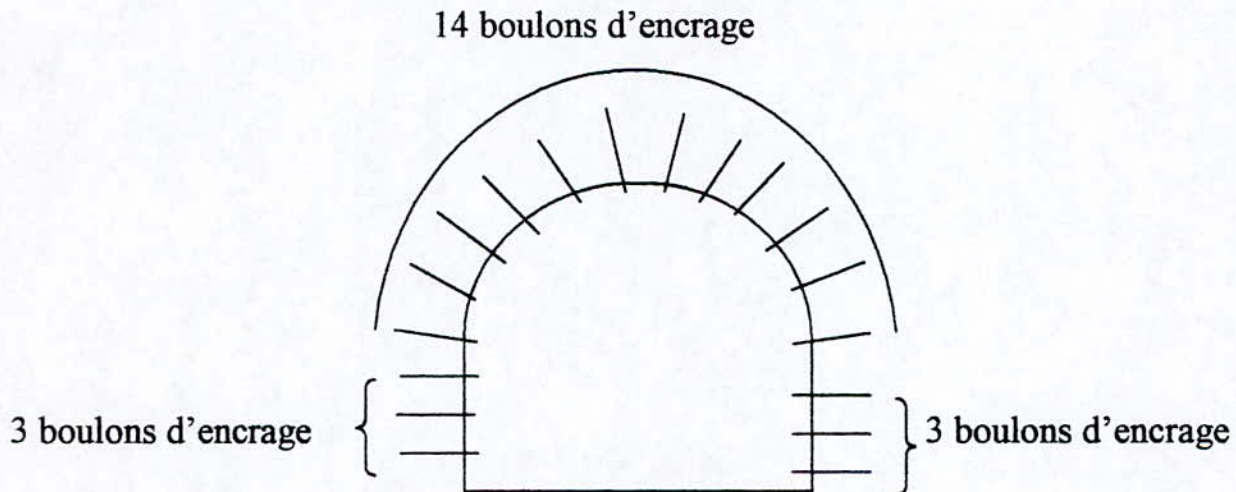


Figure : Soutènement par boulonnage



Ils sont utilisés pour compenser le manque de cohésion de la roche fissurée, il existe plusieurs types de boulons :

- **boulons à encrage ponctuel** : nécessitent un terrain suffisamment résistant au niveau de l'encrage, et leurs avantages sont leur mise en place rapide, et leur efficacité immédiate.

- **Boulons à encrage réparti** : Ils sont utilisés dans les massifs rocheux fissurés et de résistance moyenne à assez faible, ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un point de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment.

- **Barres foncées dans le terrain** : Elles s'utilisent lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois soient stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon, on peut dans ce cas foncer, à l'aide d'une perforatrice, des barres nervurées qui sont visées dans le terrain, la résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain.

### **3-2 Béton projeté :**

L'emploi du béton projeté en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant. Utilisé près du front, seul ou avec le boulonnage et/ou les cintres, il constitue ce que l'on appelle la méthode de construction avec soutènement immédiat et qui également connue sous le nom de **Nouvelle méthode Autrichienne (NMA)**.

L'intérêt de cette méthode réside dans le fait qu'elle permet au terrain de participer à sa propre stabilité, et ceci en limitant au maximum la décompression des terrains au voisinage de l'excavation, et donc de tirer profit au maximum des caractéristiques mécaniques initiales du terrain, pour atteindre cet objectif, elle prévoit :

- Un découpage soigné du terrain
- La mise en place d'une première couche de béton projeté de quelques centimètres d'épaisseur.
- La mise en place le plus rapidement possible du soutènement complémentaire (cintre, béton projeté armé de treillis soudés et d'encrages).

Ce type de soutènement et rester suffisamment souple pour s'adapter sans dommage aux déformations des terrains jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, et que le terrain devient auto- porteur.

### **3-3 les cintres :**

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portique, selon la courbure de la voûte



disposée dans la section transversale de l'ouvrage. Il s'agit d'une structure rigide de caractère discontinu, un des intérêts d'utiliser le béton projeté comme blindage entre cintres est de rendre plus efficace l'action du soutènement.

L'espacement entre les cintres est généralement entre 0.8 et 1.5 m, il est fonction de la capacité de résistance du cintre comparée à la valeur des poussées des terres.

Parmi les cintres métalliques, on distingue deux modèles de cintres :

- **Les cintres lourds :**

Constituées de profilés de forte inertie ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritable soutènement dans la mesure où la section du sous-terrain n'est pas trop importante, suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, les profils les plus fréquemment utilisés vont du H140 au H260.

- **Les cintres légers :**

Ils sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres, ces cintres sont recommandés en raison de leur facilité d'emploi.

### ***3-4. bouclier et voussoirs pré fabriqués :***

Le bouclier est également un procédé de soutènement. Il est réservé aux terrains meubles dont la cohésion est insuffisante pour garantir la stabilité, ne serait ce que pendant le court laps de temps nécessaire à la mise en place d'un soutènement fixe.

Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appuis longitudinaux pour la progression du bouclier au moyen de vérins hydraulique dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé.

### ***3-5 choix d'un mode de soutènement :***

Le choix raisonné d'un mode de soutènement comprend schématiquement deux phases successives :

- a) Une phase d'**Analyse technique** du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de type de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être d'ordre géotechnique, géométrique ou liées à l'environnement.



b) Une phase d'**Analyse économique** qui fait intervenir :

- D'une part le dimensionnement de soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût.
- D'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :
  - plus ou moins grande mécanisation
  - longueur du tunnel
  - délais à respecter

# *CHAPITRE III*

## **CLASSIFICATION DES METHODES DE CALCUL DES CHARGES**

*On fait de la science avec des faits, comme on fait une maison avec des pierres ; mais une accumulation de faits n'est pas plus une science qu'un tas de pierres n'est une maison.*

*POINCARÉ*



**III.1. INTRODUCTION :**

L'évaluation des poussées transmises par le terrain au revêtement d'un tunnel est affectée d'incertitudes importantes résultantes avant tout de la difficulté pratique de classer les terres selon leur comportement statique, par rapport aux paramètres physico-mécaniques usuels, sur lesquels se basent les théories de calcul les plus valables. En outre, ces modes opératoires sont basés sur des schématisations relativement simples qui se différencient toujours d'une façon plus ou moins importante de la situation réelle. Par exemple les roches compactes sont considérées comme un milieu homogène et isotrope alors qu'en réalité leur composition est assez variable, à ceci doivent être ajoutés des phénomènes d'altération locale des roches sous certaines influences physiques ou chimiques qui peuvent entraîner de grandes augmentations de sollicitation sur le revêtement.

Le problème est très complexe, il requiert une expérience et une capacité d'interprétation particulière permettant de choisir entre les nombreux moyens de calcul, celui qui permettra de couvrir l'excavation avec des revêtements suffisamment stables et acceptables économiquement.

**III.2. CALCUL DE LA CHARGE VERTICALE SUR LA CALOTTE :****a) Théorie de BIERBAUMER :**

BIERBAUMER admet que la masse du sol chargeant le profil est délimité par une parabole de hauteur  $H_p = \alpha H$  et que le sol a tendance de glisser suivant un angle de  $45 + \varphi/2$  par rapport à l'horizontal.

Selon BIERBAUMER, la pression s'exerçant sur une surface de largeur :

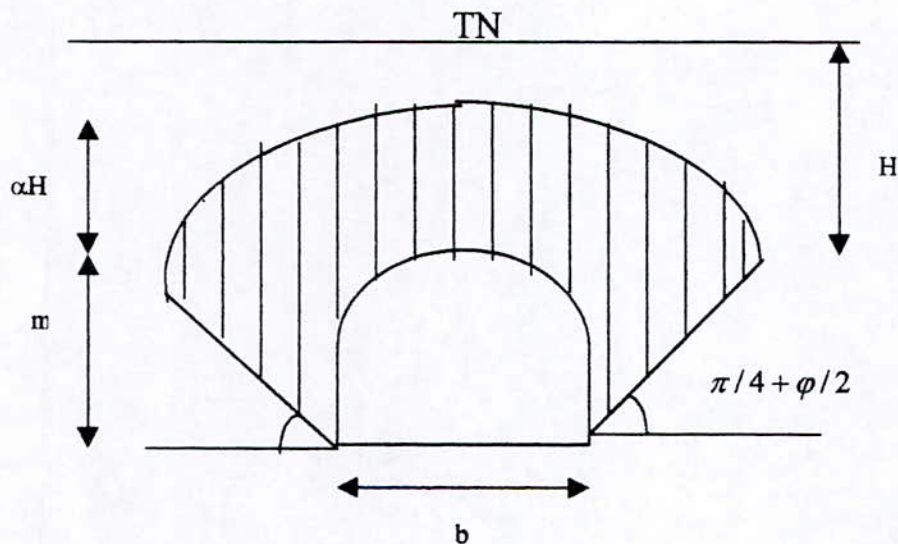
$$B = b + 2mtg(\pi/4 - \varphi/2).$$

Au niveau de la calotte cette pression aura comme grandeur :

$$P_v = \alpha H \gamma \quad ; \text{ avec :}$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{si la couverture du terrain est faible} \\ \text{tg}^4(\pi/4 - \varphi/2) & \text{, si } H > 5B \\ 1 - \frac{H \text{tg} \varphi \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)}{b + 2m \text{tg}(\pi/4 - \varphi/2)} & \text{, dans le cas échéant.} \end{cases}$$

Notons que la pratique n'a pas confirmé l'exactitude des formules de cet auteur sauf dans le calcul des pressions agissant sur les tunnels excavés à grande profondeur.



**b) Théorie de TERZAGHI :**

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux, secs et sans cohésion, mais sa validité est étendue pour des terrains cohérents.

La pression verticale est calculée à partir de la formule :

$$P_v = \frac{B\gamma - 2c}{K \text{tg} \varphi} \left[ 1 - e^{-2KH \text{tg} \varphi / B} \right] + q e^{-2HK \text{tg} \varphi / B}$$

avec : *c* : cohésion du terrain.

*q* : surcharge.

$\varphi$  : angle de frottement interne.

*K* : coefficient. expérimental qui selon des mesures

expérimentales faites est estimé égale à 1



**c) Théorie de PROTODIAKONOV :**

Selon PROTODIAKONOV la charge agissant sur la voûte du tunnel est aussi une parabole de hauteur  $H_p$  qui vaut :

$$H_p = \frac{B}{2f}$$

Où :  $f$  : est coefficient de résistance fonction des caractéristiques du matériau.

$$B = b + 2mtg(\pi/4 - \varphi/2)$$

La méthode de PROTODIAKONOV est satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur  $H$  tel que :

$$\frac{B}{2f} < H < \frac{B}{2f}$$

donc la valeur de la pression de terrain sera :

$$P_v = \frac{\gamma B}{2f}$$

En effet dans des terrains :  $f = tg\varphi + \frac{c}{\sigma_c}$

Et dans les rochers :  $f = \frac{\sigma_c}{100}$

Avec  $\sigma_c$  : la résistance à la compression

**d) Théorie des poids des terres :**

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des poids des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage.

L'expression de la pression verticale est :

$$P_v = \sum \gamma_i h_i + q$$

$\gamma_i$  : poids de la couche i.

$h_i$  : hauteur de la couche i.

$q$  : surcharge.

**III.3. CALCUL DE LA POUSSEE LATERALE :****a) La Théorie de RANKINE-COULOMB :**

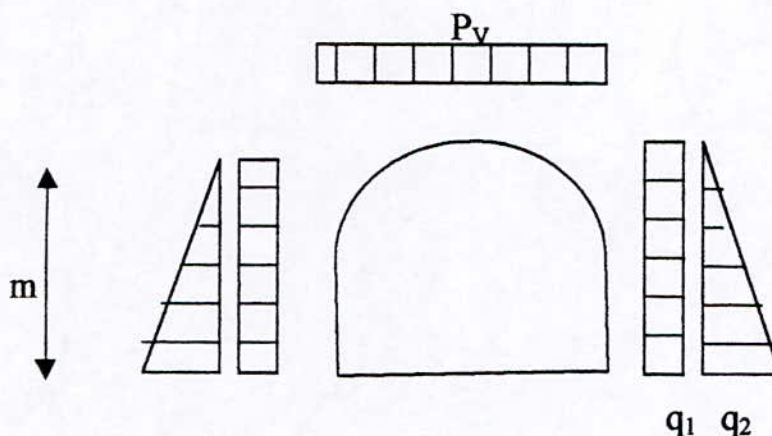
La pression au niveau de la clé de voûte aura pour valeur :

$$P_H = q_1 = P_v \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2) - 2c \operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2)$$

Au niveau du radier la pression sera augmentée de :

$$\Delta P_H = q_2 = m \gamma \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2) - 2c \operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2)$$

Donc au niveau du radier la poussée latérale aura pour valeur :  $q_1 + q_2$

**b) Théorie de TERZAGHI :**

Selon TERZAGHI, dans les terrains granuleux, la pression latérale peut être déterminée par :

$$P_h = \gamma H \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$$

et dans les roches de bonne tenue :

$$P_H = \frac{\nu P_v}{1 - \nu} \quad \text{avec } \nu \text{ coefficient de Poisson}$$



**c) Théorie de PROTODIAKONOV :**

Pour PROTODIAKONOV la poussée latérale agissant sur une paroi de hauteur  $m$  et de largeur  $b$ , est :

$$P_H = m\gamma t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[ \frac{2}{3 \operatorname{tg} \varphi} (b + 2m \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)) + m/2 \right]$$

**III.4. CHARGE VERTICALE ACTIVE ASCENDANTE EN RADIER :**

- **Approche de TSIMBARIÉVITCH :**

La décompression du terrain encaissant exerce des poussées de bas en haut vers l'intérieur de l'excavation, c'est ainsi que TSIMBARIÉVITCH expose sa théorie où une approche au problème a été donnée en prenant en considération la butée qui s'exerce sous le niveau du radier de part et d'autre des plans verticaux tangents aux piédroits du tunnel.

Cette poussée peut être calculée en fonction des caractéristiques  $\square$  et  $c$  du terrain situé sous le radier et de la pression verticale  $P_v$  supportée par le terrain au niveau du radier de part et d'autre de celui-ci.

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

$$e_a = (P + \gamma z) K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (1)$$

avec :  $K_a = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$  : coefficient de poussée,  
et la grandeur la butée des terres sera :

$$e_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (2)$$

avec :  $K_p = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2)$  : coefficient de butée.

En égalisant les deux équations (1) et (2), on obtient :

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

la résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

$$E = E_a - E_p \quad \text{tel que :}$$

$$E_a = 1/2(e_1 + e_a)z \quad (\text{trapèze}).$$

$$E_p = 1/2e_p z \quad (\text{triangle}).$$

La résultante  $E$  peut-être décomposée en deux composantes  $T$  et  $S$ , avec :

$$T = E \cos(\pi/4 - \varphi/2)$$

$$S = E \sin(\pi/4 - \varphi/2)$$

La force aura tendance à déplacer le terrain tandis que la composante normale de l'effort de frottement agira dans le sens contraire, cet effort s'opposant à  $T$  sera donné par  $T_0$

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

La résultante  $T_0$  exerce son action dans l'axe central, et elle est verticale, cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge  $q_0$ , soit par une forme en contre voûte du radier

$q_0$  doit être répartie sur la longueur  $y$  calculée par :

$$y = \frac{z}{\operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2)}$$

La contrainte provoquée sous le radier :  $\sigma = T_0/y$

$$\text{d'où } \sigma = T_0 \frac{\operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2)}{z}$$

la contrainte  $Q$  qui doit s'exercer par le piédroit et les surcharges afin d'équilibrer  $\sigma$  :  $Q = \frac{P_{rad} + P_{lat}}{b/2 - s}$

$P_{rad}$  : poids du radier.

$P_{lat}$  : surcharge sur le radier.

$b$  : largeur du tunnel.

$s$  : épaisseur du revêtement au piédroit.

La vérification de non-soulèvement du radier consiste à assurer que :

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

## **II.5. CHARGES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION**

**a/Charge provenant de la surface :**

$$q = 2t/m^2 \text{ imposé par le cahier de charge.}$$



**b/Charge intérieure :**

La charge voirie est de  $2.01t/m^2$  comme surcharge ferroviaire, le cas le plus défavorable est constitué de deux trains cote à cote.

NB : \*les charges intérieures dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant ou à des matériaux transportés à l'intérieur d'un tunnel sont en général négligeables par rapport à la poussée du terrain ou de l'eau extérieure.

\*si le tunnel est implanté non loin sous la chaussée et s'il passe au-dessous d'un immeuble prendre  $1t/m^2$  pour chaque étage.

**III.6.CRITERE DE LA METHODE CHOISIE :**

Soit H : la hauteur de couverture au-dessous de la voûte du tunnel,

B : largeur mesurée au niveau du toit du tunnel, du volume du terrain compris entre les surfaces de glissement.

- **1<sup>ère</sup> constatation :**

Lorsque le tunnel est implanté à une faible profondeur  $H < 2.5 B$  (notre cas), la charge à supporter est le poids total des matériaux situés au-dessus du tunnel, c'est à dire : On tiendra compte de la pression géostatique :

$$P_v = \sum \gamma_i H_i + q$$

- **2<sup>ème</sup> constatation :**

dans le cas des argiles ou des marnes plastiques les mesures des contraintes dans les ouvrages anciens montrent que les charges s'accroissent lentement avec le temps jusqu'à atteindre sensiblement les charges géostatiques initiales, on devra donc dans ce cas procéder parallèlement au calcul basé sur les hypothèses précédentes à la vérification de la stabilité du revêtement sous l'action de la charge géostatique totale

- **3<sup>ème</sup> constatation :**

Lorsque la couverture du terrain au-dessous du toit du tunnel est faible, les mouvements et les décompressions provoquées par la construction des tunnels risquent d'intéresser la masse totale du terrain encaissant supérieur dont les caractéristiques géostatiques peuvent se trouver de ce fait notablement réduites par rapport à celle du terrain en place, les réductions des charges due à l'effet de voûte peuvent n'avoir qu'un caractère temporaire. En conséquence, alors que l'on peut généralement adopter les valeurs réduites jusqu'à 30%, s'il s'agit de calculer un soutènement provisoire. Il est au contraire nécessaire lorsqu'il s'agit

de revêtement définitif de prendre en compte sans aucune réduction la charge totale du terrain lorsque la hauteur totale au-dessous de la clé est inférieure à B

### **iii.7.CONCLUSION :**

D'après les différentes constatations ci-dessus, la méthode des poids des terres sera admise comme méthode de calcul des charges agissant sur le revêtement définitif de l'ouvrage. Pour le dimensionnement du soutènement provisoire, on réduit la charge verticale jusqu'à 30%.

Pour ce genre de tunnel, la poussée latérale sera déterminée par la méthode de RANKINE, en négligeant la cohésion (d'après les recommandations de l'Association Internationale des Travaux En Souterrains « AITES »).



# *CHAPITRE IV*

## **STABILITE DES OUVRAGES SOUTERRAINS**

*Le commencement de toutes les sciences, c'est l'étonnement de ce que les choses sont ce qu'elles sont.*

### IV.1. INTRODUCTION :

Les fondations et les ouvrages souterrains ont en commun le fait que leur comportement dépende essentiellement de celui du terrain encaissant l'ouvrage, et aussi du mécanisme d'interaction entre le terrain et la construction.

Dans le second cas : on n'ajoute pas des forces mais on supprime des volumes de matière qui participaient à l'équilibre de forces de pesanteur préexistantes que l'on remplace, après un certain délai, par des éléments de structure non équivalents.

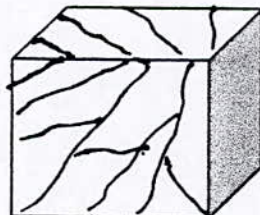
Cette modification inévitable de l'état antérieur, dans certains cas n'était d'ailleurs peut-être pas un état d'équilibre mais de déformations plus ou moins importantes au voisinage de la cavité.

Elle entraîne aussi une modification de l'équilibre des nappes, souterraines éventuelles.

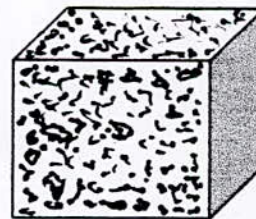
### IV.2. MECANISMES D'INSTABILITE ET NATURE DU TERRAIN :

Un massif rocheux peut être défini géométriquement comme un assemblage ordonné de blocs de formes étroitement complémentaires, assemblage que le moindre remaniement détruit irrémédiablement. Les massifs ont été formés en place soit par dépôts sédimentaires et recompression ou cimentation ; ils ont gardé, à petite échelle, leur cohésion, malgré les fracturations, failles ou déplacements d'ensemble qu'ils ont pu subir par la suite, soit par effet thermique, soit du fait de mouvements tectoniques ultérieurs.

Au contraire, un sol est en principe un assemblage désordonné et aléatoire de grains plus ou moins gros et de forme quelconque dont aucun remaniement ne modifie fondamentalement les caractéristiques ni les propriétés. (voir fig.)



- roche -



. Sol .



La formation d'un sol résulte généralement de la désagrégation de massifs rocheux qui ont été, soit détachés du massif d'origine, transportés, érodés, et redéposés (alluvions), soit totalement décomposé sur place (arènes granitiques),

Mais cette distinction théorique laisse de côté certains types de terrains intermédiaires comme les marnes ou les molasses qui ne peuvent être considérées comme un assemblage de blocs, mais que les remaniements ne laissent pas indifférents. C'est pourquoi il est souhaitable de disposer, au moins pour certains critères d'une définition suffisamment souple et progressive pour inclure à la fois les sols et roches.

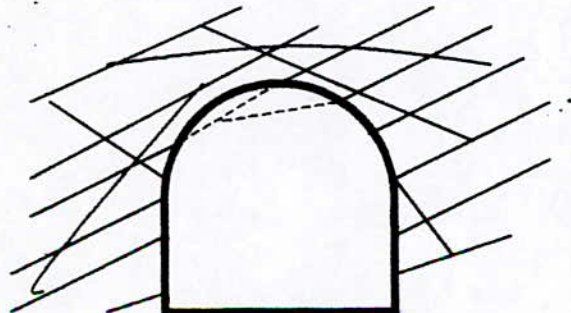
Il n'en reste pas moins que les mécanismes de rupture et les critères à prendre en compte pour caractériser le massif sont sensiblement différents suivant qu'il s'agit de roche ou de sol.

Dans le cas des sols, la stabilité est liée directement à la cohésion du matériau. Dans un milieu sans cohésion il n'y a pas de stabilité possible sans soutènement, et la rupture est immédiate. Il faudra donc soutenir les terrains avant même que l'on ait excavé (bouclier, enfilages...).

Certains sols ont à court terme, une cohésion apparente suffisante pour assurer la stabilité de la paroi pendant le délai nécessaire pour installer un blindage. N'a moins, cette cohésion diminuant lorsque le terrain est exposé à l'air et décomprimé, il est important que la protection soit mise en place rapidement.

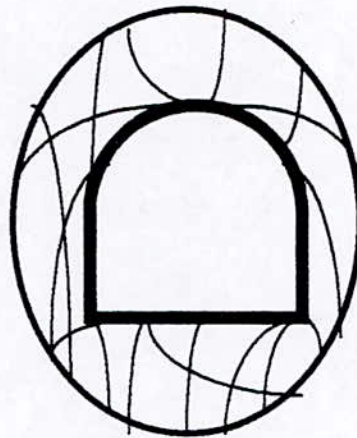
Dans le cas des roches, deux types de rupture peuvent être envisagés.

Dans les tunnels peu profonds où les contraintes initiales sont peu élevées en général, les ruptures sont liées, soit aux circulations d'eau, soit à la chute de blocs en surface de paroi en raison d'une conjonction défavorable des discontinuités naturelles. (Voir fig.).





Dans les tunnels profonds où les contraintes sont importantes, leur libération entraîne des déformations angulaires de blocs rocheux les uns par rapport aux autres. Ces déplacements se traduisent par une dilatance de la masse rocheuse, une augmentation du volume des vides et une diminution de la résistance globale qui peut conduire à une accélération du phénomène. Dans les cas extrêmes où la limite de résistance de la roche elle-même est dépassée, il peut y avoir rupture fragile des blocs par cisaillement. Dans la plus part des cas, il y a formation d'une zone de roche décompressée où des blocs ont tendance à se fracturer en petits éléments inorganisés et à se comporter, à la limite, de façon analogue à un sol. (voir fig.)



### **IV.3. INFLUENCE DE L'EAU SUR LA STABILITE :**

L'eau est très souvent présente dans le terrain sous forme de nappes statiques ou d'écoulement. Le fait de creuser une cavité modifie l'équilibre hydrostatique ou hydrodynamique ; de nouveaux parcours d'écoulement se créent.

Dans le cas d'un rocher fissuré, l'eau utilise les fissures existantes où se concentrent les forces de courant dont l'action s'exerce en priorité sur les blocs situés en parement de la cavité. Les blocs peuvent être classés un à un et créent de véritables cloches mettant en péril la stabilité de la cavité.

L'eau peut agir à la fois par réduction des contraintes affectives auxquelles est soumis le matériau rocheux, par altération des surfaces des fissures et par réduction de l'angle de frottement interne du matériau de remplissage.



Dans le cas des massifs meubles semi-isotropes et relativement perméables, l'écoulement vers la cavité se fait plus régulièrement et les forces d'écoulement radiales s'ajoutent aux contraintes effectives sur le squelette solide.

S'il s'agit de terrain peut perméable, et si la vitesse de creusement est forte, l'essorage de la paroi.

Dans tous les cas, la présence de l'eau est un facteur très aggravant de l'instabilité. Chaque fois que de tels phénomènes sont à craindre, des dispositions préventives sont à adopter pour réduire les risques d'accidents.

#### **IV.4. FACTEUR TEMPS ET STABILITE :**

Lors du creusement d'une galerie, le processus de décompression du terrain encaissant n'est pas immédiat. Il est facile de vérifier que, dans une section donnée, le mouvement de convergence des parois se poursuit en fonction du temps.

D'un point de vue pratique, la mise en place immédiate du soutènement entraîne, à moins que ralentissement sensible des cadences pour le choix des types de soutènement et l'organisation même du chantier. On mesure aussi l'étroite imbrication réciproque de ces choix avec les méthodes de dimensionnement des ouvrages.

# *CHAPITRE V*

## **SOUTENEMENT PROVISOIRE**

*Est précise la mesure approchée qui diffère peu de la mesure exacte.*



**V.1. INTRODUCTION :**

Le soutènement provisoire sera un soutènement agissant comme support. La reprise de charge aux naissances de la calotte peut être réalisée grâce à l'utilisation de cintres avec «jambes de forces ». La reprise en sous-œuvre des cintres de voûte ne sera pas nécessaire dans les roches dures, elle pourrait par contre, s'avérer être indispensable dans les roches tendres, et dans les zones broyées.

D'après les recommandations de l'AFTES (Association Française des Travaux En Souterrains), le soutènement provisoire sera exécuté par des cintres HEB 180 enveloppés dans du béton projeté d'épaisseur supérieure à 10 cm et du treillis soudé.

**V.2. HYPOTHESES PRINCIPALES DE CALCUL :**

Selon les recommandations de l'AFTES, le dimensionnement du soutènement provisoire est fonction :

- ✓ du type de terrain dans lequel est inscrit le tunnel,
- ✓ de la profondeur du tunnel.

Par conséquent, on peut admettre les hypothèses suivantes :

- La pression verticale se répartie uniformément sur la portée de l'arc.
- On admet en 2<sup>ème</sup> hypothèse qu'on terme de sécurité, on néglige dans les calculs la cohésion «c=0 ». (Recommandations de l'AITES).
- En 3<sup>ème</sup> approximation, on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale des pressions horizontales, la pression se répartie uniformément.
- Le chargement horizontal est supposé symétrique.
- Etant donné que le procédé de mise en place du béton projeté permet de diminuer le décompactage du massif de sol et d'améliorer la stabilité du massif de sol en état de contrainte, il est possible de réduire de 30 % la valeur de la charge verticale de calcul. « Selon AITES ».

**V.3. CALCUL DES SOLlicitATIONS :****V.3.A : Charges verticales :**

- Poids des terres : \*en clé de voûte :  $P_{v1} = \sum \gamma_i H_i = 16.73t/m^2$   
\*à l'extrados du tunnel :  $P_{v2} = \sum \gamma_i H_i = 25.83t/m^2$
- Charge routière :  $q_1 = 2t/m^2$
- Charge du bâtiment : on distingue le long du tracé du tunnel deux types de bâtiments :

- R+7 à 10m de l'axe du tunnel, qui n'aura pas d'influence sur le tunnel (théorème de BOUSSINESQ).
- R+6 à 6.5m de l'axe du tunnel, avec 2.5 à 3m de fondation.

Selon le cahier de charges :  $P_b = 1t/m^2 / \text{étage}$ .

Pour 7 étages :  $P_b = 7t/m^2$ .

Les fondations du bâtiment substituent un poids des terres équivalent à :  $(2.5\text{à}3m) * 1.8t/m^2 = 4.5\text{à}5.4t/m^2 \approx 5t/m^2$ .

Finalemnt .:

Après la réduction des charges verticales de 30 %, on aura :

$$P_{v1} = 11.71t/m^2$$

$$P_{v2} = 18.08t/m^2$$

$$q_1 = P_b = 1.42t/m^2$$

**V.3.B : Charges latérales :**

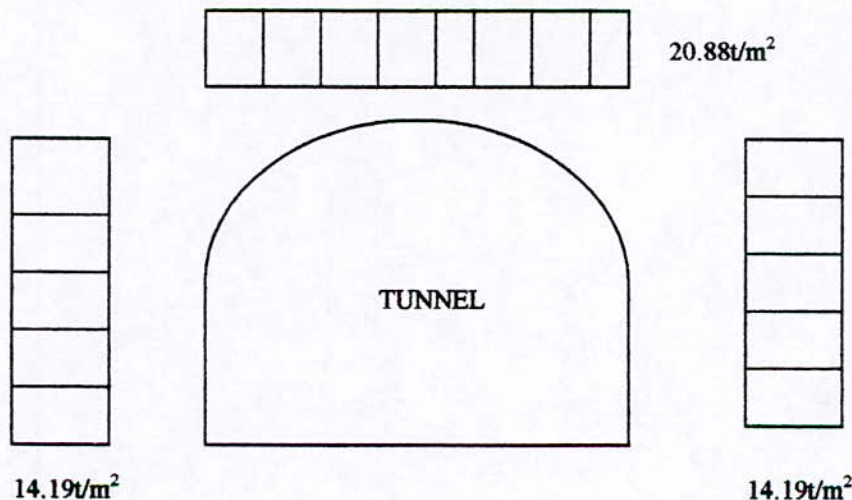
On utilise l'expérience soviétique (Rankine), avec  $c=0$  :

$$P_{hi} = P_{vi} \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2).$$

Donc les charges horizontales auront comme valeurs :

- ❖ Au niveau de la clé de voûte :  $P_{h1} = 5.95t/m^2$ .
- ❖ Au niveau du radier :  $P_{h3} = 12.76t/m^2$ .
- ❖ Charge routière :  $P_{h4} = 0.71t/m^2$ .
- ❖ Charge du bâtiment :  $P_{h5} = 0.71t/m^2$ .

En tenant compte des hypothèses de calcul, le schéma de calcul sera comme suit :





**V.4. VERIFICATION DU NON SOULEVEMENT DU RADIER :**

En utilisant l'approche de TSIMBAREVITCH, la contrainte provoquée sous le radier sera égale à :

$$\sigma = T_0 \frac{tg^2(\pi/4 - \varphi/2)}{z} = 14.86t/m^2 \left( \left( \frac{4c}{1 - \sin \varphi} (2 - \sin \varphi) \cos \varphi = 93.9t/m^2 \right) \right)$$

(Voir : chapitre III .4)

Donc nous pouvons conclure immédiatement que le non soulèvement du radier est assuré, ce qui nous permet de dire que le soutènement provisoire du radier, en cour de l'exécution de la demi-section supérieure, ne sera pas nécessaire.

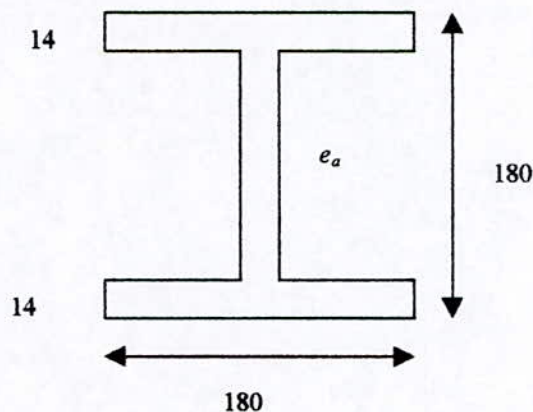
**V.5. CARACTERISTIQUES DE LA SECTION HOMOGENE :**

D'après les recommandations de l'AFTES, classification de BEERE, le cintre choisi est le HEB 180 avec une épaisseur du béton projeté égale à 10 cm et un espacement entre les cintres a=1m.

- **Cintre HEB 180 :**

$E_s = 21.10^6 t/m^2$  : module de déformation de l'acier.

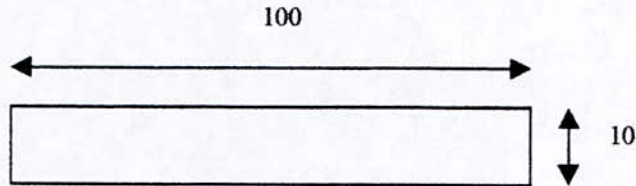
$A_s = 65.3 cm^2$  et  $I_s = 3831 cm^4$  : section et inertie de HEB 180.



• **Béton projeté :**

$$f_{c28} = 22 \text{ MPa}, \quad A_b = 1000 \text{ cm}^2, \quad I_b = 8333.33 \text{ cm}^4.$$

$E_b = 37000 \sqrt{f_{c28}} = 1,14 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$  : module de déformation différée du béton (d'après les règles BAEL 83).



• **Section homogène :**

$$E_{eq} \cdot A_{eq} = (E_s A_s + E_b A_b) / a = 251130 \text{ t/m}$$

$$E_{eq} \cdot I_{eq} = (E_s I_s + E_b I_b) / a = 899.5 \text{ tm}$$

$$\Rightarrow E_{eq} \cdot I_{eq} / E_{eq} \cdot A_{eq} = h_{eq}^2 / 12 = 0.0036 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h_{eq} \approx 21 \text{ cm} \\ A_{eq} = 2100 \text{ cm}^2 \\ I_{eq} = 77175 \text{ cm}^4 \\ E_{eq} = 1,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

**V.6. REPARTITION DES EFFORTS :**

Soit :

- ✓  $M$  et  $N$  : les efforts repris par l'ensemble «cintre - béton »,
- ✓  $M_s$  et  $N_s$  : les efforts repris par le cintre,
- ✓  $M_b$  et  $N_b$  : les efforts repris par le béton projeté,
- ✓  $EI$  et  $EA$  : rigidité à la flexion et à la compression respectivement.

**A/ Effort repris par le cintre :**

$$M_s = \frac{E_s I_s}{E_s I_s + E_{bt} I_b} M$$

et : (I)

$$N_s = \frac{E_s A_s}{E_s A_s + E_{bt} A_b} N$$



**B/ Effort repris par le béton :**

$$M_s = \frac{E_{bt} I_b}{E_s I_s + E_{bt} I_b} M$$

et (II)

$$N_s = \frac{E_{bt} A_b}{E_s A_s + E_{bt} A_b} N$$

avec :  $E_{bt}$  : module de déformation totale du béton (différé), qui égale à :

$$E_{bt} = E_b / (1 + \varphi) \quad (\text{d'après les BAEL 83}),$$

$E_b$  : module de déformation élastique du béton (constant),

$\varphi$  : Coefficient du fluage ; Si l'humidité du milieu est de 75 %,  $\varphi = 2$

d'où :  $E_{bt} = E_b / 3$ .

Pour un chargement de longue durée on prend :  $E_{bt} = E_b / 3$

Avec :  $E_b = 11000 \sqrt{f_{cj}}$

On pose :

$$\theta_N = \frac{E_b A_b}{E_s A_s} = 2.25$$

et (III)

$$\theta_M = \frac{E_b I_b}{E_s I_s} = 0.32$$

A partir des équations (I), (II) et (III), on aura :

$$\begin{cases} N_s = \frac{3}{3 + \theta_N} N = 0.57 N \\ M_s = \frac{3}{3 + \theta_M} M = 0.9 M \end{cases}$$

et :

$$\begin{cases} N_b = \frac{\theta_N}{3 + \theta_N} N = 0.43 N \\ M_b = \frac{\theta_M}{3 + \theta_M} M = 0.1 M \end{cases}$$

**V.7. VERIFICATION DES CONTRAINTES :**

On prendra pour la vérification des contraintes les efforts maximums calculés à l'aide du programme SAP 90, dont il donne les valeurs suivantes :

$$M_{max} = 8.41 \text{ tm}$$

$$N_{max} = 95 \text{ t}$$

$$T_{max} = 11.92 \text{ t}$$

**A/ Cintre HEB 180 :**

▪ **Contrainte normale :**

Il faut vérifier la condition :

$$\sigma_s = \lambda_f \left( \frac{N_s}{A_s} + \frac{M_s}{W_s} \right) \leq \sigma_e$$

Avec :  $\sigma_c$  : contrainte dans l'acier dû au chargement extérieur

$\sigma_e$  : contrainte élastique de l'acier E24

$\lambda_f$  : coefficient de pondération égale à 4/3 (CM 66)

$$A_s = 65.3 \text{ cm}^2 \quad \text{et} : \quad W_s = I_s / y = 426 \text{ cm}^3$$

$$M_s = 0.9 M = 7.57 \text{ tm} \quad \text{et} : \quad N_s = 0.57 N = 54.15 \text{ t}$$

$$\sigma_c = 6491 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_e$$

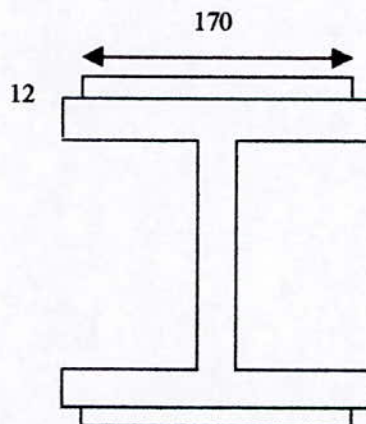
La condition n'est pas satisfaite. Donc on doit augmenter la section du cintre avec deux plaques de section 170\*12 mm<sup>2</sup>.

$$\text{Donc on aura} : A'_s = A_s + 2 * 1.2 * 17 = 106.1 \text{ cm}^2$$

$$I'_s = 7591.13 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad W'_s = 744.23 \text{ cm}^3$$

$$\text{Par conséquent} \quad \sigma_c = 2031.6 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Donc le cintre résiste bien aux efforts dus aux moments fléchissants et aux efforts normaux.





▪ **Vérification au cisaillement du cintre :**

Pour que le cintre résiste au cisaillement, on doit vérifier l'inégalité :

$$\tau = \delta_f \frac{T_s}{A_a} < \frac{\sigma_e}{1.54} \quad (\text{CM 66})$$

$\tau$  : contrainte de cisaillement.

$\delta_f$  : coefficient de pondération = 4/3.

$T_s$  : effort tranchant repris par le cintre.

$A_a$  : section de l'âme du cintre

$$T_{max} = 11.92 \text{ t} \rightarrow T_s = 0.57 * 11.92 \text{ t} = 6.79 \text{ t}$$

$$A_a = 65.3 - 2 * 18 * 1.4 = 14.9 \text{ cm}^2$$

$$AN : 1.54 \tau = 936.32 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Donc la condition de la résistance au cisaillement du cintre est vérifiée.

**B/ Béton projeté :**

$M_b = 0.1 M = 0.84 \text{ t}$  : moment repris par le béton seul.

$N_b = 0.43 N = 40.85 \text{ t}$  : effort normal repris par le béton seul.

$V_b = 0.43 T = 5.13 \text{ t}$  : effort tranchant repris par le béton seul.

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

Contrainte du cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_b = \min(0.10 f_{qg}; 3 \text{ MPa}) = 2.2 \text{ MPa}$$

Contrainte du cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_b}{b_0 d} = \frac{5.13 * 10^{-2}}{1 * 0.08} = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b$$

▪ **Vérification des contraintes dans le béton projeté :**

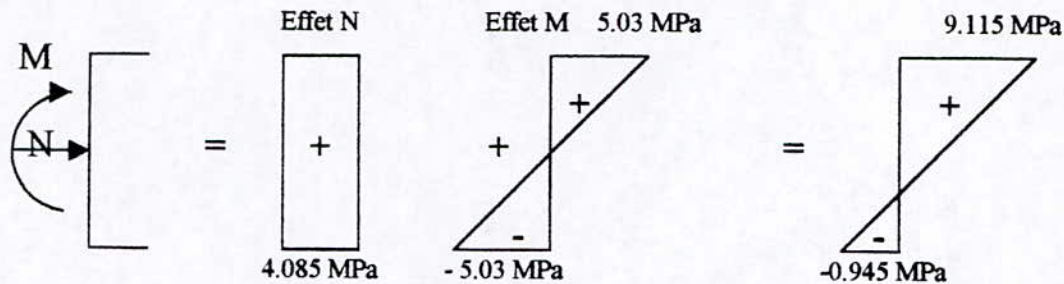
La vérification des contraintes, intéressera uniquement les sections les plus sollicitées.

La vérification se fera en flexion composée.

La nécessité d'un ferrailage des sections peut être indispensable si la contrainte de traction dans le béton dépasse la contrainte admissible.

Si la contrainte de traction dans le béton est dépassée, on remédiera à la pose d'un treillis soudé dans la nappe inférieure et supérieure (cas d'un moment qui change de sens).

$$\sigma_b = \frac{N_b}{A_b} \pm \frac{M_b}{W_b}$$



$$F_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \frac{22}{1.5} = 12.47 MPa$$

La contrainte de compression dans le béton n'est pas dépassée.

Dans la fibre inférieure, il y a apparition des contraintes de traction.

En générale, dans les ouvrages souterrains on prévoit la pose du treillis soudé 150\*150\*5



# *CHAPITRE VI*

## **REVETEMENT DEFINITIF**

*Rien n'est bon ni mauvais en soi, tout dépend de ce que l'on en pense.*

*SHAKESPEARE*

## I. INTRODUCTION :

La vérification de la stabilité d'un ouvrage souterrain et la détermination des caractéristiques de son soutènement et de son revêtement est un problème particulièrement ardu, les comportements des matériaux naturels sont extrêmement variés et souvent complexes, les modèles mathématiques ne les représentent mais qu'imparfaitement. C'est pour quoi l'expérience et l'appréciation de l'ingénieur sont ici plus qu'ailleurs, nécessaires pour compenser le manque de règles précises en la matière.

Les méthodes empiriques, basées sur une classification géotechnique du rocher, servent au prédimensionnement du soutènement mais ne suffisent pas à justifier la stabilité de l'ouvrage.

Les méthodes analytiques, parmi lesquelles on peut ranger la méthode «convergence – confinement» servent ainsi souvent d'approche pour l'utilisation ultérieure de méthodes numériques plus sophistiquées, telles que les méthodes de calcul aux éléments finis.

Une autre méthode de calcul, très spécifique aux ouvrages souterrains, dont il sera également question ici - car elle est encore assez souvent utilisée bien que dans des domaines plus restreints qu'autrefois - est la méthode de calcul des revêtements dite «aux réactions hyperstatiques » qui ne considère que le revêtement, celui-ci étant soumis à des actions extérieures (poids des terres) et des réactions (réaction du butée)(fig. 1).

Cette méthode consiste à étudier le comportement du revêtement sous l'action des charges extérieures, on distingue des charges dite « actives » qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement( charges et surcharges intérieures et extérieures, poussées du terrain), et des charges dite « passives » qui sont les réactions dépendant de la déformation.

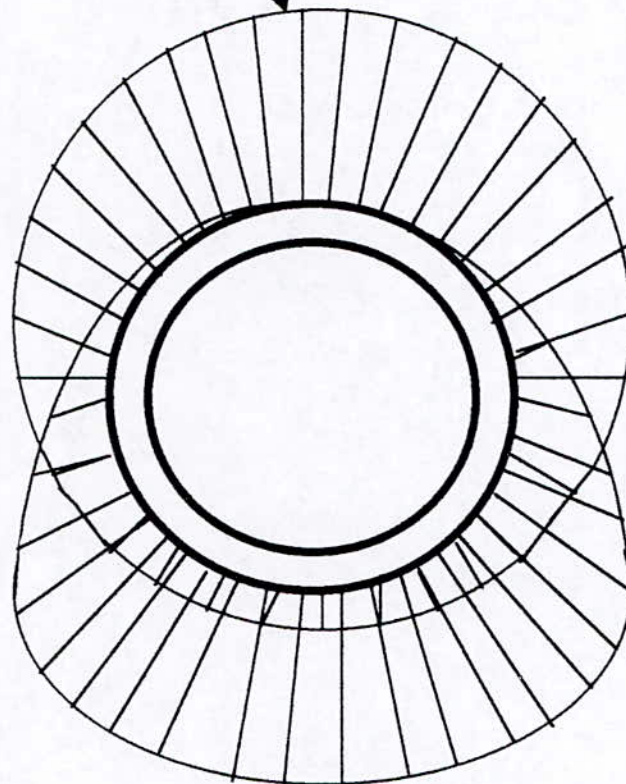
Les déformation et les efforts (  $M$  ,  $N$  ,  $T$  ) du revêtement sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux en assimilant celui-ci à un portique, un arc, une coque ou une structure de barres.

Les calculs correspondants ont donné lieu à de nombreux programmes numériques. Mais dans le cas simple, une approche analytique est possible donc notre travail consiste à modélisé cet ouvrage sous forme de coque générale par la méthode des éléments finis en utilisant le programme « SAP90 ».



**charges actives**

$$\begin{matrix} \sigma_v \\ \sigma_h \end{matrix} \left| F(\sigma_{v0}, K, \gamma, \varphi, C) \right.$$

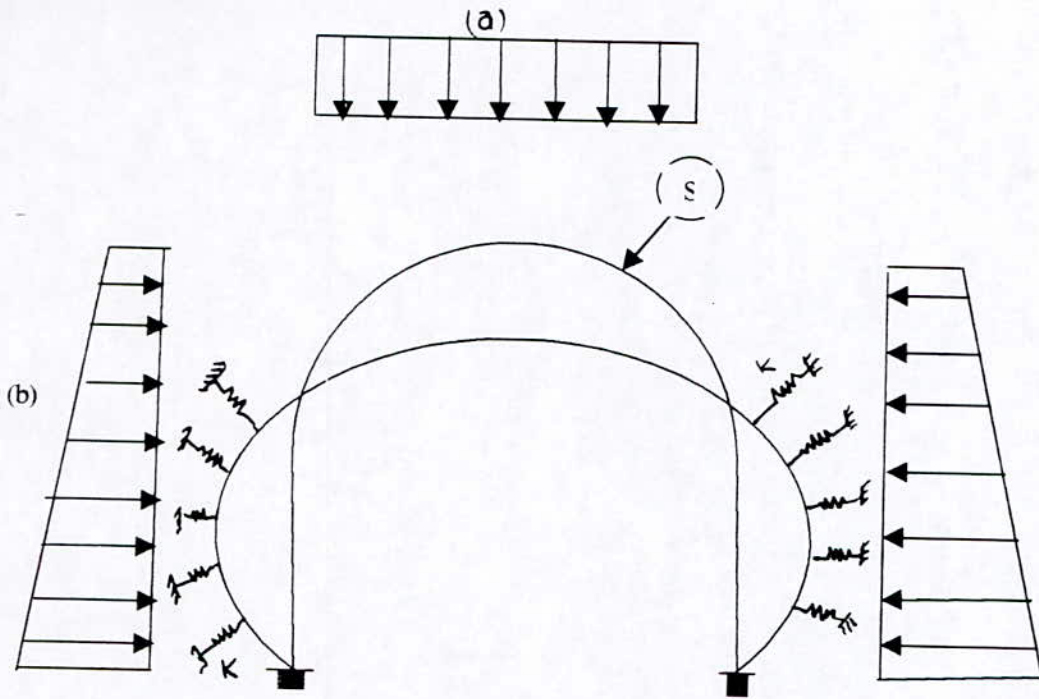


**Charges passives**  $\begin{matrix} q_v \\ q_H \end{matrix} \left| \right.$

- $\sigma$  charges actives
- $\varphi$  angle de frottement interne
- $k = \sigma_{h0} / \sigma_{v0}$
- $\gamma$  poids volumique
- $c$  cohésion
- $E$  module d'élasticité

Fig.1 : Méthodes des actions et réactions

Les déformations du terrain et les efforts de butée correspondants sont souvent estimés à partir de la notion schématique de module de réaction  $K$ , c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction du déplacement de ce point et généralement même lui est proportionnelle. Le coefficient  $K$  dépend des caractéristiques du terrain mais aussi du rayon moyen de l'excavation et de sa forme.



(s) modélisation du soutènement ou du revêtement .  
 (a) et (b) poussée active et vaut en chaque point de (s) :  $q=k*u$   
 où  $u$  est le déplacement du contact soutènement-terrain vers l'intérieur du massif (butée) si  $u$  est négatif (convergence du revêtement ou décompression terrain), la réaction hypostatique est généralement nulle par hypothèse .  
 où  $k$  est le coefficient de raideur du terrain, il dépend des caractéristiques du terrain et de la forme de l'excavation

fig. schématisation de la méthode des réactions hyperstatiques



## **II. CALCUL AUTOMATIQUE DE L'OUVRAGE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS (SAP90) :**

### **2.1 Introduction :**

Les programmes SAP90, lancé il y a plus de 25 ans, ont acquis la réputation du logiciel le plus utilisé dans le domaine de l'analyse des structures par éléments finis.

Depuis sa première version des années 70, le SAP a beaucoup évalué parallèlement à l'évolution des méthodes de résolution et des outils de calcul. SAP90 représente la dernière sortie de la famille SAP, opérationnel sur un ordinateur personnel, il offre les performances de la technologie d'aujourd'hui : capacité de calcul, vitesse d'exécution précision, analyse statique et dynamique, ...

SAP90 est une formule complète, il permet, en outre de la préparation et de la l'exécution, l'interprétation graphique des résultats de l'analyse.

SAPLOT est un processeur des résultats de l'analyse statique et dynamique de SAP90, il permet d'afficher des vues en 2 ou 3 dimensions des entités suivantes :

- forme indéformée de la structure.
- forme déformées de la structure.
- forme modales de la structure.
- Charges appliquées.
- Diagrammes des forces et des moments.
- Lignes iso-contraintes.

### **2.2 Principes de la méthode des éléments finis (MEF) :**

La méthode des éléments finis est une méthode approchée de calcul numérique des structures, elle a connue durant ces dernières décennies un essor important lié au développement des ordinateurs.

Cette méthode consiste à résoudre les équations différentielles d'équilibres ce qui rend en système d'équation suivant :

- en statique :  $[K] \{U\} = \{F\}$

- en dynamique :  $[M] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{U}\} + [K] \{U\} = F(t)$

Dans la formulation déplacement de la méthode des éléments finis, on suppose que le champ de déplacement est l'inconnu primaire du problème, à partir du quel seront déterminées les contraintes et les déformations en tout point du milieu, en utilisant les relations de l'élasticité.



les étapes de calculs sont résumées comme suit :

- Subdivision du milieu à étudier par des lignes fictives(cas plan), ce qui donne un certain nombre d'éléments finis.
- Ces éléments sont supposés reliés entre eux par un nombre finis de points appelés « points nodaux » ou « nœuds » dont leurs déplacement seront les inconnus du problème.
- On détermine le système de forces concentrées aux nœuds, équivalent à l'ensemble des charges appliquées au milieu.
- On évalue la matrice de rigidité de chaque élément fini, puis celle du milieu entier par assemblage des matrices élémentaires.
- On résout le système d'équations pour déterminer les déplacements aux nœuds, puis les déformations et les contraintes.

Dans notre cas (coque) la précision augmente avec la finesse de maillage.

### 2.2.1 Problème d'élasticité :

Tous les matériaux ont une certaine limite susceptible de se comporter d'une manière élastique, c'est à dire qu'une fois les forces qui provoquent le changement cessent d'agir de corps solide peut reprendre sa forme et sa taille initiale.

La théorie d'élasticité se base sur des hypothèses telle que :

La continuité du matériau, l'homogénéité et l'isotropie ainsi que l'hypothèse de petite déformation.

La théorie d'élasticité consiste à formuler trois types d'équations à savoir :

- Les équations différentielles d'équilibre
- Les équations différentielles de déformations – déplacements
- Les lois intrinsèques du matériau.

#### a) Equations d'équilibre :

Un corps est dit en équilibre si, sous l'action de forces extérieures, il est au repos ou bien s'il est en mouvement suivant une ligne droite à vitesse constante.

Ils existent deux types de forces extérieures :

- Forces réparties sur la surface du corps, comme la pression hydrostatique, ces forces sont appelées des forces de surface et sont exprimées par unité de surface ( $N/m^2$ ).



- Forces réparties sur tout le volume du corps, comme la force gravitationnelle, ces forces sont appelées forces massiques ou forces volumiques et sont exprimées par unité de volume ( $N/m^3$ )

L'état de contrainte en un point du corps est défini par le tenseur de contrainte suivant : (fig2)

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix}$$

avec :  $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$

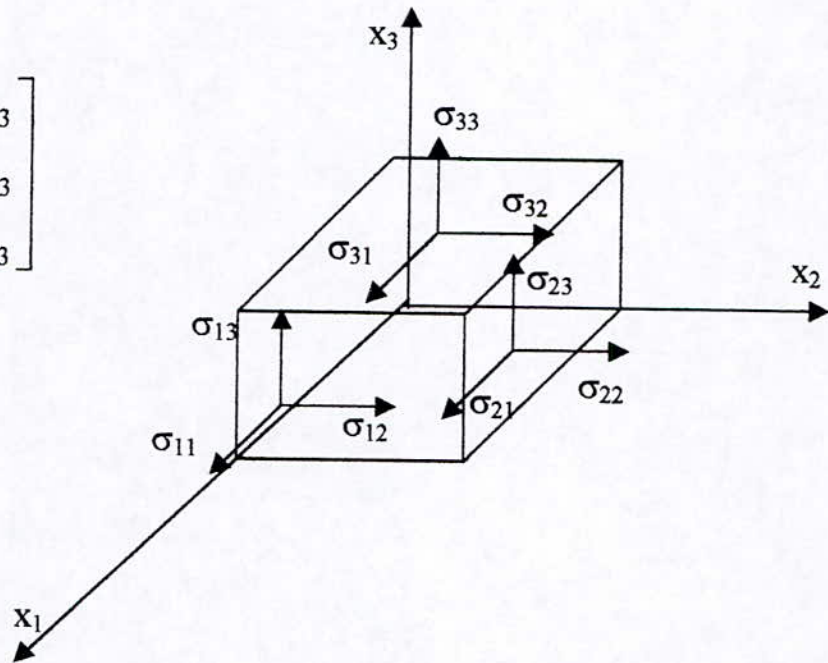


Fig.2 :Etat de contrainte en un point

Pour avoir l'équilibre, il faut que les composantes du tenseur de contrainte satisfassent l'équation différentielle suivante :

$$\sigma_{ij,j} + F_i = 0$$

Ou  $F_i$  : représente les composante des forces volumiques suivant la direction  $i$   
 les équations d'équilibre sont satisfaites par les équation suivantes :

$$P_i = \sigma_{ij} n_j ; i=1,3 ; j=1,3$$

Ou  $n$  :sont les cosinus directeurs de la normale  $n$  par rapport à la direction  $x$   
 $P$  :les forces surfaciques prescrites sur la frontière.

**b) Equation déformation – déplacement :**

L'état de déformation en un point est défini par le tenseur de déformation  $[\varepsilon]$  comme suit :

$$[\varepsilon] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} = \quad ; \varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$$

les équations reliant déformation – déplacement sont :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (U_{i,j} + U_{j,i})$$

$$\text{avec : } \begin{matrix} i=1,3 \\ j=1,3 \end{matrix}$$

**c) Equation contrainte – déformation :**

Le tenseur de contrainte et l'état de déformation sont liés par une relation linéaire telle que :

$$\{\sigma\} = [C] \{\varepsilon\}$$

C représente les fonctions réponses du matériau et dépend de  $\lambda$  et  $\mu$ , qui sont appelés coefficients de Lamé et sont fonction du module de Yong E et du coefficient de poisson  $\nu$ .

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$\mu = G = \frac{E}{2(1-2\nu)}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} \lambda + 2\mu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2\mu & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \nu \end{bmatrix}$$



**d) Equation de compatibilité :**

Dans la théorie de l'élasticité les inconnus de base sont les contraintes  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$ , pour les déterminer on a les deux équations d'équilibre :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + Y = 0$$

Avec X, Y les composantes de forces de volumes. On a donc un problème de degré d'hyperstaticité égale à un, pour résoudre le problème il nous faut une troisième équation, celle-ci est prise des déformations :

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

Ces trois composantes sont exprimées par deux fonctions continues (U) et (V) elles ne peuvent donc être choisies arbitrairement car il existe entre ces déformations une relation qui se déduit facilement des équations - et qui est :

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y}$$

Cette équation différentielle est appelée « équation de compatibilité des déformations » ; ou en terme de contraintes comme suit :

$$\nabla^2 (\sigma_x + \sigma_y) = 0$$

**2.2.2 Elasticité plane :****a) Contrainte plane :**

$$\sigma_{33} = \sigma_{31} = \sigma_{32} = 0$$

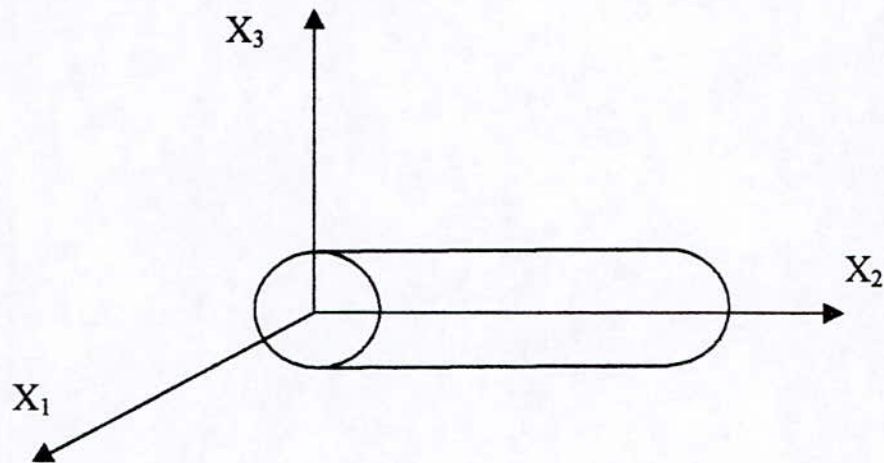
ce sont les problèmes concernant les structures où la dimension suivant  $X_3$  est très petite comparée aux autres dimensions.

Les relations contrainte - déformation sont :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{12} \end{bmatrix}$$

b) *déformation plane* :

Un cas de déformation plane est approximativement celui d'un long cylindre dont la direction  $X_2$  grande par rapport aux deux autres dans le plan  $X_1X_3$ . Les forces de volume et les forces de surface agissent sur la surface limite cylindrique soit dans le plan (pas de composante suivant  $X_2$ ) et ne sont pas fonction de  $X_2$ , on peut donc admettre que les déplacements plans  $U$  et  $V$  ne dépendent pas de  $X_2$  et que  $U_2 = 0$ .



Soit  $\epsilon_{33} = \epsilon_{31} = \epsilon_{32} = 0$  mais  $\sigma_{33} \neq 0$

On aura les relations contraintes - déformations suivantes :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{12} \end{bmatrix}$$

Les coques constituent l'un des types de structures les plus difficiles à analyser, nous considérerons une présentation approchée de la géométrie par des éléments de plaque plane (membrane + flexion).

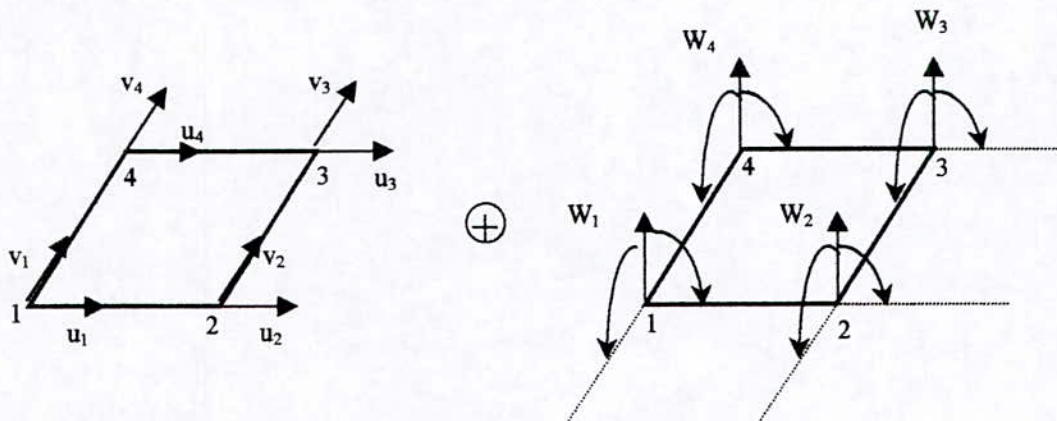


2.2.3 Modélisation des coques par des éléments de plaque plane :

La coque est considérée comme été assemblée par plusieurs éléments plans basés sur la théorie de Kirchoff ( sans effet de cisaillement transverse).

Le principe d'obtention d'un élément de coque plane par superposition d'un élément de membrane et d'un élément de flexion est illustré en figure 3.

Ceci suppose évidemment que les phénomènes de membrane et de flexion soient découplés, c'est à dire que les déplacements correspondant aux efforts plans n'effectuent pas sur ceux dus à la flexion, On a choisi par souci de simplicité le quadrilatère à quatre nœuds, on remarque l'absence de rigidité en  $\theta_z$  , pour inclure cette rotation ( $\theta_z$ ) qu'on considère négligeable et n'affectant pas les autres termes dans la matrice de rigidité de l'élément, on va introduire des rigidités fictives faibles correspond à ces degrés de liberté.



Déplacements (membrane)

Déplacements(flexion)

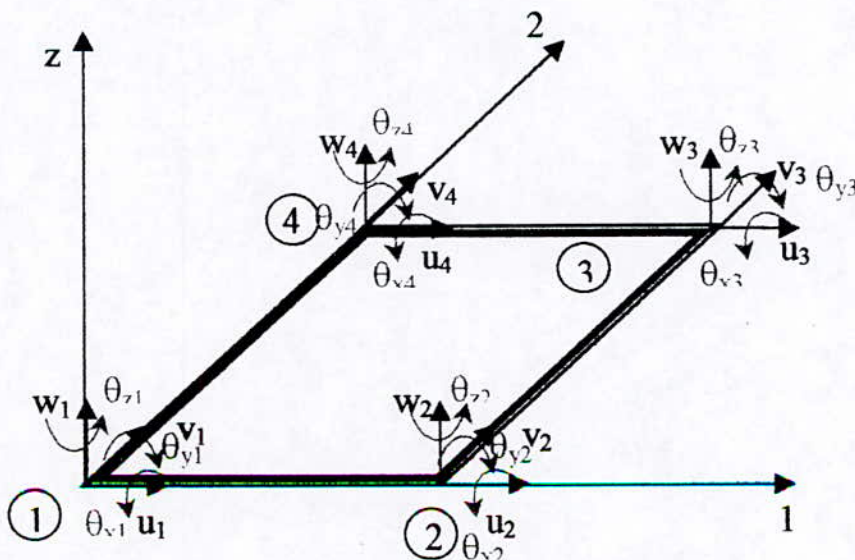


Figure 3 : Elément complet





On obtient alors la matrice de rigidité en axes globaux  $K^*$  en effectuant un changement d'axes :  $K^* = \lambda^T K \lambda$

La matrice de transformation  $\lambda$  est obtenue d'après la relation matricielle :

$$\underset{\text{repère local}}{a} = \lambda \underset{\text{repère global}}{a^*}$$

ou  $[\lambda]$  est la matrice symétrique, carré d'ordre 24 et qui s'écrit comme suit :

$$[\lambda] = \begin{bmatrix} [T] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [T] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [T] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [T] \end{bmatrix}$$

tel que :

$$[T] = \begin{bmatrix} \Lambda & 0 \\ 0 & \Lambda \end{bmatrix}$$

avec :

$$\Lambda = \begin{bmatrix} l_x & m_x & n_x \\ l_y & m_y & n_y \\ l_z & m_z & n_z \end{bmatrix}$$

Chaque vecteur ligne  $(l_i \ m_i \ n_i)$  représente les cosinus directeurs de la direction  $i$  par rapport aux système d'axes globaux.

### III. ELABORATION DU FICHIER DE DONNEES :

Les données pour le SAP90 sont organisées en 19 blocs, séparés entre eux par une ligne vierge. Parmi eux il y a qui sont obligatoires, mais la présence des autres blocs dépend de la structures à analyser. L'ordre n'est pas exigé, mais le titre du problème doit être le premier, les blocs obligatoires sont :

1. **Title Line** : Titre du problème
2. **SYSTEM** : Information de contrôle
3. **JOINTS** : Coordonnées des nœuds
4. **RESTRAINTS** : Conditions aux appuis
5. Au moins l'un des blocs :
  - **FRAME** : élément de poutre.
  - **SHELL** : élément de coque.
  - **ASOLID** : élément plan axisymétrique.
  - **SOLID** : élément de volume.

De fait que notre ouvrage est une structure spatiale en coque, nous avons opté pour l'élément de coque (**SHELL**) qui définit les propriétés, le chargement et l'emplacement associé à un élément de coque général tridimensionnel à quatre nœuds, les éléments de plaques fléchies et membranes sont considérés comme des enveloppes spéciales du cas général.

#### Syntaxe :

##### SHELL

```
NM=<nmat> X=<x1,...,xnl> Y=<y1,...,ynl> Z=<z1,...,znl>
  T=<t1,...,tnl> P=<p1,...,pnl>
<nm> E=<e> U=<u> W=<w> M=<m> TA=<alpha>
<nel> JQ=<ni,nj,nk,nl> ETYPE=<et> M=<mat> TZ=<tz>
  TH=<th1,th2> LP=<n> G=<g1,g2>
```

#### Avec :

##### Information de contrôle :

nmat : nombre de types de matériaux. [1]\*  
 x1,... : coefficient multiplicateur gravitationnel selon X.[0]  
 y1,... : coefficient multiplicateur gravitationnel selon Y.[0]  
 z1,... : coefficient multiplicateur gravitationnel selon Z.[0]  
 t1,... : coefficient multiplicateur de température.[0]  
 p1,... : coefficient multiplicateur de pression.[0]

##### Définition des propriétés des matériaux :

nm : numéro d'identification du matériau.  
 e : module d'élasticité longitudinale.[vp]

---

\* [ ] : Valeur par défaut



u : coefficient de poisson.[vp]  
 w : poids par unité de volume.[0]  
 m : masse par unité de volume.[0]  
 alpha : coefficient de dilatation thermique.[0]

Emplacement des éléments :

nel : numéro identifiant l'élément.

ni,nj,nk,nl : numéros des nœuds de l'élément spécifié. Si nl est omis on obtient un élément triangulaire.

et : type d'élément.[vp]

- =0 pour l'élément coque générale.
- =1 pour l'élément membrane (déformation plane).
- =2 pour l'élément plaque de flexion (contrainte plane).

mat : numéros du type de matériaux.[vp]

tz : température de référence pour une contrainte nulle.[vp]

th1 : épaisseur de l'élément membrane.[vp]

th2 : épaisseur de l'élément plaque.[th1 ou vp]

n : chiffre indiquant la direction des axes locaux.[0]  
 si n=0 v1 est dirigé du milieu de ik vers le milieu de il.

g1,g2 : paramètres de génération. g1 est le nombre d'éléments à générer suivant ij et g2 le nombre d'éléments à générer suivant ik (y compris l'élément actuel).

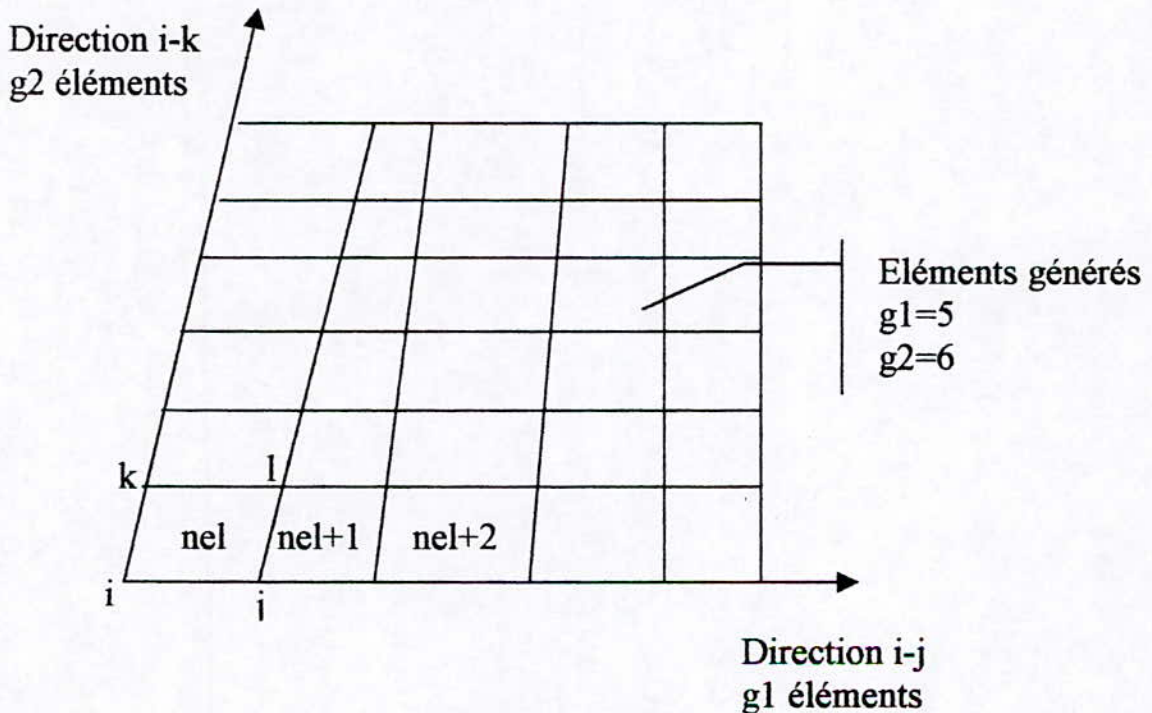


Fig.4 : Génération des éléments de coque

Comme notre tunnel est sollicité par un changement de pression des terres, nous avons utilisé l'option **POTENTIAL**, cette section de données est réservée pour la spécification des valeurs de la température et de la pression aux nœuds.

Les valeurs de pression aux nœuds peuvent être spécifiées uniquement pour les éléments de coque, solide et solide avec axe de symétrie, l'élément de coque interprète les quatre valeurs de pression correspondant aux quatre nœuds de l'élément comme étant des pressions à la surface dans la direction normale au plan de l'élément.(fig.5)

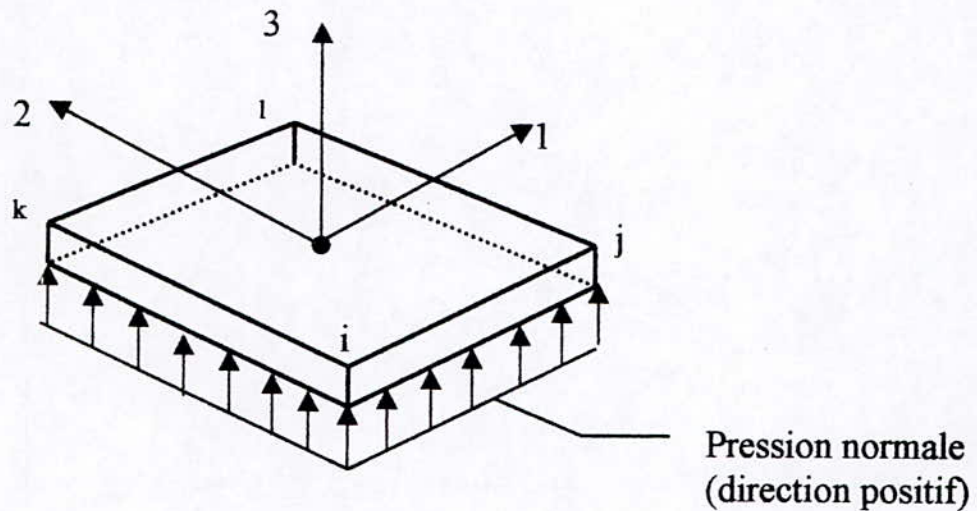


Fig.5 : Chargement de pression sur l'élément de coque

### Syntaxe :

#### POTENTIAL

<ni> <nf> <inc> T=<ti,tf> P=<pi,pf> w=<w,z>

avec :

ni,nf : nœud initial et final.

Inc : incrément des nœuds.[1]

ti,pi : température et pression au nœud initial.

tf,pf : température et pression au nœud final.[ti,pi]

les températures et les pressions aux nœuds intermédiaires sont obtenus par interpolation linéaire.

w : poids volumique du fluide.

z : altitude de la surface libre du fluide.

Pour déterminée les réaction élastiques du sol ou le terrain travail à la compression on utilise le bloc **SPRINGS** qui définit leurs raideurs.



**Syntaxe :**

<ni> <nf> <inc> K=<kx,ky,kz,krx,kry,krz>

avec

kx,krx,... : constante de raideur en translation et rotation suivant et autour de X, Y et Z respectivement.

En ce qui concerne l'analyse dynamique nous avons utilisé la méthode d'analyse par spectre de réponse ( **SPEC** ).

**Syntaxe :**

SPEC

A=<a> S=<s> D=<d>

<tp> <s1> <s2> <s3>

avec :

paramètres de réponse :

a : angle d'excitation (en degrés).[0]

s : facteur d'échelle de la réponse spectrale.[1]

d : coefficient d'amortissement de la structure.[0]

définition de la courbe du spectre de réponse :

tp : période de temps.

s1 : valeur de la réponse spectrale au temps tp dans la direction 1.

s2 : valeur de la réponse spectrale au temps tp dans la direction 2.[0]

sz : valeur de la réponse spectrale au temps tp dans la direction z.[0]

Finalement nous avons combiné les différentes conditions de chargements statiques et dynamiques sous l'option **COMBO**.

**Syntaxe :**

COMBO

<ncomb> C=<xm1,...,xmn1> D=<xmd>

avec :

ncomb : numéro de la combinaison.

xm1,... : coefficient de pondération pour la condition de chargement numéro 1,...

xmd : coefficient de pondération dynamique.

**Résultats :**

Une exécution sans erreur de **SAP90** et **GO** va créer une série de fichier de la forme **exemple.xxx**. ces fichiers représentent les résultats de l'analyse et qui peuvent être étudiées ou imprimées.

La figure 6 présente une explication du contenu de ces fichiers .

EXEMPLE.SAP	Image ordonnée du fichier de donnée
EXEMPLE.EIG	Fréquences et paramètres modales(vecteurs propres)
EXEMPLE.RIT	Fréquences et paramètres modales(vecteurs de RITZ)
EXEMPLE.SPC	Facteurs modaux d'analyse spectrale
EXEMPLE.SOL	Déplacements et réactions aux nœuds(statique et dynamique)
EXEMPLE.F3F	Forces sur un élément FRAME
EXEMPLE.F4F	Forces sur un élément SHELL
EXEMPLE.F5F	Forces sur un élément ASOLID
EXEMPLE.F6F	Forces sur un élément SOLID
EXEMPLE.FEF	Forces sur les nœuds d'un élément
EXEMPLE.ERR	Erreurs et avertissements

Figure 6 : Fichiers résultats



## 2.5 ANALYSE MODALE :

La méthode de superposition modale consiste à définir la solution dans la base des modes propres de vibration de la structure. Cette méthode est la plus utilisée en analyse dynamique linéaire.

Dans le cas de structures faiblement amorties, la résolution d'un système par le problème aux valeurs propres revient à déterminer les valeurs et les formes propres de l'équation :

$$[K] [\phi] = [M] [\phi] [\Omega^2]$$

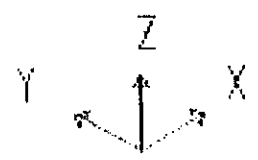
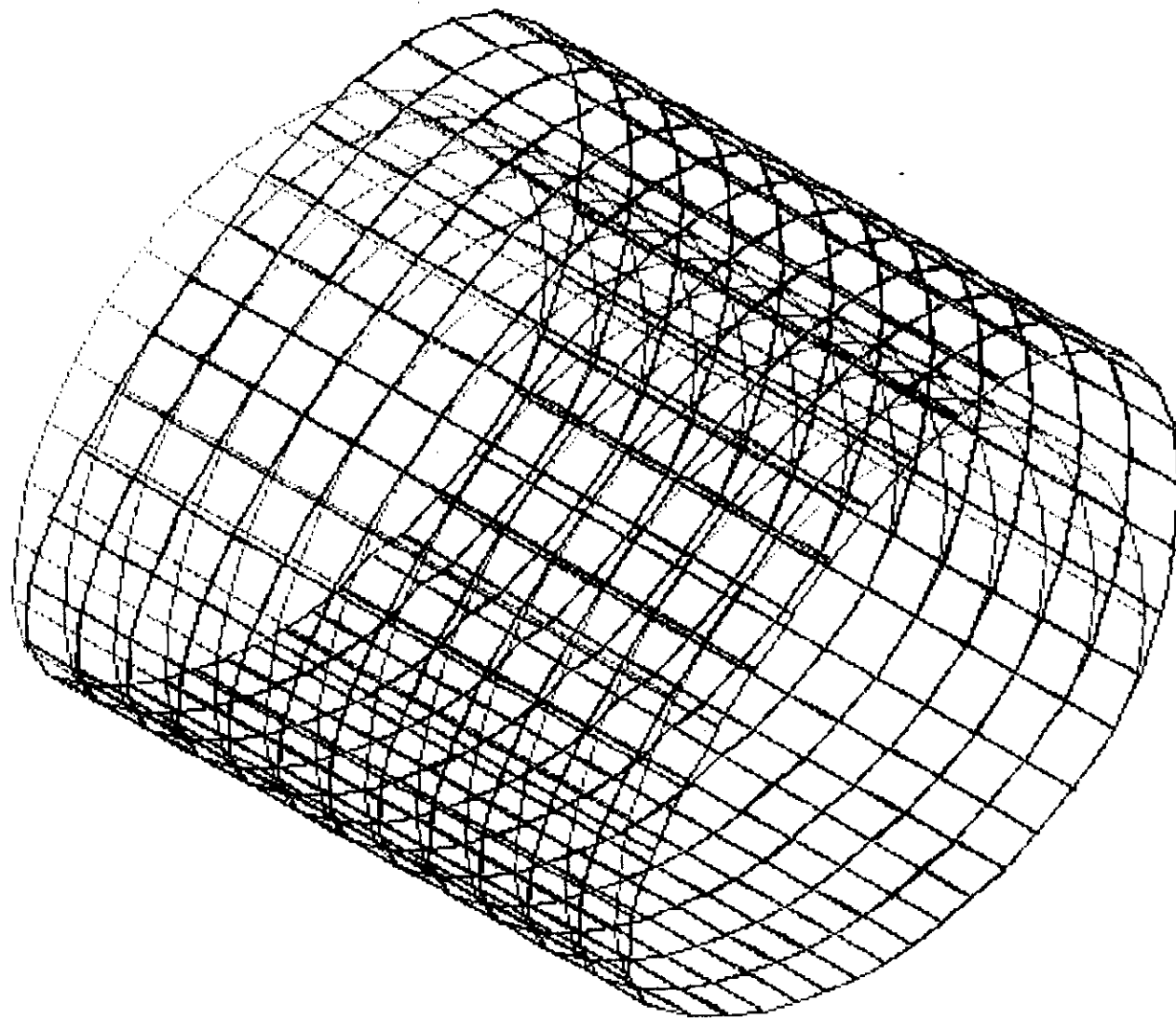
avec : K matrice de rigidité de la structure

M matrice de masse

$\Omega^2$  matrice diagonale formée de valeurs propres

$\phi$  matrice dont les colonnes représentent des vecteurs propres

Ce système carré de pulsations propres  $\lambda_i = \omega_i^2$  de dimension n a n solution propre «  $\phi_i$  » permettant de définir les déformées modales de la structure et n valeurs propres associées. Dans la partie qui va suivre nous nous intéresseront particulièrement aux trois premiers modes puisqu'ils absorbent toute l'énergie de déformation.



hcon i

MODE

SHAPE

MODE

1

MINIMA

X - .8460E-08

Y - .6303E-04

Z - .1755E-01

MAXIMA

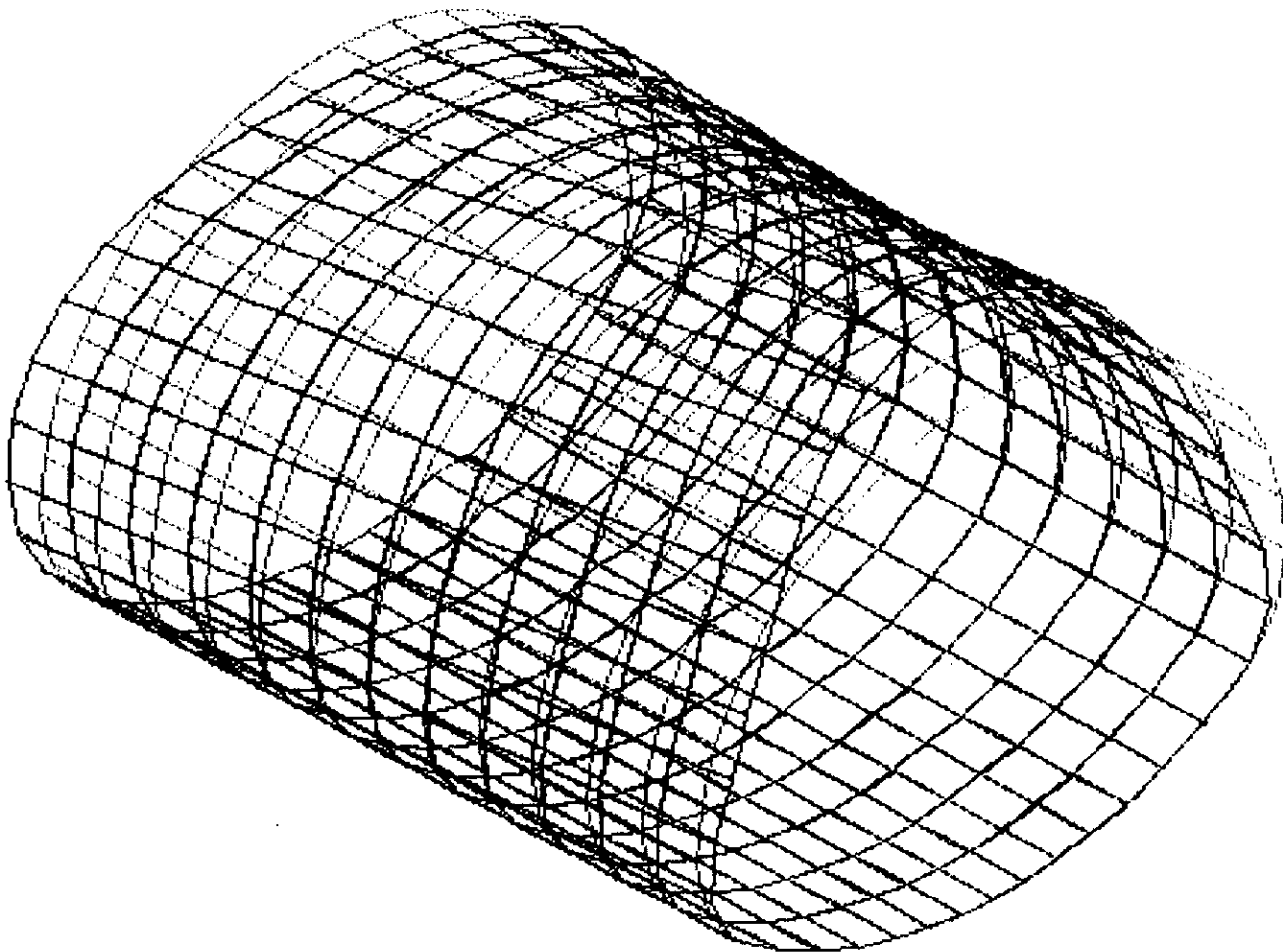
X .6700E-01

Y .6473E-04

Z .1756E-01

SAP90



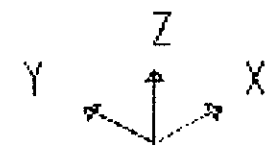
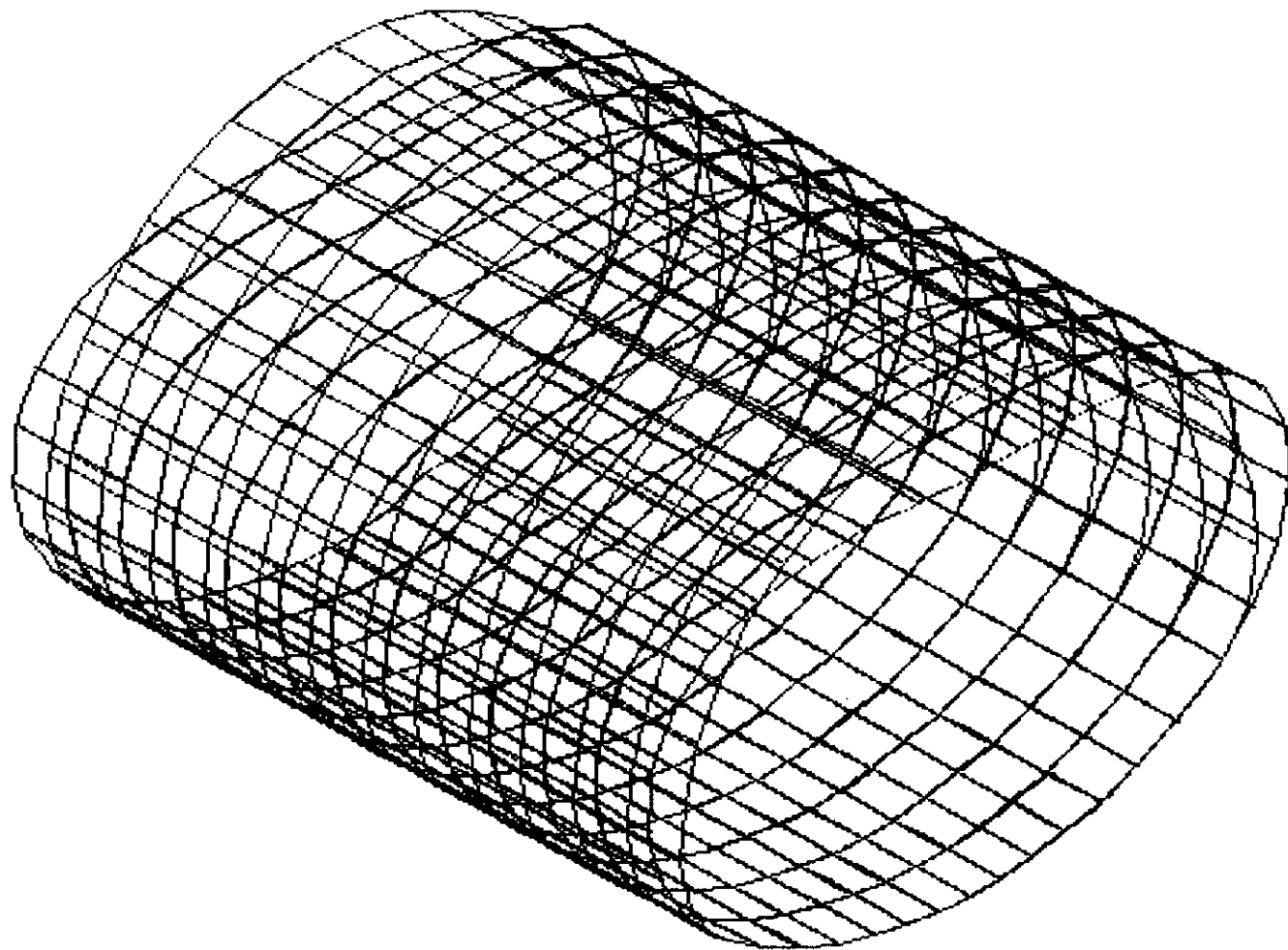


$Z$   
 $Y$   $X$

FEED  
 HOPE  
 SHAPE  
 HOPE 2

MINIMA  
 $X = .8851E-01$   
 $Y = .8981E-07$   
 $Z = .1161E+00$   
 MAXIMA  
 $X = .8829E-01$   
 $Y = .5720E-01$   
 $Z = .1155E+00$

SAP90



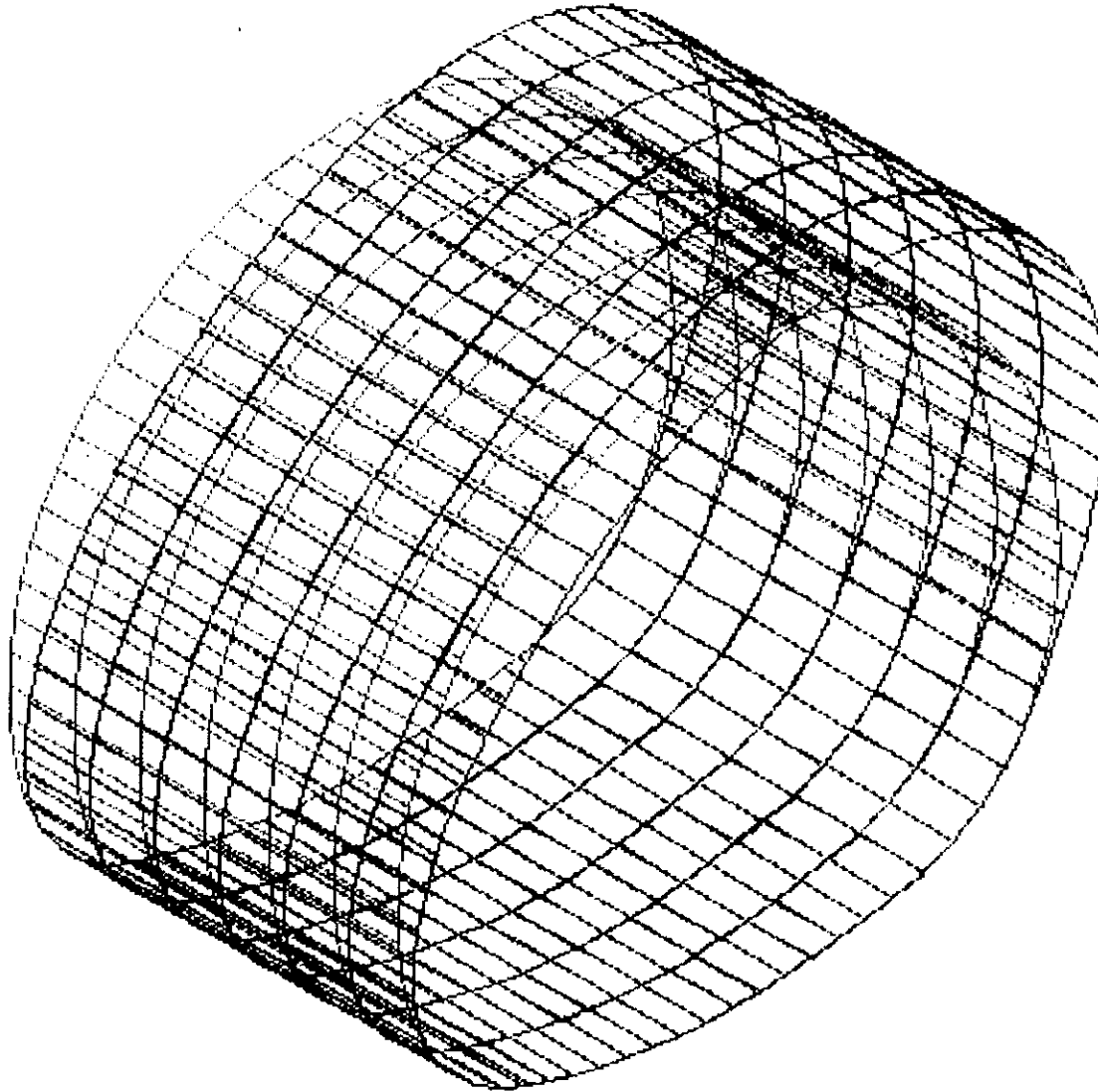
hani  
MODE  
SHAPE  
MODE 3

MINIMA  
X -.5387E-01  
Y -.4486E-03  
Z -.9232E-01  
MAXIMA  
X .5367E-01  
Y .1828E-03  
Z .2540E-05

SAP90



LES MODES PROPRES  
(RAFFINEMENT DE MAILLAGE)



nd  
MODEL  
SHAPE  
MODE 1

MINIMA

X = .1145E-05

Y = .8652E-04

Z = .2039E-01

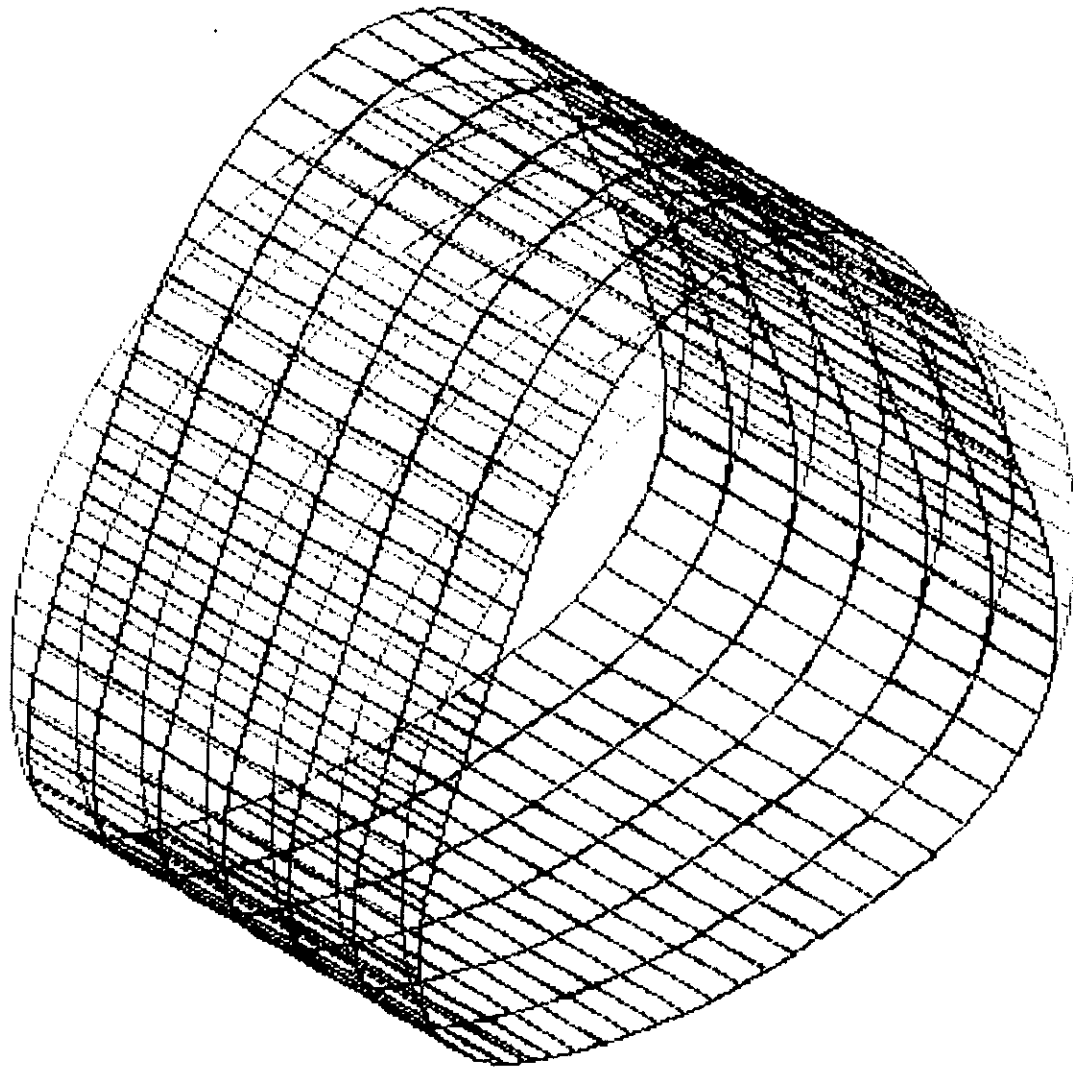
MAXIMA

X = .9211E-01

Y = .8677E-04

Z = .1937E-01

SAP90



Z  
↑  
Y  
↓

MODE  
SHAPE  
MODE 2

MINIMA  
X -.7654E-01  
Y -.1227E-05  
Z -.8292E-05  
MAXIMA  
X .7671E-01  
Y .3310E-03  
Z .1228E+00

SAP90



SAP90

Z .1063E+00

Y .7616E-03

X .3216E-01

MAXIMA

Z -.1068E+00

Y -.7622E-03

X -.8608E-01

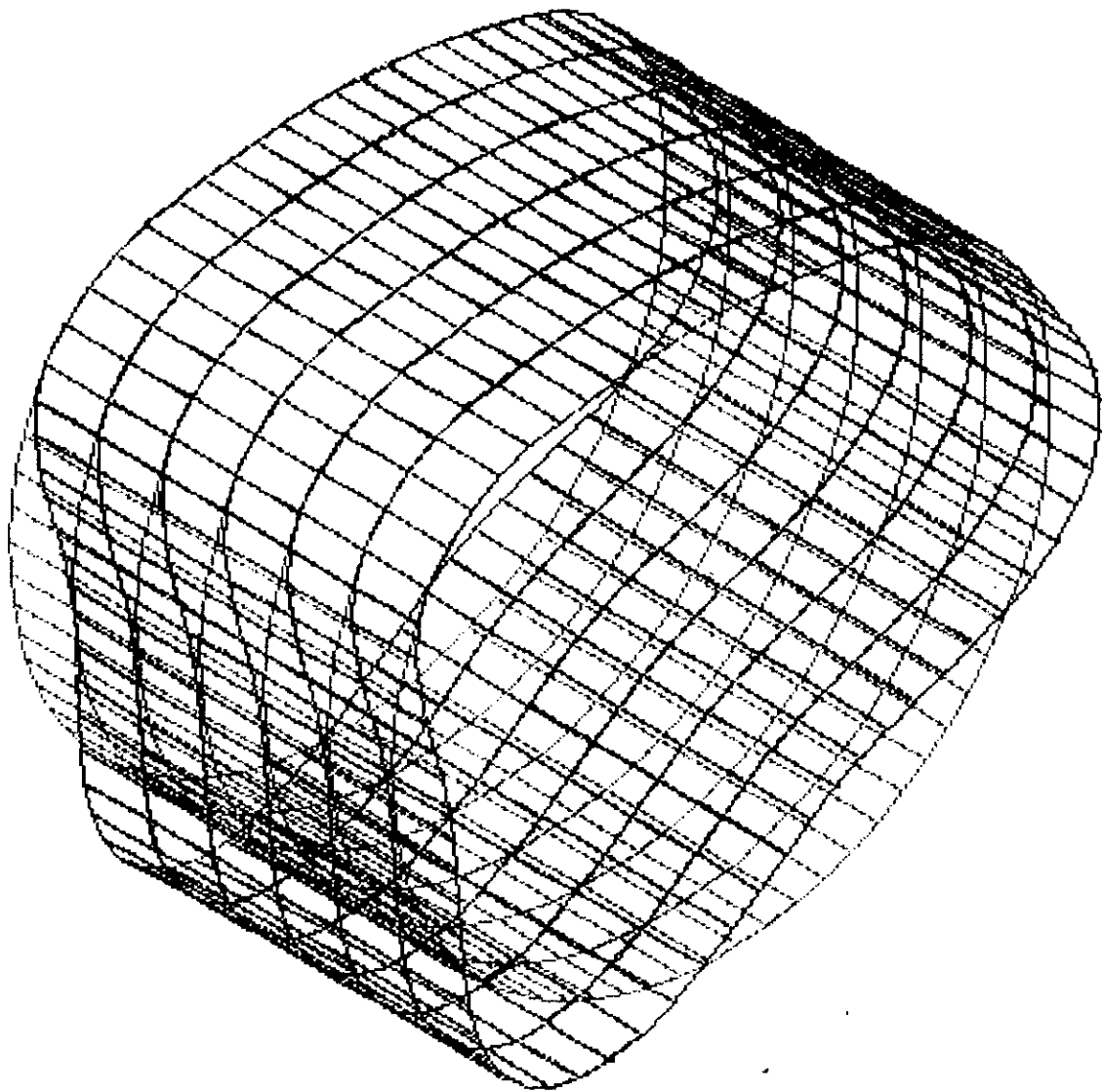
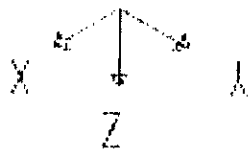
MINIMA

MODE 3

SHAPE

MODE

M1



**IV. CALCUL DU FERRAILLAGE :**

Selon la méthode d'exécution choisie, les diverses parties de revêtement du profil en forme fer à cheval ou en forme circulaire seront exécutées en plusieurs étapes (voir phasage de réalisation) c'est ce qui nous a conduit au ferrailage séparé de chaque élément du revêtement : La voûte, les pieds droits et le radier.

Le calcul du Ferrailage se fera en flexion composée suivant le BAEL 83 au niveau de trois endroits distincts du revêtement.

D'autre part, on a :

- Béton :-  $F_{C28} = 25 \text{ MPa}$  ,  $\gamma_b = 1$ 
  - module d'élasticité :
    - Cas statique :  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \cong 10.000.000 \text{ KN/m}^2$
    - Cas dynamique :  $E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \cong 30.000.000 \text{ KN/m}^2$ .
  - Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min (2/3 F_{e, 110n})$  ;  $n=1.6$
- Acier : - Acier de type HA Fe 40 :  $f_e=400\text{MPa}$ 
  - coefficient de sécurité :  $\gamma_s = 1,15$  cas statique.
  - $\gamma_s = 1,0$  cas dynamique.
- Enrobage (inf. Et sup.) égal à  $H/10 = 7\text{cm}$

	<b>RADIER</b>	<b>VOUTE</b>	<b>PIEDROITS</b>
<b>Charges verticales(t/m<sup>2</sup>)</b>	/	16,73	26,5
<b>Charges Horizontales(t/m<sup>2</sup>)</b>	32,85	8,53	13,52

**NB :** Le calcul du ferrailage se fera à l'aide d'un programme de calcul selon le BAEL 83.



## IV.1 – CALCUL DU FERRAILLAGE :

## A : PHASE STATIQUE :

- Les efforts internes maximums suivant la direction transversale (x) retenus pour le ferrailage sont :

	<b>RADIER</b>	<b>PIEDROITS</b>	<b>VOUTE</b>
<b>M(KN.m)</b>	-54,04	807,54	-271,39
<b>N(KN)</b>	-874,73	-1020,4	-1241,18
<b>T(KN)</b>	34,46	272,03	22,88

- Les résultats du ferrailage suivant la direction transversale (x) sont donnée ci après :

		<b>RADIER</b>	<b>PIEDROITS</b>	<b>VOUTE</b>
<b>ELU</b>	A'(cm <sup>2</sup> )	15,16	0	4,42
	A(cm <sup>2</sup> )	9,98	52,53	28,40
<b>ELS</b>	A'(cm <sup>2</sup> )	21,98	0	6,60
	A(cm <sup>2</sup> )	14,49	78,67	41,16

- Les efforts internes maximums suivant la direction longitudinale (y) retenus pour le ferrailage sont :

	<b>RADIER</b>	<b>PIEDROIT</b>	<b>VOUTE</b>
<b>M(KN.m)</b>	-18,73	121,14	41,02
<b>N(KN)</b>	0,43	153,06	15,50
<b>T(KN)</b>	34,46	272,03	32,98

- Les résultats du ferrailage suivant la direction longitudinale (y) sont donnés ci- après

		<b>RADIER</b>	<b>PIEDROITS</b>	<b>VOUTE</b>
<b>ELU</b>	A'(cm <sup>2</sup> )	0,83	0	2,15
	A(cm <sup>2</sup> )	0	8,78	0
<b>ELS</b>	A'(cm <sup>2</sup> )	1,23	0	3,24
	A(cm <sup>2</sup> )	0	13,04	0

**B : PHASE DYNAMIQUE :**

- Les efforts internes maximums suivant le sens transversal (x) sont :

	<b>RADIER</b>	<b>PIEDROIT</b>	<b>VOUTE</b>
<b>M(KN.m)</b>	-125,19	1358,79	397,68
<b>N(KN)</b>	642,71	1742,39	1948,02
<b>T(KN)</b>	-46,86	-364,25	109,64

- Les résultats du ferrailage suivants la direction transversale (x) sont donnés ci-après :

	<b>RADIER</b>	<b>PIEDROITS</b>	<b>VOUTE</b>
A'(cm <sup>2</sup> )	0,0	31,25	0,0
A(cm <sup>2</sup> )	36,85	57,77	6,49

- Les efforts internes maximums suivant la direction longitudinale (y) retenue pour le ferrailage sont :



	<b>RADIER</b>	<b>PIEDROIT</b>	<b>VOUTE</b>
<b>M(KN.m)</b>	-25,29	188,75	52,24
<b>N(KN)</b>	-0,59	-202,04	-19,33
<b>T(KN)</b>	46,51	388,78	50,97

- Les résultats du ferrailage suivant la direction longitudinale (y) sont donnés ci-après :

	<b>RADIER</b>	<b>PIEDROITS</b>	<b>VOUTE</b>
<b>A'(cm<sup>2</sup>)</b>	1,12	0,0	0,0
<b>A(cm<sup>2</sup>)</b>	0,0	11,35	3,05

### C : CONCLUSION

On fait signaler que là où les valeurs de  $A_s$  sont nulles signifie que la section de béton est suffisante pour répondre la totalité des efforts (section d'acier inutile).

Pour le but de satisfaire la **condition de non-fragilité**, le BAEL exige de faire un ferrailage minimum tel que :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 f_{t28} / f_e$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 7.84 \text{ cm}^2 : \text{pour RADIER ; PIEDROITS.}$$

$$A_{\min} = 6.64 \text{ cm}^2 : \text{pour VOUTE.}$$

Les sections d'acier tendues et comprimées, notées respectivement A et A', sont données par :

$$A = \max ( A_{\text{ser}} , A_u , A_{\min} ).$$

$$A' = \max ( A'_{\text{ser}} , A'_u , A_{\min} )$$

En fin, on note que les sections d'acier calculées en phase dynamique correspondent à l'état de plus défavorable, de ce fait nous opterons pour le ferrailage suivant :

**Tableau récapitulatif du ferrailage :**

	$\frac{A'}{A}$	Radier	Piédroits	Voûte
<b>Sens transversal (x)</b>	$A's (cm^2)$	21,98 5HA25	31,25 7HA25	6,64 6HA12
	$As (cm^2)$	36,85 5HA32	78,67 5HA32+5HA25	41,16 5HA32
<b>Sens longitudinal (y)</b>	$A's (cm^2)$	7,84 8HA12	7,84 5HA16	6,64 6HA12
	$As (cm^2)$	7,84 8HA12	13,04 7HA16	6,64 6HA12

**D : Disposition constructions des barres :**

Les sections d'aciers calculées précédemment ont été traduites en un nombre de barres, il sera donc nécessaire de vérifier certaines conditions relatives à la disposition constructive de celles-ci :

**a) Enrobage :**

On doit avoir :  $C \geq \max(\varnothing, a)$

Ou  $a$  : dépend des conditions extérieures

$a = 4 \text{ cm}$  si l'ouvrage est réalisé dans l'eau de mer ou bien dans un milieu très agressif .

$a = 3 \text{ cm}$  s'il s'agit de parements non coffrés soumis à une action agressive.

$a = 2 \text{ cm}$  ouvrages exposés aux intempéries.

Or pour le présent tunnel, on a un milieu agressif, on prend donc  $a=4 \text{ cm}$  d'autre part, au cours du calcul des sections d'acier on a considéré que  $d'=H/10$  d'ou :



$$\left. \begin{array}{l} C = d' - \phi/2 = 5.4 \text{ cm} \\ \max(a, \phi) = 4 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{l'inégalité vérifiée}$$

**b) Espacement vertical:**

$$e_v = \max(\phi, C_g)$$

$C_g$  : étant le plus grande dimension des granulats, on prend :  $C_g = 2,5\text{cm}$

$$D' \text{ ou } : e_v = H - 2d' - 2(\phi/2) = 49,8\text{cm} > \max(3,2 ; 2,5) = 3,2\text{cm}$$

**c) Espacement horizontal :**

$$\text{On doit avoir : } e_h > \max(\phi ; 1,5c_g) = 3,75\text{cm}$$

$$e_h = b / n = 12,5\text{cm} > 3,75\text{cm} \quad \text{vérifiée.}$$

Ou :  $b$  : largeur de la section

$n$  : nombre de barres .

vérification au cisaillement :

$$\text{la contrainte tangentielle : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\text{la contrainte de formation limite : } \overline{\tau_u} = \min(0,1f_c ; 3\text{MPa})$$

$$\text{calcul d'armature d'âmes : } \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{ub}{0,8f_s}$$

$$\text{espacement maximal : } S_t = \min(0,9 d ; 40\text{cm})$$

$$\text{diamètre max des armatures : } \phi \leq \min(\phi_{\text{long}} ; h/35 ; b/10)$$

**Tableau récapitulatif :**

	T(MN)	V <sub>u</sub> (MN)	$\tau_u$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	At (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>Radier</b>	0,035	0,046	0,071	2,5	0,443	20
<b>Piédroits</b>	0,389	0,525	0,81	2,5	5,06	20
<b>Voûte</b>	0,051	0,069	0,125	2,5	0,78	20

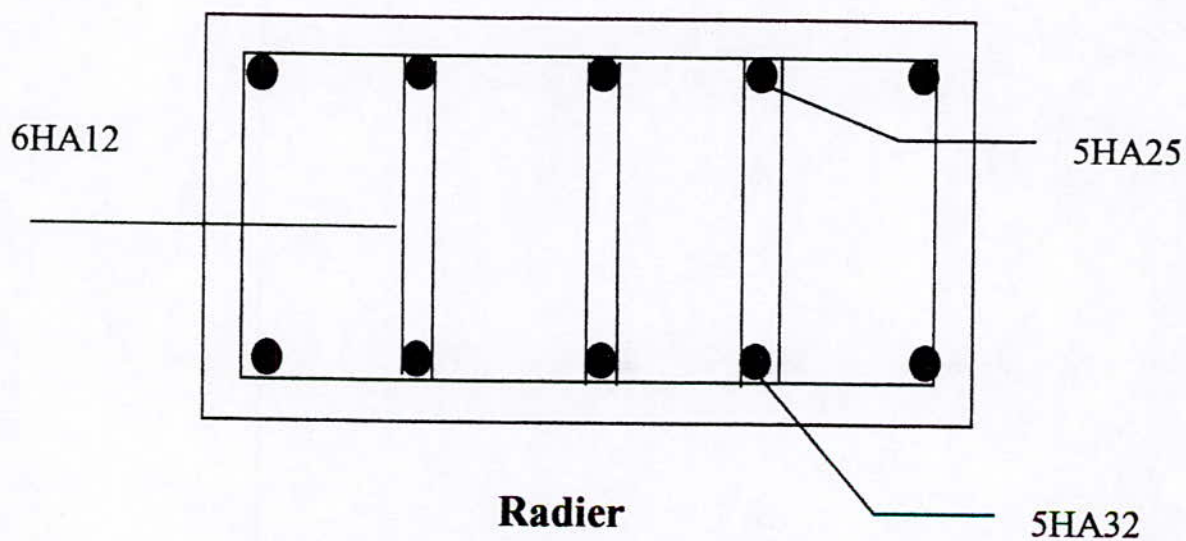
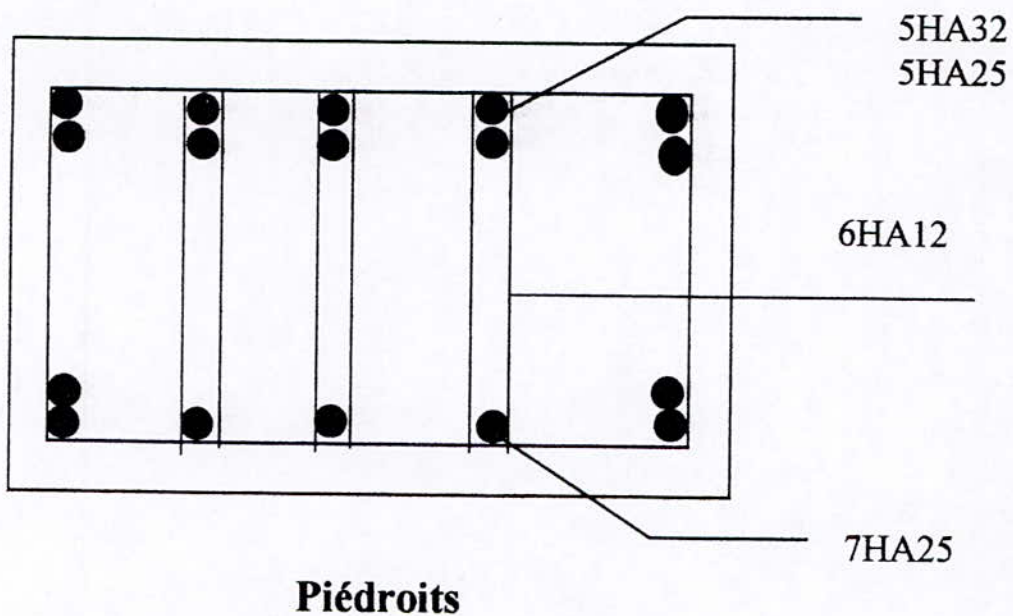
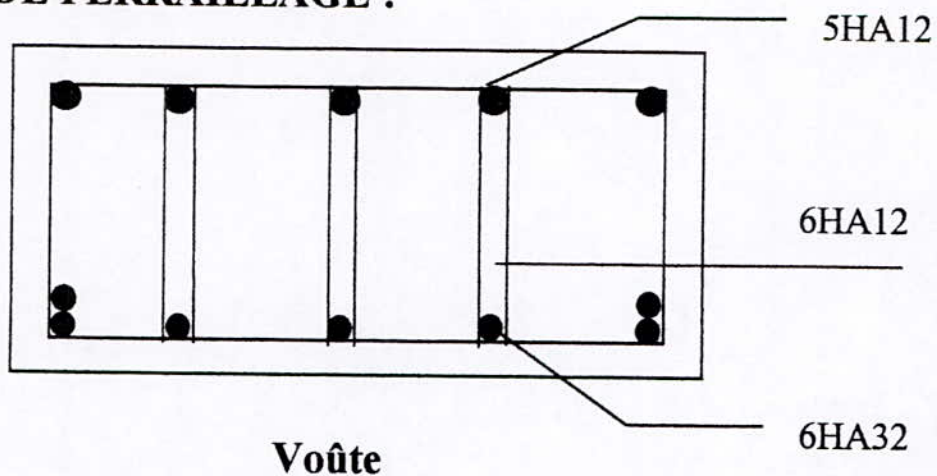
Tableau 1 : vérification au cisaillement

Le cisaillement peut prendre par la section du béton seule, pour les armatures de montage on adopte les sections suivantes :

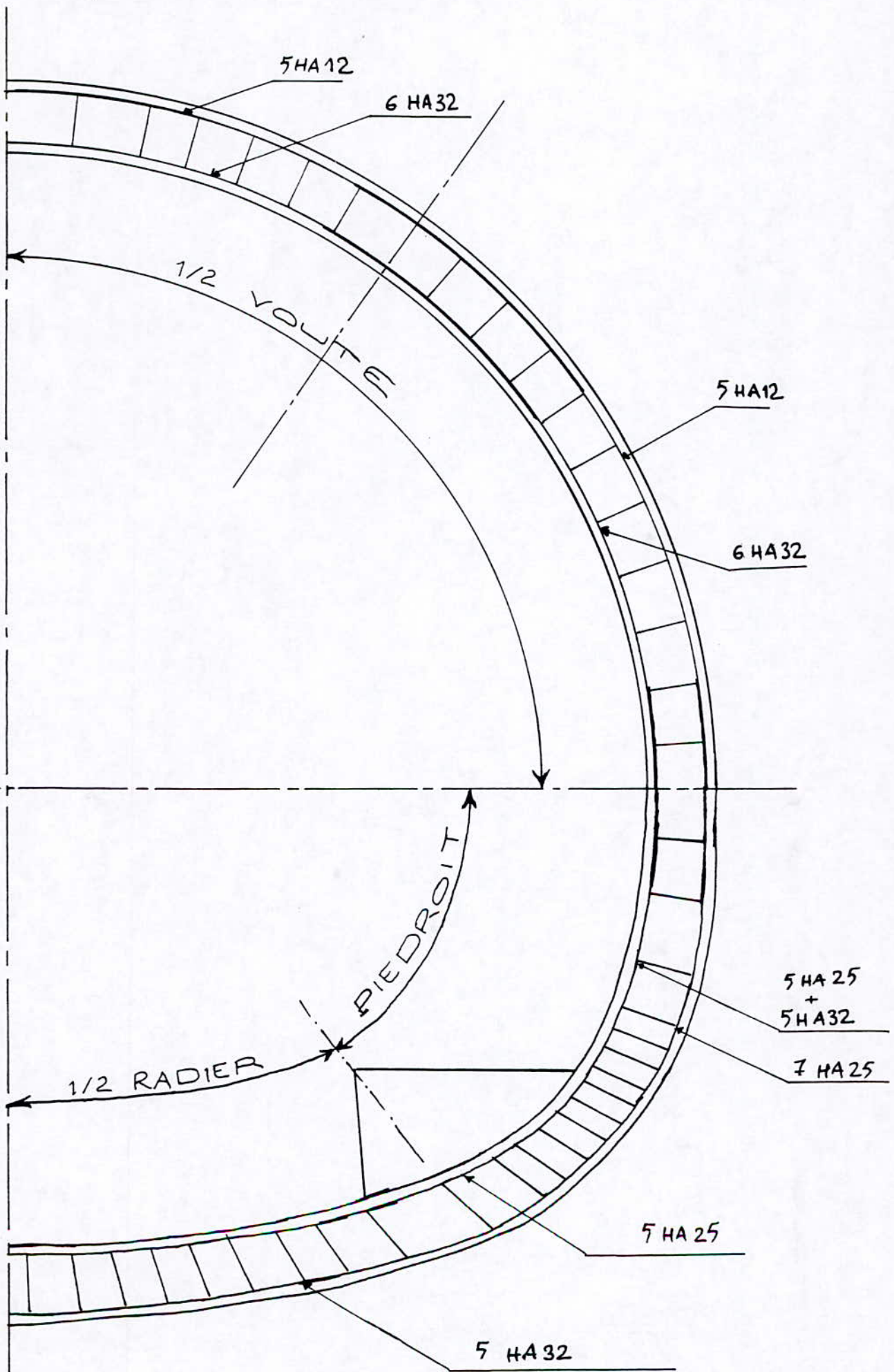
- Radier : 6Ø12/ml                      St = 20 cm
- Piédroits : 6Ø12/ml                  St = 20 cm
- Voûte : 6Ø12/ml                      St = 20 cm



**E. SCHEMA DE FERRAILLAGE :**



« SCHEMA DE FERRAILLAGE »





La réalisation de ce modeste travail de projet de fin d'étude nous a permis d'une part de mesurer :

- L'importance des infrastructures souterraines de transport dans les grandes villes.
- L'importance de l'étude géologique et géotechnique dans la détermination de l'axe du tunnel, et le bon choix des méthodes de creusement.

Et d'autre part :

- De connaître les différentes techniques et méthodes de creusement et du soutènement, et laquelle entre eux répond mieux à nos besoins.

Enfin d'assurer la stabilité de l'ouvrage à l'aide du soutènement provisoire et revêtement définitif, dont ils sont calculés à l'intermédiaire du logiciel SAP90.

**ANNEXE**



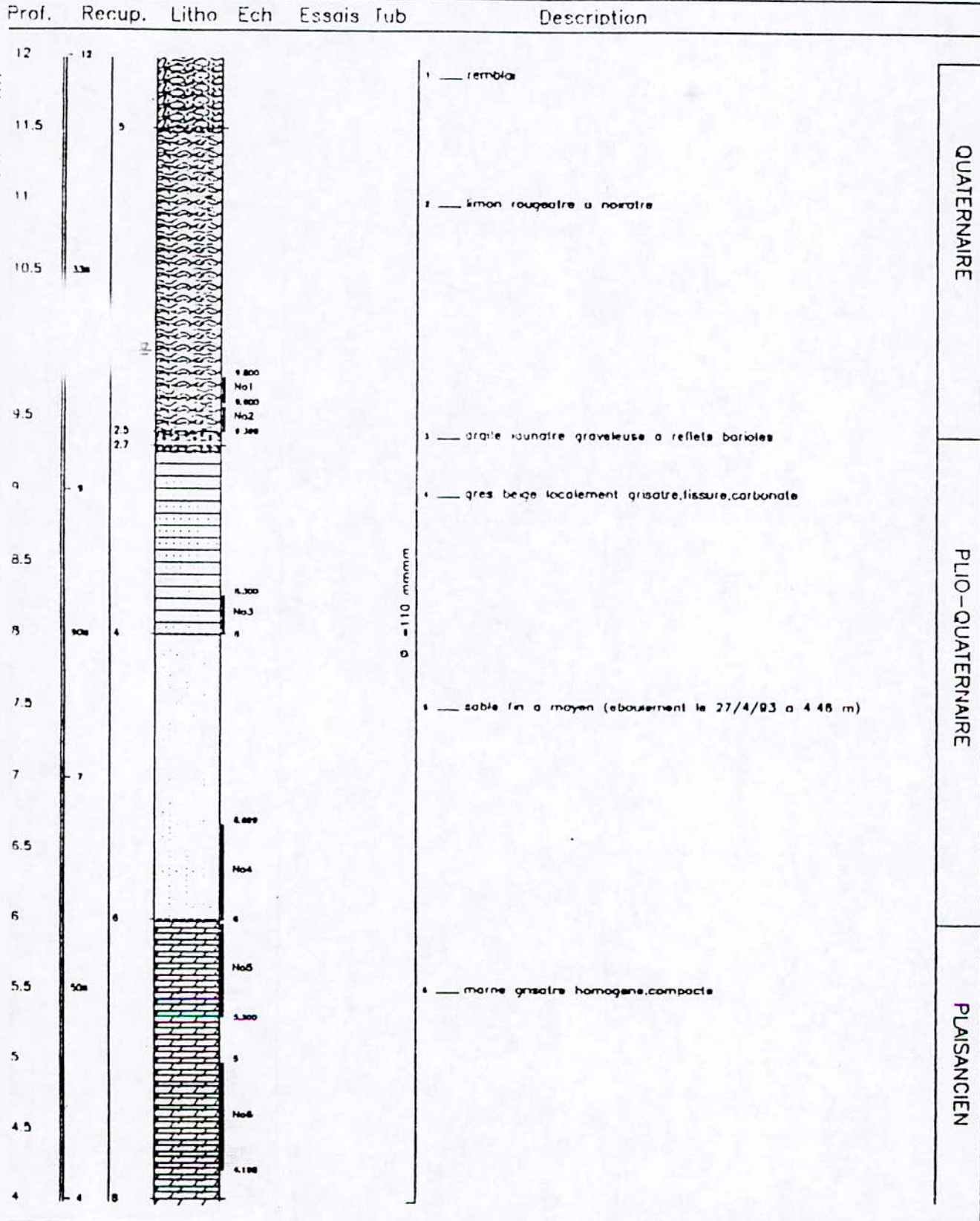
LNHC

COUPE DU: SH17 Ech: 1/ 100

26/04/93

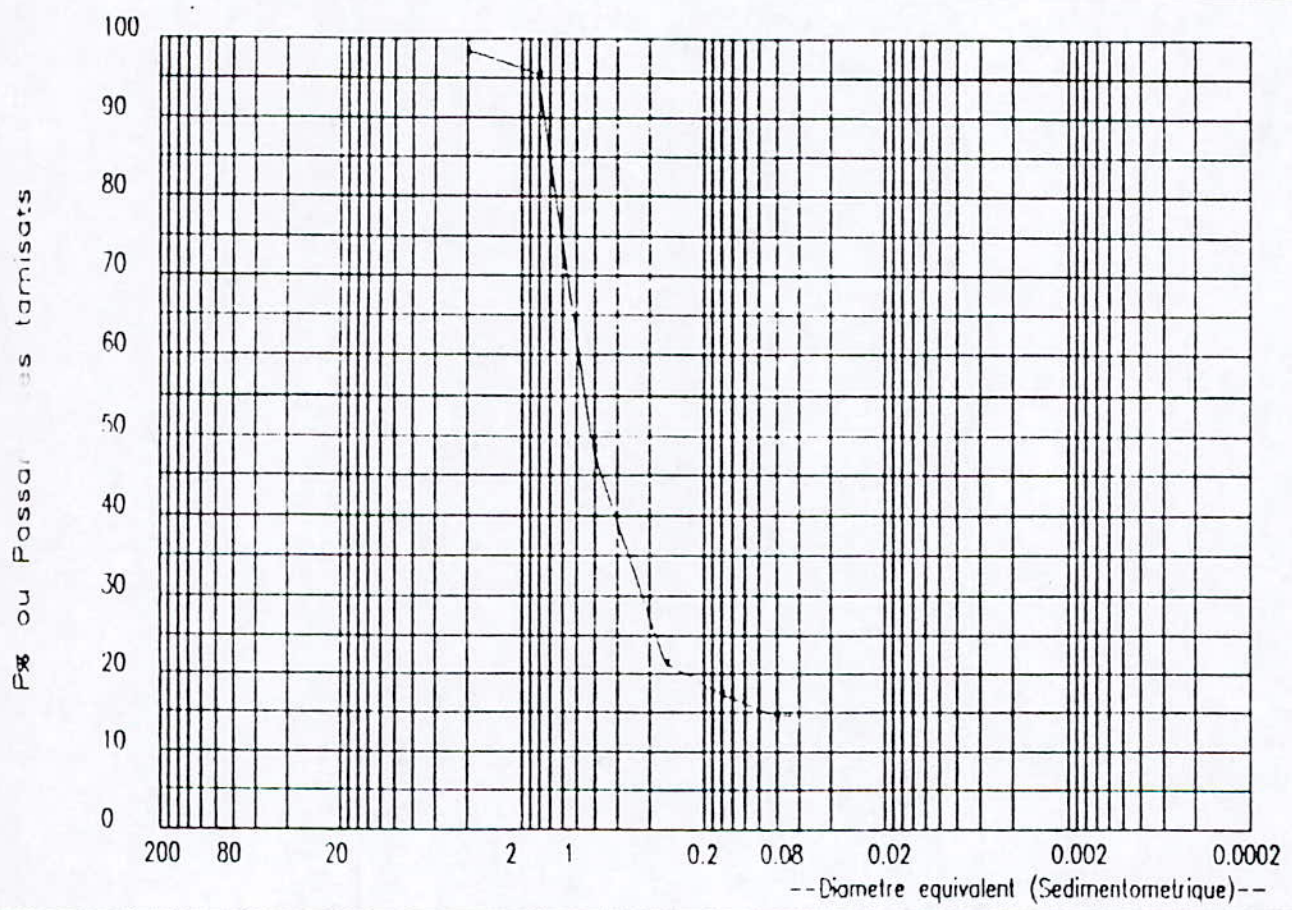
Projet: Metro d'Alger Int7

Lieu: Hamma X= 0 Y= 0 Z= 12 In=da.



<b>LNHC</b>	<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE</b>		DOSSIER : Hamma(lot7)17	
	DESIGNATION	x	Nr 1	Profondeur 5.2-6.0
	des	o	Nr	Profondeur
	ECHANTILLONS	+	Nr	Profondeur

CAILLOUX      GRAVIER      SABLE GROSSIER      SABLE FIN      LIMON      ARGILE



Ech Ech Ech	x inf	LIMITES D'ATTERBERG			S.20
	80 m	LL	LP	LR	ES

Unite:    Tel.

Code:a:hl717.plt



LNHC

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

DOSSIER : Hamma(lot7)16

DESIGNATION

x

Nr 1

Profondeur 2.2-2.4

des

o

Nr 2

Profondeur 3.7-4.0

ECHANTILLONS

+

Nr

Profondeur

CAILLOUX

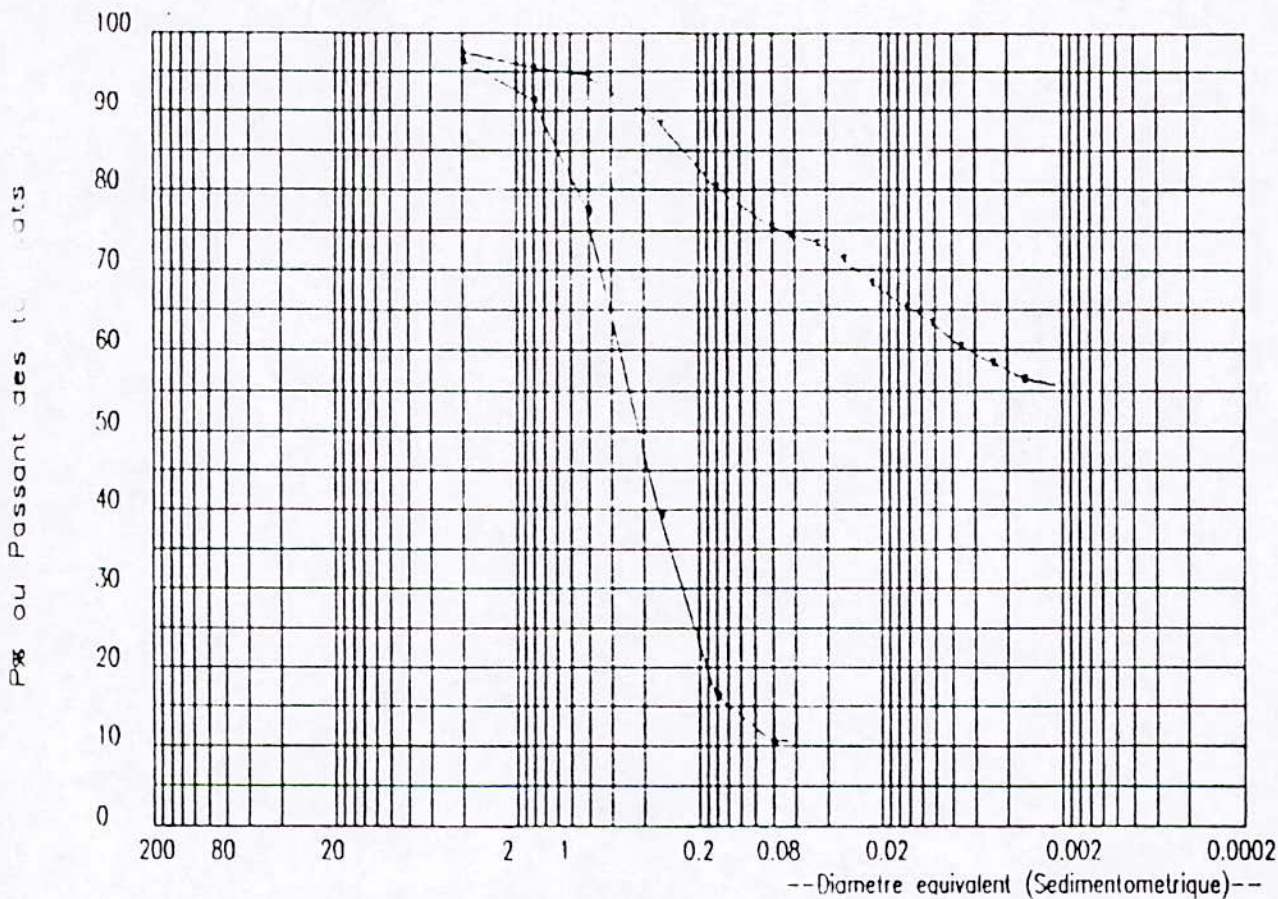
GRAVIER

SABLE GROSSIER

SABLE FIN

LIMON

ARGILE



Ech Ech Ech	s inf 80 m	LIMITES D'ATTERBERG			5.20
		LL	LP	LR	ES

Unite: Tel.

Code:a:hl716.plt



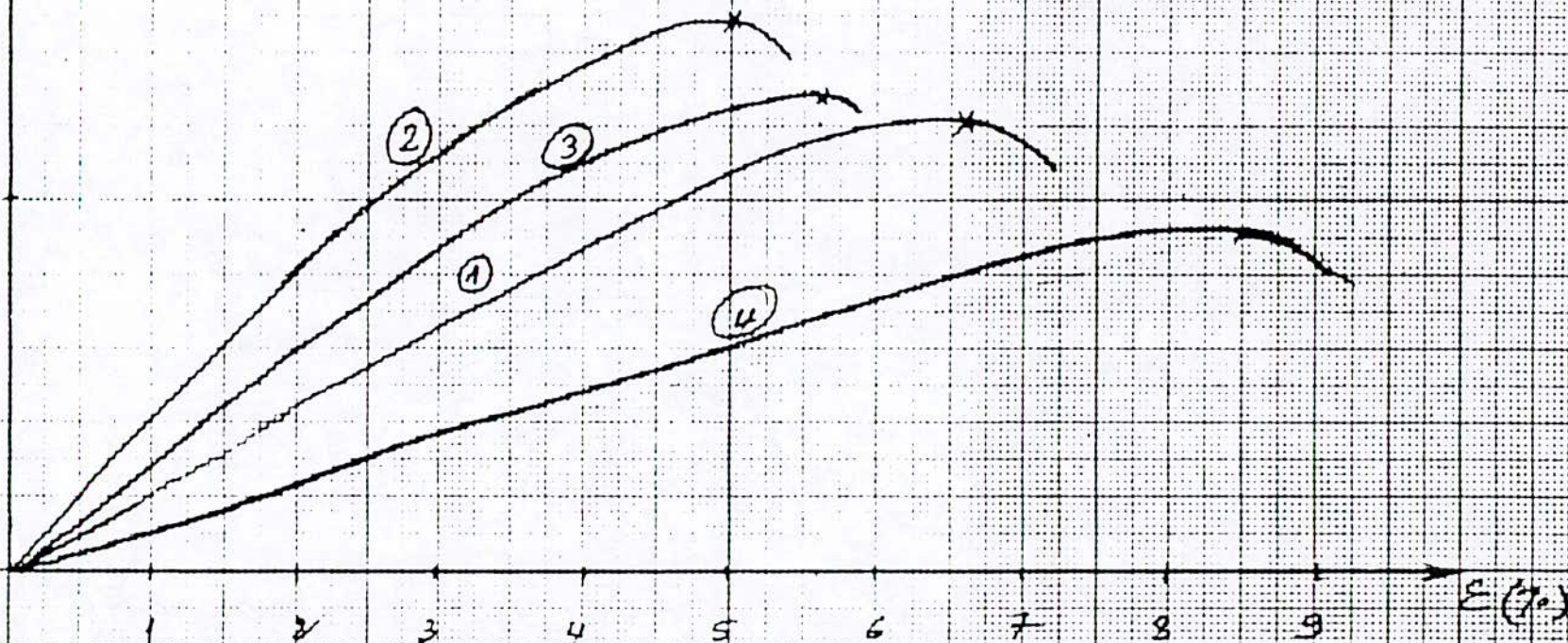
Essen der Compression Angle (Lofr).

SHA 20	6,00 - 6,80m	①	$R_c = 1,31 \text{ bar}$
	7,00 - 7,80m	②	$R_c = 1,46 \text{ bar}$
	11,0 - 12,0 m	③	$R_c = 1,29 \text{ bar}$
	19,40 - 20,20m	④	$R_c = 0,9 \text{ bar}$

$\sigma(\text{bar})$

2

1





LNHC

ESSAI DE CISAILLEMENT

Dossier: D1/04/93

Sondage: 20

Prof.: 7.00 / 30

Sol: Marne grise

W<sub>x</sub>

B1	B2	B3	R4
29.4		29.0	
11.3	11.6	11.4	

Essai: UU

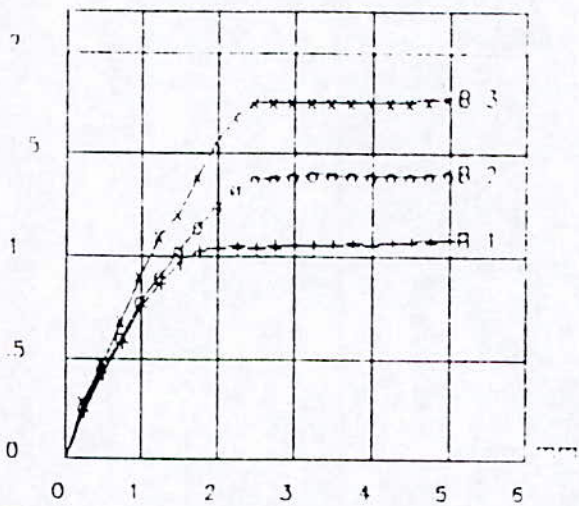
Boite Circ.: 6 cm

Anneau: .2720

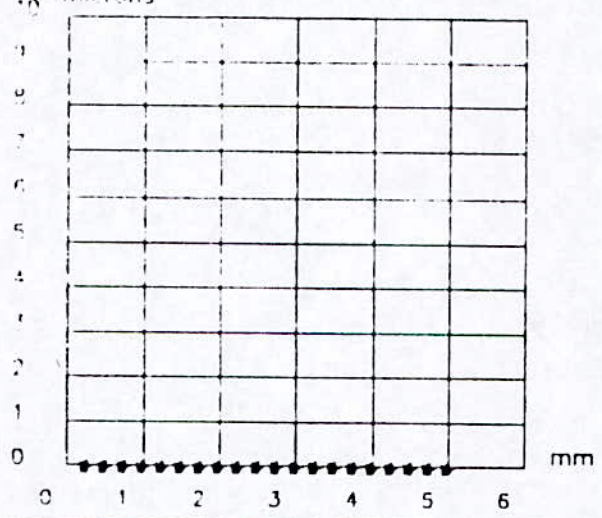
Vitesse: 1 mm/mn

$\gamma_h = Wl = 59$   $Wp = 29$   $Ip = 80$

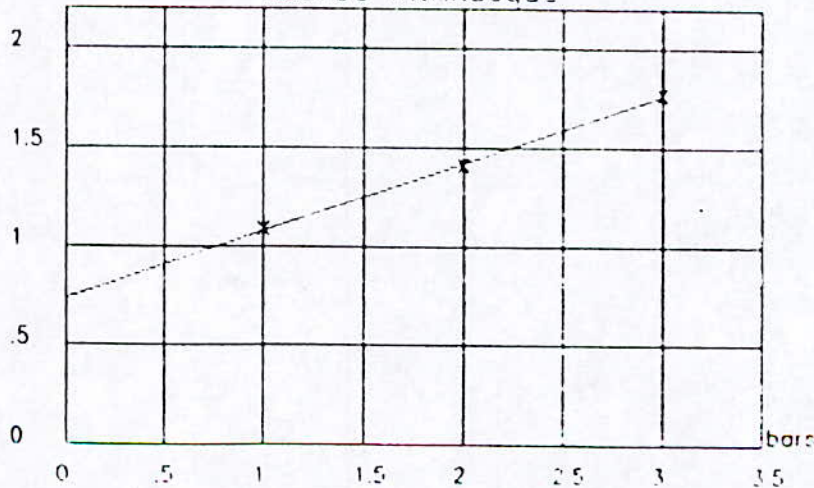
Resistance cisaillement



Tassement-gonflement de l'essai



Courbe intrinseque



$\sigma_1 = 1$        $\tau_1 = 1.08$

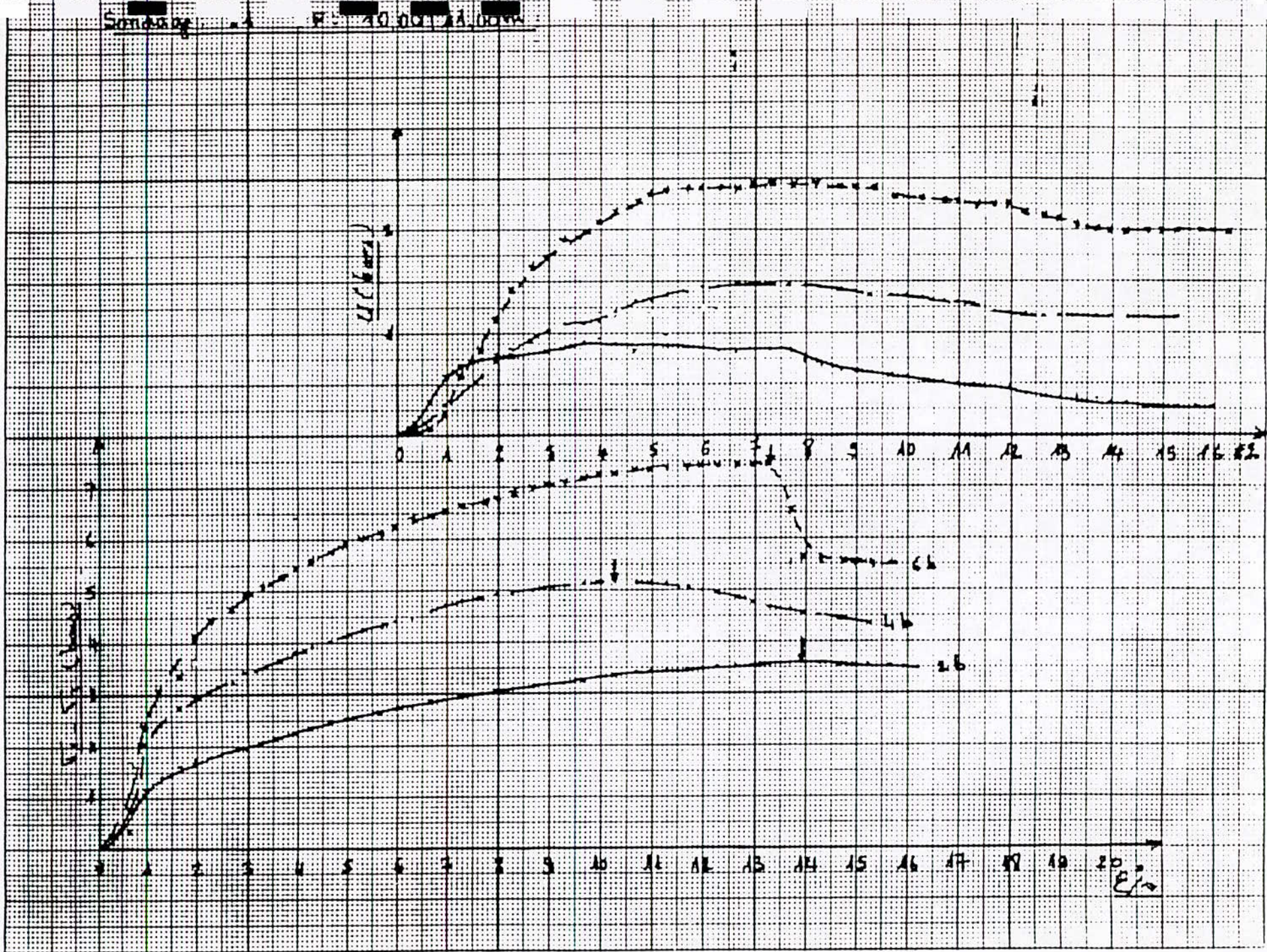
$\sigma_2 = 2$        $\tau_2 = 1.40$

$\sigma_3 = 3$        $\tau_3 = 1.77$

$\phi = 19$  dgr       $C = .73$  bars



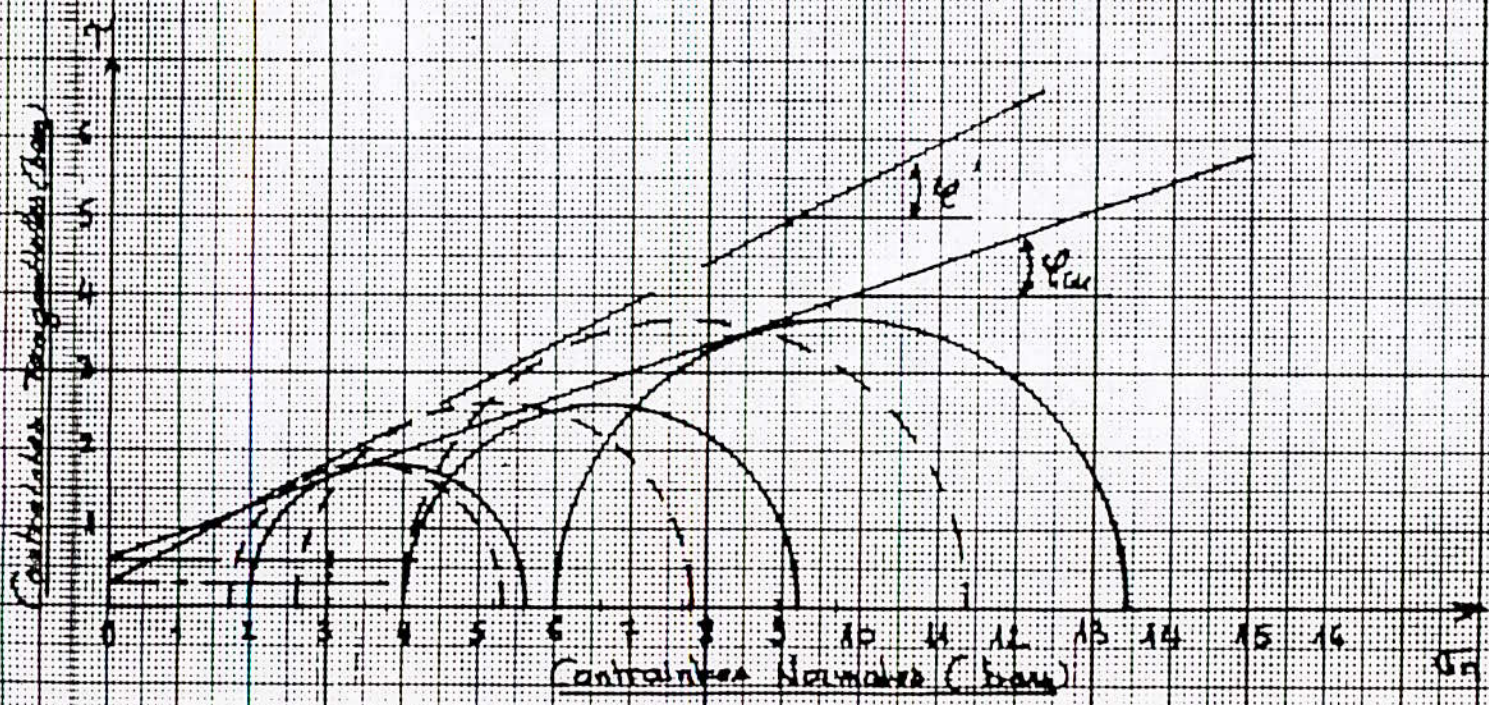
Sonntag 19.09.1909





E5: 3APIMA			
Sondage: 2A P1: 10,00   11,00 m			
H <sub>0</sub> (cm)		76	
D <sub>0</sub> (cm)		38	
V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )		26,15	
W <sub>0</sub> (H <sub>0</sub> )	31,4	32,3	31,6
W <sub>0</sub> (D <sub>0</sub> )	314,1	393	203
V <sub>0</sub> (base)	2	4	6
W <sub>0</sub> (base)	2	2	2
Vibrato d <sub>0</sub> mm/min	0,020	0,020	0,020
V <sub>0</sub> -T <sub>3</sub> max (cm)	3,580	5,150	7,436
W <sub>0</sub> (base)	0,320	1,350	2,050
E <sub>0</sub>	13,216	10,187	13,158
Alprova H <sub>0</sub>	1	2	3

Nature	marbre gris
C <sub>0</sub> (base)	0,600
φ <sub>0</sub>	19°
C <sub>0</sub> (base)	0,300
φ <sub>0</sub>	27°





## **Béton projeté**

### **1- Définition :**

Le béton projeté est un béton mis en œuvre par refoulement dans une conduite et projeté sur une paroi par un jet d'air comprimé.

Il existe actuellement deux grandes techniques de projection :

- par voie sèche .
- Par voie mouillée.

Comme le schématisé la figure -1 -, la distinction s'établit à partir de la position de l'introduction de l'eau de gâchage du béton dans le circuit de mise en œuvre du béton projeté.

### **2- Principe de la projection du béton et matériel utilisé :**

Dans la projection du béton interviennent (fig.1) :

- La machine à projeter (machine à refoulement pneumatique ou pompe à béton).
- La conduite d'amenée du mélange sec ou mouillé.
- La lance, qui est le dispositif situé en bout de la conduite d'amenée du mélange, A l'entrée de la lance aboutissent les tuyaux d'approvisionnement.
- ◆ En eau et éventuellement en adjuvants liquides, dans la projection par voie sèche.
- ◆ En adjuvants liquides dans la projection par voie mouillée.

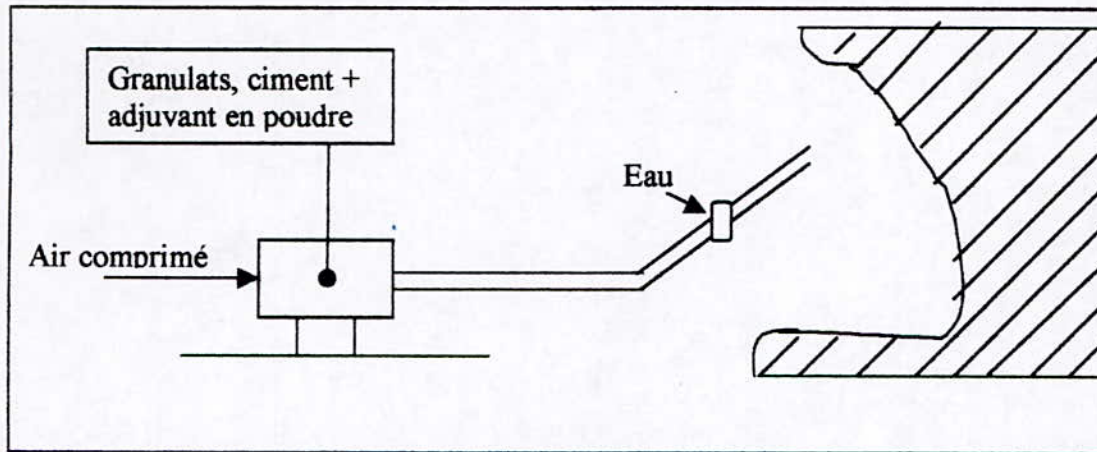
La lance peut être portée soit par un opérateur qualifié habituellement appelé porte lance soit par un dispositif mécanique.

Dans la projection par voie sèche, la machine propulse le mélange (granulats, ciment et éventuellement adjuvants en poudre) par la conduite d'amenée vers la lance où l'eau et éventuellement des adjuvants liquides sont introduits.

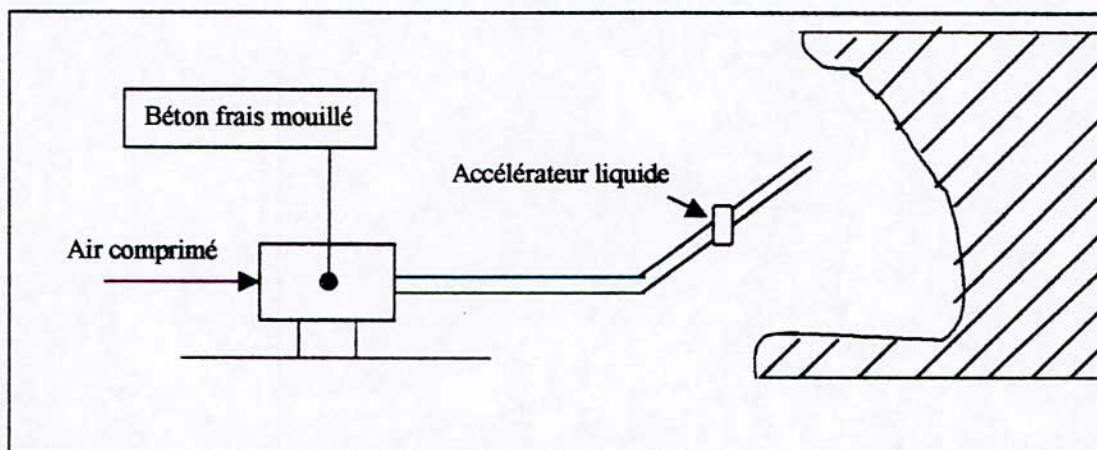
Dans la projection par voie mouillée, la machine propulse le mélange (granulats, ciment, eau sans accélérateur de prise) préalablement gâché selon les procédés traditionnels.

Dans cette technique de projection par voie mouillée, les adjuvants ayant une fonction d'accélérateur ou de raidisseur doivent être introduit sous forme liquide à l'entrée de la lance.





Projection par voie sèche



Projection par voie mouillée

Fig1 : Différentes techniques de projection du béton

### **3- Les constituants :**

#### **3-1 les granulats :**

Les granulats doivent être conformes aux normes en vigueur, Le rendement de la projection, défini comme le rapport du volume réel du béton en place au volume théorique en place du béton préparé, est notamment fonction de la granulométrie des granulats.

Les fuseaux granulométrique satisfaisants pour la projection par voie sèche ou mouillée, la tolérance admissible autour de la courbe granulométrique optimale doit être inférieure à 10%.

Les résultats agréés par le maître d'œuvre à la suite d'essais préalables donnent :

Sable 0/3 → 1200 kg/m<sup>3</sup>

Gravillon 3/8 → 400 kg/m<sup>3</sup>

#### **3-2 les ciments :**

Le ciment portland artificiel (CPA) peut être éventuellement utilisé dans les terrains secs, par contre, dès que les terrains sont aquifères, on doit faire des analyses systématiques

pour définir le PH des eaux, dans le cas courant, on choisira le ciment de haut fourneau (CHF) ou le ciment de laitier de clinker (CLK).

Dans notre cas on utilise le CPA325 dosé à 500 kg/m<sup>2</sup>.

#### **3-3 l'eau :**

on utilise l'eau potable qui doit être conforme à la norme NFP 18-303

#### **3-4 les adjuvants et ajouts spécifiques des bétons projetés :**

Les produits qui peuvent être utiliser pour faciliter la mise en œuvre du béton projeté et, ou améliorer sa qualité en place sont :

- Adjuvants traditionnels (accélérateurs de prise), super plastifiant dosé à 6% du poids du ciment.
- Raidisseurs : c'est un adjuvant très puissant accélérateurs, son dosage est de 6 à 15% du poids du ciment, le silicate de soude (Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>) est à utiliser surtout avec des ciments de type portland (CPA,CPJ).
- Lorsque l'emploi simultané de deux produits, l'un raidisseur l'autre accélérateur de prise, est envisagé, une étude de compatibilité doit être faite avant l'épreuve de convenance.

### **4- consistance :**

la consistance peut être contrôlée par mesure de l'affaissement au cône avant l'introduction du raidisseur, un affaissement de 12cm est couramment admis en projection par voie mouillée.



### **5- mise en œuvre du béton projeté :**

D'une façon générale et quelque soit la nature du support, il est recommandé de mouiller ce dernier juste avant la projection, pour qu'il n'absorbe pas l'eau du béton frais projeté. Cette précaution est absolument impérative si la surface à traiter est sèche, cela permet de plus d'éliminer les poussières fraîchement déposées sur la surface.

### **6- Armatures :**

Il est souhaitable d'armer le béton projeté lorsque son épaisseur dépasse 5 cm, il est conseillé d'utiliser des ronds à béton de petit diamètre (3 mm au minimum).

La distance entre deux barres parallèles devra être supérieure ou égale à 10 cm.

### **7- Résistance à la compression :**

La formulation du béton au laboratoire donnent une résistance à la compression comprise entre 22 Mpa et 24 Mpa mesuré à l'âge de 28 jours.

## **Béton de structure pompé**

Un béton hydraulique est un mélange de liant d'eau et de granulats, dosé de façon à obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable, et après durcissement, les qualités requises.

Pour les travaux qui se réalisent au métro d'Alger, le béton utilisé est dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$  qui a un nombre de fines supérieur à  $450 \text{ kg/m}^3$  et de différents poids de matériaux utilisés sont :

- Sable 0/3 →  $830 \text{ kg/m}^3$  avec  $E_s = 78\%$
- Gravillon 3/8 →  $260 \text{ kg/m}^3$
- Gravier 8/15 →  $320 \text{ kg/m}^3$
- Gravier 15/25 →  $340 \text{ kg/m}^3$
- Le ciment utilisé est un CPA 325.
- L'eau de gâchage est déterminé selon le rapport E/C qui est de l'ordre de 0.4.

En raison d'avoir le meilleur compromis entre résistance et ouvrabilité, l'emploi d'un super plastifiant demeure indispensable. Pour cela le béton utilisé comprend un super – plastifiant dont son pourcentage est de 0.7% du poids de ciment.

Le béton ainsi formulé est d'une résistance à la compression comprise entre 28 Mpa et 36 Mpa mesuré à l'âge de 28 jours.





## Analyse Statique et Dynamique du Metro d'ALGER

## H E L L      E L E M E N T      J O I N T      F O R C E S

ELEMENT ID		1 -----					
LOAD							
MEMBO	JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	1	14.549	-1.863	-14.589	-1.027	1.260	-2.748
	2	-14.763	1.626	15.048	1.527	-3.852	2.856
	71	15.066	-.393	-6.660	.753	1.552	2.827
	72	-17.239	.630	8.195	-1.454	-3.636	-2.855
2	1	19.641	-2.515	-19.695	-1.387	1.701	-3.710
	2	-19.931	2.195	20.315	2.061	-5.200	3.855
	71	20.339	-.530	-8.991	1.016	2.095	3.817
	72	-23.272	.850	11.063	-1.963	-4.909	-3.854
3	1	19.744	-2.511	-19.631	-1.380	1.718	-3.692
	2	-19.827	2.195	20.377	2.070	-5.175	3.873
	71	20.443	-.528	-8.940	1.021	2.113	3.835
	72	-23.169	.851	11.118	-1.954	-4.885	-3.836
2 -----							
MEMBO	JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	2	14.763	-1.626	-15.048	-1.527	3.852	-2.856
	3	-17.125	1.177	13.859	2.226	-4.571	2.788
	72	16.325	.060	-8.872	1.322	3.682	3.047
	73	-19.244	.389	9.683	-2.193	-4.139	-2.871
2	2	19.931	-2.195	-20.315	-2.061	5.200	-3.855
	3	-23.119	1.589	18.709	3.004	-6.171	3.764
	72	20.039	.081	-11.977	1.784	4.970	4.114
	73	19.980	.525	13.073	-2.960	-5.588	-3.876
	3	20.034	-2.195	-20.252	-2.053	5.225	-3.838
	72	-23.014	1.592	18.773	3.017	-6.148	3.780
	73	22.144	.085	-11.919	1.793	4.995	4.132
	73	-25.876	.525	13.130	-2.947	-5.565	-3.860
3 -----							
MEMBO	JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	3	17.125	-1.177	-13.859	-2.226	4.571	-2.788
	4	-22.185	.203	12.014	2.962	-2.373	2.423
	73	17.770	.658	-11.225	2.270	4.191	2.927
	74	-22.080	.317	10.942	-2.775	-1.987	-2.776
2	3	23.119	-1.589	-18.709	-3.004	6.171	-3.764
	4	-29.950	.274	16.220	3.998	-3.203	3.271
	73	23.989	.888	-15.154	3.064	5.658	3.952
	74	-29.808	.427	14.772	-3.746	-2.682	-3.748



## Analyse Statique et Dynamique du Metro d'ALGER

## S H E L L    E L E M E N T    J O I N T    F O R C E S

ELEMENT ID		3 -----					
LOAD							
COMBO	JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
	3	23.224	-1.587	-18.645	-2.992	6.193	-3.748
	4	-29.842	.282	16.288	4.013	-3.193	3.284
	73	24.097	.894	-15.091	3.077	5.680	3.967
	74	-29.704	.430	14.831	-3.731	-2.672	-3.734

ELEMENT ID		4 -----					
LOAD							
COMBO	JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
	1						
	4	22.185	-.203	-12.014	-2.962	2.373	-2.423
	5	-30.348	-2.480	11.014	2.961	4.356	2.370
	74	20.959	1.963	-12.071	3.215	2.044	2.440
	75	-25.851	.720	11.347	-3.118	3.958	-2.517
	2						
	4	29.950	-.274	-16.220	-3.998	3.203	-3.271
	5	-40.970	-3.347	14.869	3.998	5.880	3.200
	74	28.294	2.650	-16.295	4.340	2.759	3.294
	75	-34.898	.972	15.319	-4.209	5.343	-3.398
	3						
	4	30.058	-.267	-16.151	-3.983	3.214	-3.257
	5	-40.857	-3.328	14.948	4.013	5.894	3.211
	74	28.402	2.664	-16.228	4.355	2.770	3.306
	75	-34.794	.975	15.376	-4.194	5.358	-3.386

ELEMENT ID		5 -----					
LOAD							
COMBO	JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
	1						
	5	-39.808	18.275	155.693	21.922	62.343	7.957
	6	20.468	-4.367	-151.893	-22.135	-38.943	-9.270
	75	1.817	-1.322	150.914	-23.122	67.863	-5.040
	76	3.595	-12.586	-153.549	19.697	-38.673	13.779
	2						
	5	-53.741	24.671	210.185	29.595	84.163	10.742
	6	27.632	-5.896	-205.055	-29.882	-52.573	-12.515
	75	2.453	-1.784	203.734	-31.215	91.616	-6.803
	76	4.853	-16.991	-207.291	26.591	-52.208	18.601
	3						
	5	-50.239	25.602	217.912	31.369	139.258	13.006
	6	36.514	-4.806	-195.486	-29.255	-3.934	-12.036
	75	27.666	-1.301	216.937	-28.741	150.349	-2.367
	76	24.391	-16.594	-196.065	28.033	-3.747	22.293

## Analyse Statique et Dynamique du Metro d'ALGER

## S H E L L    E L E M E N T    J O I N T    F O R C E S

ELEMENT ID		6 -----					
LOAD							
COMBO	JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	1						
	6	-20.468	4.367	151.893	22.135	38.943	9.270
	7	6.184	-.187	-151.039	-23.192	-20.285	-6.198
	76	6.712	-.580	152.859	-23.705	38.507	-5.439
	77	-4.859	-3.600	-150.423	22.706	-19.579	8.851
2	1						
	6	-27.632	5.896	205.055	29.882	52.573	12.515
	7	8.348	-.252	-203.903	-31.310	-27.384	-8.367
	76	9.061	-.783	206.360	-32.002	51.985	-7.343
	77	-6.560	-4.860	-203.072	30.653	-26.432	11.949
3	1						
	6	-18.775	6.985	214.610	30.509	101.212	12.994
	7	23.278	.750	-192.928	-30.344	12.663	-8.165
	76	35.093	-.584	218.308	-30.405	100.325	-4.525
	77	13.312	-4.610	-192.568	31.041	13.070	14.895

ELEMENT ID		7 -----					
LOAD							
COMBO	JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	1						
	7	-6.184	.187	151.039	23.192	20.285	6.198
	8	-3.090	1.534	-150.181	-23.591	-4.301	-4.385
	77	5.974	-1.701	149.619	-23.604	19.568	-5.430
	78	-10.299	-.020	-146.276	23.696	-3.818	4.993
2	1						
	7	-8.348	.252	203.903	31.310	27.384	8.367
		-4.172	2.071	-202.744	-31.848	-5.807	-5.919
		8.065	-2.297	201.985	-31.866	26.417	-7.331
		-13.903	-.026	-197.472	31.990	-5.154	6.740
	7	6.498	1.254	214.842	32.276	67.432	8.569
	8	14.384	3.315	-191.640	-30.715	25.311	-5.666
	77	29.854	-1.894	212.002	-30.533	65.876	-5.689
	78	4.146	.188	-187.611	32.760	25.547	8.795

ELEMENT ID		8 -----					
LOAD							
COMBO	JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	1						
	8	3.090	-1.534	150.181	23.591	4.301	4.385
	9	-10.977	2.585	-149.674	-23.967	8.728	-2.280
	78	9.254	-3.068	147.616	-23.831	3.839	-4.378
	79	-15.698	2.017	-142.786	24.255	8.987	1.912
2	1						
	8	4.172	-2.071	202.744	31.848	5.807	5.919
	9	-14.819	3.489	-202.060	-32.355	11.782	-3.078
	78	12.493	-4.142	199.282	-32.172	5.182	-5.910
	79	-21.192	2.723	-192.761	32.744	12.132	2.581





## Analyse Statique et Dynamique du Metro d'ALGER

## MODE SHAPES

MODE SHAPE NUMBER 1 PERIOD = .112746 SECONDS

DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	-.7584E-06	.1218E-06	-.2326E-05	.8473E-07	.2398E-05	-.3747E-07
2	-.4668E-06	.1095E-06	-.1278E-05	.1305E-06	.1934E-05	.1897E-07
3	-.1614E-06	.8291E-07	-.5549E-06	.5479E-07	.1193E-05	.1063E-07
4	.1210E-07	.4853E-07	-.1728E-06	.2472E-07	.4515E-06	-.1604E-07
5	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
6	.001325	.000022	.000685	.000553	.006046	-.000678
7	.004954	.000040	.001881	.000500	.010971	-.000763
8	.010611	.000060	.003181	.000475	.014945	-.000780
9	.017898	.000074	.004186	.000411	.017941	-.000682
10	.026363	.000083	.004597	.000348	.019981	-.000515
11	.035534	.000087	.004232	.000305	.021112	-.000304
12	.044947	.000086	.003020	.000292	.021395	-.000072
13	.054169	.000082	.000994	.000310	.020905	.000160
14	.062819	.000074	-.001725	.000357	.019729	.000377
15	.070587	.000065	-.004944	.000426	.017961	.000566
16	.077244	.000054	-.008418	.000510	.015705	.000718
17	.082648	.000043	-.011877	.000597	.013070	.000830
18	.086747	.000033	-.015044	.000677	.010169	.000900
19	.089575	.000023	-.017658	.000742	.007117	.000929
20	.091239	.000015	-.019497	.000782	.004027	.000922
21	.091909	.000008	-.020389	.000792	.001007	.000887
22	.091802	.000002	-.020228	.000768	-.001839	.000831
23	.091156	-.000001	-.018982	.000708	-.004416	.000764
24	.090221	-.000003	-.016691	.000614	-.006640	.000694
25	.089228	-.000004	-.013467	.000488	-.008440	.000631
26	.088378	-.000003	-.009488	.000338	-.009759	.000580
27	.087825	-.000002	-.004981	.000170	-.010556	.000549
28	.087663	.000000	-.000209	-.000006	-.010805	.000539
29	.087922	.000002	.004545	-.000182	-.010498	.000553
30	.088563	.000003	.009002	-.000348	-.009645	.000589
31	.089480	.000004	.012903	-.000496	-.008274	.000642
32	.090513	.000003	.016024	-.000617	-.006427	.000708
33	.091454	.000001	.018200	-.000707	-.004162	.000779
34	.092068	-.000003	.019327	-.000763	-.001553	.000846
35	.092106	-.000008	.019375	-.000783	.001314	.000900
36	.091331	-.000015	.018387	-.000769	.004346	.000933
37	.089531	-.000024	.016480	-.000726	.007437	.000935
38	.086545	-.000034	.013831	-.000659	.010477	.000902
39	.082275	-.000044	.010671	-.000578	.013354	.000827
40	.076699	-.000055	.007262	-.000493	.015954	.000710
41	.069882	-.000066	.003880	-.000412	.018163	.000552
42	.061977	-.000075	.000794	-.000347	.019873	.000359
43	.053225	-.000082	-.001761	-.000305	.020982	.000140
44	.043947	-.000086	-.003600	-.000293	.021394	-.000093
45	.034530	-.000087	-.004616	-.000312	.021026	-.000323
46	.025412	-.000082	-.004791	-.000360	.019802	-.000530
47	.017058	-.000073	-.004213	-.000424	.017665	-.000689
48	.009937	-.000058	-.003081	-.000487	.014569	-.000778
49	.004492	-.000039	-.001711	-.000503	.010495	-.000747



## Analyse Statique et Dynamique du Metro d'ALGER

## M O D E S H A P E S

MODE SHAPE NUMBER 1 PERIOD = .112746 SECONDS

## DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
50	.001105	-.000018	-.000522	-.000475	.005486	-.000669
51	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
52	-.2826E-06	.5820E-07	.3004E-07	-.2653E-08	.8055E-06	.1951E-06
53	-.6632E-06	.9933E-07	.2372E-06	-.5399E-08	.6984E-06	.1145E-06
54	-.8831E-06	.1315E-06	.3192E-06	.2586E-07	-.3018E-07	.1780E-07
55	-.9297E-06	.1566E-06	.3271E-07	.7453E-07	-.9867E-06	-.8502E-07
56	-.9344E-06	.1732E-06	-.6862E-06	-.1440E-07	-.1806E-05	-.8926E-07
57	-.8531E-06	.1857E-06	-.1526E-05	.1297E-06	-.2262E-05	-.1348E-06
58	-.7739E-06	.1967E-06	-.2510E-05	.1979E-06	-.2516E-05	-.1573E-06
59	-.7237E-06	.2047E-06	-.3556E-05	.2798E-06	-.2553E-05	-.1656E-06
60	-.7175E-06	.2101E-06	-.4571E-05	.3547E-06	-.2363E-05	-.1674E-06
61	-.7588E-06	.2128E-06	-.5465E-05	.4196E-06	-.1960E-05	-.1638E-06
62	-.8401E-06	.2129E-06	-.6153E-05	.4677E-06	-.1376E-05	-.1559E-06
63	-.9440E-06	.2104E-06	-.6570E-05	.4944E-06	-.6576E-06	-.1439E-06
64	-.1047E-05	.2054E-06	-.6673E-05	.4968E-06	.1310E-06	-.1274E-06
65	-.1121E-05	.1978E-06	-.6449E-05	.4742E-06	.9195E-06	-.1059E-06
66	-.1145E-05	.1877E-06	-.5916E-05	.4283E-06	.1634E-05	-.7883E-07
67	-.1099E-05	.1752E-06	-.5123E-05	.3627E-06	.2205E-05	-.4550E-07
68	-.9800E-06	.1600E-06	-.4144E-05	.2887E-06	.2570E-05	-.6538E-08
69	-.7962E-06	.1410E-06	-.3076E-05	.1997E-06	.2677E-05	.4908E-07
70	-.5730E-06	.1112E-06	-.2030E-05	.2381E-06	.2495E-05	.1127E-06
71	-.7521E-06	.9792E-07	-.2197E-05	.8224E-07	.2323E-05	-.3198E-07
72	-.4676E-06	.7641E-07	-.1189E-05	.6246E-07	.1855E-05	-.4777E-08
73	-.1730E-06	.5141E-07	-.4984E-06	.1998E-07	.1139E-05	-.9664E-08
74	-.3515E-08	.2271E-07	-.1391E-06	-.1980E-07	.4241E-06	-.1546E-07
75	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
76	.001507	.000012	.000723	.000147	.006519	.000125
77	.005297	.000030	.001941	.000244	.011209	.000034
78	.011013	.000046	.003232	.000297	.014967	-.000059
79	.018275	.000060	.004215	.000312	.017805	-.000112
80	.026655	.000069	.004609	.000306	.019739	-.000129
81	.035703	.000073	.004244	.000288	.020806	-.000113
82	.044974	.000073	.003054	.000267	.021059	-.000071
83	.054051	.000070	.001072	.000248	.020566	-.000013
84	.062567	.000063	-.001581	.000234	.019407	.000055
85	.070222	.000055	-.004718	.000224	.017674	.000127
86	.076794	.000046	-.008103	.000220	.015465	.000197
87	.082144	.000037	-.011471	.000218	.012887	.000262
88	.086222	.000027	-.014556	.000218	.010050	.000319
89	.089058	.000018	-.017103	.000217	.007063	.000367
90	.090758	.000011	-.018897	.000214	.004039	.000406
91	.091485	.000005	-.019771	.000206	.001084	.000435
92	.091447	.000000	-.019623	.000192	-.001702	.000456
93	.090878	-.000003	-.018419	.000173	-.004225	.000471
94	.090017	-.000004	-.016201	.000148	-.006403	.000480
95	.089090	-.000004	-.013076	.000116	-.008165	.000485
96	.088291	-.000004	-.009217	.000081	-.009457	.000488
97	.087770	-.000002	-.004845	.000041	-.010237	.000489
98	.087618	.000000	-.000216	.000001	-.010481	.000490



## Analyse Statique et Dynamique du Metro d'ALGER

## D E S H A P E S

DE SHAPE NUMBER 1 PERIOD = .112746 SECONDS

## PLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

INT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
9	.087863	.000002	.004396	-.000040	-.010180	.000490
0	.088468	.000004	.008719	-.000079	-.009346	.000489
01	.089332	.000005	.012502	-.000114	-.008003	.000486
02	.090296	.000004	.015528	-.000145	-.006194	.000481
3	.091162	.000003	.017635	-.000170	-.003976	.000471
4	.091699	-.000000	.018723	-.000189	-.001422	.000456
05	.091668	-.000005	.018762	-.000202	.001385	.000435
6	.090838	-.000011	.017796	-.000210	.004351	.000404
7	.089006	-.000019	.015937	-.000213	.007376	.000365
08	.086015	-.000028	.013357	-.000215	.010351	.000316
09	.081771	-.000037	.010280	-.000216	.013166	.000258
0	.076253	-.000047	.006961	-.000218	.015709	.000193
1	.069526	-.000056	.003667	-.000224	.017872	.000122
2	.061737	-.000064	.000660	-.000235	.019550	.000051
3	.053121	-.000070	-.001832	-.000250	.020642	-.000016
4	.043988	-.000073	-.003631	-.000270	.021061	-.000073
5	.034712	-.000073	-.004629	-.000291	.020725	-.000112
16	.025714	-.000068	-.004808	-.000308	.019570	-.000125
7	.017439	-.000059	-.004248	-.000312	.017544	-.000104
8	.010334	-.000045	-.003137	-.000292	.014612	-.000048
19	.004820	-.000028	-.001772	-.000230	.010759	.000048
20	.001265	-.000011	-.000553	-.000130	.005966	.000119
1	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
2	-.2700E-06	.2859E-07	.6975E-07	-.9458E-07	.8312E-06	.5394E-07
23	-.6444E-06	.6320E-07	.2863E-06	-.4708E-07	.6919E-06	.6643E-07
1	-.8603E-06	.9325E-07	.3683E-06	.1589E-07	-.2861E-07	.2885E-07
3	-.9079E-06	.1174E-06	.8795E-07	.6271E-07	-.9636E-06	-.2667E-07
26	-.9191E-06	.1338E-06	-.6112E-06	.1036E-06	-.1736E-05	-.5140E-07
27	-.8452E-06	.1475E-06	-.1412E-05	.1397E-06	-.2147E-05	-.9487E-07
3	-.7743E-06	.1583E-06	-.2347E-05	.1660E-06	-.2387E-05	-.1252E-06
9	-.7298E-06	.1666E-06	-.3340E-05	.1958E-06	-.2422E-05	-.1404E-06
30	-.7255E-06	.1724E-06	-.4304E-05	.2192E-06	-.2245E-05	-.1455E-06
7	-.7649E-06	.1755E-06	-.5153E-05	.2373E-06	-.1865E-05	-.1421E-06
1	-.8410E-06	.1761E-06	-.5808E-05	.2481E-06	-.1312E-05	-.1316E-06
33	-.9378E-06	.1740E-06	-.6207E-05	.2511E-06	-.6330E-06	-.1155E-06
34	-.1033E-05	.1694E-06	-.6309E-05	.2459E-06	.1134E-06	-.9491E-07
1	-.1102E-05	.1623E-06	-.6102E-05	.2327E-06	.8606E-06	-.7124E-07
1	-.1123E-05	.1527E-06	-.5602E-05	.2126E-06	.1539E-05	-.4578E-07
37	-.1080E-05	.1407E-06	-.4853E-05	.1868E-06	.2083E-05	-.1959E-07
22	-.9672E-06	.1264E-06	-.3927E-05	.1609E-06	.2436E-05	.5350E-08
1	-.7934E-06	.1098E-06	-.2911E-05	.1269E-06	.2554E-05	.3284E-07
30	-.5776E-06	.9456E-07	-.1908E-05	.1170E-06	.2415E-05	.6212E-07
41	-.7509E-06	.7163E-07	-.2134E-05	.3047E-07	.2260E-05	-.1133E-07
1	-.4739E-06	.5382E-07	-.1151E-05	.9399E-08	.1809E-05	-.6189E-08
1	-.1808E-06	.3420E-07	-.4805E-06	-.2665E-08	.1113E-05	-.1714E-08
44	-.8598E-08	.1616E-07	-.1338E-06	-.7259E-08	.4207E-06	-.2270E-08
1E	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1	.001480	.000012	.000716	.000089	.006486	.000052
1	.005283	.000023	.001931	.000177	.011274	.000074



## BIBLIOGRAPHIE

- ASSOCIATION FRANÇAISE DU BETON «Réparation et renforcement Des Ouvrages En Béton. Fascicule 3 Béton Projeté » (1997).
- J BELKACEMI note de cours «mécanique des sols » E.N.P. ALGER (1997).
- I BENNOUI, MIOUL « Etude Statique Et Dynamique De Deux Tunnels élés » P.F.E. E.N.T.P. (1996).
- M. K. BERRAH note de cours « M.M.C. » E.N.P. ALGER (1995).
- TEMEUR « Béton Arme & Béton Précontraint » ALGER (1997).
- A. BOUVERD - LECOANET, G. COLOMBET, F. ESTEULLE Ouvrages Souterrains Conception – Réalisation - Entretien» Presses de l'école nationale des ponts et chaussées (1988).
- P. CHARON « B. A. E. L. 83 »
- C. CHERCHALI « TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome I» P.U. (1993).
- C. CHERCHALI « TUNNEL Calcul Revêtement Définitif Tome II» P.U. (1993).
- I COSTET, SONGLERAT « Cours Pratiques Mécanique Des Sols » Tome 1<sup>me</sup> édition, DUNOD, Paris (1981).
- M. DEMIDEM notes de cours «Méthodes Numériques » E.N.P. ALGER (1996).

- 2] G. DHATT, G. TOUZOT «Une Présentation De La Méthode Des  
éléments Finis » MALOINE EDITION (1984)
- 3] DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE DTR B-C 2-48  
Règles Parasismiques Algériennes R.P.A. 88 » Ministère de l'équipement (1988).
- 4] P. GESTA «Travaux Souterrains » Technique de l'ingénieur
- 5] HAMITOUCHE, HADDADOU «Etude Statique D'un Tunnel » PFE  
HB (1996).
- 6] HAMOUTENE note de cours « Charpente Métallique »  
O.P. ALGER (1997).
- 7] T. «Analyse des structures par éléments finis »  
EDITIONS (1995).
- 8] ITA «Advances in tunnelling technology and subsurface use » International  
Tunnelling Association
- 9] A. KETTAB, R. MITICHE « Mécanique Des Milieux Continus » O.P.U.  
ALGER (1995).
- 10] « Analyse Des Plaques Pliées Par La Méthode Des Eléments  
(1989).
- 11] L.N.H.C. « Etude Géotechnique. Métro D'Alger Lot 7 Hamma » COSIDER  
Rapport N° : DT/04/93.
- 12] L. DIRASSAT «Guide Pratique De Sap 90 »
- 13] E. WILSON, A. HABIBULLAH «SAP90 USERS MANUAL »  
Computers and structures , Inc