

République Algérienne Démocratique et Populaire
 Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département de Génie Minier



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
 Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
 Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'études

**Appréciation du Comportement du Massif
 Rocheux sur la Stabilité d'un Tunnel
 par la Méthode des Eléments Finis.
 Cas de la Station « Khelifa Boukhalfa »**

-Métro d'Alger-

Dirigé par :
M.A.BACHAR

Présenté par :
SALEM Mehdi

Soutenu le 03 Octobre 2001 Devant le Jury composé de :

M.OULD HAMOU	Ph.D MAITRE DE CONFERENCE (E.N.P)	Président
M.A.BACHAR	D ^R . MAITRE DE CONFERENCE (E.N.P)	Rapporteur
A.AIT YAHIA TENE	D ^R . CHARGE DE COURS (E.N.P)	Examinateur
K.OUMRACI	CHARGE DE COURS	Examinateur
F.LABRAOUI	CHEF DU PROJET DU METRO D'ALGER	Invité

Année Universitaire **2000/2001**
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE 10 AVENUE HASSEN BADI
 EL-HARRACH - ALGER.

Abstract :

The propose of this work is, to cepprocciate depressions, out of key stone and the surface of the rock mass, which surrounds the mining work « TUNNEL » as well as the behaviour of the ground, according to the various phases of realisation of the large vault on the level of the station « Khalifa-Boukhalfa »- subway of algiers.
Simulation is done on the basis of finit element method and calculation is caried out using a software « ANSYS » which is appropriate the method used.

Résumé :

Ce travail a pour but, d'apprécier les affaissements, en clé de voûte et en surface de la masse rocheuse, qui entoure l'ouvrage minier « TUNNEL », ainsi que le comportement du terrain, suivant les différentes phases de réalisation de la grande voûte au niveau de la station « Khlifa-Boukhalfa »- metro d'Alger.

La Simulation se fait sur la base de la Méthode des Eléments Finis et le calcul s'effectue à l'aide d'un logiciel « ANSYS » qui convient la méthode utilisée.

ملخص :

الهدف من هذا العمل هو تقدير انخفاض التربة على مستوى سطح الكتلة الحجرية التي تحوي المنشأ المنحني المتمثل في "النفق" و كذلك معرفة سلوك الكتلة الأرضية و البنيات المخاررة خلال الأعمال المتداولة لانجاز هذا النفق .
التصور هذا يتنفذ بواسطة الحاسوب الإلكتروني و هذا باستعمال خوارزمية متطورة و مناسبة لحساب مثل هذه القيم و الذي يدعى "ANSYS".

Mots Clés :

- Voûte intermédiaire.
- Excavation.
- Soutènement.
- Marinage.
- Affaissement.
- Tassement.
- N.A.T.M.New Autrichiene Tunnelinge Méthode.
- M.E.F. Méthode des Elements Finis.
- Décousu
- Déroctage.

DEDICACES



*C'est avec beaucoup de tendresse que je dédie
ce modeste travail*

A

Mes très chères parents, qui m'ont toujours aidé et encouragé tout le long de mes études, pour leurs amour, souffrance, patience et leurs sacrifices qui ont été consentis envers moi depuis mon plus jeune âge et à qui je doit ma réussite.

Mon très cher frère Mourad le bestichou et mes chères sœurs Soubila et Yasmina qui m'ont toujours aidé et soutenu durant toute ma vie.

Mon beau frère Farid et toute sa famille surtout H'mida.

Mes tentes et mes cousins K.Mouhamed ,B.Lies ,M.Ali S. Adel, Fodhil et mon ainsi que toutes ma famille

Comme je dédies ce mémoire à Karim l'ghrab et Malek le romantique, pour leurs contribution à l'élaboration de ce travail.

Mes plus proches amis B.Redouane, M.Mustapha,K.Karim, H.Aniss, A.Hakim, K.Mohamed, D.Amine, Lotfi et Rachid essori.

Remerciements

Au terme de ce mémoire, je tiens à exprimer toute ma gratitude et ma profonde reconnaissance à mon promoteur D^r Mohamed Aguid BACHAR, pour son dévouement, ses encouragements et pour tout son aide, durant l'élaboration de ce travail.

Je tiens également à remercier mes enseignants du Département Génie Minier qui ont contribué à ma formation durant mon cursus universitaire, en particulier M^{me} S. CHABOU, M^r OULD HAMOU, M^{lle} BOUMBAR, M^r AIT YAHATENE, M^{me} H. MOHABEDDINE, M^r MERIEM, M^r SAADA, M^r DJEGHLAL et M^r KASSER à qui je dois tout mes respects.

Comme j'exprime mes plus vifs reconnaissances et remerciements à M^r Fayçal LABRAOUI et Chafik BELABED pour leurs précieux conseils et pour l'attention qui m'ont accordé afin de mener à terme ce travail, ainsi que tout le groupe technique de la station « Khelifa-Boukhalfa ».

Mes remerciements s'adresse aussi, à Malek, Karim, Redouane, Mustapha, Aniss, Hakim, OUELD KADI Djamel, Karim et Salim Croco que sans eux ce travail ne sera achevé, sans oublier l'apport de Badre-eddine ZMIT, Sofiane HELLALI, et Ali, ABDEL Samadou, El Yasseh K.Nacer, G.Khier, H.A.Malik, Othmane, G.Abdellah, Hakim, Sissine, , M.Samir, Rafik, les agents de sécurité en particulier Ami Abdelkader et beaucoup d'autres, que je n'ai pas cités et qu'ils m'excusent de n'avoir pas mentionné leurs noms, car la liste est très longue, et toute cette thèse ne suffira pas pour les écrire tous. Je vous dit merci d'être mes amis.

Je tiens également à remercier des personnes qui ont sacrifié beaucoup pour les étudiants mais ils n'ont jamais demandé de récompense. Pour le personnel de la bibliothèque de l'ENP, en particulier Krimou, Toufik et Ami Salah,

Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour leurs soutien.

je vous dit merci beaucoup.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE



1

PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

INTRODUCTION	3
DESCRIPTION DU PROJET DU METRO D'ALGER	5
I. 1 HISTORIQUE	5
I.2 DESCRIPTION TECHNIQUE DE L'OUVRAGE	7
I.2.1 Cadre Topographique et Environnement de la Station Khelifa Boukhalfa « Kh.B. »	7
I.2.1.1 Cadre Topographique	7
I.2.1.2 Environnement	8
I.2.2 Ouvrages Annexes	9
I.3 FACTEURS D'IMPLANTATION DU TUNNEL	11
I.3.1 Choix du Tracé	11
I.3.2 Etude du Profil en Long	11
I.3.3 Choix de la Section	13
COMPAGNE DE RECONNAISSANCE	17
II.1 CONTEXTE GEOLOGIQUE	17
II.1.1 Géologie Générale de la Région d'Alger	17
a- Le primaire (massif cristallophyllien)	18
b- Le secondaire	18
c- Le tertiaire (terrains sédimentaires)	18
d- Le quaternaire	19
II.1.2 Description Géologiques des Formations le Long du Tronçon (Grand Poste - Khelifa Boukhalfa)	20
II.1.3 TECTONIQUE	21
II. 2 CONDITIONS HYDROGEOLOGIQUES	21
II.2.1 Hydrogéologie Régionale	22
II.2.2 Hydrogéologie du Secteur	23
II. 3 ETUDE GEOTECHNIQUE	23
II.3.1 Résultats de la Compagne de Reconnaissance	23
II.3.1.1 Essais in-situ	24
II.3.1.2 Essais en Laboratoire	28
REALISATION DE LA STATION « KHELIFA BOUKHALFA »	34
III.1 OUVERTURE ET ACCES	35
III.1.1 Le Puits	35
III.1.2 Rameaux	35
III.1.3 Galerie de Reconnaissance	36
III.2 MODE DE CREUSEMENT	
III.2.1 Creusement à l'Aide du Tunnelier :	
III.2.2 Creusement à l'Aide de Machines à Attaque Ponctuelle	37
III.2.3 Creusement des Terrains Durs par Explosif	
III.2.4 Choix du Mode de Creusement	45
III.3 SOUTÈNEMENT	46

III.3.1 Classification Des Soutènements	47
III.3.2 Types de Soutènements	
III.4 DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE	52
III.4.1 Recommandation A.F.T.E.S. pour le Choix du Soutènement	53
III.4.2 Choix du Soutènement	54
III.4.3 Conclusion	56
III.5 DIFFERENTS MODES DE CONSTRUCTION	58
III.5.1 Creusement en Pleine Section	
III.5.2 Creusement par Section Supérieure	
III.5.3 Creusement en Section Devisée	
III.5.4 La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.A.T.M.)	59
III.6 LES DIFFERENTES PHASES DE REALISATION DE LA VOÛTE INTERMEDIAIRE	63
III.7 REVETEMENT DEFENITIF	67
III.6.1 Facteurs Intervenant dans l'Etablissement des Contraintes dans le Revêtement	
III.6.2 Forme du Revêtement	
III.6.3 Matériaux Utilisés pour le Revêtement	
III.8 ETANCHEITE	68
 PARTIE SIMULATION NUMERIQUE	
INTRODUCTION	70
SIMULATION NUMERIQUE ET ANALYTIQUE	71
IV.1 BREVE DESCRIPTION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS	72
IV.1.1 Formulation Intégrale	75
IV.1.2 Formulation Matricielle et Discrétisation	76
IV.2 DESCRIPTION DU LOGICIEL « ANSYS 5.5 »	77
IV.3 ETUDE DE LA CONVERGENCE-CONFINEMENT	78
IV.3.1 Tracé de la Courbe Caractéristique du Terrain	79
IV.3.2 Tracé de la Courbe Caractéristique du Soutènement	81
IV.4 COMPILATION DES DONNEES « INPUT » POUR LA MODELISATION NUMERIQUE	82
RESULTATS ET DISCUSSIONS	83
V.1 INTERPRETATION DES RESULTATS NUMERIQUES	91
V.2 ETUDE DE LA CONVERGENCE CONFINEMENT ET INTERPRETATION DES RESULTATS	94
V.2.1 Tracé de la Courbe Caractéristique du Terrain	96
V.2.2 Tracé de la Courbe Caractéristique du Soutènement	96
Conclusion	96
 CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION	 99
 ANNEXES.	
 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.	

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'excavation d'un tunnel produit une perturbation dans l'état du terrain, ceci engendre des mouvements de la masse tendant à rétablir l'équilibre. L'appréciation de ces mouvements, ce fait on tenant compte de la nature des terrains et de ses différentes caractéristiques déterminées sur la base des essais au laboratoire.

Le soutènement d'un tunnel est une opération permettant d'assurer la stabilité des parois entre le début de l'excavation et la mise en place du revêtement définitif.

En aucun cas la construction d'une cavité ne doit endommager les structures voisines ou sus-jacentes, ce qui nous ramène à prédire les mouvements du sol provoqués par le creusement et à connaître l'amplitude maximale des mouvements que peuvent supporter ces structures.

A travers ce travail, et en dépit des difficultés rencontrées, on a essayé d'apporter des solutions aux problèmes posés par l'étude du comportement des structures et les études géotechniques par la méthode des éléments finis.

La méthode des éléments finis, conçue au départ comme un artifice de calcul des structures, est devenue un véritable outil de résolution des équations aux dérivées partielles rencontrées dans la physique des milieux continus. Que ce soit en mécanique des solides ou des fluides, en thermique, en électromagnétisme des champs statiques ou en propagation, la méthode des éléments finis représente un outil quasi universel de prédétermination du comportement physique des objets à étudier ; ainsi, elle permet de modéliser les aspects essentiels comme l'hétérogénéité du comportement des matériaux, la géométrie des ouvrages et de leur environnement, l'interaction entre les terrains et les structures (mise en place d'un revêtement de tunnel) et l'analyse d'une méthode de construction dans toutes ses phases (simulation des étapes de creusement d'un tunnel).

Le présent projet est porté sur le tunnel du Métro d'Alger (**Station Khelifa-Boukhalfa**). A cet effet, il est indispensable d'apprécier les conditions géotechniques, hydrogéologiques, géologiques, minières et techniques.

Notre travail comporte cinq chapitres répartis sur deux grandes parties :

- Partie Bibliographique qui inclus l'étude de la :
 - ✓ Description du projet du Métro d'Alger
 - ✓ Compagne de reconnaissance
 - ✓ Réalisation de la station « Khelifa Boukhalfa »

- Partie Application
 - ✓ Simulation numérique et analytique
 - ✓ Interprétation des résultats de la simulation

Cette démarche nous permettra d'avoir la possibilité d'utiliser les résultats des calculs par éléments finis diverses, telles que l'étude de la faisabilité d'un projet, le choix des techniques d'exécution, l'optimisation de la géométrie des ouvrages à construire, la prévision des déformations qui se produisent, appréhender les phénomènes mécaniques provoquant des désordres et proposer les solutions adéquates, tout en respectant les normes de précision, de sécurité et de réalisation optimales.

**PARTE
BIBLIOGRAPHIQUE**

INTRODUCTION

Au cours de la dernière décennie, la question de construire des réseaux de métro a provoqué des débats animés. Les vastes réseaux de transport rapide par chemin de fer (surtout souterrain), présentent divers avantages, mais sont excessivement onéreux.

En moyenne, les lignes, terminées le plus récemment, atteignent le coût ahurissant de 50 à 165 millions de Dollars par kilomètre. Ces sommes démesurées, aux quelles s'ajoutent les subventions annuelles d'exploitation des réseaux, absorbent un montant injustifiable des fonds publiques. Aussi, les dépenses en faveur d'un métro, dépassent de loin les moyens de la plupart des pays en développement.

En effet, les considérations de coût ne sont pas suffisantes, il convient de prendre également en compte d'autres facteurs tels que :

- Les avantages pratiques.
- L'environnement.
- La sécurité.
- La performance.
- Le développement économique.

La pratique récente en matière du métro, dans les pays développés comme dans les pays en voie développement, donne peu de renseignements sur la construction des réseaux mis en place récemment.

Ainsi, la Banque Mondiale a réalisé une étude portant sur 21 villes du tiers – monde. Dans certaines, le métro fonctionnait déjà ; dans d'autres, il était, soit en cours de la réalisation, soit à l'étude.

Pour établir ces conclusions, l'équipe de chercheurs s'est rendue dans les 21 villes, juste pour obtenir des réponses aux questions suivantes :

- Quels autres projets, en plus du métro, ont été examinés par les autorités dans le but de résoudre leurs problèmes de transport ?
- Avec l'option métro, quels autres problèmes ont-elles voulu régler ?
- Jusqu'à quel point, les études qui avaient abouti à l'adoption du projet du métro, avaient-elles été approfondies ?

Dans les villes où fonctionnait le métro, d'autres aspects ont été examinés :

- Qualité de la construction.
- Efficacité de l'exploitation.
- Difficultés rencontrées en cours de réalisation au plan humain, matériel, financier, etc...

Au terme de cette mission, les chercheurs ont établi les critères déterminant la réalisation du métro, à savoir :

- La demande doit s'élever à au moins de 15 000 voyageurs par heure/sens pendant les heures de pointe, le long d'un important corridor.
- La ville doit compter au moins de 5 millions d'habitants. Des restrictions sont admises pour des villes qui se sont développées de façon linéaire : Alger, Pusan (Corée du Sud), Singapour.
- La ville doit abriter des citoyens jouissant de revenus assez élevés, pour attirer un nombre suffisant des voyageurs, capables de payer les titres de transport, dont le coût doit être abordable et augmenter progressivement suivant les distances parcourues.
- Les lignes du métro doivent relier la périphérie au centre ville, le long d'importants couloirs desservant les quartiers les plus peuplés, de façon à attirer beaucoup de voyageurs.
- Les réseaux doivent être gérés par des entreprises autonomes avec des méthodes modernes et rigoureuses de gestion.

Chapitre I

Description du Projet du Métro d'Alger

DESCRIPTION DU PROJET DU METRO D'ALGER

La ville d'Alger, capitale administrative et centre économique, s'est développée à un rythme très élevé au cours des deux dernières décennies. Ainsi d'un million d'habitants en 1966, la population dépasse actuellement les trois (03) millions d'habitants.

En conséquence de cette croissance, les problèmes de circulation et de transport se présentent avec acuité. La demande de déplacement par le transport en commun ne peut être satisfaite par les moyens actuels, ce qui nécessite la mise en place d'un moyen de transport de grande capacité, régulier, dont puissent bénéficier toutes les couches de la population. Le métro doit en l'occurrence être adapté à la topographie et au tissu urbain de la ville.

I. 1 HISTORIQUE [1] :

Les études du métro d'Alger ont commencé en 1932, dont l'objectif premier était de réaliser une ligne de 14 km entre « Bologhine » et « El Harrach ».

En 1955, la population est passée de 30 000 à 50 000 habitants et la demande de transport a été évaluée à 1700 voyageurs par heure, entre « Bab El Oued » et « Hussein Dey » dans les deux (02) sens.

L'étude amenée par **RATP** (Transport Parisien), a montré que la solution répondant aux exigences futures du site, consiste à réaliser une ligne de métro, dont son tracé partirait de la rue « Didouche Mourad » vers « El Harrach ».

En 1972, une étude de transport confiée au Bureau Britannique **Buchanan** concluait qu'une sorte de métro de type classique serait la solution la plus appropriée.

En 1977, la **SNTF** (Société Nationale de Transport Ferroviaire) avait reconsidéré le prolongement en tunnel de la voie ferrée entre « Tafourah » et « Bab El Oued », mais la **RATP** recommandait une ligne de métro dans l'hypercentre d'Alger après les études faites pour le compte de la **RSTA** (Régie Sociale des Transport Algériennes) et la **SNTF**.

En 1981, **SOFRETU** (Société Française d'étude et de Réalisation de Transport Urbain) a fait une étude pour le compte de la **RSTA** et conclu que la meilleure solution serait d'implanter un système de transport du métro à l'intérieur des zones denses de la ville.

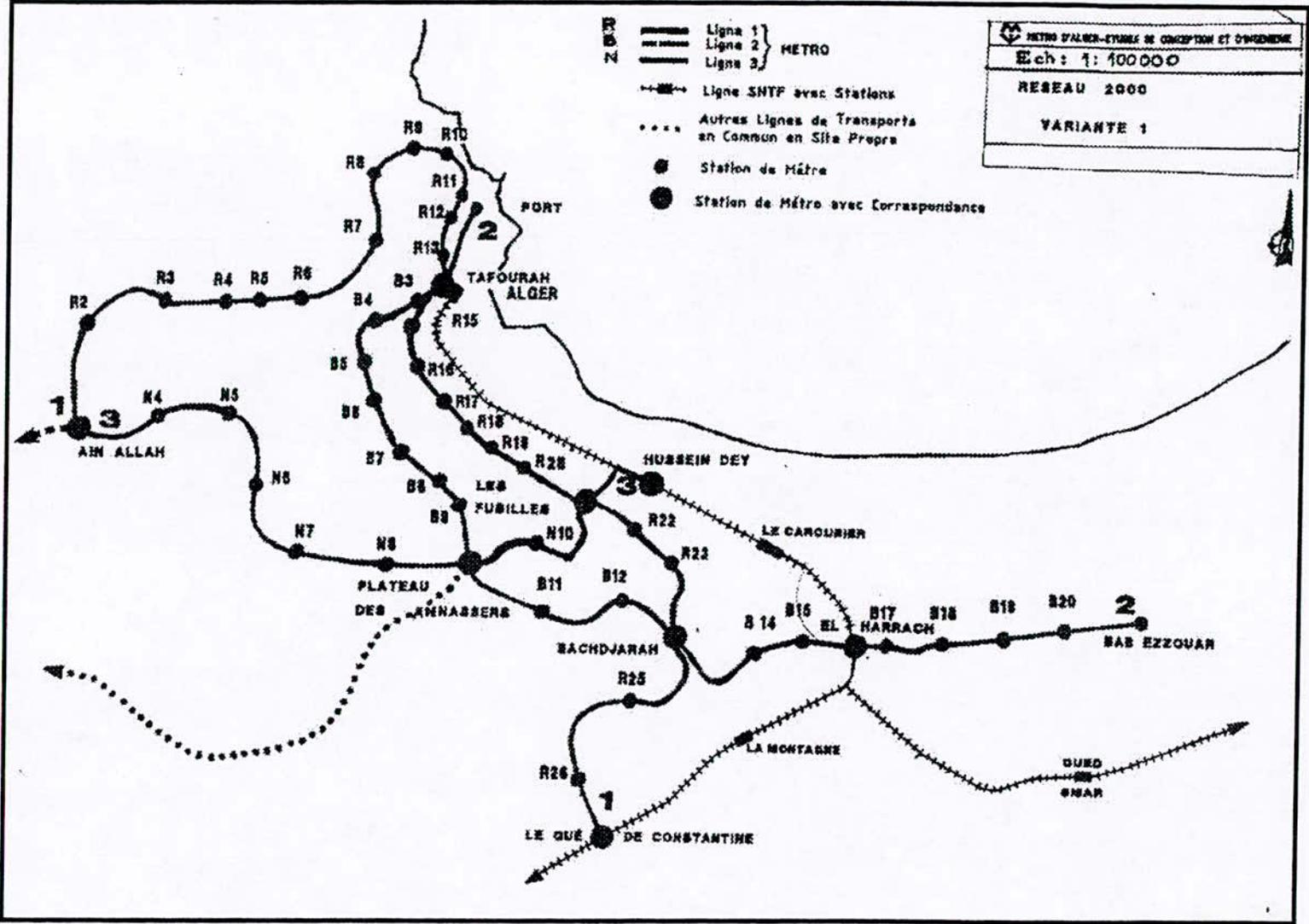


Fig I.1 Tracé du Réseau du Métro d'Alger

Ce système assurerait le transport de 40 000 voyageurs par heure en un seul sens, dont les premières lignes lieraient « Oued Kouraïche » et « Les Anasseres » et comprendraient treize (13) stations.

En 1982, une étude de la **RATP/SOFRETU** recommandait la création d'un réseau maillé de trois (03) lignes du métro (Voir fig I.1) totalisant 65 km.

- Ligne 1: Grande poste - Tafourah - Plateau des Annassers - Haï El-Badre (Bach Djarah) - El Harrach - Bab Ezzouar.
- Ligne 2: Ain Allah - Grande poste - Hussein Dey - Haï El-Badre (Bach Djarah) - Gué de Constantine.
- Ligne 3: Hussein Dey - Plateau des Annassers - Ain Allah.

En conséquence, l'**EMA** (Entreprise du Métro d'Alger) fut créer pour suivre et veiller sur le bon déroulement des différentes étapes de ce gigantesque projet.

L'analyse des flux de déplacement des personnes dans la ville d'Alger, faite par cette dernière, montre une forte densité sur l'axe: Bab El-Oued - Hussein Dey. C'est pour cela que le choix s'est porté pour la réalisation en priorité de la première phase de la première ligne qui s'étend de « Oued Koraïche » jusqu'à « Haï El-Badre » dont la longueur est de 12,5 Km, comportant 17 stations (Voir fig I.2), passant par les zones suivantes:

- Bab El-Oued
- Casbah
- Centre Ville
- Belouizdad
- Hussein Dey

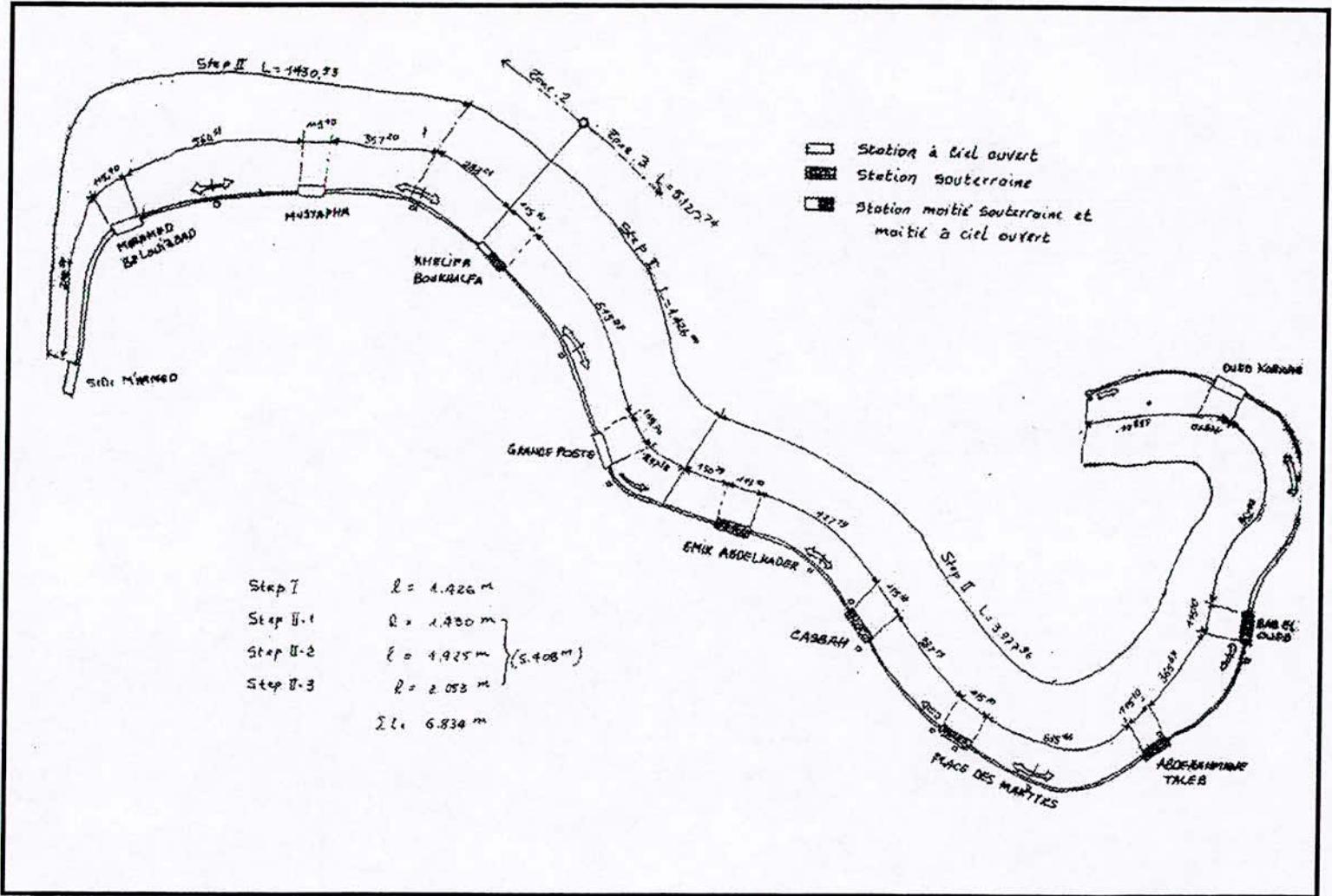


Fig I.2 Ligne N°1 du métro d'alger

I.2 DESCRIPTION TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

I.2.1 Cadre Topographique et Environnement de la Station Khelifa Boukhalfa « Kh.B. » [2] :

I.2.1.1 Cadre Topographique :

Il s'agit de La réalisation d'un premier tronçon de la ligne N°1 du Métro d'Alger. Il se situe entre la place « Emir Abdelkader », au PK 1158, et la rue Vincent, au PK 2715, et comprend un tunnel à double voies et deux stations (Tafourah « Grande Poste » et Khelifa Boukhalfa « Kh.B. »).

La référence kilométrique utilisée, est la suivante:

- ❖ PK 0,000 de référence, se trouve à l'entrée Nord de la station « Place des Martyres » au point dont les coordonnées sont:

$$X = 523\ 448$$

$$Y = 387\ 300$$

- ❖ Les PK sont positifs, en se déplaçant de la station « Place des Martyres » en direction de « Haï El-Badr », et négatifs dans le sens « Place des Martyres » en direction de la station « Oued Koraiche ».

Le tunnel est considéré comme un mono tube, établi pour deux (02) voies de circulation, sa section de forme caquoïde et d'une section d'environ 73 m². La couverture du sol varie entre 9,5 mètres et 18 mètres. le tunnel passe sous une infrastructure et une vie urbaine importante (immeubles, réseau des services publics, trafic automobile, etc...), il est divisé en trois tronçons d'exécution [3] (Voir fig I.3):

- Tronçon A: du PK 1 156 au PK 1 587 = 429m : 9,12m d'ouvert
- Tronçon B: du PK 1 702 au PK 2 317 = 615m : 8,82m d'ouvert
- Tronçon C: du PK 2 430 au PK 2 715 = 285m : 9,12m d'ouvert.

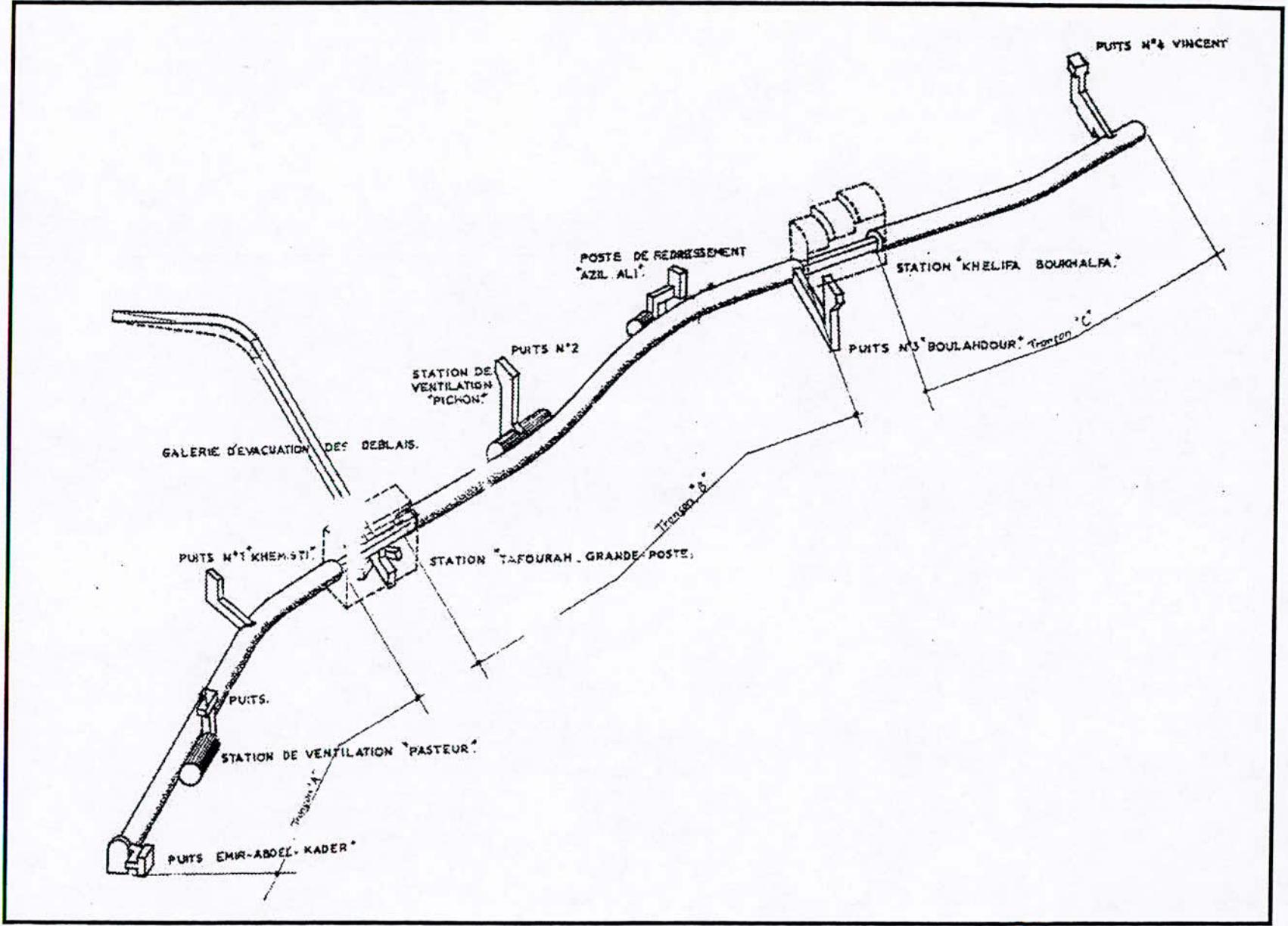


Fig I.3 Répartition Des Tronçons

I.2.1.2 Environnement :

La station « Khlifa Boukhalfa » se situe dans un quartier d'Alger descendant en pente vers l'Est. la pente moyenne est de l'ordre de 10%, mais se trouve marquée par divers ressauts et replats. Elle est sur un replats assez net dont l'élargissement maximum est occupé par un rocher dans l'emplacement de la mosquée "Errahma".

Ce replat n'est plus visible côté Sud de la station où la rue Victor Hugo descend en pente régulière depuis la rue Didouche Mourad jusqu'à la rue Hassiba Ben Bouali.

La rue Khlifa Boukhalfa, qui règne sur la longueur de la station, est à peu près horizontale à la côte 27,70m.

Un talus plus raide, règne à 100m de la station en direction sud-est. La station est entourée de divers bâtiments (Voir fig I.4 et I.5) [4].

Côté Est ; les bâtiments construits dans les années 50 à structure en béton armé de sept (07) étages sur caves aux angles de la station, ainsi que la Mosquée en maçonnerie de pierre avec un perron venant à l'aplomb de la partie souterraine de la station.

Côté Ouest du Sud au Nord ; On trouve une Ecole à trois étages, un bâtiment de trois (03) niveaux construits vers 1960, une série de quatre maisons individuelles identiques de un étage, de construction traditionnelle et des maisons individuelles.

L'urbanisation a affecté les anciens thalwegs et éperons qui devraient marquer la topographie, il semble toute fois pas que ces mouvements de terre qui terrassent de forte épaisseur.

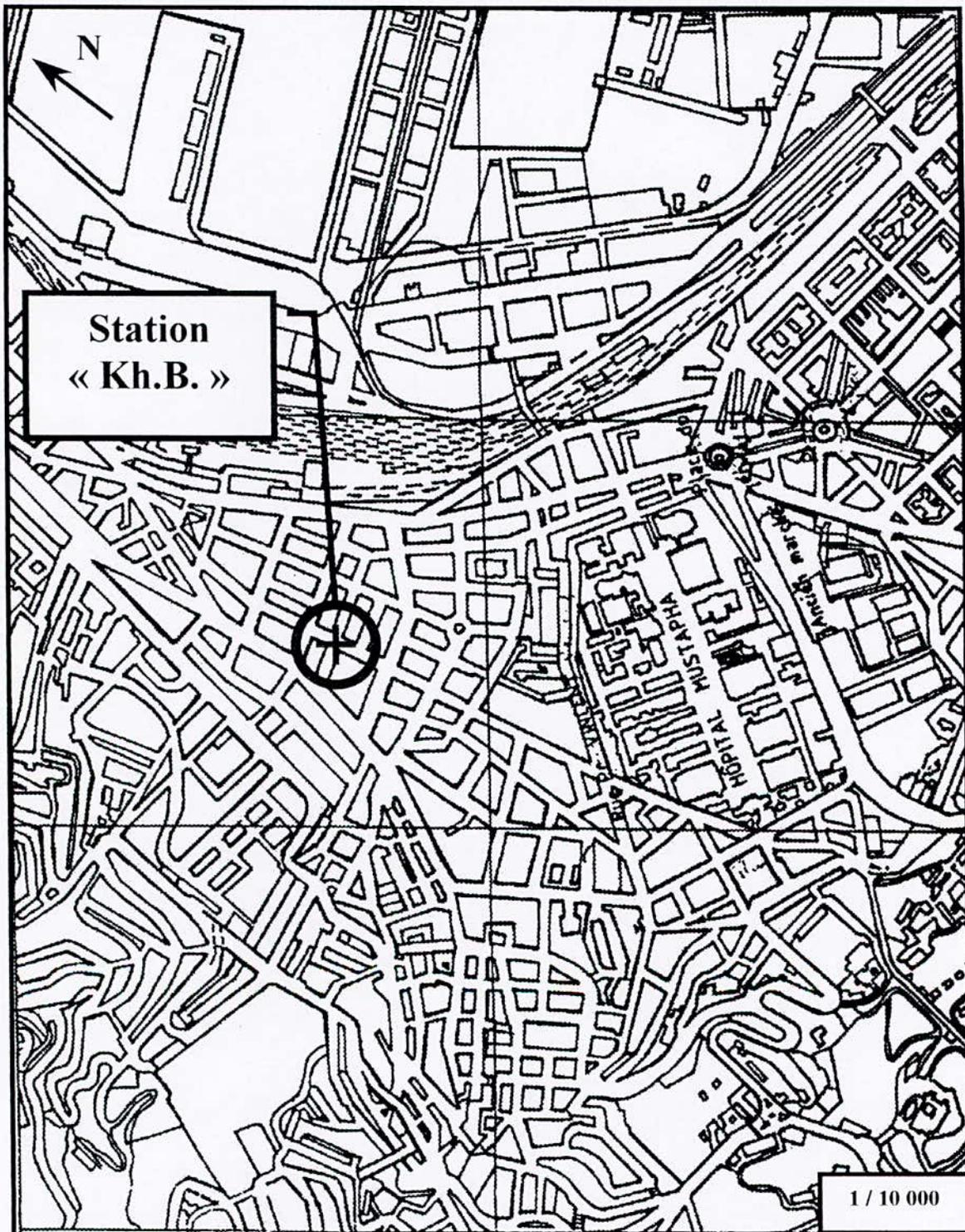


Fig I.4 Plan Topographique de Situation de la Station Khelifa Boukhalifa

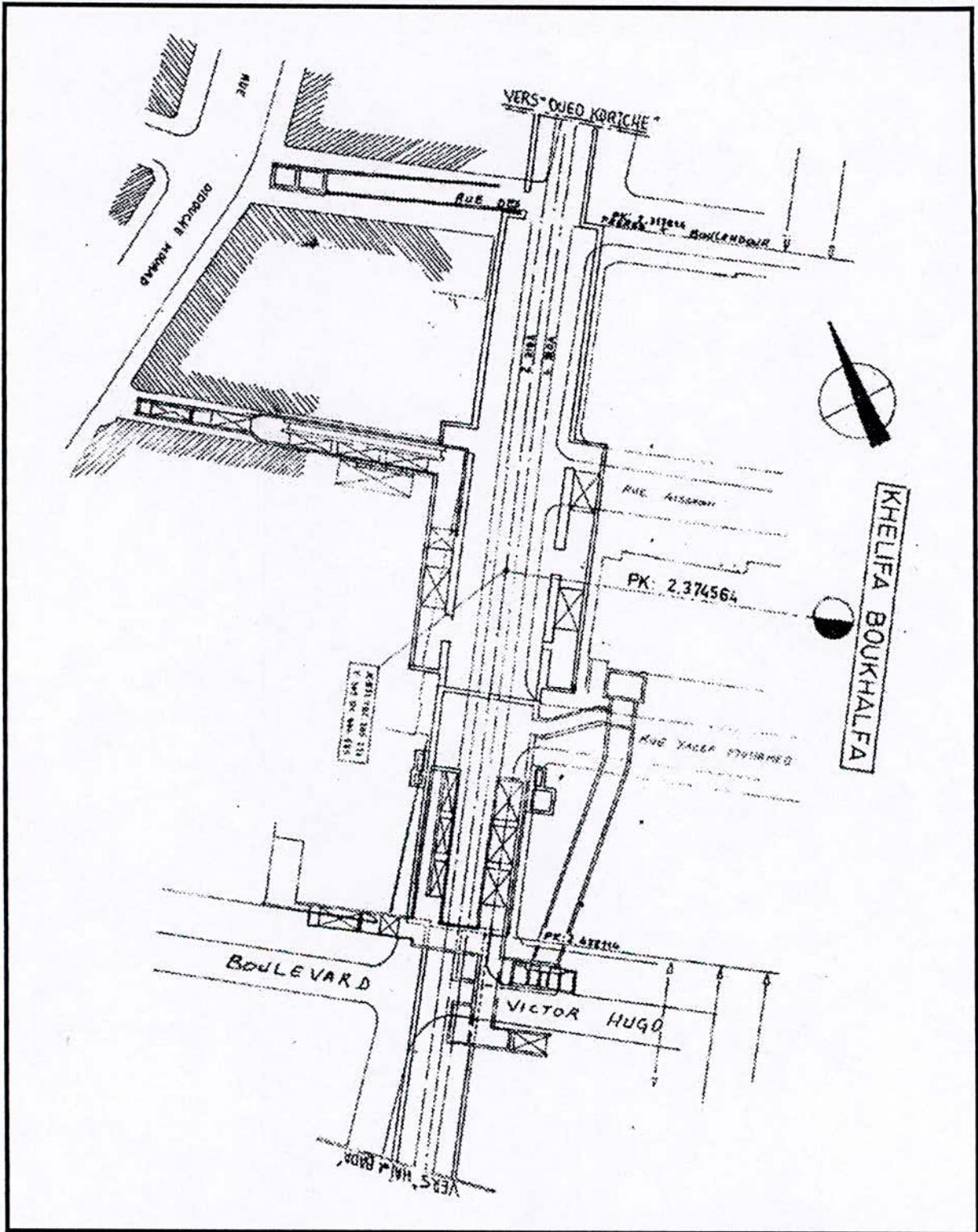


Fig I.5 Vue en Plan de la Station « Khelifa Boukhalifa »

I.2.2 Ouvrages Annexes [5] :

La station « Kh. B. » est une réalisation complexe au vue de l'exiguïté du site. Elle est composée de trois (03) grandes parties distinctes (voir fig I.6 et I.7) :

- Partie Cadre réalisée à ciel ouvert de 38 mètres de longueur et de 16.6 mètres de largeur (voir fig I.8).
- Partie exécutée en souterrain constituée de :
 - Une salle à voûte haute de 28 mètres de longueur.
 - Une salle à voûte basse de 50 mètres de longueur.
 - Deux galeries latérales aux salles.
- Ouvrages annexes composés des accès :
 - Débouchés au sol : La station est reliée au sol par deux accès, l'un situé au sud de la station, l'autre à l'ouest sur le trottoir. Ces deux accès sont reliés à la salle des billets par deux (02) gaines de 3.90 mètres d'ouverture.
L'une sera équipée de cinq (05) escaliers fixes (2 de 20 marches, 2 de 21 marches et 1 de 8 marches).
L'autre, comportera un escalier mécanique de 13.82 mètres de hauteur.
 - Salle des billets : La salle des billets a une longueur de 29.60 mètres, dont 20.65 mètres hors contrôle.
 - Locaux d'exploitation : pour tenir compte des trafics, les locaux d'exploitation sont disposés au fond d'une salle perpendiculaire à l'ensemble.
 - Ventilation : compte tenu de l'environnement et de l'importance de l'ouvrage, les dispositions retenues pour la ventilation sont les suivantes :
 - une baie d'insufflation-tunnel est implantée sur le puits n°3, rue des frères Boulehdour.
 - Une baie d'extraction est implantée à l'est du carrefour Victor Hugo. Cet ouvrage sera constitué de deux (02) grilles de 0.80 mètre de hauteur.

- L'extraction de l'air chaud sera assurée par une centrale située au niveau de la salle des billets. Ses caractéristiques sont les suivantes :

Débit : $70\text{m}^3/\text{s}$

Longueur : 23m

Largeur : 4m

Hauteur : 4.20m

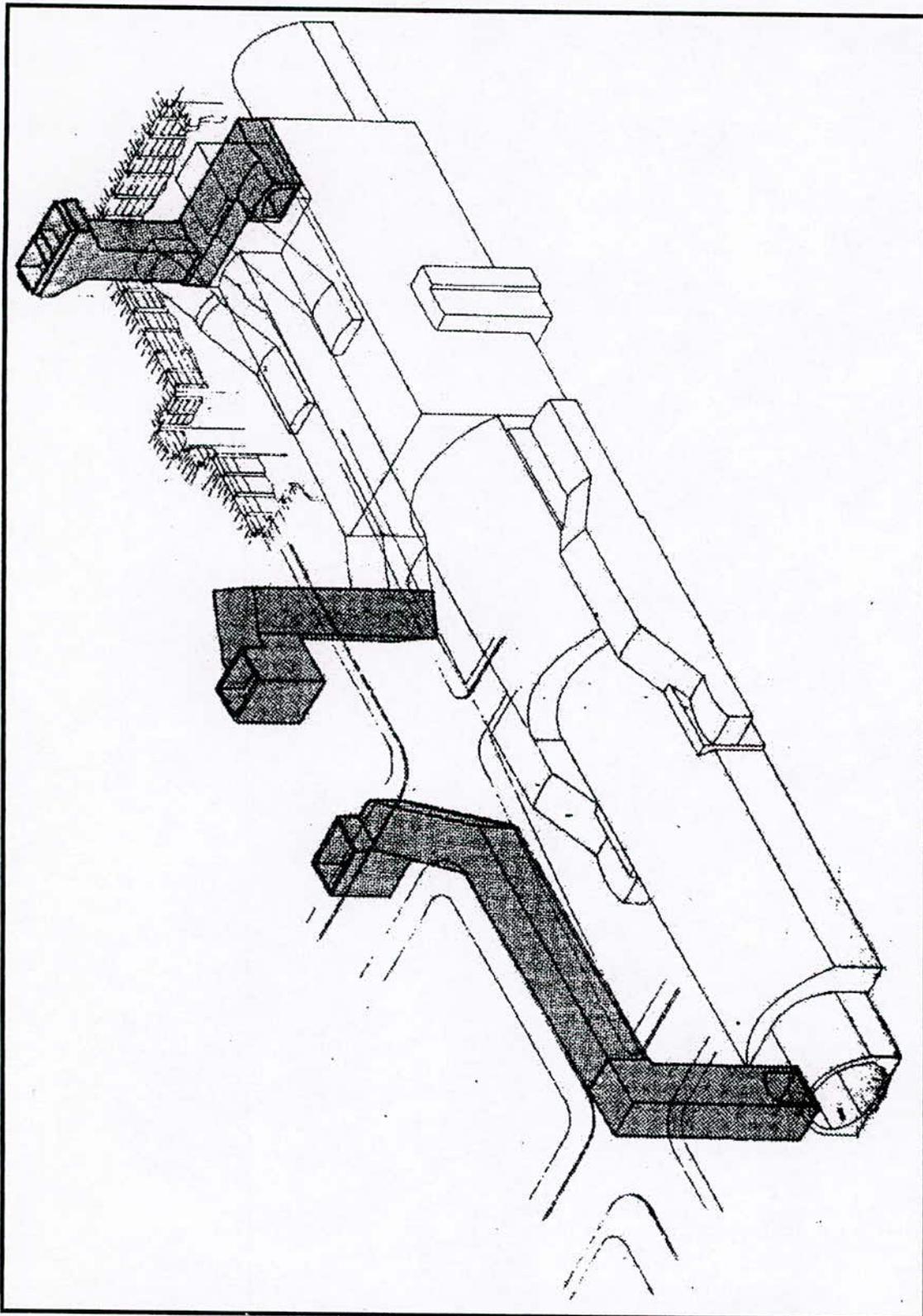


Fig I.6 Perspective de la Station "Khelifa Boukhalfa"

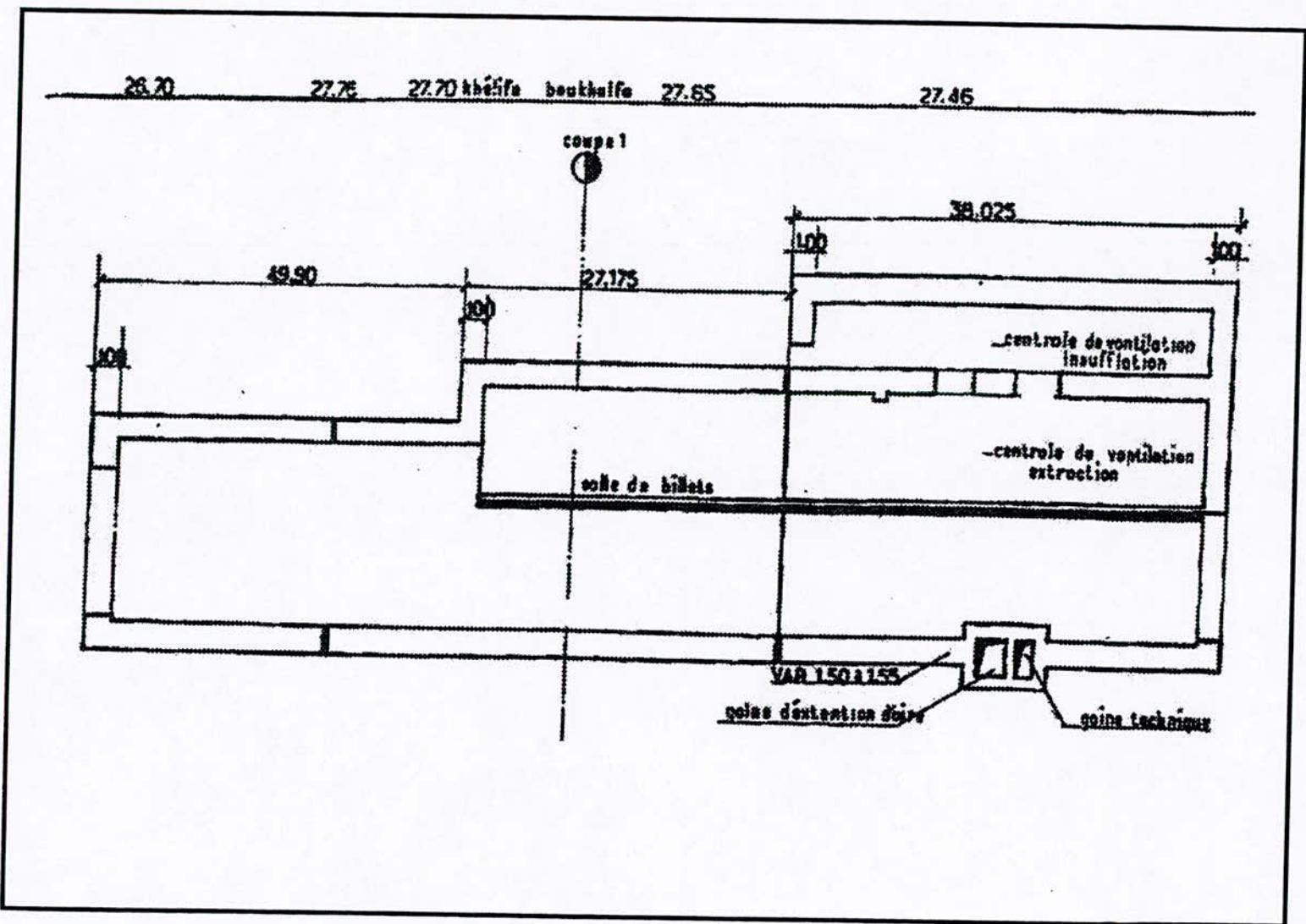


Fig I.7 Coupe Longitudinale de la Station « Khelifa Boukhalfa »

I.3 FACTEURS D'IMPLANTATION DU TUNNEL [2] :

I.3.1 Choix du Tracé :

Une bonne reconnaissance de l'environnement permet un choix judicieux du tracé du tunnel. Ce choix va tenir compte, avant tout, des intérêts de la circulation et des transports de la région en question. Son implantation exacte va dépendre ensuite des conditions géographiques et hydrogéologiques. Dans la mesure du possible, on s'efforce de garder l'axe du tunnel droit. Non seulement cela diminue la longueur de l'ouvrage, améliore la visibilité et rend la construction plus économique ; mais cela facilite en outre la construction, simplifie l'implantation et améliore l'effet de la ventilation.

Mais des fois, par suite des conditions topographiques particulières, les voies de raccordement doivent suivre un tracé en courbe.

Le choix du tracé est aussi influencé par l'implantation correcte des points d'attaque d'entrée et de sortie du tunnel.

Donc, l'implantation, dans les grandes villes, des tunnels des services publics comme pour le cas du métro d'Alger, doit se conformer aux exigences des réseaux de distribution et surtout au réseau des rues (Voir fig I.9) [6].

I.3.2 Etude du Profil en Long :

Le choix de la situation en élévation et du profil en long des tunnels, dépend du déroulement de la circulation et des conditions d'exploitation. Il sera fondé sur les exigences de l'exploitation et de la construction.

Le facteur de construction et celui de l'exploitation sont sensibles à l'implantation des parties haute ou basse du tunnel, parce que c'est d'elle que dépend la nature du sous-sol à traverser.

Le profil en long d'un tunnel est conditionné par (Voir fig I.10) [3]:

- La nature des terrains à traverser.
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités.

- La présence d'accidents géologiques (zone faillée avec venues d'eaux en charge, nécessitant un traitement à l'avance par injection).
- La nature et l'épaisseur des terrains de couverture.
- L'orientation de la valeur des contraintes principales naturelles.
- La présence d'eau et débits d'eau prévisibles.
- L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instables, les zones humides (fonds de thalwegs, sources ...) et les zones bâties, il faut chercher des zones à forte pente.
- Il est important d'implanter les tunnels de haut montagne dans des couches suffisamment épaisses de roches saines, situées de préférence au dessus du niveau de la nappe d'eau souterraine.
- Il convient encore de mentionner la situation des stations, qui se veut être surélevée par rapport au profil en long. Cette surélévation rapproche le niveau des quais de la surface, diminuant aussi la hauteur perdue, et permettant aux voyageurs de gagner du temps sur le parcours de la montée et de la descente.

Le profil en long du tunnel doit avoir une pente de 2%. Cette pente nous permettra d'avoir des stations de plus en plus rapprochées de la surface libre, car ce n'est pas commode de faire descendre les gens à 20 – 30 mètres de profondeur pour prendre le métro, donc entre deux (02) stations consécutives, on doit avoir une rampe et une pente. La limite supérieur de cette pente est donnée par le type de frottement du métro (frottement pneu – bitume ou frottement acier – acier).

Dans le cas du métro d'Alger, il s'agit d'un frottement acier – acier, ce qui a limité cette pente à 2%.

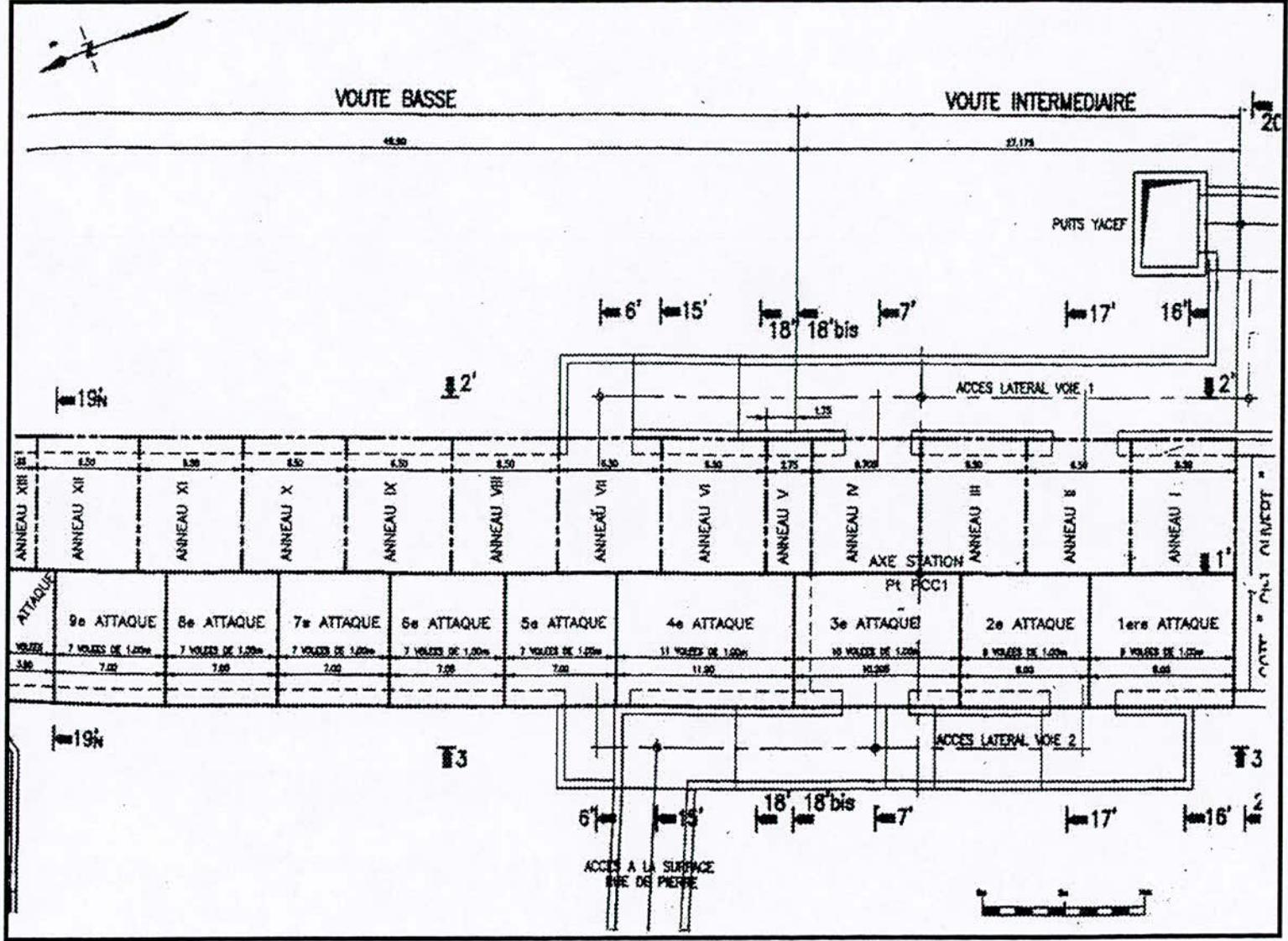


Fig I.9 Tracé en Plan de la Station « Khelifa Boukhalfa »

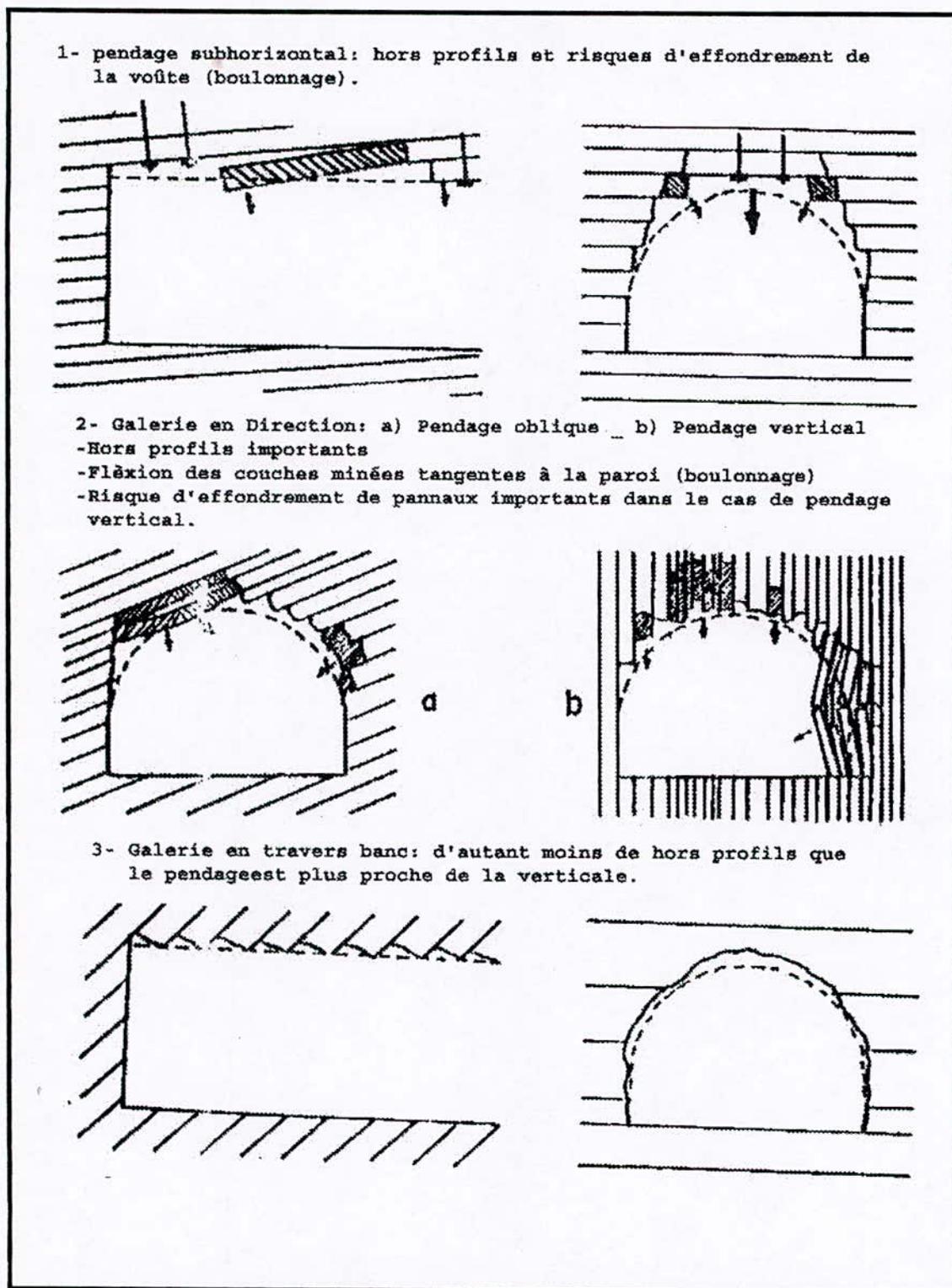


Fig I.10 Influence de l'Orientation de la Stratification sur la Stabilité des Parois de la Galerie

I.3.3 Choix de la Section :

La section d'un tunnel doit être déterminée sur la base des facteurs suivants :

- les gabarits des véhicules qui seront appelés à emprunter le tunnel et de ceux des matériaux qui y seront transportés.
- la nature du terrain, sa résistance, sa teneur en eau et les poussées géologiques du souterrain.
- la méthode de travail adoptée.
- le matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter.
- l'existence d'une (01) ou de deux (02) voies de circulation.

Gabarit Libre :

La section utile à garder libre à l'intérieur du tunnel, autrement dit le gabarit fonctionnel est nécessaire à l'étude du projet.

Outre le gabarit de circulation, il convient de prévoir de la place pour les diverses conduites et canalisations imposées par l'exploitation du tunnel et de la voie de circulation.

Lors du dimensionnement de la section, il ne faut pas perdre de vue l'éventualité de l'introduction ultérieurs de nouvelles machines, nécessitant un gabarit plus grand.

Influence de la nature du terrain :

La conception des profils des tunnels dépend en second lieu :

- De la nature du terrain dans lequel ils seront construits.
- Les charges extérieures, l'importance des pressions géologiques dépendent de la résistance de la roche, qui est en fin de compte à l'origine des pressions verticales qui s'exercent sur le tunnel.

En se basant sur la loi de **RANKINE** [7], de la proportionnalité constante existant entre les poussées verticales et latérales, on obtient une ellipse (voir fig I.11) dont les axes principaux se conforment à la loi suivante :

$$(a / b) = (1 / \operatorname{tg} 2 (45^\circ - \varphi / 2))$$

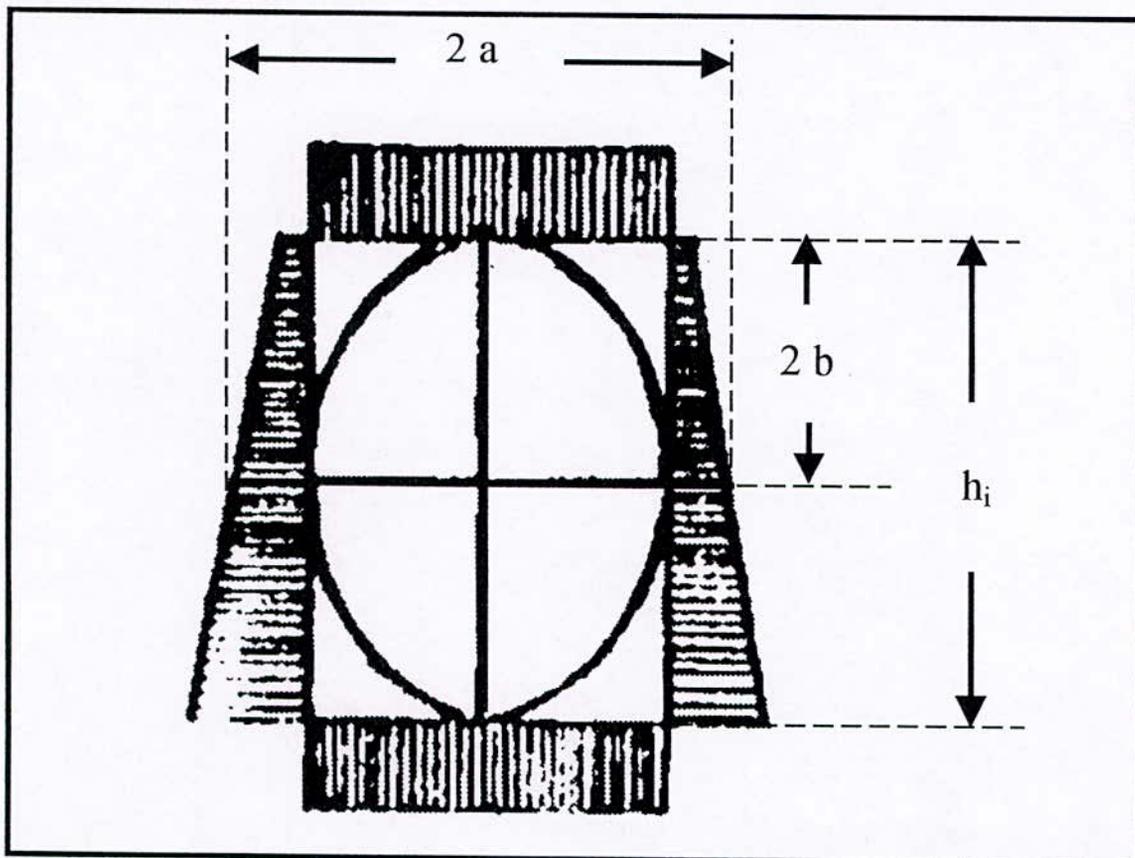


Fig I.11 Profil du Tunnel Défini d'après le Critère de RANKINE

Pour un terrain sableux, on aura par exemple :

$$(\varphi = 30^\circ) \quad \rightarrow \quad a / b = 1.6$$

donnant une hauteur de 1,6 fois supérieure à la largeur. Dans le cas d'un terrain argileux gorgé d'eau ($\varphi = 0$), le rapport (a / b) sera égal à l'unité, l'ellipse se transforme en cercle.

Rôle de la méthode d'excavation :

Le choix de la méthode d'excavation peut avoir les influences suivantes sur la forme du profil :

Les méthodes d'avancement classiques rendent possibles la réalisation de tunnels à section en fer à cheval ou en forme de voûte, ainsi que les sections circulaires.

Cependant, le choix de la méthode est fonction des conditions du terrain. Il peut être éventuellement influencé par l'outillage et les matériaux disponibles.

Influence des matériaux de revêtement utilisés :

Avec les matériaux de construction, pratiquement dépourvus de résistance à la traction (pierre, brique, béton), on ne pourra ériger que des revêtements de profils composés d'une voûte et de murs de soutènements robustes, ne devant résister qu'à la compression. Il s'agit des sections en forme de fer à cheval ou des sections circulaires.

Les matériaux, résistant à la traction et à la flexion (béton armé, acier), permettent d'adopter des profils de formes quelconques.

Donc, la nature des matériaux, que l'on utilisera pour la construction, sera imposée non par la qualité des matériaux disponibles, mais par les possibilités d'utilisation économique et pratique des matériaux imposés par la méthode de travail choisie.

Profils à simple ou double voie :

Les dimensions des profils des tunnels, soumis à une circulation intense, seront influencés par le choix d'une des deux solutions de tunnel unique à double voies, ou de deux tunnels séparés à une seule voie de circulation chacun.

Dans le cas des profils en fer à cheval, généralement construits dans des terrains stables, il est plus avantageux de prévoir des sections à doubles voies, tandis que la solution économique pour les tunnels à profil circulaire situés dans des terrains instables, consiste à réaliser deux excavations séparées à simple voie chacune.

Deux avantages incontestables des tunnels doubles résidant dans les meilleurs conditions de ventilation, et dans la possibilité de maintenir la circulation sans gêne dans un des tunnels, pendant que des travaux d'entretien importants obligent à couper la circulation dans l'autre, ce qui nécessite l'arrêt complet de l'exploitation dans les tunnels à doubles voie.

Le choix est porté sur un mono tube pour éviter l'effet de pistonement sur les stations et les ouvrages intérieurs et diminuer la résistance de leurs à l'avancement du métro, ce qui entraîne une économie sur le carburant et une augmentation de la vitesse réelle du métro.

Si on avait choisi un bitube, on serait dans l'obligation de réaliser des galeries de pistonement reliant les deux types comme c'est le cas du tunnel sous la manche (France – Angleterre).

Le tunnel (voûte intermédiaire) est de forme caquoïde, cette forme est actuellement la seule forme parmi toutes celles existantes, qui répond le mieux aux efforts extérieurs, surtout les efforts sismiques. Le caquoïde est divisé en deux demi section :

- La salle des billets (demi section supérieure).
- Stross (demi section inférieure).

Ces deux dernières sont séparées d'une dalle intermédiaire (voir fig I.12).

Chapitre II

*Compagne
De
Reconnaissance*

COMPAGNE DE RECONNAISSANCE

Notre travail consiste à l'étude de la déformation du massif rocheux lors du creusement du tunnel et la station « Kh.B. », ce qui nous ramène à prévoir les différentes conditions géologique, hydrogéologique et géotechnique du site.

II.1 CONTEXTE GEOLOGIQUE

Les difficultés d'exécution liées à l'étroitesse des rues et à l'environnement géologique ont conduit à retenir des dispositions particulières pour les accès qui se développent à l'intérieur de l'enceinte de la station.

De ce fait, la structure inscrite essentiellement dans le gneiss est constituée de deux (02) ouvrages. D'une part, au nord, un ouvrage voûté exécuté en souterrain s'étendant sur 68.95 mètres; d'autre part, un ouvrage cadre exécuté à ciel ouvert sur 38.15 mètres.

Le radier sera établi à environ 27 mètres par rapport au terrain naturel.

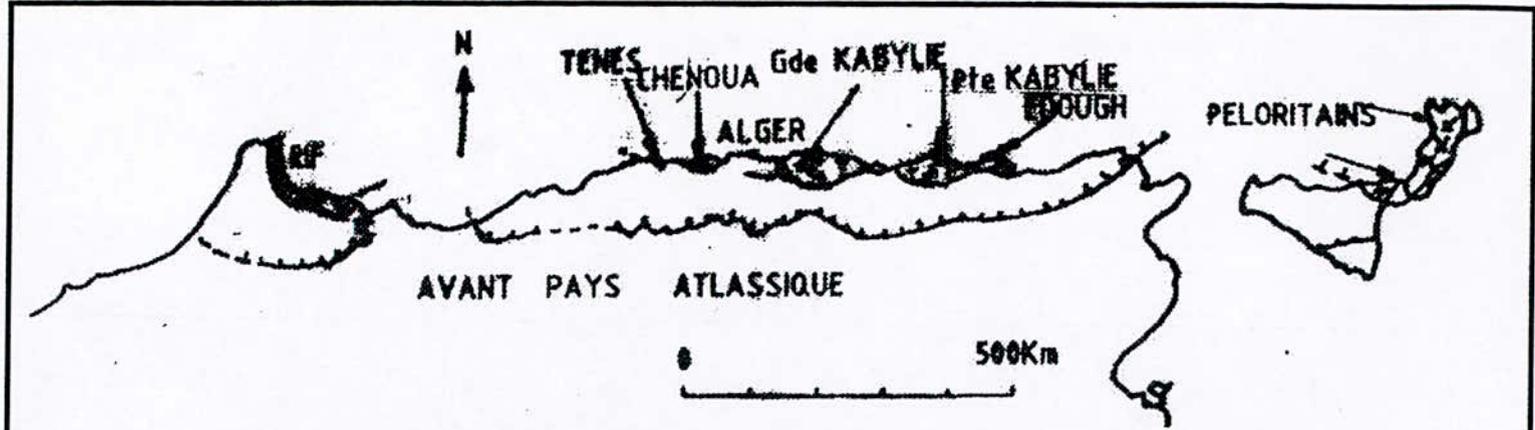
II.1.1 Géologie Générale de la Région d'Alger [8]:

L'étude des cartes géologiques et des résultats des sondages carottés on permis de définir le sous sol de la ville d'Alger, comme étant constituée de deux (02) unités géologiques de nature et d'âge très différent ; on distingue (Voir fig II.1) :

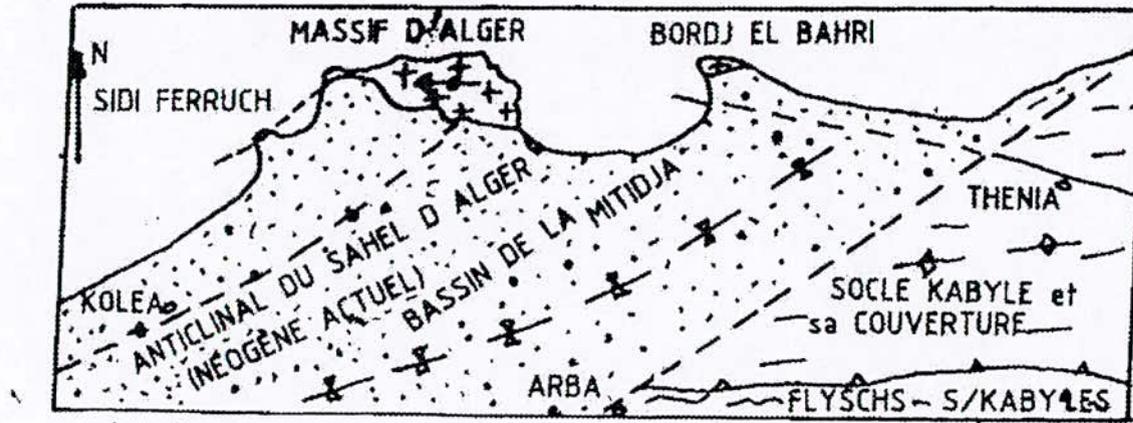
Au Nord : le massif cristallophyllien d'âge primaire allongé d'Est en Ouest sur 20Km, dont la largeur est d'environ 6Km.

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

Localement ces deux grandes ensembles sont recouvert par les formations les plus récente de quaternaire (Voir fig II.2).



Les différents massifs du domaine kabyle (zone interne) de la chaine des maghébides.
Schéma structural simplifié à partir de l'amas géologique du monde(feuille 9).



Cadre structural du massif d'ALGER. Schéma simplifié et complété.;

Fig II.1 Carte Géologique d'Algérie

a- Le primaire (massif cristallophyllien) :

Les principaux faciès pétrographiques reconnus dans le primaire sont :

- Les schistes et les micaschistes.
- Les schistes ardoisé fortement injectés de quartzite.
- Les calcaires lenticulaires métamorphiques.
- Les gneiss, souvent œillets de quartz et injectés de roches granitique (granito-gneiss, migmatites, embréchites).

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

b- Le secondaire :

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

c- Le tertiaire (terrains sédimentaires) :

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

- **Le miocène inférieur (BURDIGALIEN)** : il est formé de grès et poudings.
- **Le miocène supérieur (PONTIEN)** : Formation de grès, conglomérats et poudings. Ces divers faciès constituent la majorité des affleurements au contact du socle primaire, dont l'épaisseur est d'environ 10 mètres.
Deux (02) sondages, au environ de « Kh.B. », ont atteint l'assise d'âge **BURDIGALIEN** à **PONTIEN**, identifié entre « Oued Kouriche » et « Bab El Oued ».
- **Le pliocène inférieur (PLAISANCIEN)** : c'est une formation marneuse de plus en plus gréseuse en nous dirigeant vers l'est, souvent avec d'importants passages de calcaire gréseux. L'épaisseur varie de 50 à 100 mètres au niveau de la Mitidja.

Deux (02) autres sondages entre « Kh.B. » et « la Place du 1^{er} Mai » confirment la présence de marnes argileuses.

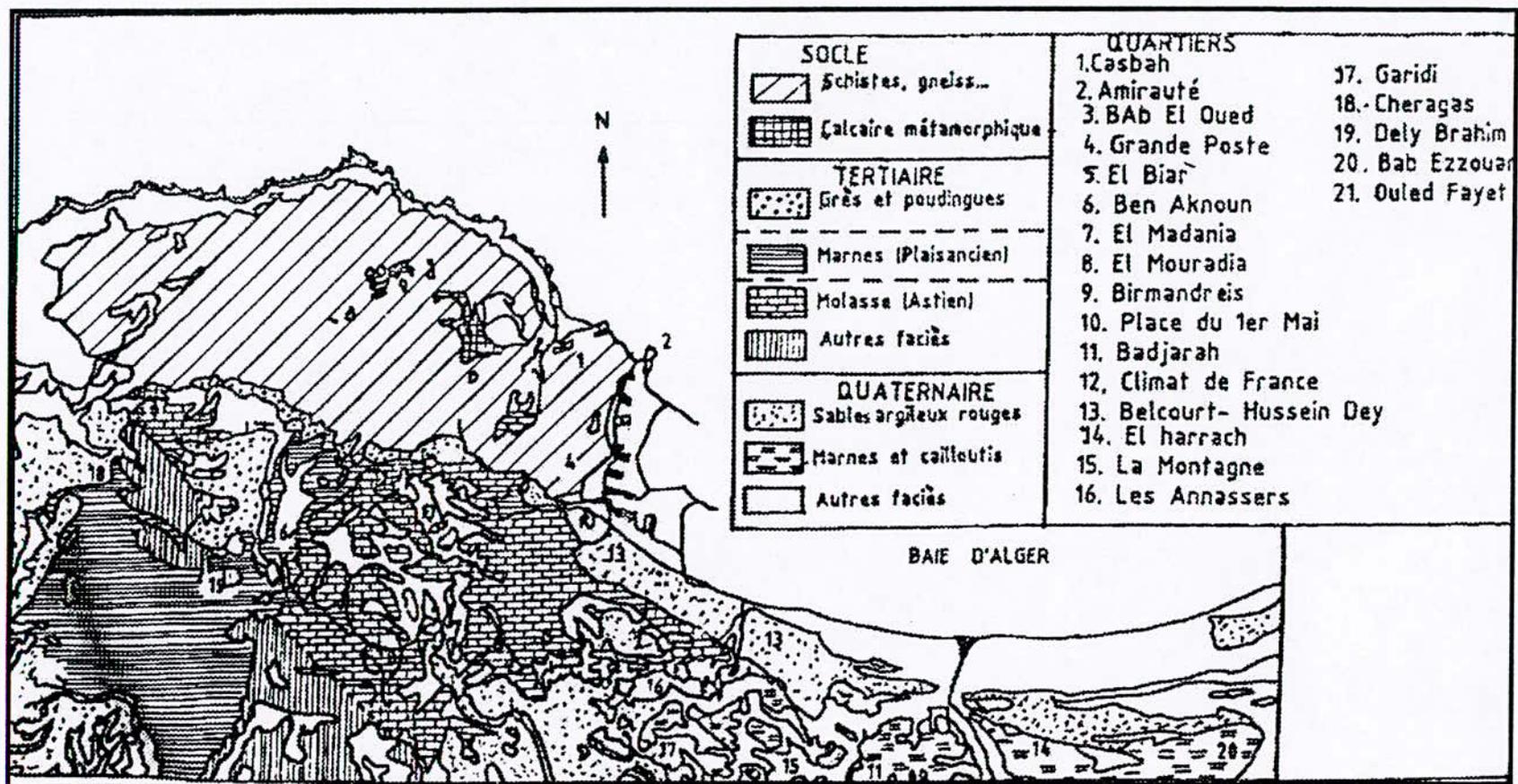
- **Le pliocène supérieur (ASTIEN)** : c'est la formation géologique la plus importante, appelée couramment « mollasse astienne », elle est de teinte jaunâtre et constitués des grès calcaires, sables, des calcaires et de marne sableuse. L'épaisseur peut aller jusqu'à 40 mètres.

d- Le quaternaire :

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

- **Les alluvions et colluvions** : ils regroupent les formations d'âge callabrien à quaternaire récent, dont l'épaisseur varie de 0 à 17 mètres et qui comprennent des argiles ou limons argileux rougeâtres, sableux ou graveleux ainsi que les sables et graviers.
- **Les éboulis** : on les rencontre seulement que sur 3 à 6 mètres d'épaisseur, au voisinage de « la Place du 1^{er} Mai », sous forme de marnes argileuses.
- **Les remblais** : il sont généralement des éléments sablo-graveleux et limoneux avec des débris ;ils forment une couche continue ; leurs épaisseurs est d'environ 12m, mais la limite avec les formations sous-jacents est souvent difficile à déterminer

Fig II.2 Carte Géologique de la Région d'Alger



II.1.2 Description Géologiques des Formations le Long du Tronçon (Grand Poste - Khelifa Boukhalfa) [5] :

La station « Kh.B. » s'inscrit dans les gneiss. Le sol est constitué de schistes fortement injectés de quartzite.

Les intrusions gneissiques relevées sur le tronçon deviennent très rapidement peu importantes.

La couverture quaternaire constituée de colluvions et alluvions à une hauteur qui varie de 1 à 11 mètres coté sud de la station (Voir fig II.3).

On distingue, du haut vers le bas :

- Les remblais, qui forment une couche continue le long du tronçon, leurs épaisseurs maximale est de 5 mètres.
- Plus bas, les alluvions peuvent être inexistantes sur des parties du tronçon, et ont une épaisseur pouvant atteindre 4 mètres.
- Ensuite viennent des formations de gneiss et de gneiss-altéré.

Ce tronçon s'insère sur toute sa longueur dans les roches métamorphiques du primaire. Les couches rencontrées sont généralement des gneiss et des gneiss-altérés et micaschistes injectés de filons de quartzite, et on observe parfois des intrusions de schiste et de pegmatite.

Les déformations tectoniques, que le massif d'Alger a subies, ont provoqués des fracturations et des fissurations du rocher, et des circulations d'eau, qui ont permis la formation des zones très altérées ; ce sont les gneiss pourri (Voir fig II.4) [6].

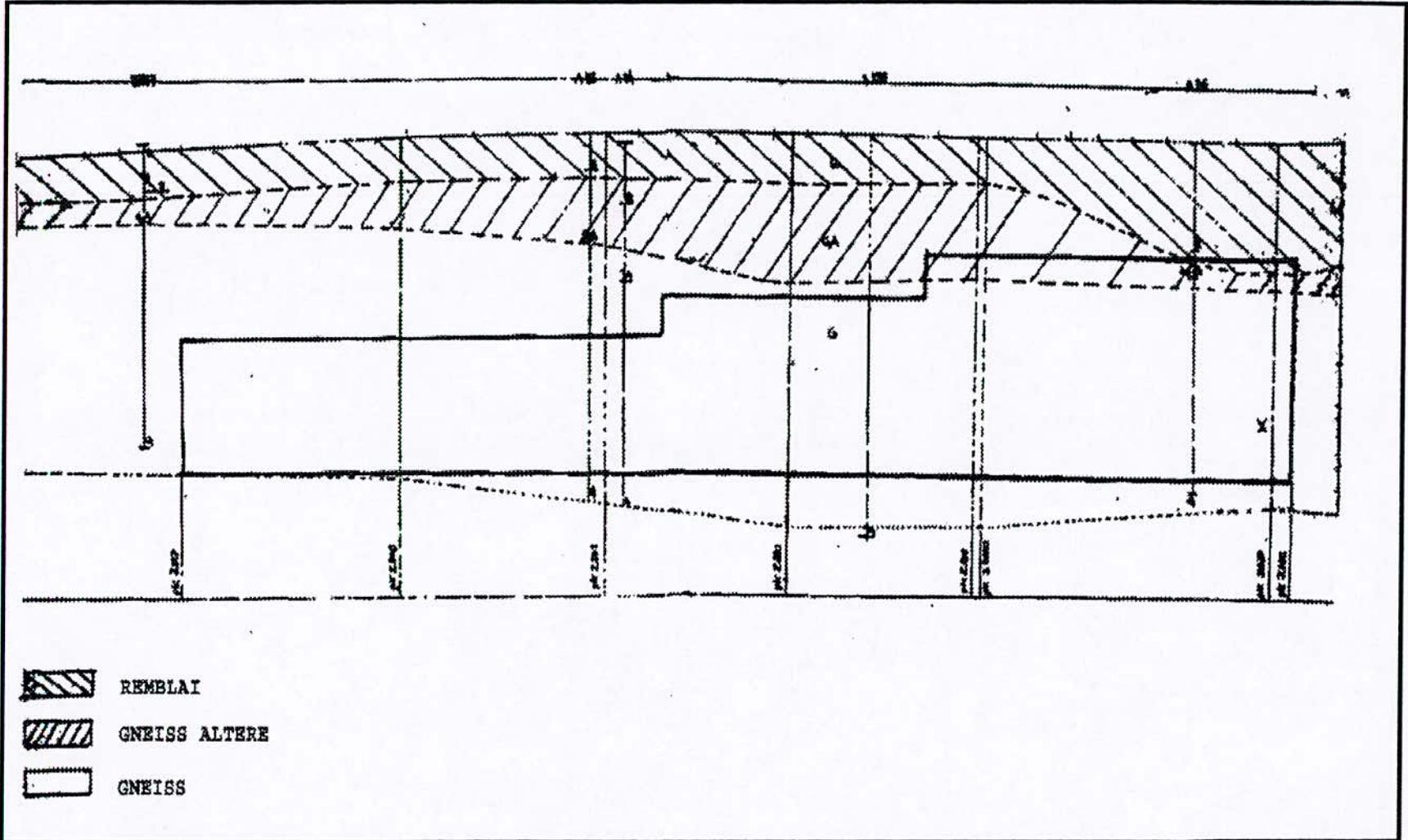


Fig II.3 Coupe Géologique Longitudinale de la Station « Khelifa Boukhalfa »

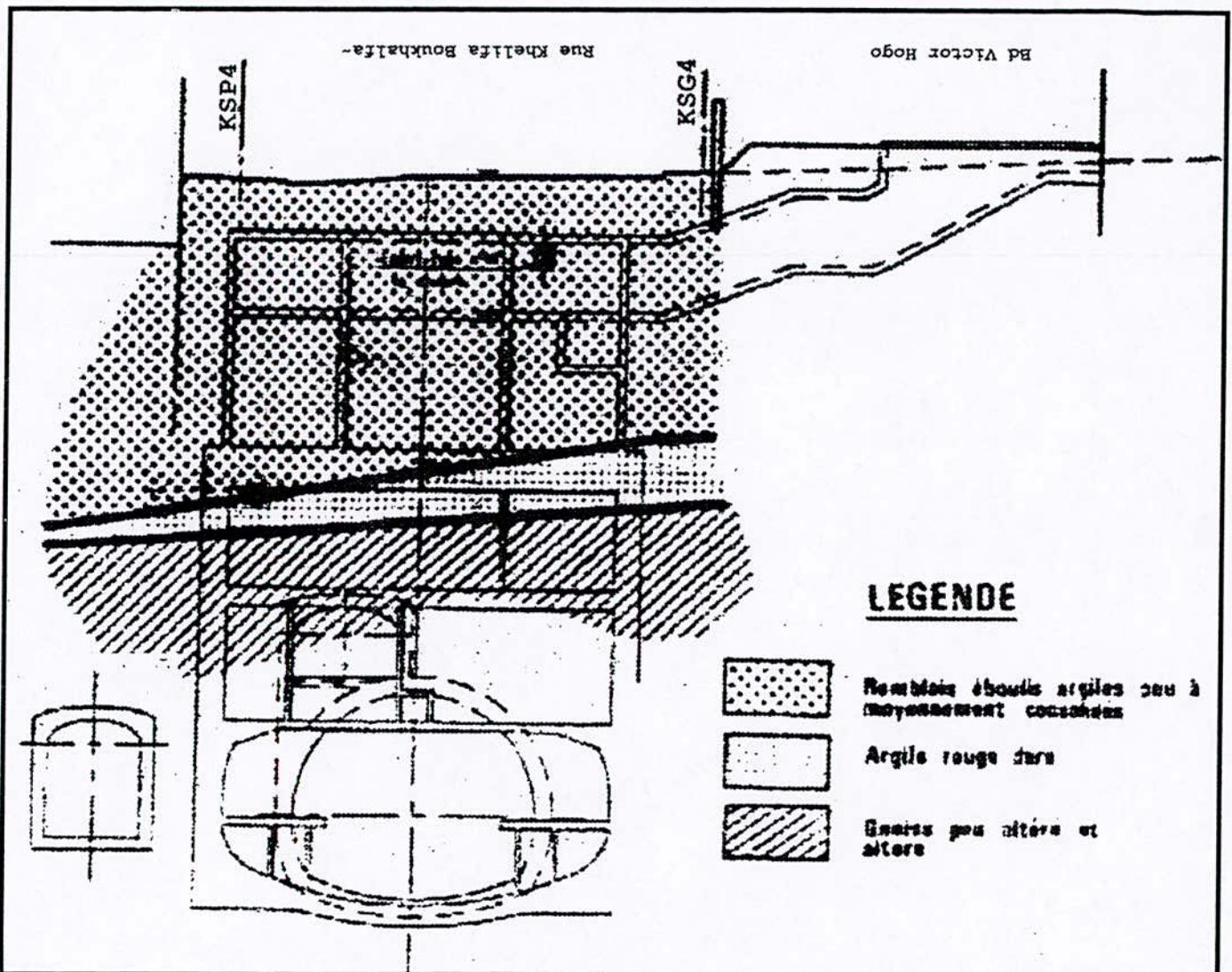


Fig II.4 Coupe Géologique Verticale de la Station « Khelifa Boukhalfa »

II.1.3 Tectonique [5]:

Le massif d'Alger prolonge l'anticlinal du **Sahel**, d'axe Nord – Est. Il est constitué de même terrain néogène que le synclinal Nord - Est de la Mitidja. Ce plissement des terrains néogènes se trouvent dans d'autres bassins post – nappes de même signification structurale que celui de la Mitidja.

Un tel plissement postérieur au quaternaire, est l'une des conséquences que la compression Nord – Sud ; laquelle se manifeste aussi par l'activité sismique du **Tell**, dont le séisme d'El - Asnam.

Les traces de cette compression, se trouvent au sein du massif d'Alger. Si, d'une manière générale, les ouvrages souterrains se comportent mieux que les ouvrages en surface, face aux sollicitations sismiques, il n'en demeure pas moins que cette constatation doit être nuancée en observant que, si elle peut être confirmée en terrain homogène, elle ne serait l'être par contre, en terrain présentant certaines particularités telles que :

- Franchissement de failles.
- Parties peu profondes affectées de phénomènes de glissements superficiels de terrains.
- Contexte d'ouvrages exécutés en tranchée ouverte.

On notera que pour Alger, l'intensité du séisme ne dépasse pas 8 E.M.I. avec des accélérations maximales de 0.2g.

II. 2 CONDITIONS HYDROGEOLOGIQUES

L'étude hydrogéologique présente une étape très importante dans le cadre de la réalisation d'un tunnel. En général, elle s'effectue en même temps que l'étude géologique. Elle a pour but de déterminer :

- Les formations aquifères et les formations imperméables.
- La présence d'eau
- Le régime des eaux souterrains

- La perméabilité du terrain , en vue de définir :
 - La nature des venus d'eau.
 - Leurs charges et leurs débits.
 - Les possibilités de rabattement ou de drainage.
 - Les précautions à prendre pour l'étanchéité.

II.2.1 Hydrogéologie Régionale :

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

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

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

II.2.2 Hydrogéologie du Secteur [6] :

La présence d'un horizon d'argiles rouges surmontant les gneiss, assure le soutient d'une nappe de versant repéré dans des sondages carottés « **S157 à 3.75 mètres** » et dans le puits « **K3** ».

Même dans la galerie de reconnaissance, on a observé des venus d'eaux correspondant à des percolations des débits à travers les argiles vers une nappe profonde, qui se tient dans les gneiss.

En 1982, d'après le sondage « **S7** », la nappe profonde était à 13.45 mètres de profondeur.

Dans l'état actuel, la présence de la galerie de reconnaissance, dont le radier est à 21 mètres de profondeur moyenne, est le siège des venus d'eaux ponctuelles. Il est

vraisemblable, que la galerie participe à un rabattement de la nappe de gneiss. Le niveau actuel est donc en dessous du niveau naturel de la nappe.

La charge hydraulique est faible et parfois absente ; elle varie entre 10^{-8} à 10^{-10} m/s.

II. 3 ETUDE GEOTECHNIQUE

L'étude du projet d'un tunnel est un processus très complexe, au cours duquel il faut déterminer ses dimensions, son tracés, son type de revêtement et la méthode de percement adéquate. Si les dimensions de la section du tunnel dépendent peu des conditions naturelles, elles sont essentiellement conditionnées par l'usage réservé à cette ouvrage. Par contre, il est, certain que le type de revêtement et la méthode de creusement dépendent des conditions naturelles rencontrées. Parmi ces dernières, les conditions géotechniques sont souvent décisives sur le choix de la variante définitive du tracé.

Les études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles doivent permettre de préciser la description du terrain et de prévoir leur comportements, ainsi que la stabilité des ouvrages pendant les différentes phases d'exécution et après leur achèvement. Pour cela, plusieurs essais sont à réaliser :

- Essai de laboratoire.
- Essai in-situ.

II.3.1 Résultats de la Compagne de Reconnaissance[2] :

La reconnaissance géotechnique de la station « **Kh.B.** » a été réalisée suite à la demande de l'Entreprise **GENISIDER**. Le Groupement d'Etudes & d'Assistance des Travaux (**SEEE, SECTRA & ERAZEL**) a réalisé une synthèse des conditions géotechniques, que l'on présentera par la suite à travers plusieurs essais.

La compagne de reconnaissance présente plusieurs étapes :

- Sondages carottés.
- Essais géophysiques.
- Essais préssiométriques.
- Essais de perméabilité.

Elle permet :

- La reconnaissance géologique et structurale du sous sols.
- L'estimation de l'influence de creusement du tunnel sur l'urbanisation avoisinante.
- La détermination des caractéristiques dynamiques de chaque sol et la modélisation de leurs comportements.
- L'estimation de la stabilité des fronts de taille au cours du creusement (court et long terme).
- L'estimation de la perméabilité des sols autour du tunnel.

III.3.1.1 Essais in-situ :

Les travaux des sondages réalisés sur le tronçon « **Grand-Poste - Khelifa Boukhalfa** » ont pour but de préciser la lithologie des formations géologiques traversées sur une profondeur de 30m en moyenne et pour procéder à un prélèvement d'échantillons pour les essais géotechniques.

Résultats des Sondages Carottes :

Neufs (09) sondages carottes ont été exécutés en trois (03) campagnes :

- S 7-157-158 : GEMA 1982.
- S 34-35-36 : LNTP 1988.
- KHB 1-2-3-4 ENDMC – UREG mars 1990

Les machines utilisées et les outils de carottage n'ont pas été toujours précisés par les entreprises.

✓ Formations Géologiques sur le Long du Tronçon :

Dans l'ensemble, les sondage ont traversé deux (02) types de formations géologiques :

- La partie supérieure est généralement meuble et constituée d'une alternance des sables argileux, d'argile sableuse avec des éléments gneissiques, des galets de différents dimensions et rarement d'argile marneuse grisâtre et tuf.

- La partie inférieure est représentée par les roches cristallines du socle gneiss œillé.

Une coupe géologique schématique (Voir fig II.5), passant par les 4 sondages, montre que le niveau supérieur des gneiss baisse progressivement du **Sond.1** vers **Sond.4**, sauf au **Sond.2**, où on constate une légère remontée du socle (10.8m).

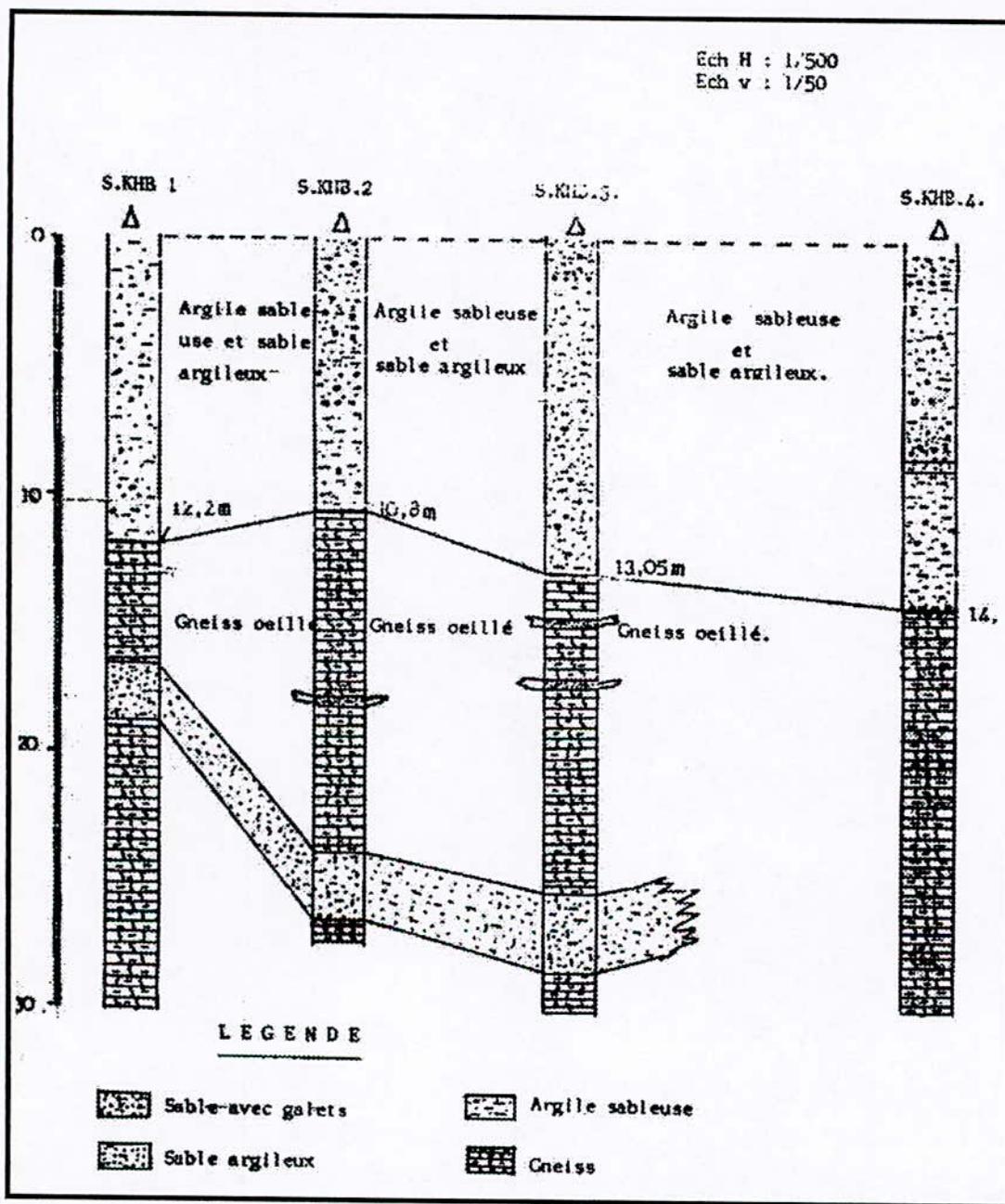


Fig II.5 Corrélation Entre les Sondages

Les coupes de sondages sont résumées dans le tableau II.1 :

Sondages			Remblais	Recouvrement	Gneiss
Droite	Axe	Gauche			
S 157			Sable limoneux, débris 4.5m	Argile brun rouge 6.6m	Altéré de 6.6 à 7.5m Micaschistes 7.5 à 11.8m
		KHB1	Argile sableuse 2m	Argile sableuse 12.2m	-
S 35			Argileux 3m	Argile sable, argile limoneuse rouge 9m	Peu altéré 9.6 à 13.7m
		S 34	Argile sableux 5m	Argile, sable, argile limoneux rouge 11.5m	Altéré 11.5 à 18m
	KHB2		Sable argileux et des galets 2.9m	Argile sableux, sables 10.8m	Altéré
S 158			 3m	Eboulis gneiss 11.8m	Altéré 14.3m
	KHB3		 1.7m	Argile sableuse 13.05m	-
S 36			 9m	Argile rouge 11.2m	Altéré de 11.2 à 12.6m
KHB4			Sable argileux 1.7m	Argile sableux, sables 14.3m	-
		S 7	Hétérogène 11.8m	Alluvions limoneux 13m	Altérés de 15.1m

Tableau II.1 Synthèse des Résultats de Sondage

Conclusion :

Les travaux de sondage, entrepris sur ce site, ont permis de préciser la lithologie des terrains traversés et de prélever un certain nombre d'échantillons qui ont permis, après des essais de laboratoire, d'apprécier les caractéristiques géotechniques.

Les principaux essais et mesures in-situ effectués, ont permis l'établissement du **R.Q.D.** (Rock Quality Désignation), où le taux de carottage modifié est définie par **DON DEERE**. Elle est basé sur le calcul du nombre des fractures et des altérations de la roche. Cette mesure indirecte est obtenue en faisant la somme de la longueur des éléments des carottes récupérés, mais en ne comptant que les morceaux d'une longueur égale ou supérieur à 10cm et qui sont durs et sains.

$$RQD\% = \frac{100 \times \text{longueur cumulée des éléments de carotte} \geq 10\text{cm}}{\text{Longueur de la tranche de sondage considérée}}$$

DONE DEERE donne la correspondance suivante entre la valeur du **R.Q.D.** et la qualité de la roche.

<i>RQD%</i>	<i>Qualité de la roche</i>
0 - 25	Très mauvaise
25 - 50	Mauvaise
50 - 75	Moyenne
75 - 90	Bonne
90 - 100	Excellente

Tableau II.2 Qualité de la Roche

Dans notre cas, les valeurs du **R.Q.D.** obtenues varient de 0 à 75%. D'après le tableau ci-dessus (tableau II.2), les valeurs de **R.Q.D.** sur les coupes de sondages témoigne de la forte fissuration et/ou fracturation de la roche.

Dans les zones disjointes et plus ou moins développées, on trouve les gneiss altérés avec :

- **PI** : 30 bars
- **E** : 3000 bars.

Essais géophysique :

Le dimensionnement des ouvrages, notamment enterrés, vis à vis des sollicitations dynamiques (séismes), nécessite la prise en considération, dans les calculs d'interaction sol-structure, des paramètres dynamiques caractérisant le terrain à savoir :

- Module dynamique **Ed**.
- Module de cisaillement **G**.
- Coefficient de poisson dynamique **σ** .

Ces caractéristiques peuvent être déterminées in-situ, en mesurant la vitesse longitudinale et transversale d'une onde plane.

Principe:

Les valeurs de ces coefficients sont calculées à partir de la mesure de la vitesse de propagation d'une onde dans le terrain à étudier. Une onde sismique comprend deux (02) constituants essentiels: l'onde de compression (ou longitudinale, onde P), qui se propagent à la vitesse V_p et l'onde de cisaillement (ou transversale, onde S) dont la vitesse de propagation est V_s .

Les coefficients géodynamiques sont liées par des relations simples en fonction des vitesses V_p et V_s .

Si on suppose que le milieu est élastique, isotrope et homogène, tel que les vitesses V_p et V_s (données en m/s) sont fonction des constantes μ (constante de Lamée) et λ (constante d'élasticité), définie par les équations suivantes :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad ; \quad V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

on aura le module pressiométrique **E** (module de **Young**) et le coefficient de poisson σ sous les formes :

$$E = \frac{3 \lambda \mu + 2 \mu^2}{\lambda + \mu} \quad ; \quad \sigma = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)}$$

on posant :

$$\alpha = \frac{V_p}{V_s}$$

on aboutira aux équations suivantes :

$$G = \rho \times V_s^2$$

$$\sigma = \frac{\alpha^2 - 2}{2(\alpha^2 - 1)}$$

$$E_d = \rho \times V_p^2 \times \frac{(1 - 2\sigma) \times (1 + \sigma)}{(1 - \sigma)}$$

tel que :

E_d : Module dynamique [MPa].

ρ : Densité.

σ : Coefficient de Poisson.

G : Module dynamique transversale (cisaillement) [MPa].

La méthode consiste à mesurer les vitesses V_p et V_s d'un train d'onde, qui se propage dans le terrain. Pour cela, on produit l'explosion d'une charge explosive dans un forage et on enregistre le temps d'arrivée de l'onde dans un seconde forage. La distance et la profondeur des sondages sont déterminées par les dimensions de la tranche à ausculter (50m de profondeur et 10m de distance au maximum). En répétant l'opération à toutes les profondeurs voulues, on obtient les valeurs des caractéristiques géodynamiques du terrain.

Dans notre cas, le seul essai réalisé concerne les gneiss de la station « **Agha** », est celui du puit (2) de la galerie de reconnaissance. Les résultats sont illustrés sur le tableau II.3 suivant :

Formations gneissiques	V_p moy (m/s)	V_s moy (m/s)	Ed (MPa)	G (MPa)	σ moy
De 6 à 9m	1300	630	2660	980	0.35
De 9 à 13m	1660	700	3440	1240	0.39
De 13 à 31m	2250	1020	7180	2620	0.37

Tableau II.3 Résultats Géophysiques

D'après les résultats obtenus des essais géophysiques et en se basant sur le tableau (II.3), on remarque :

- L'accroissement des vitesses longitudinales V_p avec la profondeur.
- Les vitesses des ondes de cisaillement V_s sont deux (02) fois moins élevées que les vitesses de compressions V_p .
- Le coefficient de poisson σ varie entre 0.35 et 0.39.
- La faiblesse du module dynamique Ed, indique que les gneiss recoupés par les sondages en profondeur, sont assez fissurés.
- Le module dynamique de cisaillement G varie dans un rapport de 2 à 3 par rapport au module dynamique d'Young Ed. Il est conditionné par l'indice des vides.

La synthèse des résultats géotechniques des divers formations, d'après les données du rapport menées par les Entreprises [6], est donnée au tableau II.4 :

	γ_a (Kg/m ³)	γ_s (Kg/m ³)	Caracteristiques de cisaillement				Caracteristiques de la poussée			Module de déformation	
			Court terme		Long terme		Ko	Ka	Kp	K (bar/m)	E (bar)
			C (Kpa)	φ°	C' (Kpa)	φ°					
REMBLAIS	18	20	5	20	0	20	0.66	0.5	2	0.2	20
Argile et éboulis	22	22	0.4	20	0.2	25	0.5	0.33	3	0.5	50
Gneiss peut altéré	27	27	Sol	Sol	50	40	0.35	0.27	4.60	10	2000
Gneiss altéré	27	27	/	/	10	35	0.4	0.27	3.69	3	450

Tableau II.4 Synthèse des Résultats Géotechniques

γ_a : Poids spécifique apparent.

γ_s : Poids spécifique saturé.

C : Cohésion.

φ : Angles de frottement.

Ko: Coefficient des terre au repos.

Ka: Coefficient de poussée.

Kp: Coefficient de butée.

D'après les sondages carottes, les formations de recouvrement sont constituées de limons sableux et d'argiles rouges sableux chargés en sable, gravier et des blocs gneissiques.

Les essais au laboratoire ont été réalisés dans ces formations, dont on peut retenir la teneur en eau, les limites d'Atterberg, des formations de recouvrements sont [6]:

➤ **Le Remblais:**

Un seul échantillon a pu être prélevé. Il s'agit d'un limon sableux prélevé dans les colluvions du S 158 de 8.30 à 9.30m. On a mesuré les caractéristiques suivantes :

- La Teneur en Eau W (%) = 16.8
- Poids Spécifique γ_d (Mg/m^3) = 1.81
- Limite de Liquidité LL (%) = 39
- Indice de Plasticité I_p (%) = 20
- Argile = 37%

➤ **Le Gneiss :** On a aboutit aux caractéristiques mécaniques suivantes :

Ech	W (%)	γ_d (Mg/m^3)	R_C (Mpa)	R_T (Mpa)	Abrasivité point Cerchar
151/1	0.5	2.61	-	6.4	2.4 – 3.1
151/2	0.8	2.61	-	0.9	-
151/3	0.2	2.62	-	9.9	-
151/4	-	-	4.1	-	0.7 – 1.3
151/5	0.4	2.62	44.0	-	2.7 – 2.3
151/6	0.6	2.62	-	5.6	3.3 – 2.7
157/1	0.6	2.62	130.4	-	3.4 – 3.9
158/2	0.7	2.58	-	4.9	2.7 – 3.1
158/3	0.5	2.65	48.1	-	-
158/4	0.2	2.65	85.2	-	3.4 – 2.7
158/5	0.2	2.68	113.6	-	2.7 – 3.2

Tableau II.5 Résultat des Essais en Laboratoire

Chapitre III

*Réalisation de la Station
« Khelifa Boukhalfa »*

REALISATION DE LA STATION « KHELIFA BOUKHALFA »

Un cycle traditionnel de la réalisation d'un tunnel se décompose schématiquement comme suit :

➤ Creusement

Le creusement peut être exécuté mécaniquement avec une machine ou à l'explosif. Dans ce dernier cas, l'opération est divisée en trois phases successives :

- Perforation
- Chargement des trous
- Abattage (tir).

➤ Marinage

Le marinage des déblais est toujours précédé de la purge de la voûte et du front. Parfois la mise en œuvre d'une première couche du béton projeté précède également le marinage.

Au niveau du métro d'Alger, le marinage se fait à l'aide d'un excavateur à godet de type « **TORO 150 D** » pour la demi section supérieure, et de type « **TORO 400 D** » pour la demi section inférieure. Dans la station « Khelifa Boukhalfa », l'évacuation des déblais à la surface se fait à l'aide d'une grue.

➤ Soutènement

Le soutènement assure la stabilité de l'excavation, il est généralement placé avant de débiter une nouvelle phase d'excavation. dans les terrains de mauvaises tenues, la longueur d'une phase est égale à la portée maximum de l'excavation, qui peut rester stable par elle même le temps nécessaire pour placer le soutènement, ainsi lorsque des cintres sont prévus, la longueur des passes de creusement est généralement égale à l'espacement entre cintres.

le choix de la méthode de creusement dépend des paramètres suivants :

- La nature du terrains.
- La profondeur et les dimensions de l'ouvrage.
- Le personnel.
- Le matériel disponible.
- Le délais d 'exécution.
- L'environnement.

Pour l'exécution du métro d'Alger, deux (02) méthodes sont utilisée :

- Méthode d'extraction à ciel ouvert.
- Méthode d'extraction souterraine.

La méthode de creusement souterraine est appliquer dans le cas où l'ouvrage se situe dans une zone urbaine ou dans le cas d'inexistence d'une surface suffisante pour l'exécution du tranchée, cette méthode est caractérisée par une surface réduite d'implantation.

III.1 OUVERTURE ET ACCES

III.1.1 Le Puits :

Lorsque un puits ne doit être utilise que comme un moyen d'accès pour l'exécution d'un tunnel, sa section dépendra de la quantité des déblais à évacuer et des dimensions des bennes ou des cages.

D'autre part, il faudra prévoir, dans chaque puits un emplacement spécial pour les tuyaux et les câbles électriques, ainsi que les différents installations entrant dans la bonne marche des opérations.

Pour l'exécutions des tunnels, ces puits peuvent aussi permettre des prélèvements des échantillons géotechniques.

III.1.2 Rameaux :

Après le creusement des puits , on creusent des petites galeries (rameaux) qui donnent accès à la galerie de reconnaissance. C'est à dire, permettre la liaison entre le puits et la galerie.

III.1.3 Galerie de Reconnaissance [2]:

La galerie de reconnaissance, appelée aussi galerie pilote, a pour but :

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé.
- L'observation des conditions hydrogéologiques, en particulier, le type des venues d'eau (ponctuels ou diffusés).
- Les essais et mesure géotechniques in-situ.
- Les prélèvements d'échantillons pour des essais de laboratoires.
- De préciser les méthodes d'exécutions, creusement et soutènement.

D'une manière générale, une galerie de reconnaissance permet de réduire les aléas du projet et de trouver la solution la mieux adaptée dans les cas difficiles.

III.2 MODE DE CREUSEMENT [9]

Il existe trois (03) méthodes principales de creusement des tunnels :

- Méthode de creusement à attaque globale du front (tunnelier).
- Méthode de creusement à attaque ponctuelle.
- Méthode de creusement à l'aide des explosifs.

III.2.1 Creusement à l'Aide du Tunnelier :

Le tunnelier est une machine qui peut être utilisée dans toutes les catégories de terrains (roche dure, roche tendre, terrain meuble). Elle assure trois fonctions principales :

- Excavation.
- Soutènement.
- Marinage.

Cette machine se compose de :

- Tête de coupe.
- Support principal de cette tête.

- Vérins d'ancrage.
- Dispositifs de poussées.
- Poste de commande.
- Installation hydraulique. Ce qui constitue un système de propulsion et de prise d'appuis .
- Des vérins de réglage en hauteur et en direction.
- Du système d'évacuation des déblais du front vers l'arrière.

Avantages du Tunnelier :

- Le tunnelier permet d'atteindre des vitesses de creusement assez élevées de 15 à 30 m/jour théoriquement.
- Pas d'ébranlement, Ce qui assure une bonne tenue de la galerie.
- Pas d'hors profil, d'où une économie de béton.
- Le soutènement est facile et rapide (préfabriqué).
- Les équipes de personnel sont réduites, Ce qui permet d'augmenter le rendement (homme / poste).
- La sécurité des chantiers est accrue.

Inconvénients du Tunnelier :

- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30%.
- Le tunnelier ne peut être valablement utilisé, qu'en terrain homogène.
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine.
- Coût très élevé, d'où la difficultés ou la quasi impossibilité d'amortissement sur des tronçons, dont la longueur est inférieure 2 Km.
- La géométrie du tunnel doit être circulaire, or ce n'est pas notre cas.
- Le coût excessivement élevé des outils de forage.

III.2.2 Creusement à l'Aide de Machines à Attaque Ponctuelle :

Le principe de creusement à l'aide de ces machines s'effectue en des points ponctuels.
Ces machines peuvent être :

- Des excavatrices à godets.
- Des marteaux piqueurs.
- Des fraiseuses.

En prenant en considération la dureté de la roche, la machine la plus utilisée est la fraiseuse.

Caractéristiques des Fraiseuses :

- Avec ces machines, l'abattage est effectué par une tête unique armée de pics. elle peut être tronconique, cylindrique ou hémisphérique.
- Les deux plans (horizontal et vertical) de ces machines sont montés sur des chenilles, des pneumatiques ou des bases marchantes.
- Elles sont stabilisées par leurs poids et, si cela s'avère insuffisant, on ajoute des vérins auxiliaires.
- Le mode de chargement des déblais varie d'une machine à l'autre.
- Les fraiseuses s'adaptent mieux pour l'abattage des roches de dureté et d'abrasivité moyennes, que pour les roches dures.

Mode de Travail de la Tête de Coupe :

La tête découpe la roche soit radialement, soit frontalement (axialement). Quand la découpe est radiale, la machine doit être bien calée (risque de basculement), mais quand l'attaque est frontale, le poids de la machine compense la composante de la réaction de coupe.

Pour les roches tendres, on utilise les machines légères qui évacuent les déblais par un convoyeur à raclettes et à chaîne centrale fixé sur le bras de coupe lui-même.

Avantages de ces Machines :

- Simultanéité des opérations d'abattage, de chargement et d'évacuation des roches.
- Grande vitesse d'avancement (6 m/jour à « Oued-Ouchayah »).
- Pas d'ébranlement, ce qui entraîne une meilleure tenue du terrain.
- Découpage soigné de la section (pas de hors profils).

Inconvénients :

- Frais d'investissement élevés.
- Frais de démontage, de transport et de remontage du matériel en souterrain.
- Utilisation limitée pour des roches de dureté faible à dureté moyenne.
- Beaucoup de poussières.

III.2.3 Creusement des Terrains Durs par Explosif [10]:

Les méthodes de creusement exposées précédemment (tunnelier, machines à attaque ponctuelle) nécessitent, en contre partie d'une réduction en main d'œuvre, des investissements très importants, et présentent une très grande rigidité d'emploi (difficultés d'adaptation à toutes les conditions du terrain).

Principe de Travail des Explosifs :

L'explosion d'une charge linéaire, disposée perpendiculairement à la surface libre du massif rocheux, produit une sorte de « cratère » de forme conique, dont l'angle au sommet est fonction de la qualité de l'explosif et de sa puissance.

Pour améliorer le rendement de l'explosif, on le fait travailler d'une façon dissymétrique, en inclinant la charge par rapport à la surface libre parallèle au trou de mine, et on superpose les effets des explosions dans le temps, en les espaçant de quelques millisecondes par l'introduction de détonateurs à micro retard.

L'explosion d'une charge ponctuelle ou d'une charge linéaire entraîne, selon le cas, un effet brisant ou un effet soufflant, qui engendre trois zones (Voir fig III.1) :

- Zone broyée.
- Zone fracturée.
- Zone ébranlée.

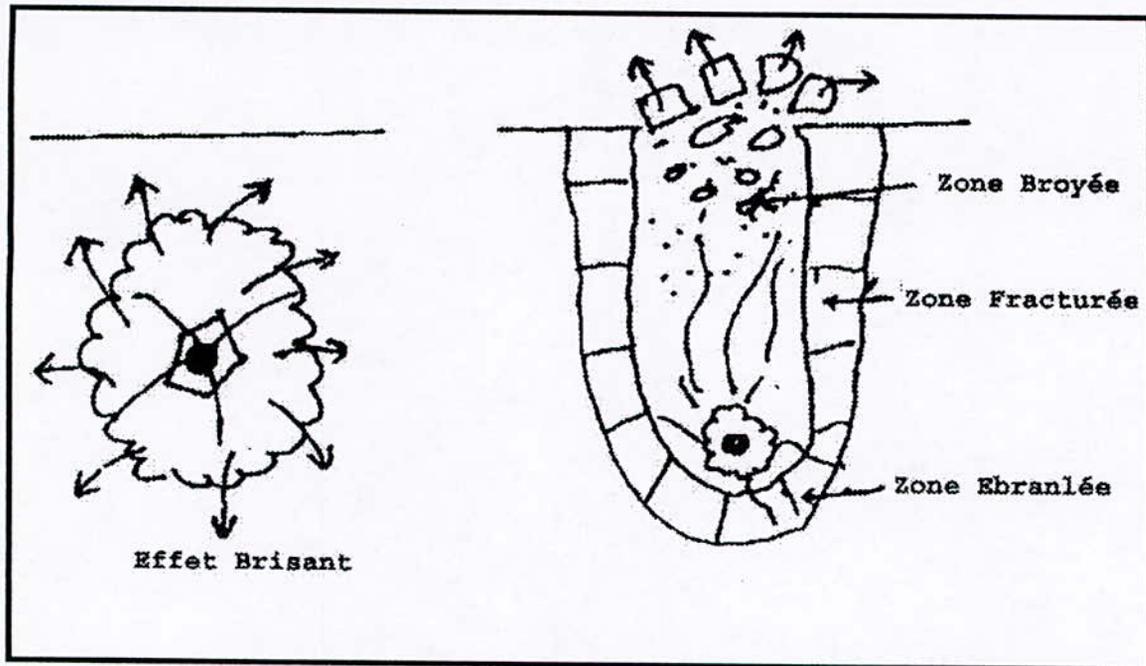


Fig III.1 Charge Ponctuel Effet Soufflant

Plan de tir :

La disposition des trous de mines sur le front d'attaque constitue le plan de tir. L'art du mineur consiste à choisir (Voir Annexe A) :

- La répartition des trous.
- Leur diamètre.
- Leur longueur.
- Leur inclinaison.
- La charge à utiliser pour chacun.
- L'ordre de mise à feu des charges.

de manière à obtenir la volée prévue ; C'est à dire, l'abattage du volume du rocher désiré. La longueur optimale de la volée dépend de :

- La section de la galerie.
- La qualité de la roche.
- Le taux d'ébranlement souhaité (vitesse de l'onde de détonation).

Bouchon :

Le bouchon est la cavité grossièrement conique ou cylindrique à axe horizontal. Ses parois joueront ensuite le rôle de surface de dégagement pour les surfaces qui exploseront ultérieurement. Généralement les bouchons sont classés en deux catégories.

Dans la première catégorie (Voir fig III.2), les bouchons sont coniques prismatiques, pyramidaux ou en éventail. Ils présentent une gamme très large de variantes, qui se distinguent les unes des autres par le nombre et l'inclinaison des mines.

Ces bouchons sont sûrs et économiques, mais l'inclinaison des mines réduit le champ d'application, car elle complique l'opération de forage, laquelle se prête assez mal à la mécanisation et entraîne la nécessité de disposer d'une main d'œuvre très qualifiée. Elle réduit en outre la profondeur du bouchon et donc la longueur de la volée.

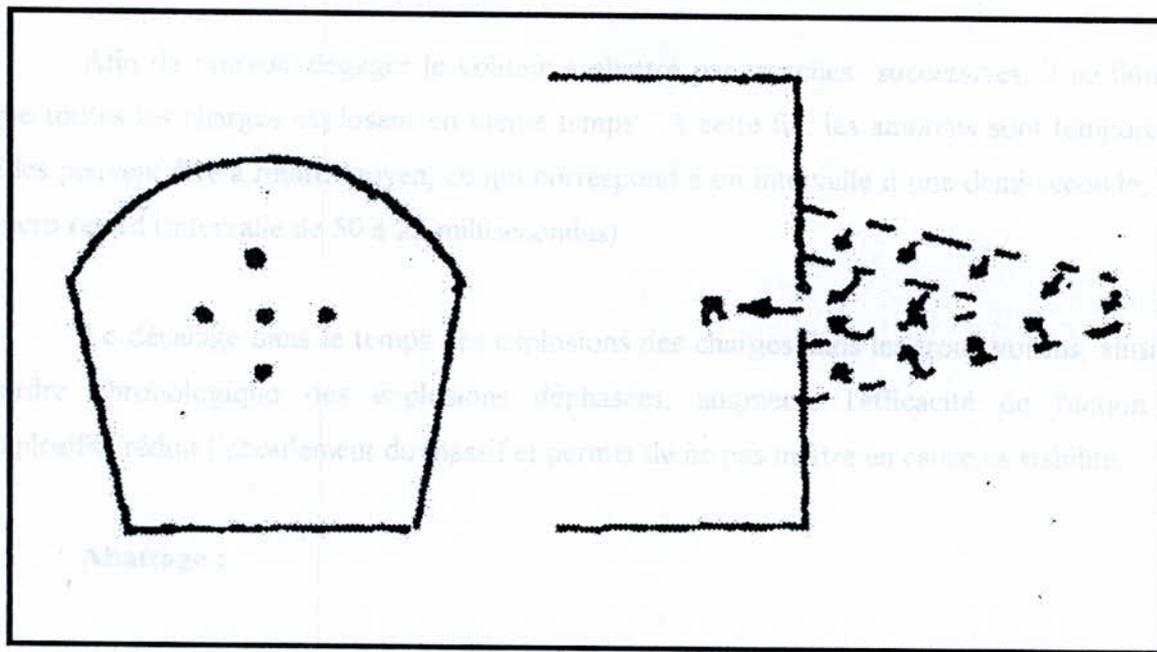


Fig III.2 Bouchon Pyramidale

Par contre le parallélisme des trous de mine doit être rigoureux.. Tout défaut important dans ce domaine conduit à une diminution notable de l'efficacité du plan de tir.

Etude des nuisances induites par l'utilisation des explosifs :

Le problème qui se pose, est l'effet des ébranlements sur les structures lors d'une explosion. Il dégage une énergie, où une fraction de celle-ci, cédée au terrain, se propage sous forme vibratoire, tant dans les fluides (air, eau) que dans les solides. Cette vibration de transit sollicite les structures sur son passage. Elle y déclenche plusieurs types de vibrations excédant localement la résistance des structures. La vibration se transmet mieux dans les solides compacts et homogènes.

Valeurs recommandées :

En tenant compte des expériences acquises dans ce domaine à travers le monde, on a pu établir les limites de la vitesse de vibration maximale obtenue sur les trois directions.

Ces limites sont :

- $V \leq 1 \text{ cm/s}$

Dans cette intervalle, les travaux se déroulent, généralement, sans problème. La probabilité de provoquer des dégâts, même mineurs, est très faible. C'est le domaine d'utilisation recommandé.

- $1 \text{ cm/s} < V < 3 \text{ cm/s}$

Les travaux dans cette fourchette, nécessitent un bon contrôle du niveau de vibrations. Il faut tenir compte aussi de l'état général des constructions, des risques encourus et du contexte général dans lesquels se déroulent les travaux.

- $V \geq 3 \text{ cm/s}$

Dans les zones habitées, on ne doit jamais dépasser les 3 cm/s. A cette vitesse les occupants des immeubles ressentent les vibrations. On peut même observer des dégradations mineures.

La répétition des tirs peut faire apparaître des phénomènes de liquéfaction, des tassements différentiels et des glissements conduisant à des désordres sérieux dans les constructions.

Dans le cadre de ce projet, cette répétitivité n'est pas à craindre, car il évolue lentement dans l'espace et dans le temps.

Contrôle pour le Respect des Paramètres du Plan de Tir :

Les aléas du chantier peuvent faire varier considérablement les paramètres du plan de tir tels que :

- Les défauts de foration.
- La modification de la séquence d'allumage.
- Le changement de la nature de l'explosif.
- Les défauts de bourrage.
- Le changement d'outils de foration des trous.

Tous ces aléas peuvent conduire à une augmentation de l'énergie sismique, qui entraînera un dépassement des niveaux de vibration admis. Pour remédier à ces aléas, on doit effectuer un contrôle qui peut être :

- permanent (détecteur à seuil) ou semi-permanent (appareil à maximum).
- intermittent avec enregistrement des vibrations.

Remarque :

L'explosion des charges produit des ruptures irrégulières du rocher, de sorte que le profil du tunnel réalisé peut être loin de correspondre au pourtour théorique. Il y a de nombreux hors profils, ce qui signifie que, l'excavation va au-delà de la ligne prévue. Si un revêtement doit être mis en place, ces hors profils augmentent considérablement les volumes nécessaires de béton.

Afin de réduire cet aléas, on procède avant l'abattage, à un pré-découpage soigné sur le long de la volée voulue. Ce procédé (pré-découpage) a pour objectif de limiter les hors profils et la fissuration dans le massif.

III.2.4 Choix du Mode de Creusement [7, 11] :

Après avoir passé en revue les méthodes de creusement, nous avons procédé par élimination des méthodes les moins adaptées.

La méthode de creusement au tunnelier est à éviter, pour les raisons suivantes :

- Géométrie de la section : le tunnelier ne creuse que les sections circulaires, alors que nous avons à creuser une section en fer à cheval en souterrain, et une section rectangulaire à ciel ouvert.
- Economiquement, la méthode du tunnelier est une technologie nouvelle et de pointe très mécanisée, exigeant de grands investissements et une main d'œuvre qualifiée.
- Si on rencontre, lors du creusement, un accident géologique, le tunnelier risque de bloquer. Et pour le débloquer, il faut creuser une autre galerie.

La méthode de creusement, à l'aide des machines à attaque ponctuelle, peut être adoptée pour le cas des roches tendres présentant de faibles résistances. on utilisera alors les excavatrices et les marteaux piqueurs. Dans le cas du métro d'Alger, cette méthode sera utilisée pour excaver les premiers mètres de la partie à ciel ouvert, constituée essentiellement de remblais.

La méthode de creusement à l'explosif est la plus adaptée au projet « Kh.B. », vu la dureté des roches constituant le massif (gneiss sain ou altéré), où le coefficient de compression $R_{cmin} = 246$ KPa. Cette méthode est relativement la plus économique, elle ne nécessite pas de gros investissements.

On ne doit pas, non plus, négliger les précautions à prendre avec cette méthode, car le projet en question (métro d'Alger) est situé en plein site urbain. Les explosifs provoquent des ébranlements dans le sol et viennent solliciter les ouvrages extérieurs (immeubles, ouvrages d'art, routes ...). Ces sollicitations ne doivent pas excéder un certain seuil (Voir Annexe A), au-delà duquel on enregistre des dégâts matériels et même des pertes humaines. Pour

respecter ce seuil et après étude, on a limité la vitesse de l'onde particulière à 2 cm/s. C'est le domaine même préconisé par l'A.F.T.E.S.

En limitant cette vitesse à 2 cm/s, il a été tenu compte de la qualité appréciable des édifices, qu'il convient de préserver ainsi que de la faible profondeur du tunnel.

La méthode retenue et qui semble la plus adaptée pour le creusement de la station « Kh.B. », est la méthode de creusement à l'aide des explosifs, celle-ci va être appliquée pour la partie à réaliser en souterrain (voûte haute, voûte basse), inscrite essentiellement dans le gneiss sain (roche très dure) et pour la partie inférieure de la station à réaliser à ciel ouvert (Voir Annexe A).

Dans les zones à faible résistance (les 10 premiers mètres de la partie à réaliser à ciel ouvert), on pourra utiliser les engins à attaque ponctuelle (excavatrices, marteaux piqueurs).

III.3 SOUTÈNEMENT

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, on a généralement recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de palier aux problèmes causés par la décompression du terrain. Ceci permet d'assurer la stabilité des parois.

La détermination du soutènement constitue l'un des éléments essentiels du projet de l'exécution d'un ouvrage souterrain. Il s'agit d'un problème complexe en raison de l'influence de nombreux paramètres.

Le choix doit alors prendre en compte les conditions naturelles du terrain, les conditions économiques et les sujétions résultants de l'organisation et de la sécurité du chantier.

III.3.1 Classification Des Soutènements :

On entend par soutènement, tout dispositif permettant d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine, pendant la période qui s'écoule entre le début de son exécution et la mise en place du revêtement définitif. on peut distinguer quatre classes de soutènement:

- Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant. Ce sont essentiellement :
 - Le béton projeté seul.
 - Le béton projeté associé aux cintres légers.

- Soutènements agissant, à la fois, comme confinement et comme armature du terrain encaissant. Il s'agit de :
 - Boulonnage associé ou non au béton projeté.
 - Boulon à ancrage ponctuel.
 - Boulon à ancrage réparti (scellé à la résine ou au mortier).
 - Barres foncées.

- Soutènements agissant par supportage :
 - Cintres lourds.
 - Cintres légers.
 - Plaques métalliques assemblées.

- Soutènement agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques :
 - Injection de consolidation.
 - Air comprimé.
 - Congélation.

III.3.2 Types de Soutènements [5, 12, 13] :

Les soutènements sont classés en deux (02) catégories principales suivantes :

- Les boulons, qui arment le terrain, sont associés ou non au béton projeté et apportent aux parois de l'excavation une pression radiale rendant, en quelque sorte, le terrain apte à se soutenir lui même.

- Assure une économie de main d'œuvre et de matériaux.
- La liaison roche-béton diminue la détente, la décompression, la flexion et les contraintes de traction.
- Le béton projeté reprend les moments fléchissant.

Boulonnage et Ancrage :

Le principe de la méthode consiste à chercher un point d'appui à l'intérieur du massif rocheux, dans le but d'appliquer à la surface de l'excavation une force de compression, destinée à compenser le manque de cohésion de la roche.

✓ **Types de Boulonnage :**

Boulons à ancrage ponctuel : Consiste à relier le plan de la surface excavée à un ou plusieurs points de la roche intacte.

Les types de boulonnage les plus connus sont :

- à expansion mise en précontrainte par vissage (Voir fig III.3).
- à fonte et à coin mis en place par percussion.

Boulons à ancrage réparti : Il consiste à armer la roche au moyen de barres métalliques scellées (au mortier ou à la résine) sur toute leur longueur.

✓ **Avantages et Restrictions d'Emploi :**

- Donne au terrain une rigidité et une résistance accrue.
- Introduit dans le terrain des contraintes supplémentaires (formation d'un anneau porteur par serrage radial d'une couche de roches des pré-voûtes).
- S'oppose à la détente de la roche, en lui conservant sa cohésion et sa compacité.
- L'écartement des boulons ne doit pas dépasser leur longueur.
- Le boulonnage convient aux roches de qualités moyennes et non aux terrains plastiques.

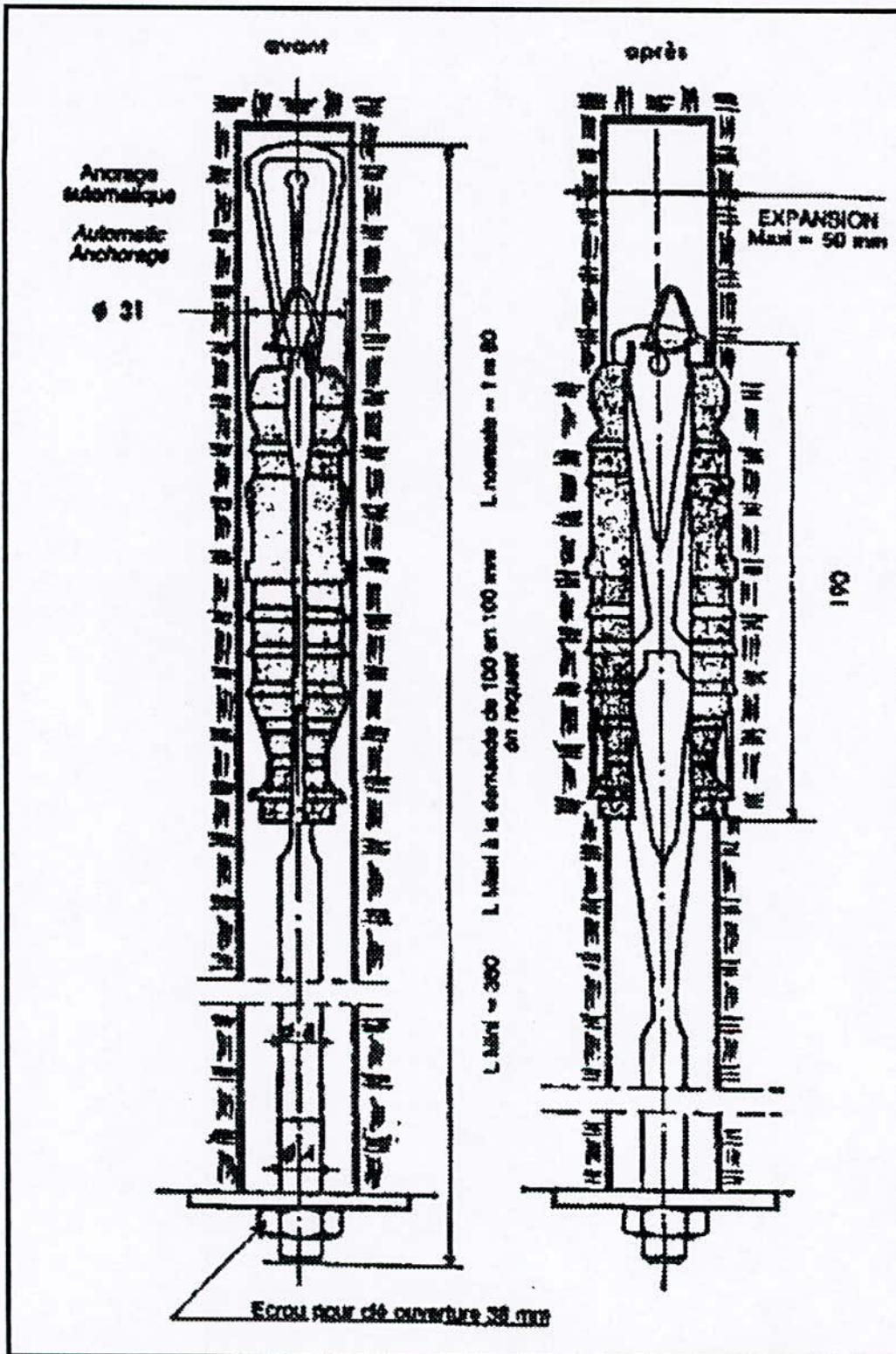


Fig III.3 Schéma d'un Boulon à Ancrage à Grande Expansion

(32 CR 1 – 32 CR 1L)

Blindages Métalliques :

Les différents types de blindage métallique sont :

✓ **Les Cintres :**

Ce sont des fers profilés en **I** ou **H**, cintrés à la demande selon la courbure de la voûte. Le cintre peut être en plusieurs tronçons, éclissés entre eux pour des raisons de maniabilité.

Il existe différents cintres, qui se résument dans le tableau suivant:

Cintres	Diamètres (mètres)
HEB120	2.5 à 5
HEB140	4 à 8
HEB180	7 à 10
HEB220	9 à 12

✓ **Marchavants Métalliques :**

Ce sont des tôles ayant un moment résistant grâce à une ondulation disposée dans l'axe de la galerie et reposant sur les cintres.

✓ **Pièces Métalliques de Chaînage :**

Elles maintiennent l'écartement des cintres.

✓ **Eléments Préfabriqués Lourds :**

Un revêtement préfabriqué se compose, en général, d'une série d'anneaux juxtaposés qui sont droits pour un tracé rectiligne et biais pour un tracé en courbe. Chaque anneau se compose d'un nombre égal de pièces élémentaires appelées voussoirs.

En plus de ces éléments, il existe des voussoirs clés, conçus pour constituer le clavage final de chaque anneau. Il peut s'agir soit d'une clé longitudinale ou d'une clé radiale (Voir fig III.4).

Ainsi, on distinguera selon l'évolution technologique :

- Les clavaux en béton.
- Les voussoirs boulonnés en béton armé.
- Les anneaux mis en place par expansion.
- Les voussoirs articulés.

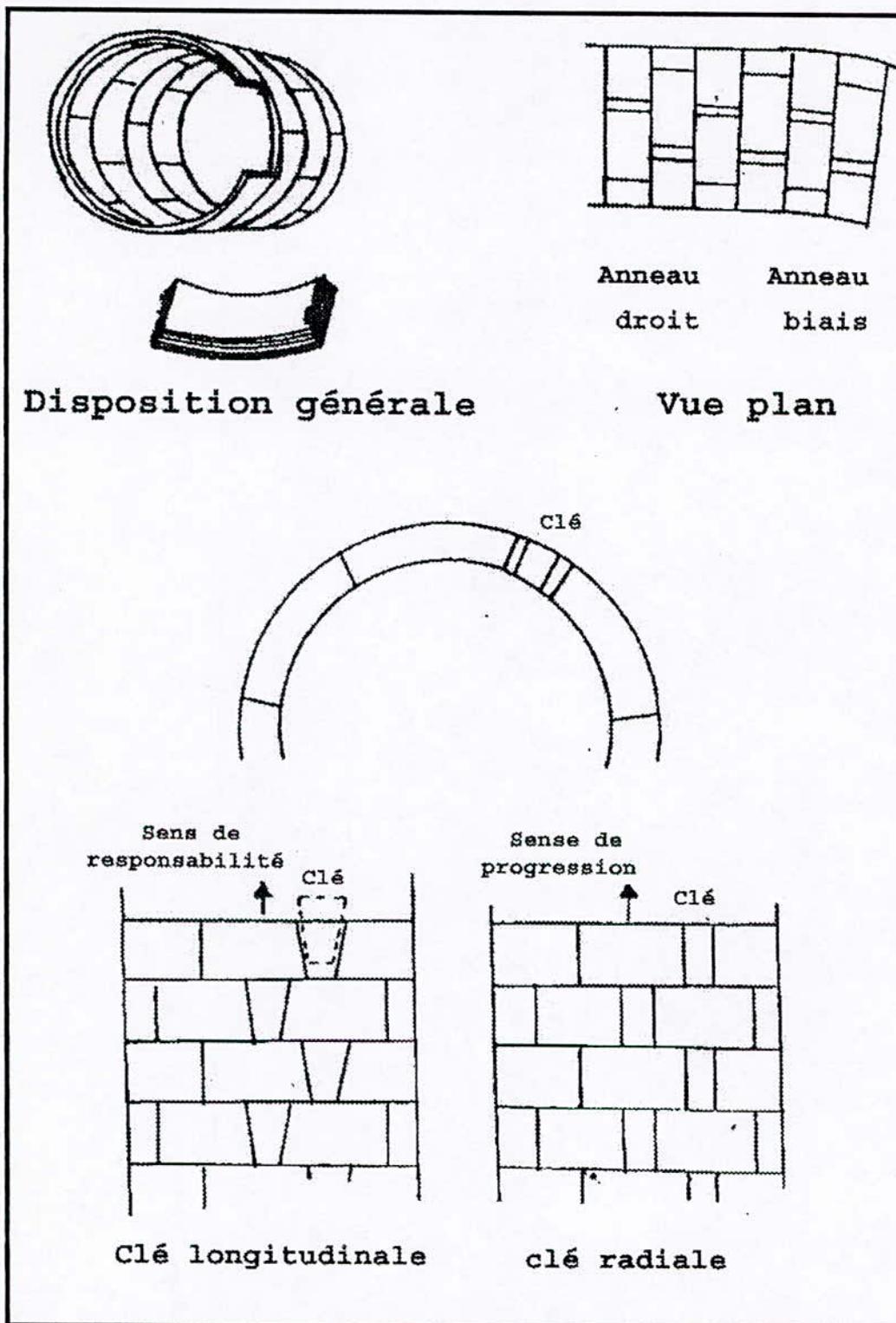


Fig III.4 Eléments Préfabriqués Lourds

Système « Bernold » avec Revêtement en Béton :

Ce système est constitué de tôles **Bernold**, montées sur des cintres. L'espacement entre le terrain et les tôles est rempli de béton. Ces tôles jouent le rôle de coffrage et d'armature, formées de nervures, d'ondulations et d'incisions. Elles sont livrées cintrées selon le rayon de la galerie.

Les cintres de montage empêchent la fissuration du revêtement lors des éventuelles explosions; mais après prise du béton, on enlève ces cintres pour les réutiliser. Dans certains cas de mauvais terrains, on les laisse en place.

✓ **Mise en Œuvre :**

Une fois les cintres placés, on pose les tôles de coffrage et d'armature des deux (02) côtés à partir du bas et on remplit, simultanément, l'espace situé entre elles et la roche avec du béton, mis en oeuvre à l'aide d'une machine « Spirocret ». A la fin, on applique sur les tôles 3 à 5 cm de béton projeté pour éviter leur corrosion.

✓ **Avantages de la Méthode :**

- Facilité de la mise en place.
- Bon contact entre le terrain et le béton.
- La minceur et la déformabilité du soutènement sont telles que ce dernier peut s'adapter à toute modification de l'état de contrainte du terrain.
- Possibilité de superposer plusieurs tôles, lorsque les conditions géologiques sont mauvaises et le système peut constituer un revêtement définitif.

III.4 DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains, à partir des classifications des massifs rocheux. Ces méthodes sont, en effet, rapide d'emplois, donc économiques.

Ils existent de nombreuses méthodes de classification, se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et de la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à l'autre.

Actuellement les méthodes empiriques les plus utilisées sont :

- Z. Bieniawski
- A.F.T.E.S.
- N. Barton
- D. Deere

Il faut noter que ces méthodes sont actuellement quelque peu dépassées, du fait que les techniques d'exécution ont beaucoup diminuées les effets de décompression et aucune méthode ne peut garantir les recommandations de soutènement aux quelles elles aboutissent. Elles doivent aussi être utilisées avec prudence.

III.4.1 Recommandation A.F.T.E.S. pour le Choix du Soutènement :

Les recommandations de L'A.F.T.E.S. comportent deux grandes catégories de critères lors du choix du soutènement [14]. Ces critères sont :

Critères Liées au Terrain Encaissant :

Parmi ces critères, on distingue :

- La résistance à la compression de la roche.
- Les discontinuités.
- L'altérabilité.
- Les conditions hydrogéologie.
- Les conditions naturelles de gisement.

Critères Liés à l'Ouvrage et son Mode d'Exécution :

- Les dimensions et forme de la cavité ;
- Le procédé d'abattage (mécanique ou à l'explosif)

Critères relatifs à l'environnement :

Il s'agit particulièrement :

- De la plus grande nocivité des tassements vis à vis de l'environnement.
- Des effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

III.4.2 Choix du Soutènement :

Chacun des critères cités précédemment sont successivement examinés et font l'objet d'un tableau à 2 entrées en fonction des différents cas de mode de soutènement possibles [14].

Les recommandations de l'A.F.T.E.S. comportent, au total, neuf (09) tableaux de ce type relatif à chacun des critères étudiés. Lorsque tous les critères ont été passés en revue, il est possible de dresser un tableau de synthèse, en procédant par élimination de certains types de soutènement.

✓ Application des Recommandations de l'A.F.T.E.S. :

Par références aux recommandations A.F.T.E.S. concernant la description des massifs rocheux utiles à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains [15], le choix de soutènement au niveau de la station « Khelifa Boukhalfa » est basé sur les caractéristiques suivantes :

- **Environnement** : c'est un environnement urbain.
- **Mode d'abattage** : l'abattage se fait à l'explosif.
- **Altération** : s'étend sur toute la masse rocheuse. La roche est d'une grande partie friable à non-friable ; alors, on peut classer l'état d'altération en catégories :

- AM3 moyennement altéré 90% diffuses.
- AM4 très altéré 10% diffuses.

➤ **Conditions Hydrogéologiques** : Chargé hydrauliques en dessous du radier de l'ouvrage souterrain $H < 10$ m. D'après l'A.F.T.E.S. c'est la catégorie H1.

La perméabilité de faible à moyenne à forte, varie entre 10^{-8} à 10^{-6} m/s (K2), et entre 10^{-6} à 10^{-4} m/s (K3).

➤ **Fissuration** : Les discontinuités sont rapprochées avec des bancs minces, alors d'après l'A.F.T.E.S., c'est la catégorie ID4/S5.

La famille de discontinuité dominante est parallèle à l'ouvrage et de pendage fort. L'angle α , entre le pendage et l'axe d'avancement du creuset, est de 65° à 90° ; et l'angle de pendage β varie entre 60° et 90° , alors c'est la catégorie OR4. On distingue plus de deux (02) familles principales de discontinuité, c'est la catégorie N4b.

➤ **Résistance à la Compression** : Les valeurs de la résistance à la compression en place variant de 200 à 500 MPa placent la roche en catégorie R1.

Sur la base de ces éléments, on peut établir un tableau de synthèse où on prévoit le soutènement suivant (Voir Tableau III.1) :

- Béton projeté avec un ancrage continue en association avec des cintres légers.
- Des cintres lourds en association avec du béton projeté.

Application au ouvrage dans le gneiss		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs	
				Ancrage ponctuel	Ancrage repartis	Barres	Lourds	Légers	Métal	Béton
Critères	Classes									
Comportement mécanique	R1	#	\$	\$	\$	\$	#	\$	&	&
Discontinuité	OR4/S4/ N4b/ID4	&	\$	#	\$	\$	#	#	#	#
Altérabilité	Délitage	&	\$	#	#	#	#	\$	\$	\$
Hydrologie	H1/K2-K3	#	\$	\$	\$	\$	\$	#	#	#
Couverture	CN4	#	\$	#	#	#	#	#	#	#
Dimension Galerie	2.5<D<15m	#	\$	\$	\$		\$	&	&	&
Environnement	Sensibilité de tassement	&	#	\$	\$	\$	\$	\$	&	&
Synthèse		#	\$	\$	\$	\$	\$	\$	&	&

Tableau III.1 Choix du Soutènement

\$: Nettement favorable.

: Plutôt favorable.

& : Plutôt défavorable.

§ : Nettement défavorable.

III.4.3 Conclusion :

On ne doit pas se contenter seulement de l'aspect technique de ces classifications, car les paramètres, sur lesquels elles se basent, sont très aléatoires et variables.

D'un point de vue économique, les voussoirs métalliques sont très chères et nécessitent une unité de fabrication. Les voussoirs en béton nécessitent de gros investissements et une technologie avancée.

Le soutènement, à l'aide des boulons à ancrage réparti, associe le terrain à son propre supportage. Il permet une certaine convergence qu'on ne peut tolérer, vu que le site est très sensible aux tassements.

Le soutènement adopté pour le cas de notre projet est le suivant :

- Cintres lourds tous les 0,60 à 1,20m.
- Béton projeté avec une épaisseur de 15cm.
- Treillis soudé
- Boulons à ancrage (un boulon sur chaque surface de 0.8 à 1m²).

Les cintres seront portés par des éléments en acier I.P.N assez rigides. On peut leur donner aussi des jambes de renforcement ou des ancres à l'aide des boulons.

Le pré-dimensionnement des cintres s'effectue à l'aide des recommandations de l'A.F.T.E.S.,

Portée	D = 14.7m
Classe	R3b
Pression de confinement	1.5 à 3 MPA

On a, donc, un cintre de type HEB 180 à 220. Les cintres seront constitués de HEB 220 espacés de 0.8 à 1.2m et le béton projeté doit enrober les cintres. Le module de déformation du terrain sera 2000 bars si l'espacement est de 1.2m, et 3000 bars si l'espacement est de 0.8m.

Pour solidariser les cintres entre eux, on doit les relier à l'aide des entretoises constituées de profilés métalliques (PN, IPE), ou de barres d'aciers de gros diamètres. Ces entretoises joueront le rôle de contreventements.

Dans les zones de bonne tenue, les cintres seront espacés de 1 m à 1.5m. Mais dans les zones de mauvaise tenue, on peut descendre jusqu'à 0.6m.

Les boulons à ancrage seront répartis sur des surfaces de 0.8 m², en clé de voûte .

III.5 DIFFERENTS MODES DE CONSTRUCTION [7, 9, 12]

III.5.1 Creusement en Pleine Section :

La méthode du creusement en pleine section consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou assez bonne tenue, lorsque leurs sections n'est pas trop importantes pour être couverte par une machine à attaque globale.

Cette méthode facilite l'organisation du chantier. Elle est la plus rapide dans les tunnels de plus de 40 ou 50 m² de section, elle nécessite de gros engins, dont l'amortissement impose en générale des chantiers d'une certaine longueur (plusieurs kilomètres). Elle suppose, d'autre part, un bon terrain systématique. La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

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

III.5.2 Creusement par Section Supérieure :

Cette méthode consiste à excaver, dans une première phase, la demi - section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 mètres. Dans la 2^{ème} phase, on procède à l'excavation de la demi - section inférieure appelé Stross.

La mise en place du soutènement peut être réalisée une fois le creusement du tunnel en demi - section supérieure est terminée, ou avec un certain décalage (de 20 à plusieurs centaines de mètres). Pour les tunnels de grandes dimensions (plus de 40 à 50m²), un avantage notable de cette section comparée au creusement en plein section et sa souplesse d'exécution. Elle s'adapte bien au procédé moderne avec un soutènement immédiat (Nouvelle Méthode Autrichienne : N.A.T.M.).

III.5.3 Creusement en Section Devisée :

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

d'utiliser une autre méthode.

Avec un creusement en sections devisées, chaque phase des travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée.

Le creusement en section devisées s'applique ainsi :

- Aux grandes excavations souterraines, dont la section est très importante.
- Aux tunnels dans des mauvais terrains, lorsque les autres méthodes de constructions présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements en surface inadmissible (tunnel en site urbain sous faible couverture).

La division de la section est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire, qui peut rester stable pour elle-même avant la mise en place du soutènement.

On distingue deux modes de creusement en sections devisées :

- Le mode de creusement possible consiste à creuser, dans une première phase, une galerie de faite en clé de la voûte, puis élargir latéralement pour achever la demi-section supérieur de l'excavation finale. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontales à l'abri du soutènement de la voûte.
- Un autre mode consiste à commencer par deux galeries de base, au niveau des piédroits, pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section.

III.5.4 La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.A.T.M.) :

Faire un tunnel, c'est décharger le milieu rocheux. C'est-à-dire, créer une décompression. Le comportement de ce dernier est toujours très difficile à prévoir avec précision, pour le court terme, comme pour le long terme.

La **N.A.T.M.** date de la fin des années trente. Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par :

- La mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté.
- Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé.
- l'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement.
- Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée.
- Une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain, apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages.
- Eventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.
- L'ensemble permet donc, au terrain de participer au soutènement du en raison de la formation d'une voûte monolithique (revêtement + terrain). Le terrain devient ainsi auto porteur.

La figure (III.5) illustre les modes d'action de la méthode classique et de la **N.A.T.M.** :

- Sur la partie de gauche sont schématisés les phénomènes de décompression dans le terrain, la dégradation mécanique du matériau et la voûte rigide supportant une masse importante du massif mécaniquement inerte (méthode classique).

- Tandis que pour la **N.A.T.M.** (partie de droite), on peut noter la disparition quasi - totale de la décompression.

En effet, après décompression, la chute des caractéristiques mécaniques entraîne nécessairement un dépassement de la résistance du matériau utilisé, qui marquera un désordre dans le massif. Pour la **N.A.T.M.**, il n y a pas de dégradation du matériau, vue la mise en œuvre d'un revêtement immédiatement après le creusement. :

La voûte de béton augmente la sécurité par un confinement supplémentaire stabilisateur. La pression de confinement est due à l'action du boulonnage et des déformations ultimes du massif s'appuyant sur le revêtement de béton.

Les Avantages de la N.A.T.M. :

- Mise en œuvre rapide du soutènement.
- Revêtement souple et continu.
- Contrôle du comportement du terrain au cours de l'exécution
- Apport d'un confinement stabilisateur.

Limites de la N.A.T.M.

Cette méthode trouve ses limites techniques dans quatre cas principaux lorsque :

- les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous - pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton frais.
- le terrain est trop peu cohérent.
- l'efficacité du boulonnage est insuffisante, la hauteur de couverture entraîne des pressions élevées et même le renforcement par des cintres légers ne pourra suffire.

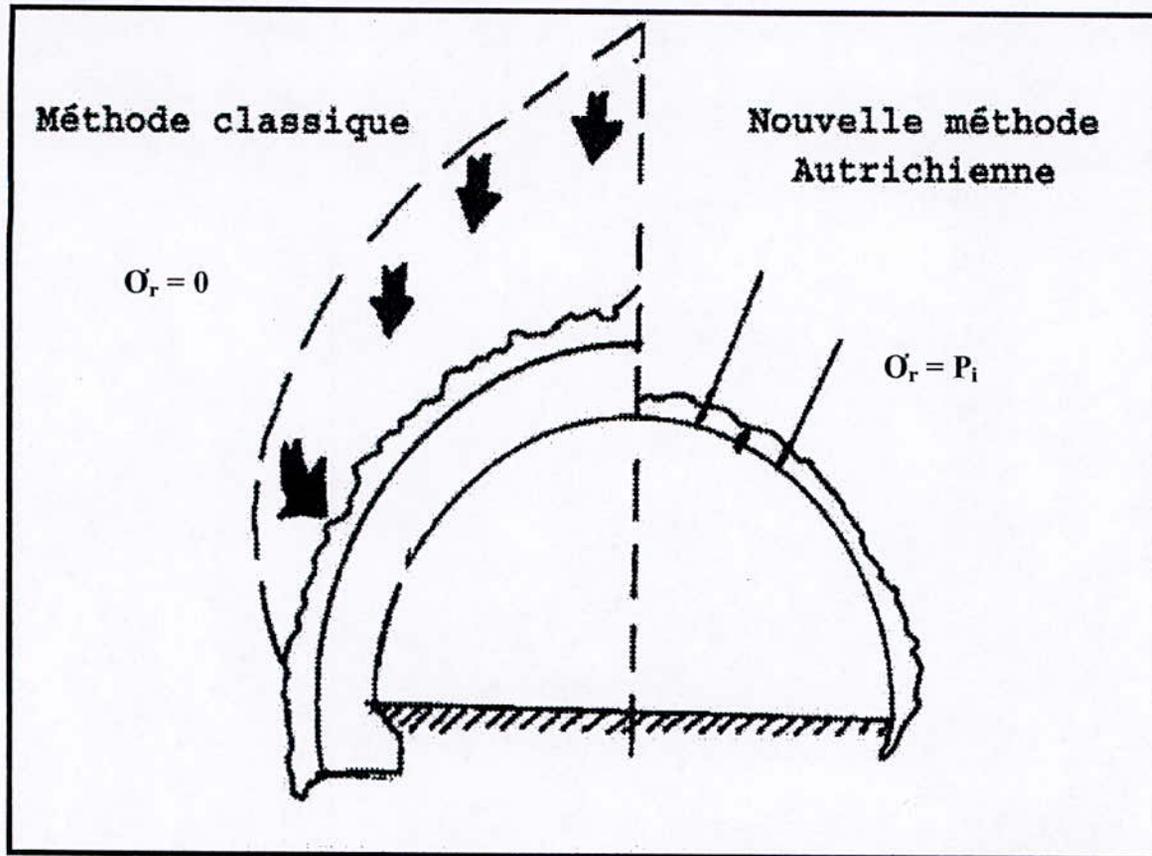


Fig III.5 Les Modes d'Action de la Méthode Classique et de la N.A.T.M.

Le terrain est trop hétérogène, il ne permet pas un découpage soigné de la cavité ; sur un tel terrain l'apparition possible de concentrations locales des contraintes rend le comportement de la coque de béton projeté variable le long des parois.

Remarques

- Dans le cas d'excavation à l'explosif, on doit recourir à la technique de pré découpage pour préserver la résistance initiale du terrain.
- Le mode de travail des cintres légers vise à reprendre les efforts transmis par la coque de béton, à les répartir tout au long de l'arc et à les renvoyer éventuellement en profondeur par l'intermédiaire des boulons, auxquels ces cintres sont suspendus. Cela augmente aussi la rigidité du revêtement et diminue la convergence.

Conclusion :

Le processus réel de creusement est très varié suivant la nature géotechnique des terrains traversés, la géométrie et l'emplacement de l'ouvrage (profondeur, site...). Sur le plan mécanique, la **N.A.T.M.** est très satisfaisante, car elle tire au maximum le profit de la résistance initiale du terrain ; de plus , c'est une méthode économique, car elle réduit la section excavée pour une section utile donnée. Le prix de revient du soutènement est moins élevé (le coût des élément est plus réduit et leur mise en place est plus rapide)

L'inconvénient majeur de cette méthode est sa rigueur totale. elle nécessite une technicité réelle dans sa mise en œuvre ainsi qu'une expérience suffisante pour en cerner les limites.

Vue les conditions technico-économiques dans le cas de la station « Khelifa Boukhalfa » , et en prenant en considération les avantages et les inconvénients de la **N.A.T.M.** et les autres méthodes classiques cités au dessus, l'extraction se réalise par la Nouvelle Méthode Autrichienne de Construction de Tunnel.

III.6 LES DIFFERENTES PHASES DE REALISATION DE LA VOÛTE INTERMEDIAIRE

La voûte intermédiaire, une partie souterraine de la station « **Kh.B.** », se situe dans les gneiss d'épaisseur de 2m au maximum, contenant probablement des contacts argileux en clé de voûte. Sa couverture est de l'ordre de 13m. Elle est constituée d'une voûte principale de 14.5m d'ouverture dont la hauteur est de 13m sur toute sa longueur ; cette dernière est encadrée par deux (02) galeries latérales de 5m de portée.

Le principal danger, qu'entraîne le creusement d'un tunnel, est le relâchement ou la relaxation des terrains qui le surmontent et qui ont tendance à combler l'excavation en cours. Ce phénomène, dénommé décompression, se manifeste par un flanchissement des couches supérieures et des parois latérales ; et se propage, plus ou moins rapidement, jusqu'à la surface. Cette décompression se traduit par des affaissements appelés « **Tassements** ».

Ces tassements sont préjudiciables pour les constructions existantes et ils sont susceptibles de provoquer de graves dégâts. Pour cela, on propose, pour la réalisation des parties voûtées de la station, une méthode d'excavation classique mais plus sécurisante. Elle est valable quelles que soient la cohésion des terrains, la profondeur des ouvrages et la hauteur de la nappe phréatique. Cette méthode consiste à réaliser progressivement et par petites parties successives.

L'exécution des travaux souterraine est effectuée selon les démarches suivantes [5] :

- L'excavation à l'explosifs par demi section (suivant la nature du terrain rencontré).
- Marinage à l'engin mécanique (**TORO 400D**).
- Soutènement provisoire : Nouvelle Méthode Autrichienne (**N.A.T.M.**) ou méthode P.T.S.S. (Participation du Terrain Stabilisé au Soutènement), c'est à dire :
 - Demi section supérieure : soutènement des parois par boulons d'ancrages avec la mise en place des cintres en profilé métallique (exemple **HEB**) avec treillis soudés en béton projeté en utilisant la tôle **TN 40** comme coffrage perdu..
 - Demi section inférieure : soutènement des parements avec d treillis soudés et béton projeté, soit des piédroits ou des butons (suivant la stabilité des parois).
- Drainage : le drainage est exécuté avant le bétonnage du radier, le captage des eaux qui s'infiltrent à travers la roche se fait par des drains au niveau des parements qui sont relia au drainage centrale par des drains transversaux.
- Bétonnage en trois (03) phases : voûte, piédroits et radier.

l'excavation et le revêtement des différents éléments constitutifs du tunnel (voûte, piédroits et radier) :

➤ **Voûte :**

A partir d'un puits d'attaque, on procède à l'exécution d'une galerie d'avancement établie à la partie centrale supérieure de la future voûte. Ces opérations d'élargissement sont appelées abattages. Elles sont effectuées à des distances de 10 à 15m les uns des autres. Ensuite, on procède au soutènement et au blindage de la voûte.

➤ **Piédroits :**

Une fois tous les anneaux de la voûte achevés, les parties inférieures peuvent être exécutées. Une cunette de stross (une sorte de tranchée axiale longitudinale) est creusée, approximativement, jusqu'au niveau du radier. Elle permet la réalisation des Piédroits.

A partir de cette cunette, des saignées (plots) de 3 à 5m de largeur sont terrassées perpendiculairement à l'axe sous la voûte jusqu'à l'extrados des piédroits. Ceux-ci sont alors bétonnés jusqu'à la voûte. Pendant cette opération, les parties de la voûte, appuyées soit sur les terrains non encore excavés, ou sur les plots de piédroits déjà construites, soutiennent par rigidité longitudinale la portion surplombant la zone terrassée.

Si le terrain présente une très mauvaise tenue, le stross est maintenu en place et les plots de piédroits sont réalisés en puits.

➤ **Radier :**

Dès que deux (02) plots de piédroits se faisant face sont achevés, le terrain, situé entre eux, peut être enlevé pour permettre l'exécution du radier.

En ce qui concerne l'excavation de la demi section supérieure et on se basant sur la **N.A.T.M.** pour la réalisation de cette ouvrage, on attaque en premier lieu, la galerie centrale (galerie de faite. Voir fig III.6) à l'aide de l'explosif et l'avancement sera de deux (02) volée en amont (volée de 1m. Voir fig III. 7).

Ensuite, on entame les deux (02) reins latéraux avec la même procédure, tel que la mise en place du soutènement provisoire (cintres lourds, boulons à ancrages, treillis soudé, une couche de 15cm du béton projeté) accompagne chaque déroctage d'une volée. Cette opération se poursuivra sur les neufs (09) premiers mètres linière (9 volées), et sur un estacade mis sur la plate de forme de travail, où on pose le coffrage coulissant pour le revêtement en béton des six (06) premières mètres (Voir fig III. 8), laissant trois(03) mètres de décousu.

Après, on dérocte six (06) mètres en avant avec un soutènement provisoire qui suit directement le creusement, et on enchaîne le bétonnage sur six (06) mètres avec toujours moins de trois (03) mètres de décousu ; et ainsi de suite, jusqu'à l'achèvement des 42 mètres (longueur totale de la voûte intermédiaire)de cette partie de la station.

A fin d'avoir le couronnement de la demie section supérieure et suite au bétonnage de la clé de la voûte, on entame le stross (partie inférieure) de la voûte intermédiaire de la façon suivante [5] :

- ✓ L'excavation partiel des piédroits .
- ✓ Le bétonnage du mur latérale.
- ✓ L'excavation de la partie intermédiaire du stross.
- ✓ Le bétonnage de la partie intermédiaire du mur latérale.
- ✓ Le bétonnage de la dalle .
- ✓ L'excavation de la partie inférieure du stross.
- ✓ L'excavation de la partie intermédiaire des piédroits.
- ✓ Le bétonnage de la partie intermédiaire et inférieure du mur latérale.
- ✓ L'excavation et le bétonnage du radier (Voir fig III. 9).
- ✓ Le coffrage et le bétonnage de la dalle intermédiaire de la salle des billets (Voir fig III.10).

Les couloirs seront excavés et revêtus en béton au fur et à mesure de l'avancement des travaux, la longueur du coffrage disponible et la teneur de l'ouvrage sans revêtement, ce qui favorise le bon avancement des travaux (Voir les différentes phases d'exécutions de la voûte haute dans la figure III.11).

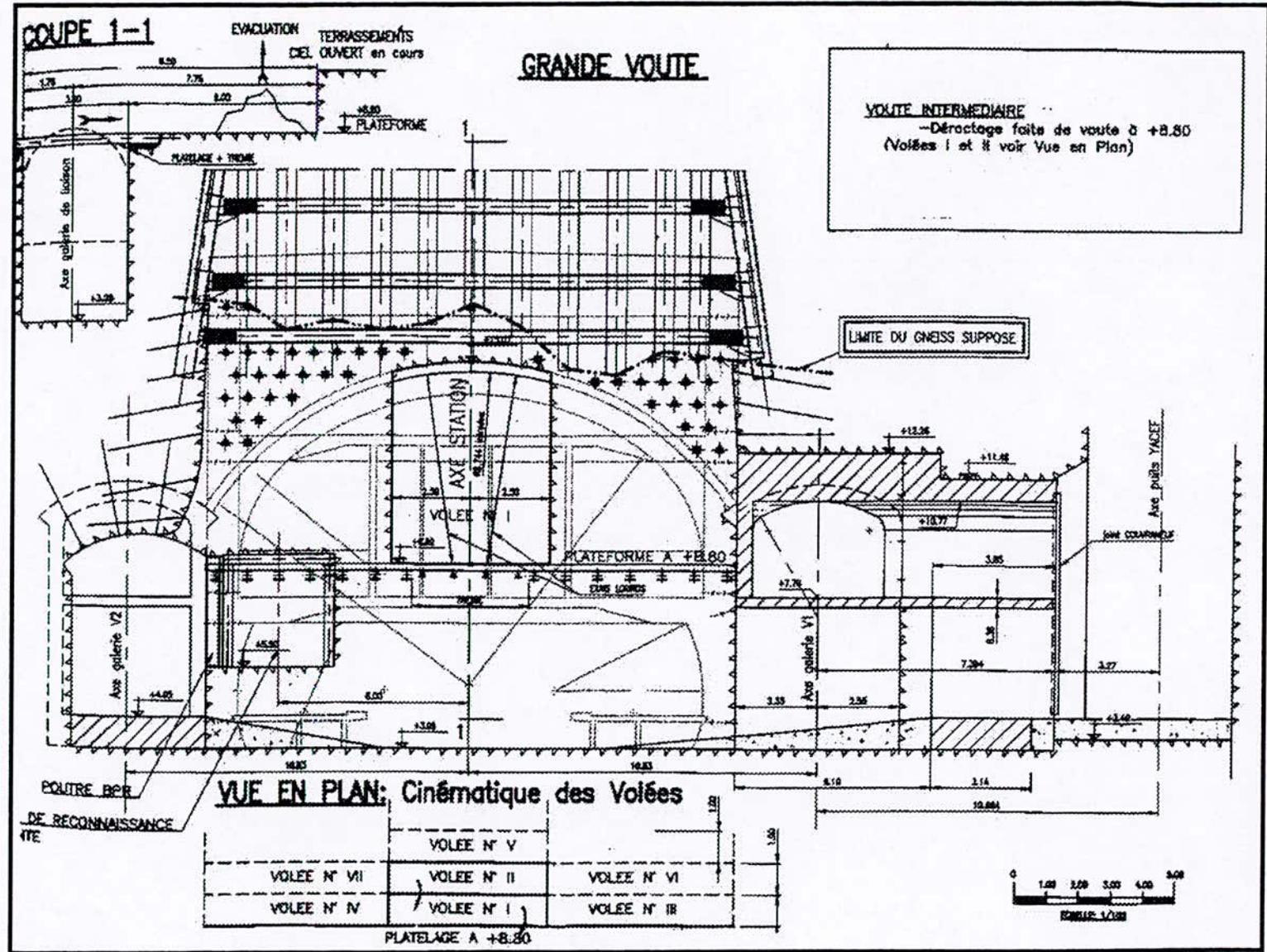


Fig III.6

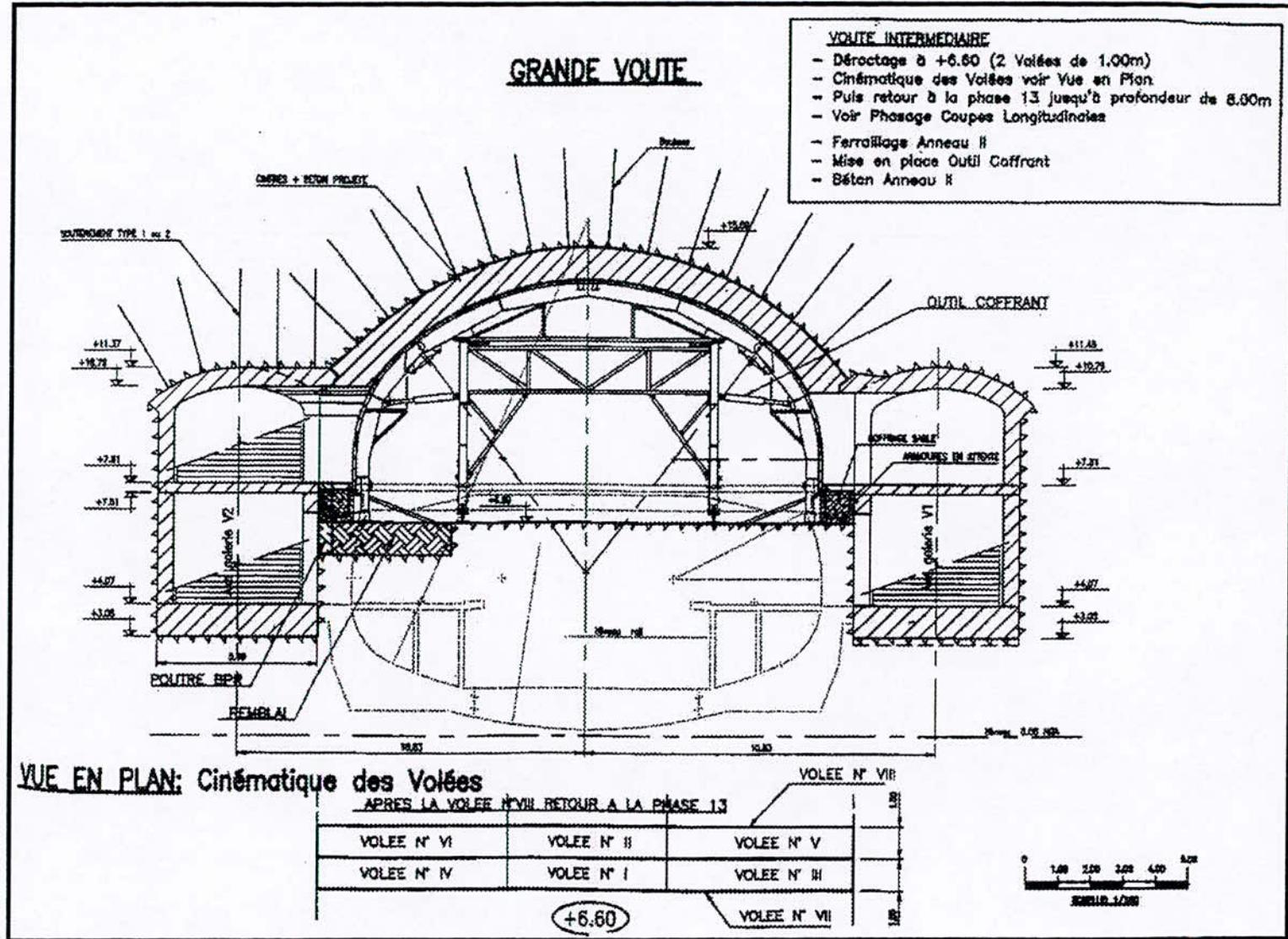
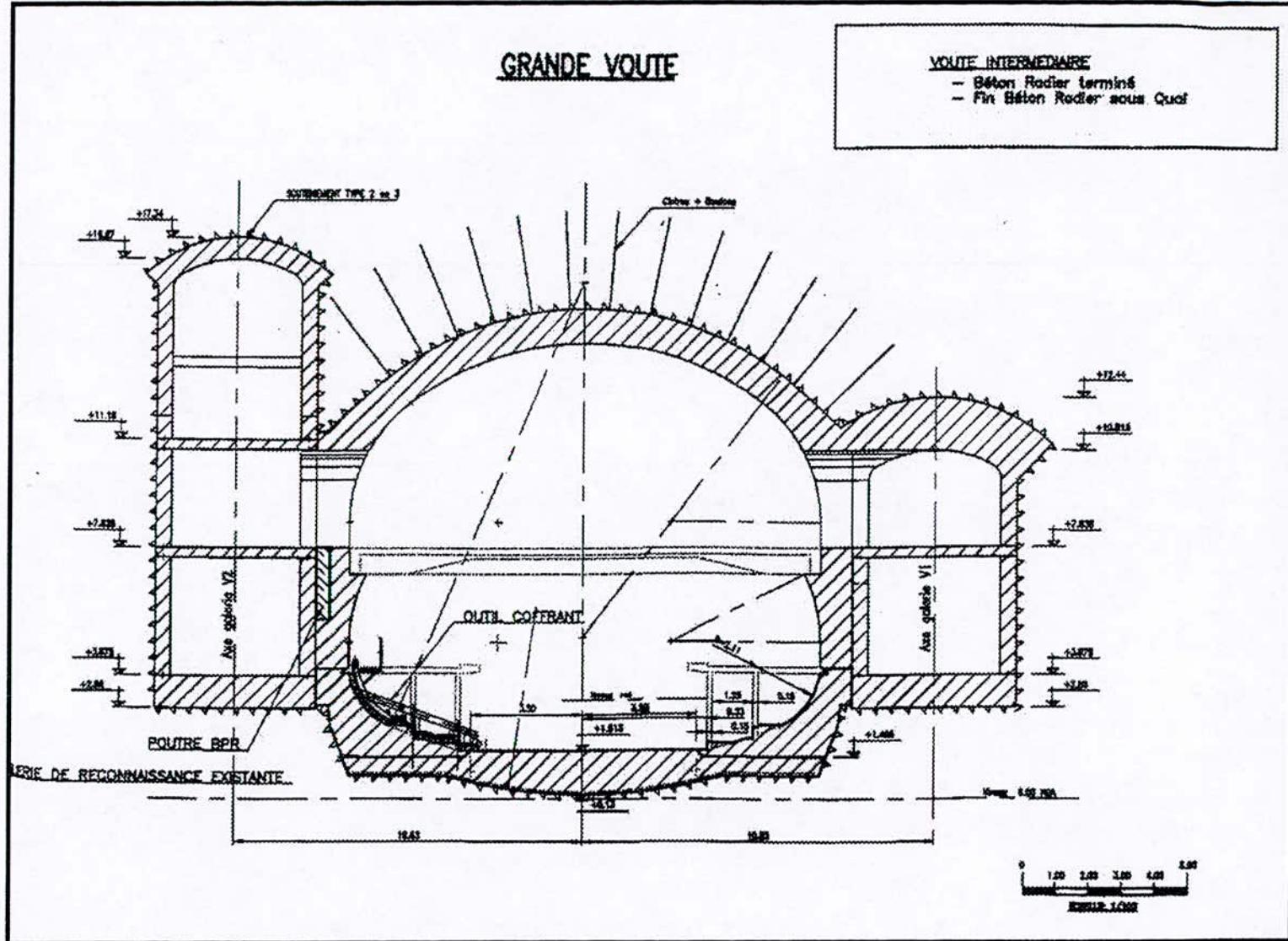


Fig III.8

Fig III.9



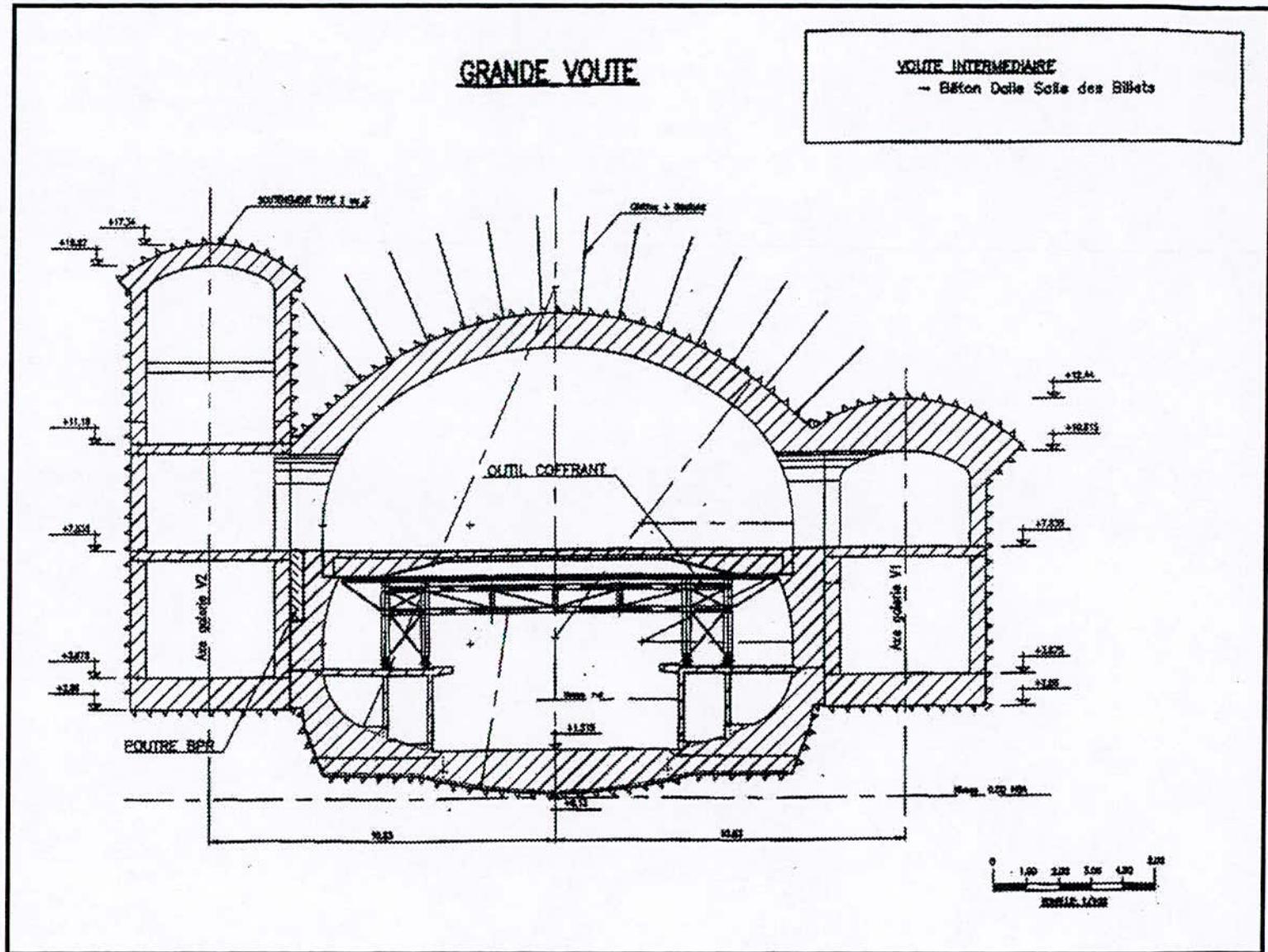


Fig III.10

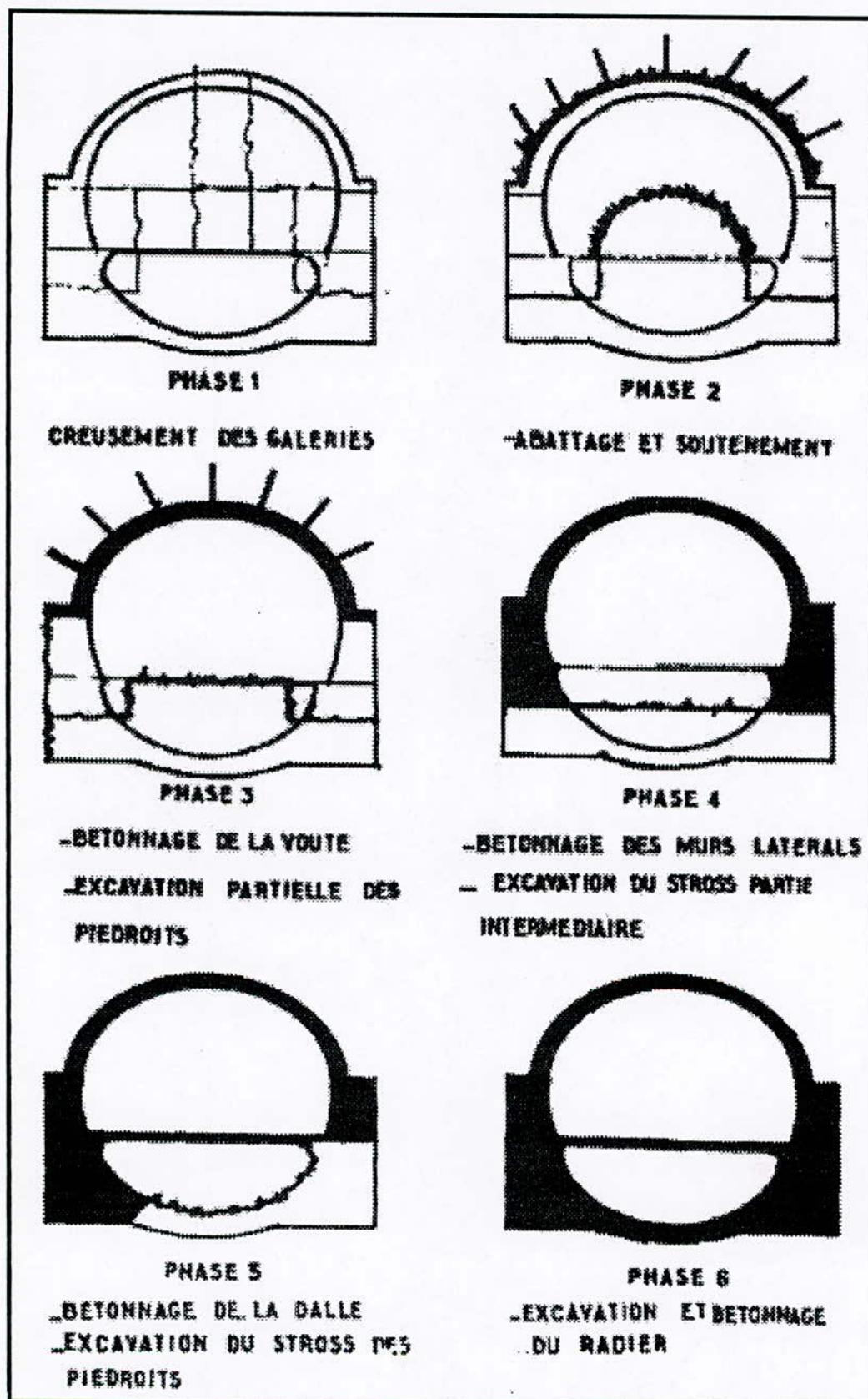


Fig III.11 Les Différentes Phases d'Exécution de la Voûte Haute

III.7 REVETEMENT DEFENITIF [16, 17]

Le revêtement est conçu pour répondre aux exigences suivantes :

- Assurer la stabilité de l'excavation et notamment le maintien indéfini de sa forme et de ses dimensions.
- Assurer une étanchéité suffisante aux eaux.

III.6.1 Facteurs Intervenant dans l'Etablissement des Contraintes dans le Revêtement :

Les principaux facteurs se résument dans les points suivants :

- Une interaction entre le terrain et le revêtement.
- Le poids propre du revêtement.
- La pression hydrostatique.
- Les surcharges de gonflement due à l'altération de certaines roches.
- Les déformations, dues au retrait du béton, au fluage et aux variations de températures, donnent des contraintes dans le revêtement, si elles sont bloquées.

III.6.2 Forme du Revêtement :

Dans les terrains de qualité bonne ou moyenne, où aucune sollicitation importante n'est à craindre, le revêtement de la voûte convient le mieux. Alors que les sections partielle ou totalement circulaire sont recommandables dans les terrains susceptibles d'exercer de fortes poussées.

III.6.3 Matériaux Utilisés pour le Revêtement :

Selon la qualité des terrains et la méthode d'exécution, les matériaux les plus couramment utilisés pour la construction des revêtement sont :

- Le béton projeté.

- Le béton coffré non armé.
- Le béton armé.
- Les voussoirs préfabriqués en béton armé ou en fonte.

Dans le cas de la station « Khelifa-Boukhalfa », et en raison des dispositions parasismiques, le béton de revêtement définitif est exécuté par tronçon successifs de 6m de longueur. Le béton définitif est coulé en deux phase :

- Les pieds-droits (banquettes) et le radier coulé à l'aide d'un coffrage métallique suspendu aux cintres de soutènement provisoire.
- La section voûtée coulée en une seule fois à l'aide d'un coffrage cintre roulant sur rails (l'estacade).

III.8 ETANCHEITE

Des joints à jeu transversal (joints parasismiques) seront disposés tous les 25cm dans les zones de roches dures et tout les 12.5cm dans les roches tendres.

Dans les zones de faille, la bande d'arrêt d'eau (Water - Stop), devant constituer un joint de cisaillement, doit avoir les caractéristiques suivantes :

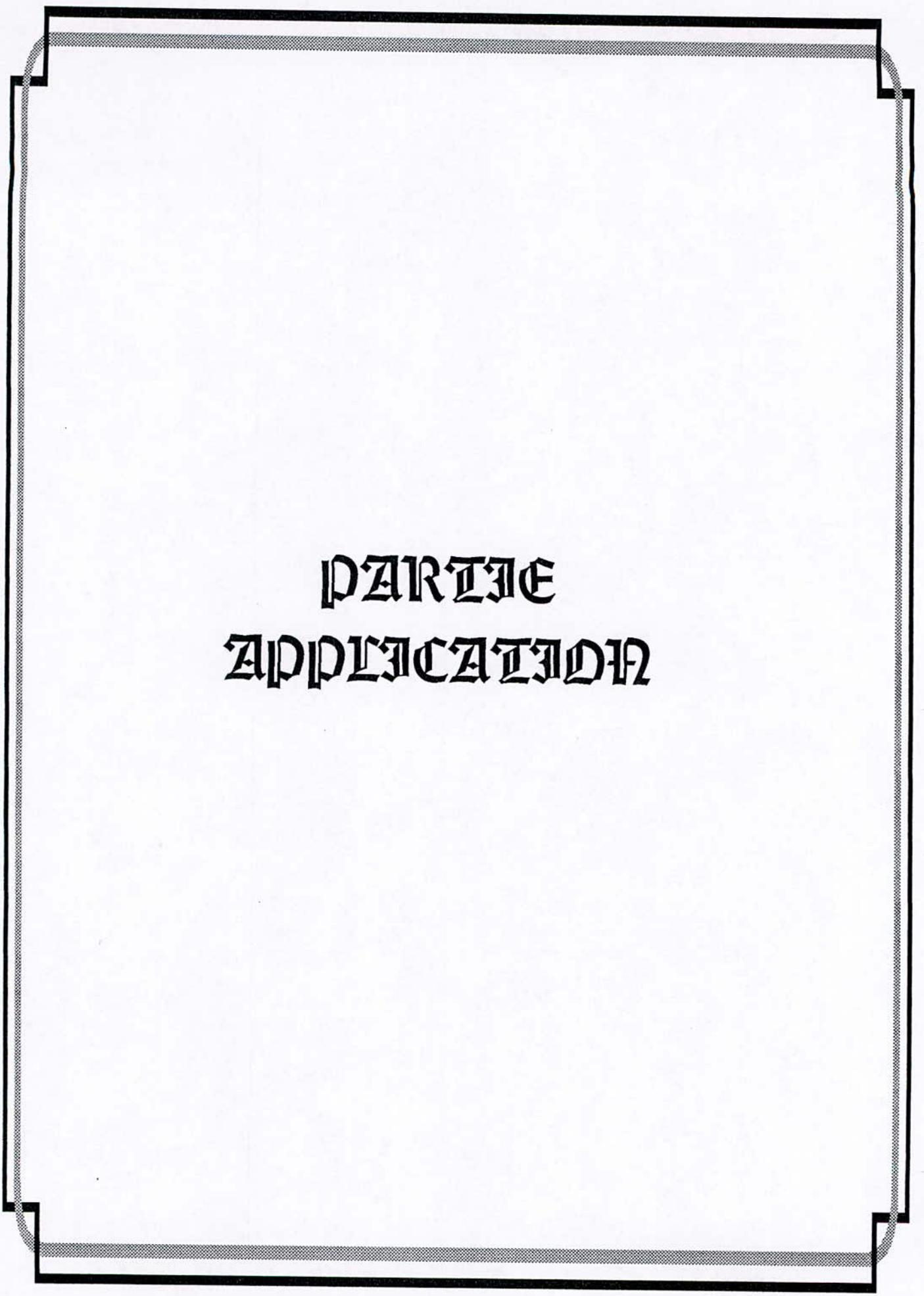
- Elasticité permanente, garantissant les propriétés initiales d'élongation, permettent à l'ouvrage de conserver un caractère étanche dans le cas d'un mouvement transversal.
- Résistance aux eaux agressives.
- Possibilité de soudure simple sur chantier.
- Résistance à une pression d'eau de plus 25m.

Deux types de joints sont utilisés :

- Des joints verticaux aux droits des discontinuités de terrain (failles).

- Des joints entre parties d'ouvrages qui auront des comportements sous séisme différents par leur différence de forme (joint entre tunnel et station, joint entre station et accès, etc....).

L'ensemble de ces dispositions devra permettre d'assurer le bon comportement des ouvrages du métro d'Alger en cas de séisme [10].



**PARTIE
APPLICATION**

INTRODUCTION

Les méthodes numériques ont permis de résoudre des problèmes mathématiques de plus en plus complexes, provenant de modèles physiques sophistiqués.

Les logiciels interactifs de traitement graphique des informations ont ensuite été utilisés, afin de décrire commodément à l'ordinateur des objets dont la géométrie et les propriétés physiques nécessitent un volume d'information trop important pour les modes classiques d'entrée des données.

Il existe plusieurs méthodes numériques que analytiques (éléments barres, volumes finis, éléments finis et la méthodes des convergences confinements) qui sont à leurs tour indissociables au sein des logiciels destinés à la Conception Assisté par Ordinateur (C.A.O.) et à ce que l'on appelle maintenant, l'Ingénierie Assistée par Ordinateur (I.A.O.).

Chapitre IV

Simulations Numérique et Analytique

SIMULATION NUMERIQUE ET ANALYTIQUE

Pour un ouvrage donné, l'utilisation d'un code de calcul aux éléments finis permet de construire un modèle de fonctionnement, capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le comportement obtenu de cet ouvrage.

Ce modèle de fonctionnement fait appelle à :

- La mécanique des milieux continus.
- La rhéologie des matériaux.
- Et au calcul par ordinateur.

Cette modélisation utilise la mécanique des milieux continus, en assimilant la matière à un milieu continu et en permettant d'évaluer les déformation, les contraintes et d'établir la loi de comportement.

La rhéologie, par l'étude expérimentale des matériaux, permet de formuler et de valider une description mathématique du comportement différé d'un échantillon de volume représentatif.

Le calcul numérique fournit le moyen de résoudre d'une manière approximative mais très proche du problème physique.

On représente une simulation par les éléments finis de l'action du terrain environnant sur un tunnel, aux divers stades de sa construction. L'étude met en évidence la variation des déformations ainsi que les efforts et les déformations transmis aux structures par déplacement.

IV.1 BREVE DESCRIPTION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS (M.E.F.) [18, 19, 20]

La méthode des éléments finis est une méthode numérique matricielle, basée sur une discrétisation de la structure à étudier, en vue de traiter entre autres les problèmes de champs de contraintes et de déformations. Conçue au départ comme la formulation matricielle des deux méthodes de base en calcul des structures (la méthode des forces et la méthode des déplacements), la méthode des éléments finis présente en fait une similitude avec les procédés classiques d'analyse basés sur des principes variationnels (Méthodes **Rayleigh** , **Ritz** et **Galerkin**).

Ses extensions multiples, depuis le domaine linéaire, tant statique que dynamique, jusqu'aux problèmes d'instabilité et de plasticité, font aujourd'hui un des outils les plus puissants dont dispose l'ingénieur pour la résolution des structures complexes, et en particulier pour les études de mécanique des sols et des roches.

Le concept d'élément fini, introduit par **Furner**, **Clough** ,**Martin** et **Topp** en 1956 . Dès 1960, la **M.E.F.**, subit un essor rapide dans plusieurs directions :

- Reformulation de la méthode à partir des considérations énergétiques et variationnelles, sous la forme des résidus pondérés.
- Création d'éléments de haute précision (éléments à cotés curvilignes ou isoparamétriques).
- Utilisation de la **M.E.F.** dans de nouveaux domaines.
- Construction d'une base mathématique de la **M.E.F.** à partir de L'analyse fonctionnelle.

Les étapes de base pour la détermination des caractéristiques de rigidité de l'élément sont :

- **ETAPE I** : Identifier le problème, choisir un système de coordonnées convenable et numéroter les nœuds

$$\{F^e\} = [K^e] \{\delta^e\} \quad (IV-1)$$

tel que :

$\{F^e\}$, $\{\delta^e\}$: Vecteurs des forces modales et des déplacements modaux d'un seul élément.

$[K^e]$: Matrice de rigidité à un seul élément.

- **ETAPE II** : choisir une fonction de déplacement.

$$\{\delta(x,y)\} = [f(x,y)] \{\alpha\} \quad (IV-2)$$

tel que :

$\{\delta(x,y)\}$: Vecteur des déplacement modaux fonction de x et y.

$[f(x,y)]$: Matrice des fonctions de déplacements.

$\{\alpha\}$: Vecteur constant.

- **ETAPE III** : obtenir l'état des déplacements en chaque point, en fonction des déplacements nodaux.

$$\{\delta(x,y)\} = [f(x,y)][A]^{-1}\{\delta^e\} \quad (IV-3)$$

tel que :

$[A]$: Matrice associée à la fonction de déplacement.

$[]^{-1}$: Matrice inverse.

- **ETAPE IV** : Relier les déformations en chaque point à $\{\delta(x,y)\}$ (donc à $\{\delta^e\}$).

$$\{\varepsilon(x,y)\} = [B]\{\delta^e\} \quad (IV-4)$$

tel que :

$\{\varepsilon(x, y)\}$: Vecteur de déformation en fonction de x et y .

$[B]$: Matrice reliant les déformations de l'élément à ses déplacements modaux..

➤ **ETAPE V** : Relier les contraintes en chaque point à $\{\varepsilon(x, y)\}$ (donc à $\{\delta^e\}$).

$$\{\sigma(x, y)\} = [D][B]\{\delta^e\} \quad (\text{IV-5})$$

tel que :

$\{\sigma(x, y)\}$: Vecteur des contraintes en fonction de x et y .

$[D]$: Matrice d'élasticité.

➤ **ETAPE VI** : remplacer $\{\sigma(x, y)\}$ par des forces nodales équivalentes $\{F^e\}$, reliant ainsi $\{F^e\}$ à $\{\delta\}$.

$$\{F^e\} = \int [B]^T [D] [B] d(\text{vol}) \{\delta^e\} \quad (\text{IV-6})$$

En comparaison avec l'équation (VI -1), on voit que :

$$[K^e] = \int [B]^T [D] [B] d(\text{vol}) \quad (\text{IV-7})$$

tel que :

$[]^T$: Matrice transposée.

➤ **ETAPE VII** : Etablir la matrice $[H]$ reliant contraintes et déplacements.

$$\{\sigma(x, y)\} = [H]\{\delta^e\} \quad (\text{IV-8})$$

tel que :

$[H]$: Matrice reliant les contraintes et les déplacements.

Où, à partir de l'étape V :

$$[H] = [D] [B] \quad (\text{IV-9})$$

IV.1.1 Formulation Intégrale :

Le but de la méthode des éléments finis est, sur la base de la discrétisation du milieu en éléments finis et sur la base de certaines approximations ou formulations pour le champ des déplacements, de transformer un système d'équations intégro - différentielles en un système d'équations algébriques.

L'utilisation de la méthode des résidus pondérés, appliqués aux systèmes d'équations aux dérivées partielles, permet la construction de formes intégrales ou d'une fonction dont la première variation est la forme intégrale elle-même. Leur discrétisation par éléments finis aboutit à la définition des termes de la matrice de rigidité $[K]$ et permet ainsi de créer un système d'équations algébriques.

Une autre approche, souvent utilisée en mécanique des solides, s'appuie sur les principes variationnels de la mécanique et permet d'aboutir à une formulation identique. Généralement, on utilise le plus souvent le principe des travaux virtuels ou l'utilisation du principe du travail complémentaire. L'utilisation du principe des travaux virtuels, nous ramène directement à une forme intégrale.

IV.1.2 Formulation Matricielle et Discrétisation [21, 22, 23] :

En mécanique des sols et d'après l'hypothèse de la continuité, la discrétisation de la forme matricielle obtenue est atteinte à l'aide du schéma suivant (Voir fig VI.1) :

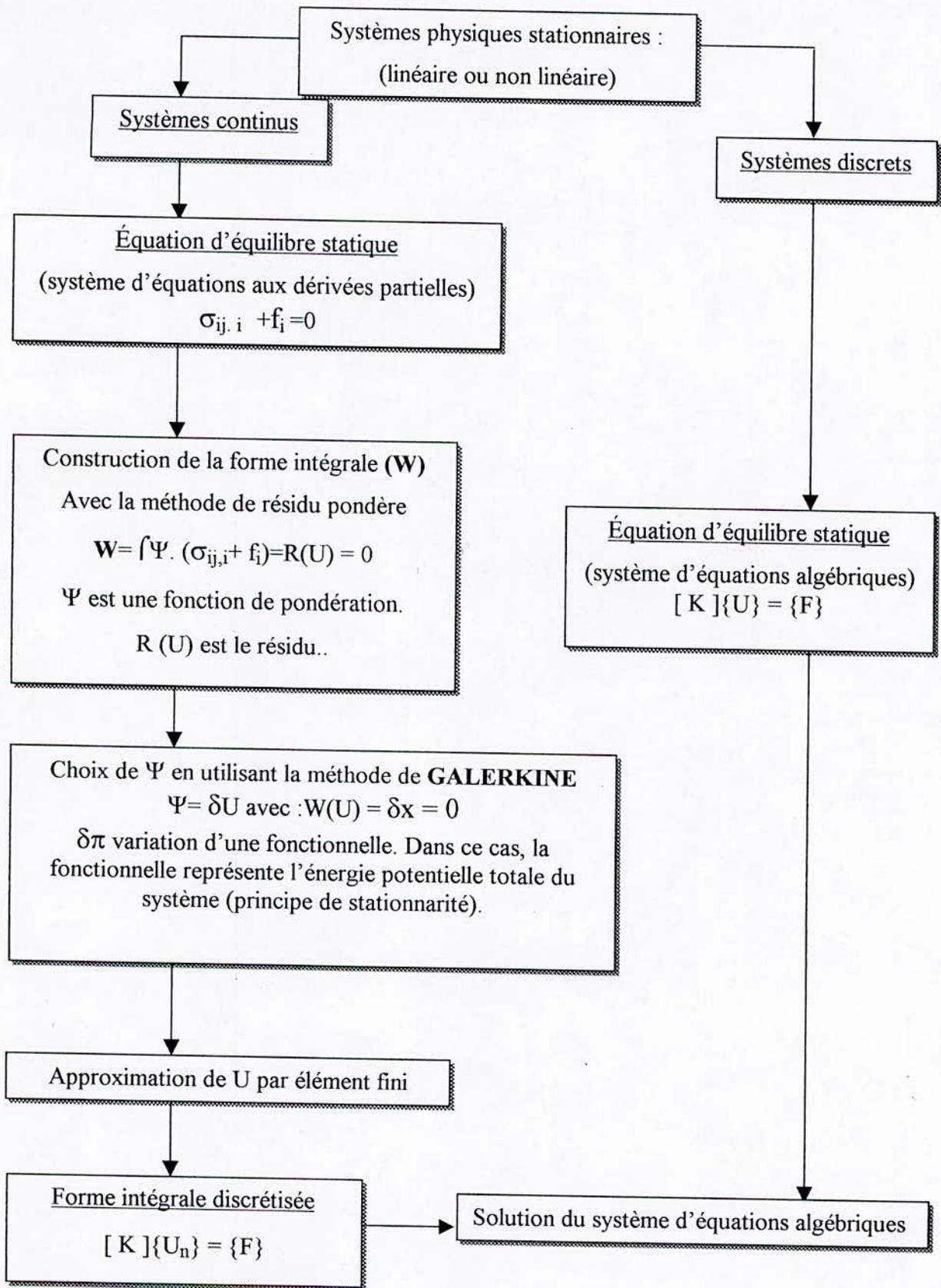


Fig IV.1 Démarche de Discrétisation d'un Système Continu

IV.2 DESCRIPTION DU LOGICIEL « ANSYS 5.5 »

Il s'agit d'un outil de développement en analyse d'ingénierie. La méthode utilisée est celle des éléments finis. Il est utilisé dans des domaines allant de l'automobile et l'électronique à l'aérospatiale et la chimie.

Le logiciel ANSYS permet la modélisation des structures, produits, composantes ou des systèmes et d'étudier leurs réponses physiques, telles que les niveaux de contraintes, les distribution de température ou l'effet de champs électromagnétiques.

Interface Utilisateur :

L'interface utilisateur est basé sur l'environnement **Windows 98** conjointement à **OSFIMotif**. La partie graphique est interactive, elle permet la visualisation en 3D, incluant les gradients, les iso surfaces, les flux de particules et les coupes de volumes.

Preprocessing :

La phase de preprocessing est la où les données sont spécifiées. Elle permet le choix du système de coordonnées, le type d'éléments ; la définition des constantes et les propriétés du matériaux ; la création des modèles solides ; le maillage ainsi que la définition des équations de couplage et les contraintes. L'utilisateur peut aussi exécuter un programme qui lui indiquera la taille des fichiers générés, la mémoire nécessaire et le temps d'exécution.

Le maillage peut se faire de trois (03) manières :

- Maillage conforme.
- Maillage libre.
- Maillage adaptatif.

Solveur :

Le type d'analyse sélectionné détermine les équations, qui seront utilisées par le solveur. Chaque catégorie peut encore inclure différents types d'analyses spécifiques (statique ou dynamique, etc.). La catégorie utilisée : **Structural**

Post processeur :

C'est la phase où l'utilisateur peut manipuler les résultats de la phase précédent et les visualiser interactivement, ou faire des sauvegardes pour impression et/ou vidéo.

IV.3 ETUDE DE LA CONVERGENCE-CONFINEMENT PAR LA M.E.F. [24]

Considérons une section plane du terrain, soumise à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope σ^0 . La cavité est pré excavée et supposée remplie de liquide à une pression p correspondant à l'état initial σ^0 . Le déplacement u de la paroi de la cavité est nul (point A de la figure VI-I.1). En diminuant la pression p , on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation.

Dans un premier temps, le suivie $p = f(u)$ est linéaire du point A au point B. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation. C'est la portion BC de la courbe. La courbe ABC est appelée « courbe caractéristique du massif excavé ». Si la courbe ABC coupe l'axe des déplacements (u fini pour $p = 0$), la cavité est stable par elle-même (du moins pour un certain temps). Par contre, si la courbe caractéristique ne recoupe pas l'axe des abscisse, la cavité n'est pas stable par elle-même et nécessite impérativement un soutènement. En pratique, la cavité nécessite également un soutènement lorsque la valeur du déplacement correspondant à l'équilibre théorique ($p = 0$) est grande, ou lorsque le phénomène de rupture autour de la cavité s'étend profondément à l'intérieur du massif

Sur le même graphique, on représente aussi la courbe $p = f(u)$ reliant le déplacement radial du revêtement en fonction de la pression extérieure qui lui est appliquée. Cette courbe est appelée « courbe caractéristique du soutènement ». Supposons un revêtement dont le comportement est élastique linéaire. Sa courbe caractéristique est une droite, parce qu'il n'est

mis en place qu'un certain temps après l'excavation. Son chargement par le terrain ne commence que lorsque le déplacement de celui-ci est déjà u_{s0} (point O). Le point D, à l'intersection des deux courbes caractéristiques, définit l'état d'équilibre.

La pression sur le revêtement au point D doit être comparée à la pression au point M, qui correspond à la pression maximale que peut supporter le soutènement, une pression à calculer en fonction des caractéristiques de rupture de celui-ci.

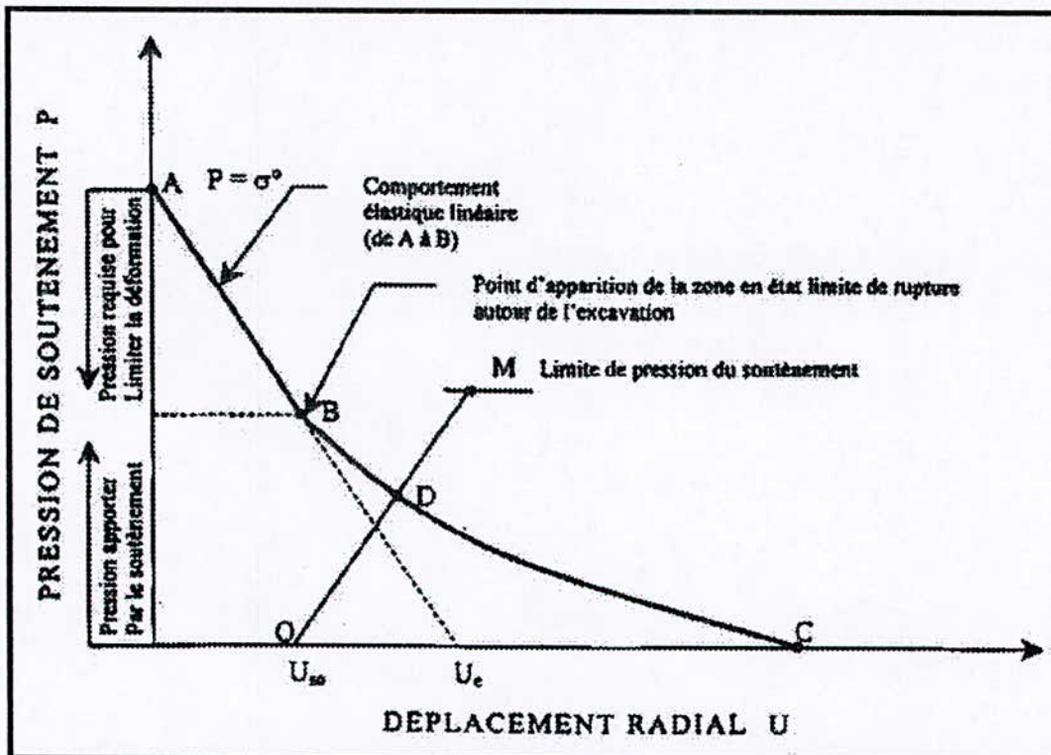


Fig IV.2 Courbe Caractéristique d'une Excavation et de son Soutènement.

IV.3.1 Tracé de la Courbe Caractéristique du Terrain :

Milieu élastique (calcul par la M.E.F.) :

$$\begin{array}{lcl}
 P = \sigma^0 & \longrightarrow & U = 0 \\
 P = \sigma^0 = 0 & \longrightarrow & U_e
 \end{array}$$

- Pression d'apparition de la zone en état limite de rupture :

$$P_\alpha = \sigma^0(1 - \sin\phi) - (C \cdot \cos\phi) \quad (\text{IV-10})$$

- Le taux de confinement à l'apparition de la rupture vaut :

$$\lambda = (\sigma^0 - P_a) / \sigma^0 \quad (\text{IV-11})$$

- Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture vaut :

$$u_a = \lambda_a \cdot u_a \quad (\text{IV-12})$$

Milieu Elastoplastique :

Plusieurs formules ont été données pour tracer la courbe caractéristique du terrain, après qu'une zone en état limite de rupture se soit formée autour de l'excavation. Celles que nous explicitons ci-après ont été établies par **M. Panet** en 1976 pour le milieu élastoplastique.

Le rayon de la zone plastique est donné par :

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \cdot \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}} \quad (\text{IV-13})$$

Et le déplacement à la paroi de l'excavation est donnée par :

$$u(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \lambda_a \cdot \sigma^0 \cdot \frac{1}{\alpha + 1} \left[2 \cdot \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{\alpha + 1} + \alpha - 1 \right] \cdot R$$

Si $\alpha = 1$, la déformation se fait à volume constant.

Si $\alpha > 1$, la déformation se fait avec une augmentation de volume, le milieu est dilatant.

On remarque que l'expression de r_p ci-dessus ne dépend pas de la valeur α et que pour $\alpha = 1$ la relation entre u et r_p s'écrit comme suit :

$$u(\lambda) = u_0 \cdot \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2$$

$$P = (1 - \lambda) \times \sigma_0$$

tel que : λ varie de λ_a à 1

IV-3.2 Tracé de la Courbe Caractéristique du Soutènement :

Pour tracer la courbe de soutènement, on détermine sa raideur K_s telle que :

$$\Delta p = \frac{k_p}{R} \cdot \Delta u$$

$$k_b = \frac{E_b \cdot e}{R}$$

Où

p : la pression exercée sur le soutènement.

U : le déplacement radial correspondant.

R : le rayon de l'excavation.

La pression maximale de soutènement

La pression maximale que peut développer l'anneau du soutènement, vaut :

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{S \max} \left[1 - \frac{(R - e)^2}{R^2} \right]$$

IV.4 COMPILATION DES DONNEES « INPUT » POUR LA MODELISATION NUMERIQUE

Afin de comparer le comportement des terrains et des structures (revêtement) lors des différents phases d'exécution (Voir le tableau IV.1), on présente une simulation en éléments finis de l'action du terrain environnant sur un tunnel, aux divers stade de sa construction. L'étude met en évidence la variation, les déformation ainsi que les efforts et déformation transmis aux structures définitives par déplacement.

Phase	Mode
I	Excavation de la ½ section supérieure
II	Soutènement de la ½ section supérieure
III	Excavation du Stross, Revêtement de la ½ section supérieure
IV	Soutènement de la ½ section inférieure

Tableau IV.1 Différents Phases d'Exécution.

Conditions aux Limites :

Le maillage utilisé se comporte d'éléments finis triangulaire à 06 nœuds. Le calcul est fait pour un problème d'élasticité plane et l'élément (le massif rocheux) a deux (02) degrés de liberté en chaque nœud, on impose la nullité de :

- La composante horizontale du déplacement, le long des deux (02) limites verticales du modèle et les limites extérieures latérales de la voûte (les contraintes sont prises par les galeries d'axés latérales adjacentes).
- La composante verticale du déplacement et le long de la limite inférieure du modèle.

On suppose entre les matériaux de nature différentes, qu'il n'y a aucune discontinuité du déplacements (adhérence totale).

Les résultats de la modélisations et la discrétisation sont présentés dans les figure de fig IV.3 jusqu'à fig IV.10 :

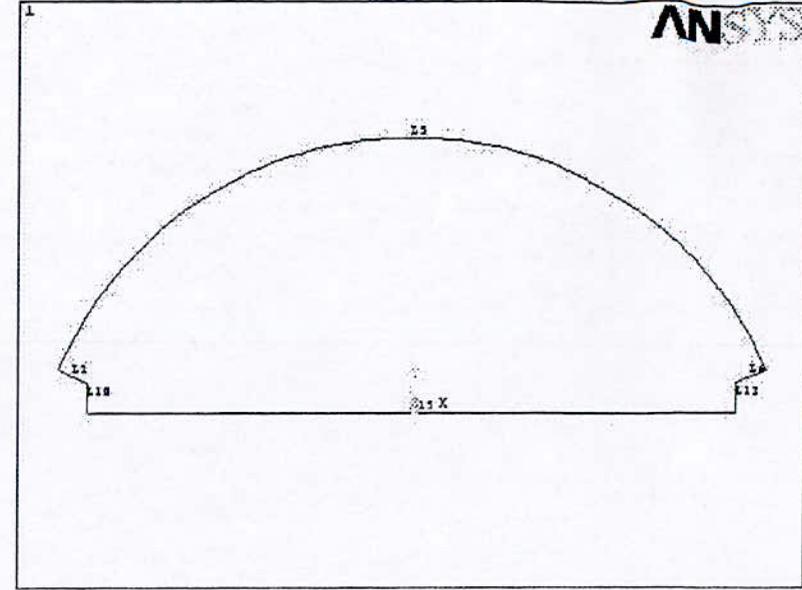
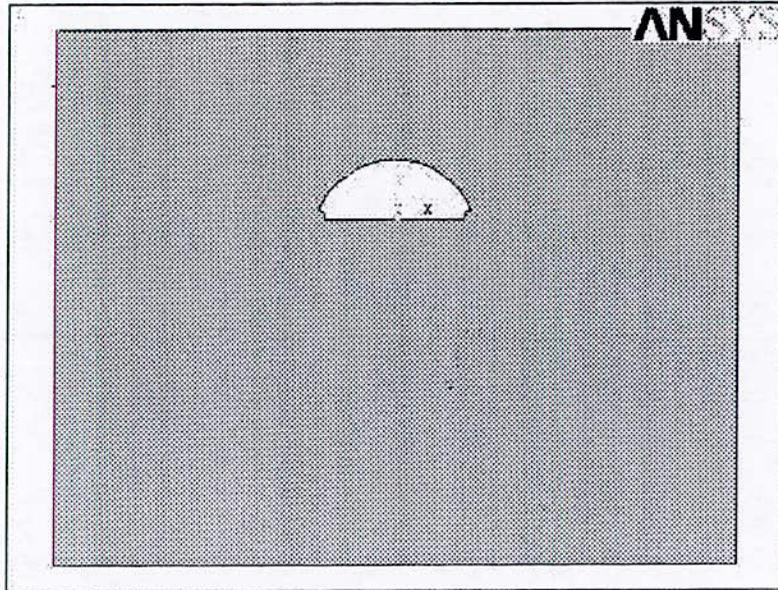


Fig IV.7 Géométrie de la Phase I

N° de la ligne	Longueur (m)
1	0.82931
5	22.679
6	0.82931
10	0.80000
13	0.80000
15	16.360

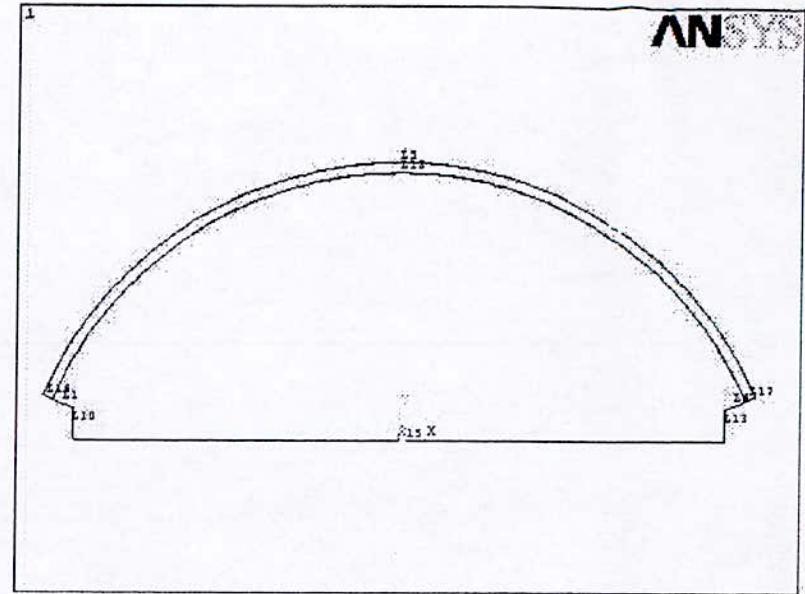
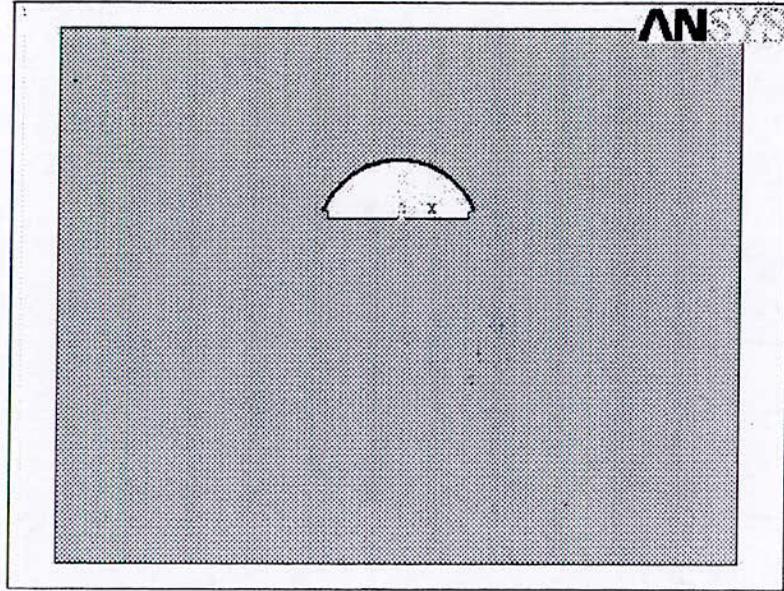


Fig IV.8 Géométrie de la Phase II

N° de la ligne	Longueur (m)
1	0.56626
5	22.679
6	0.56626
10	0.80000
13	0.80000
15	16.360
16	0.26305
17	0.26305
18	22.057

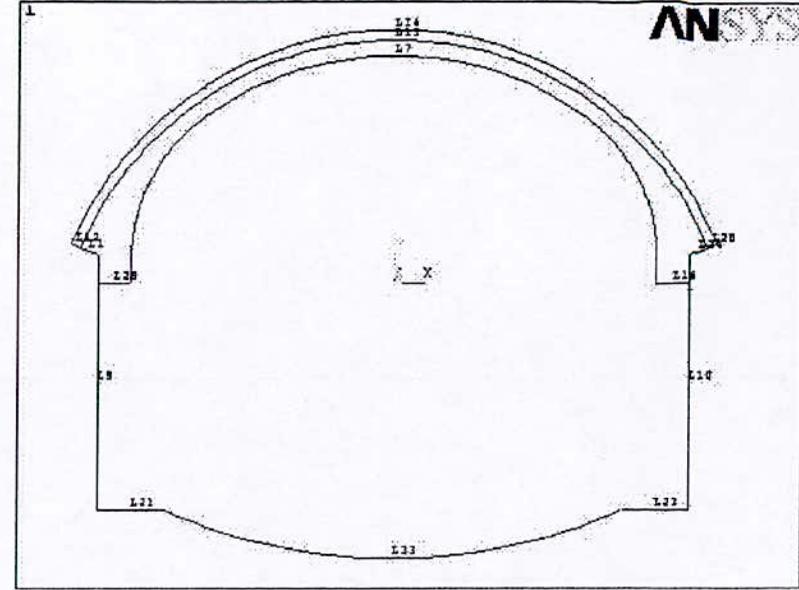
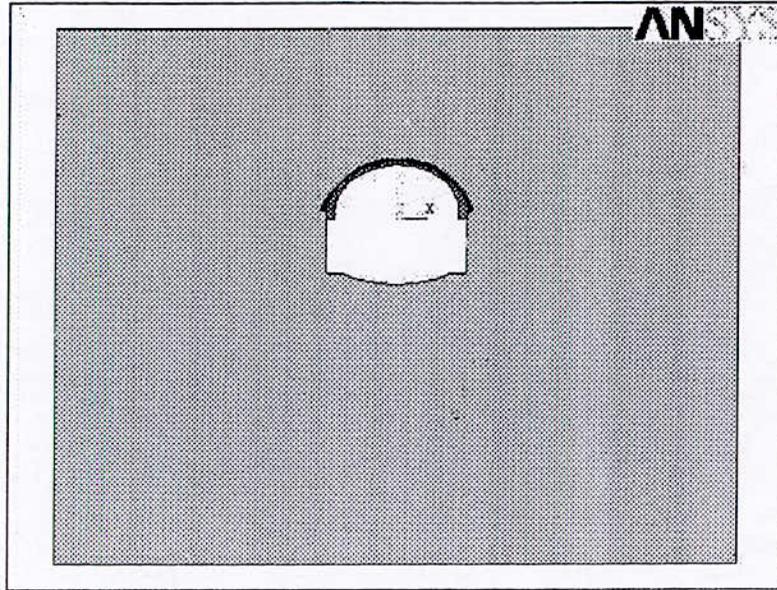


Fig IV.9 Géométrie de la Phase III

N° de la ligne	Longueur (m)
1	0.56626
5	22.000
7	21.806
9	7.0686
10	7.0686
12	0.26905
13	22.057
14	22.707
16	0.90014
20	0.26905
21	1.8422
23	1.8422
24	0.56626
29	0.90014
33	13.046

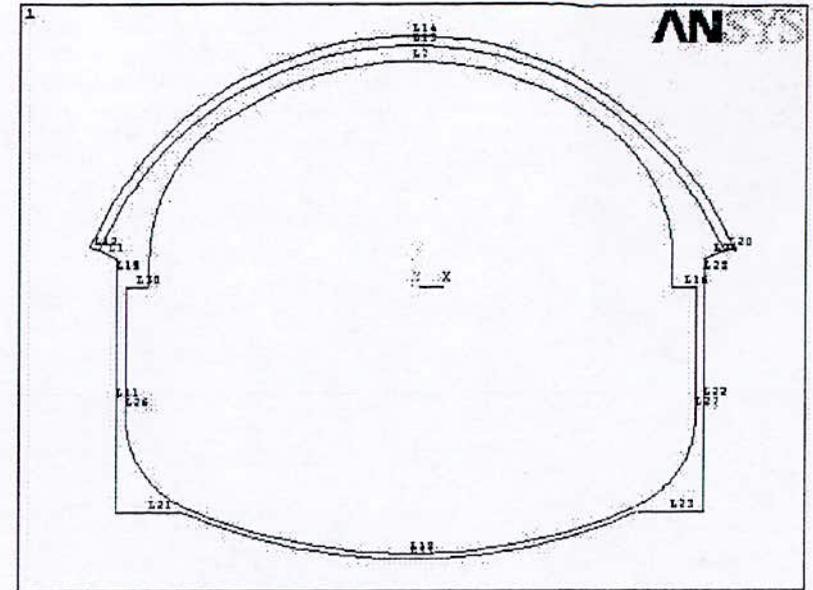
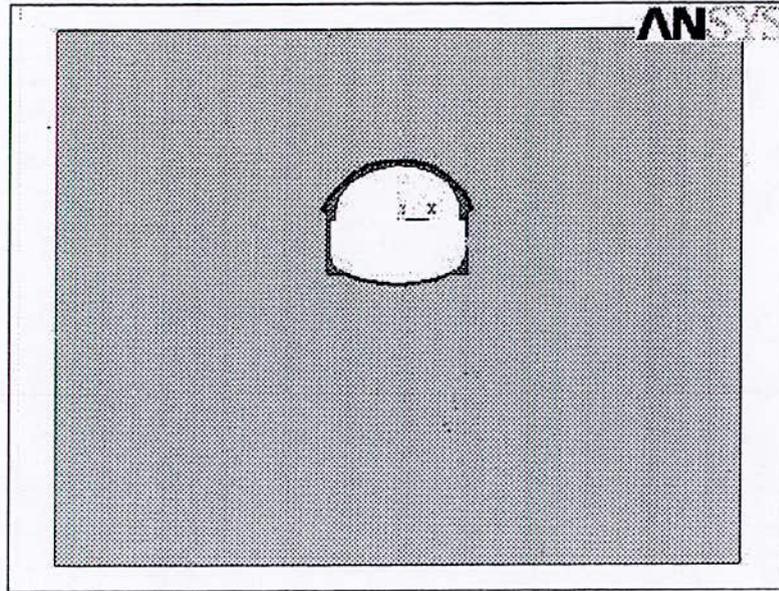
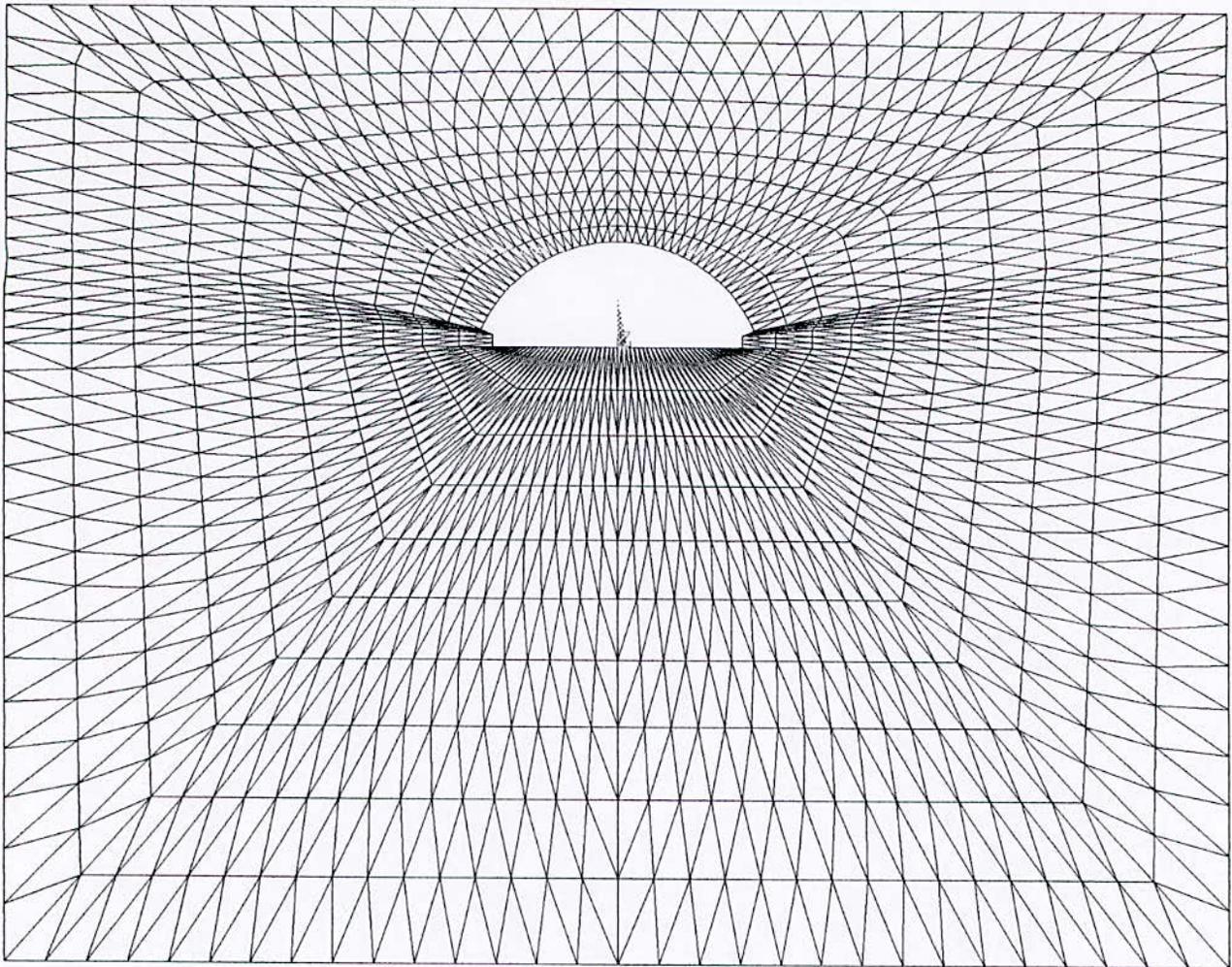


Fig IV.10 Géométrie de la Phase IV

N° de la ligne	Longueur (m)
1	0.56626
7	21.806
11	6.2686
12	0.26905
13	22.057
14	22.707
16	0.65000
18	12.921
19	0.80000
20	0.26905
21	1.8422
22	6.2686
23	1.8422
24	0.56626
26	6.7982
27	6.7982
28	0.80000
30	0.65000
33	13.046



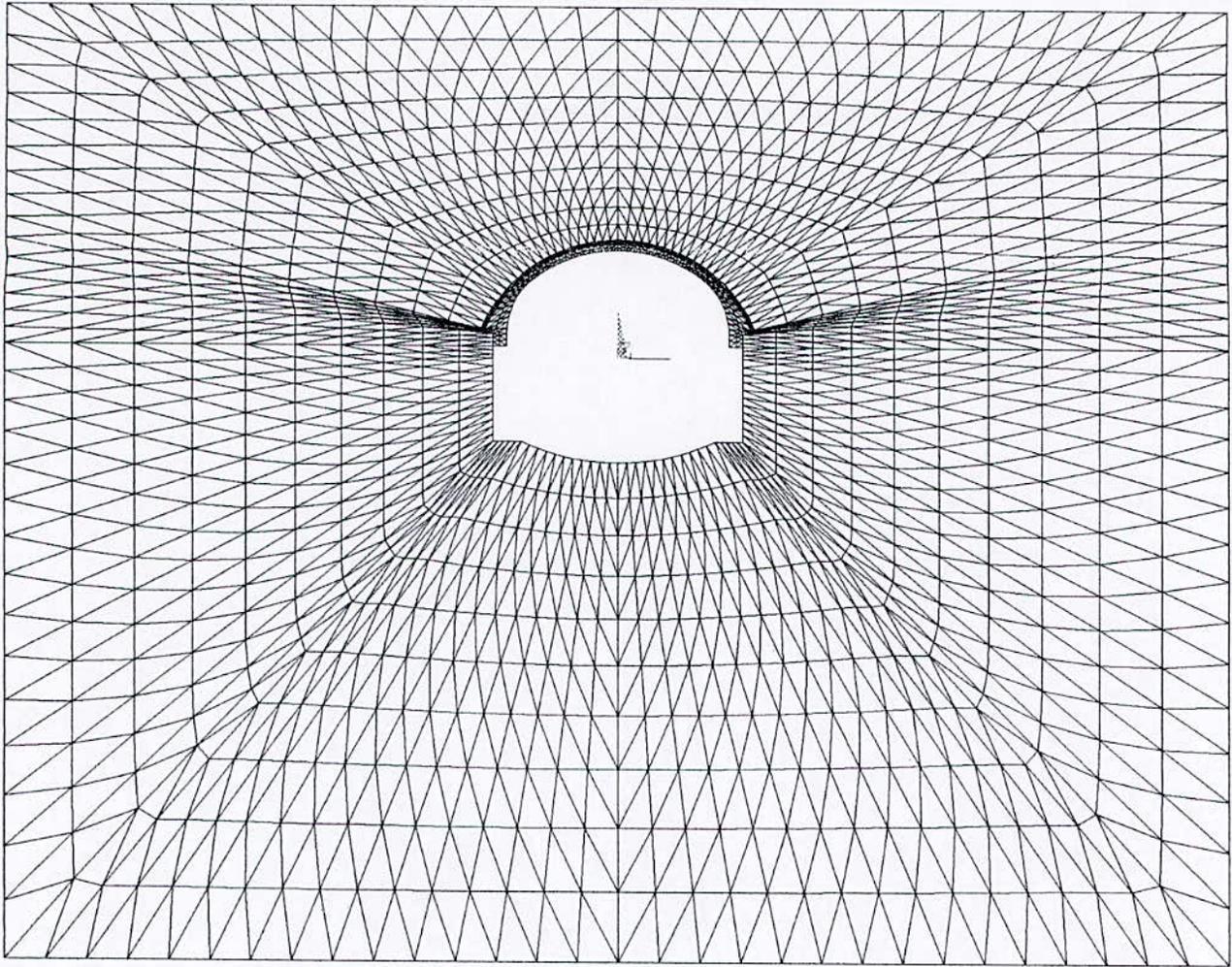
***** Analysis Options *****

New, Restart, or Expansion Pass : NEW ANALYSIS
Discipline (based on active DOF) : STRUCTURAL
Analysis Type : STATIC
Available nodal DOF set : UX UY

***** Meshing status *****

Starting node = 5040
Starting element = 2400
For 2-D and shell elements MESH WITH ALL TRIANGULARS

Fig IV.3 Maillage d'Eléments Finis de la Structure (Phase I)



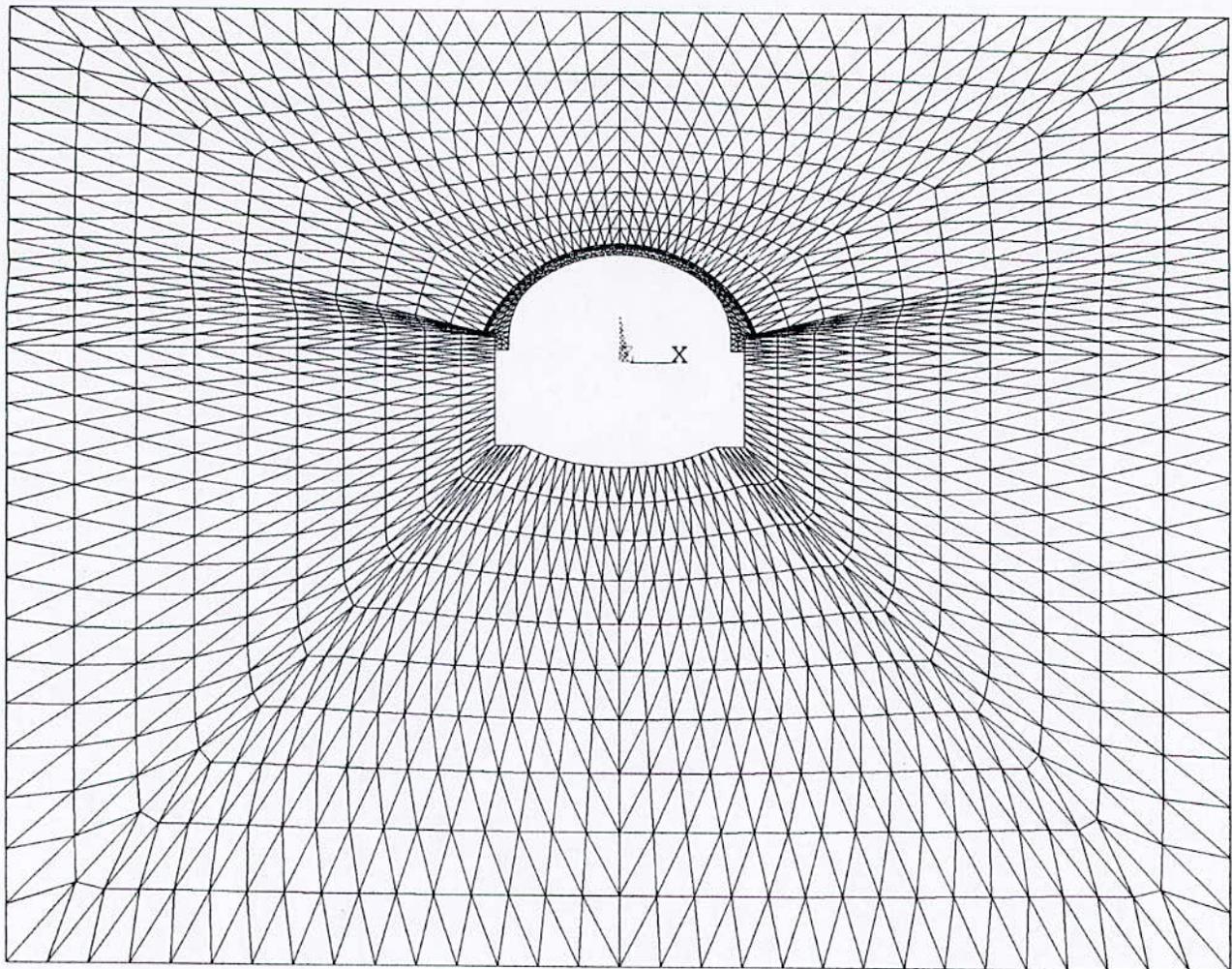
***** Analysis Options *****

New, Restart, or Expansion Pass : NEW ANALYSIS
Discepline (based on active DOF) : STRUCTURAL
Analysis Type : STATIC
Available nodal DOF set : UX UY

***** Meshing status *****

Starting node = 5388
Starting element = 2576
For 2-D and shell elements MESH WITH ALL TRIANGULARS

Fig IV.5 Maillage d'Eléments Finis de la Structure (Phase II)



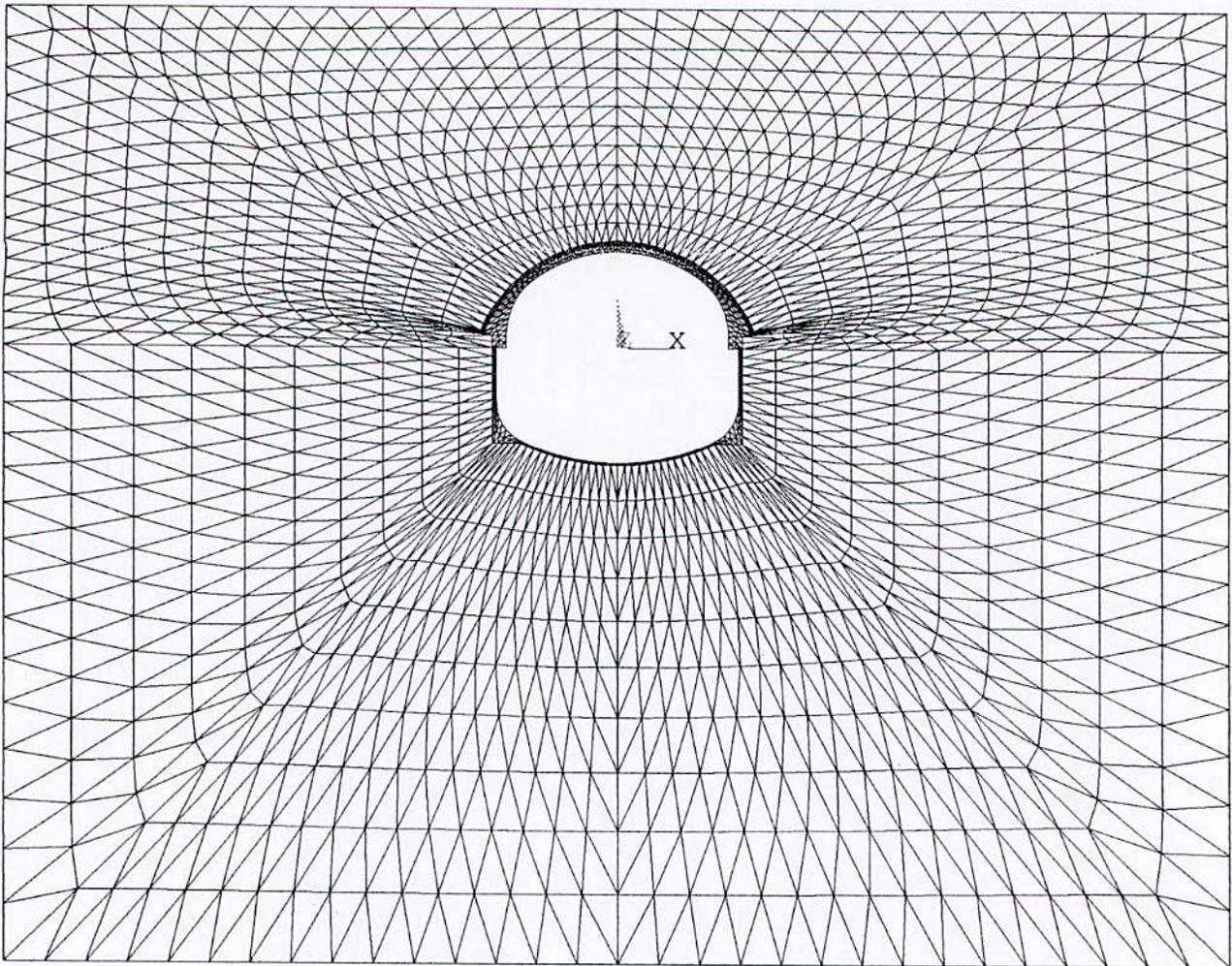
***** Analysis Options *****

New, Restart, or Expansion Pass : NEW ANALYSIS
Discepline (based on active DOF) : STRUCTURAL
Analysis Type : STATIC
Available nodal DOF set : UX UY

***** Meshing status *****

Starting node = 5388
Starting element = 2576
For 2-D and shell elements MESH WITH ALL TRIANGULARS

Fig IV.5 Maillage d'Eléments Finis de la Structure (Phase II)



***** Analysis Options *****

New, Restart, or Expansion Pass : NEW ANALYSIS
Discipline (based on active DOF) : STRUCTURAL
Analysis Type : STATIC
Available nodal DOF set : UX UY

***** Meshing status *****

Starting node = 12692
Starting element = 6204
For 2-D and shell elements MESH WITH ALL TRIANGULARS

Fig IV.6 Maillage d'Eléments Finis de la Structure (Phase IV)

Chapitre V

Résultats et Discussions

RESULTATS ET DISCUSSIONS

Les simulations numériques faites à l'aide du logiciel ANSYS, ont permis d'obtenir les résultats concrétisés dans les figures suivantes :

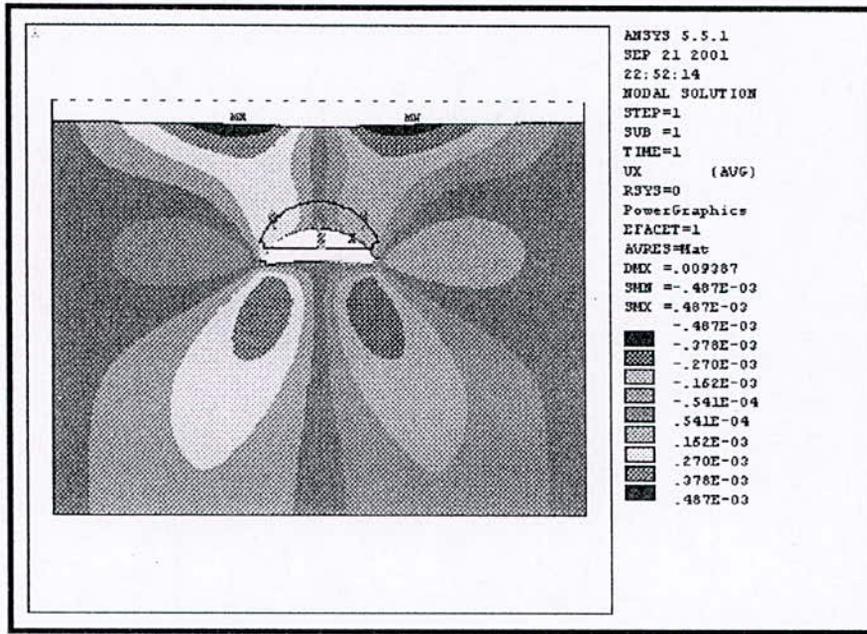


Figure V.1 Déplacements Suivant l'Axe des X
 Phase I

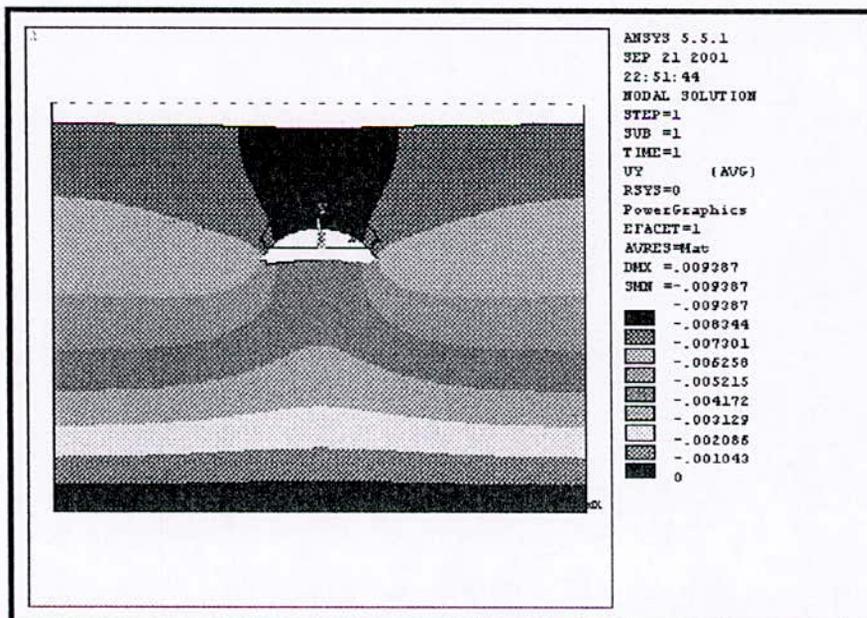


Figure V.2 Déplacements Suivant l'Axe des Y
 Phase I

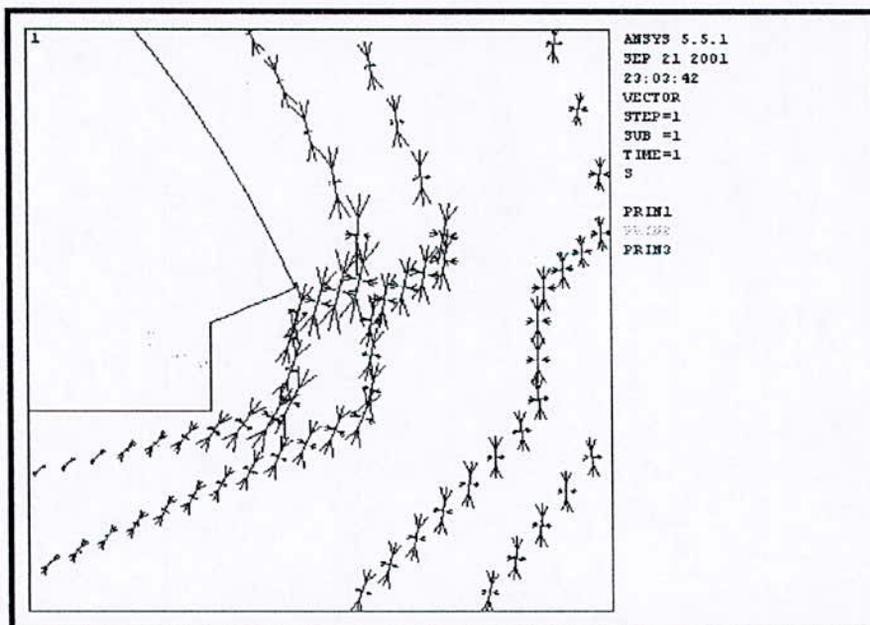
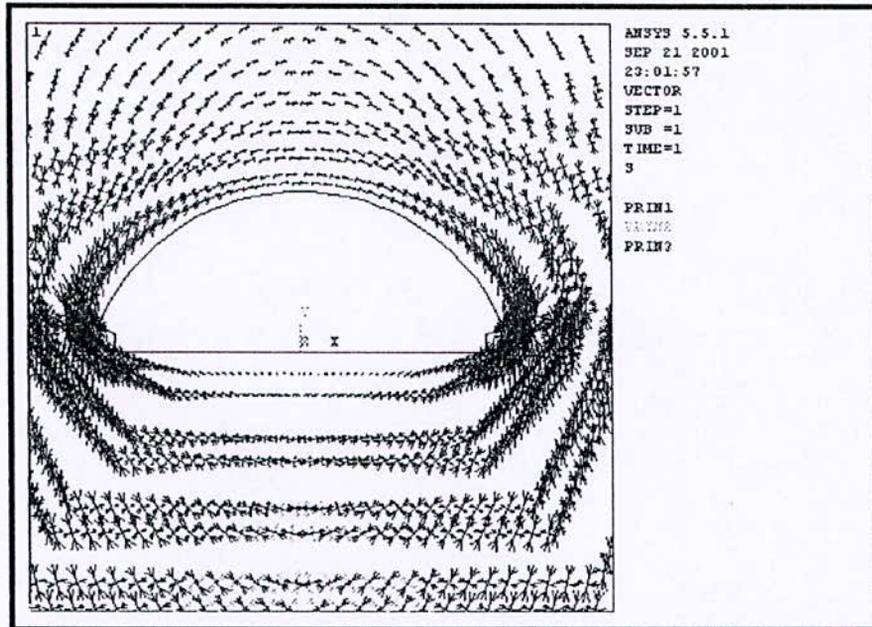


Figure V.3 Directions des Contraintes Principales
Phase I

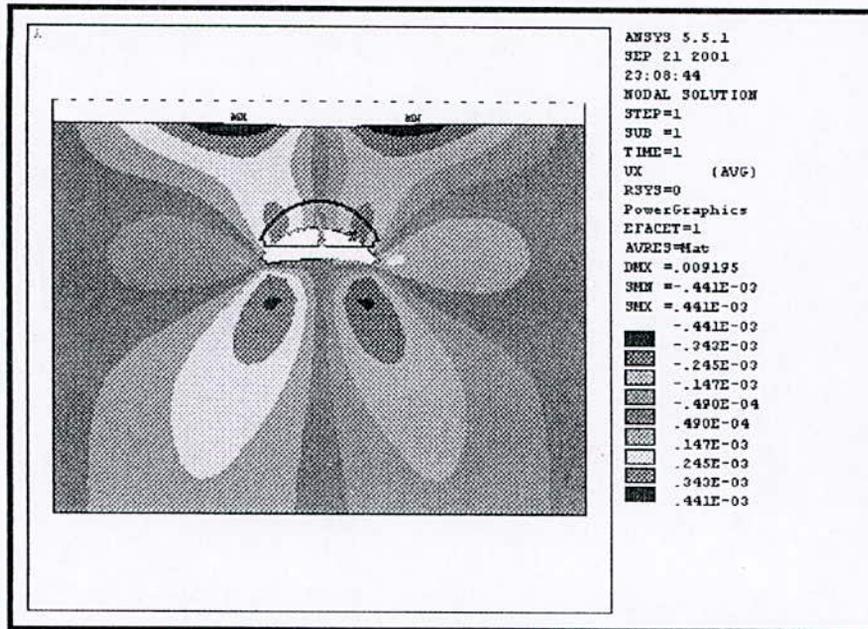


Figure V.4 Déplacements Suivant l'Axe des X
 Phase II

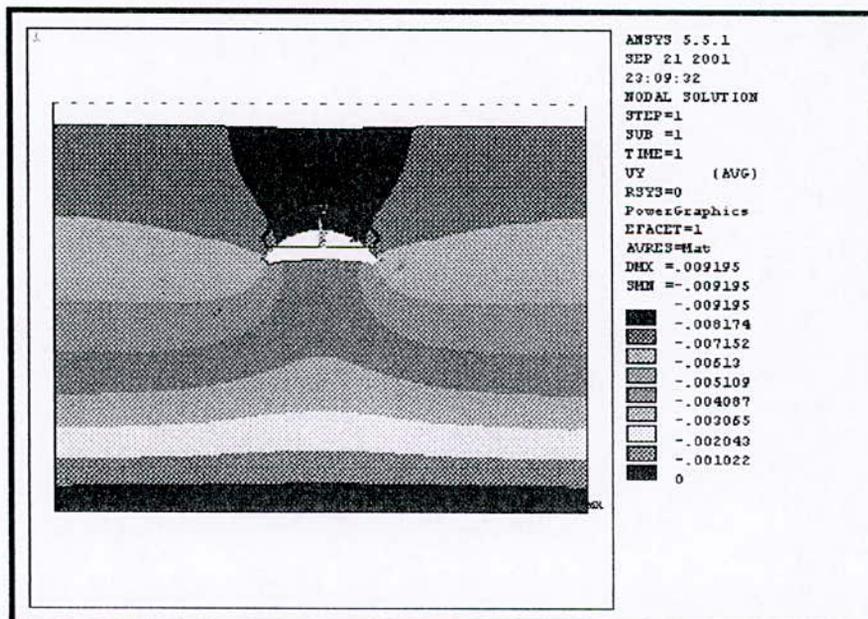
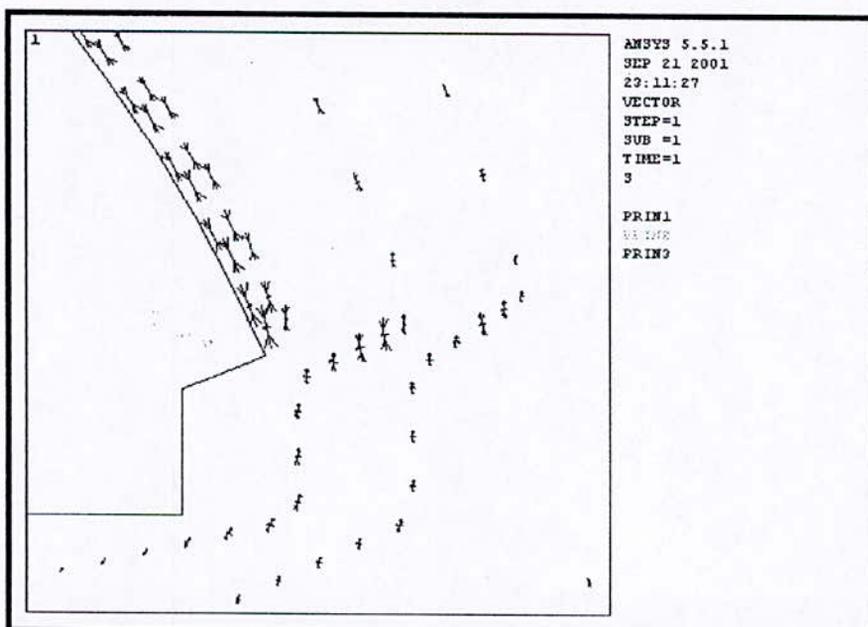
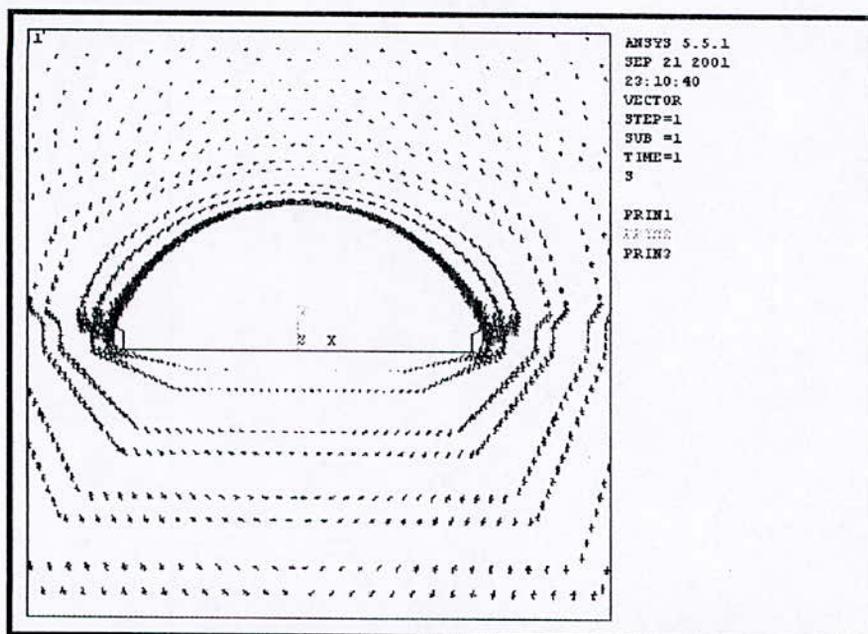


Figure V.5 Déplacements Suivant l'Axe des Y
 Phase II



**FigureV.6 Directions des Contraintes Principales
Phase II**

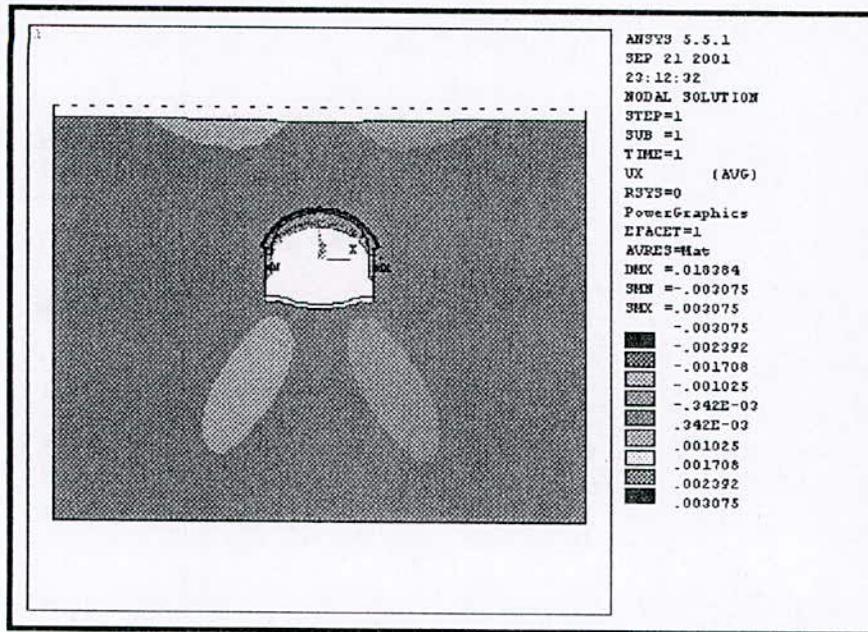


Figure V.7 Déplacements Suivant l’Axe des X
 Phase III

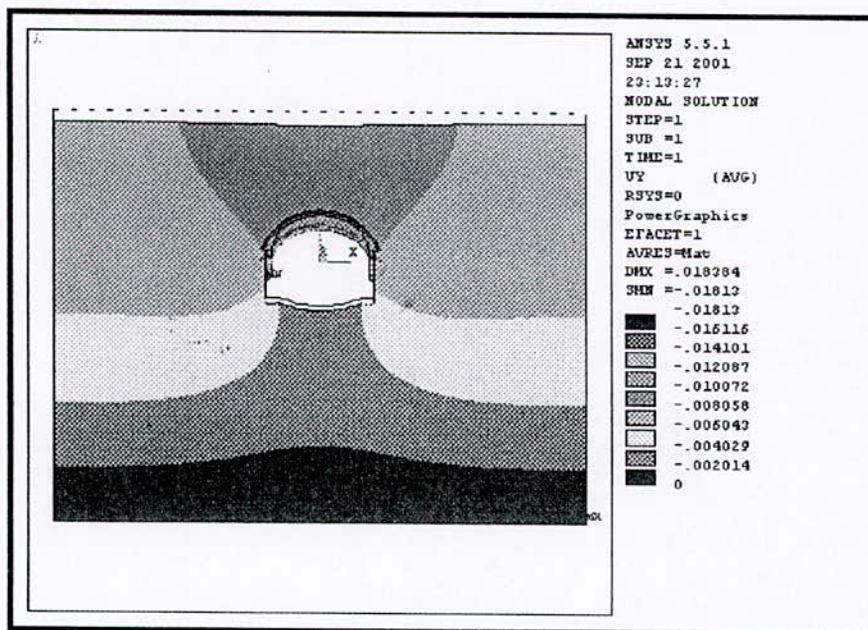


Figure V.8 Déplacements Suivant l’Axe des Y
 Phase III

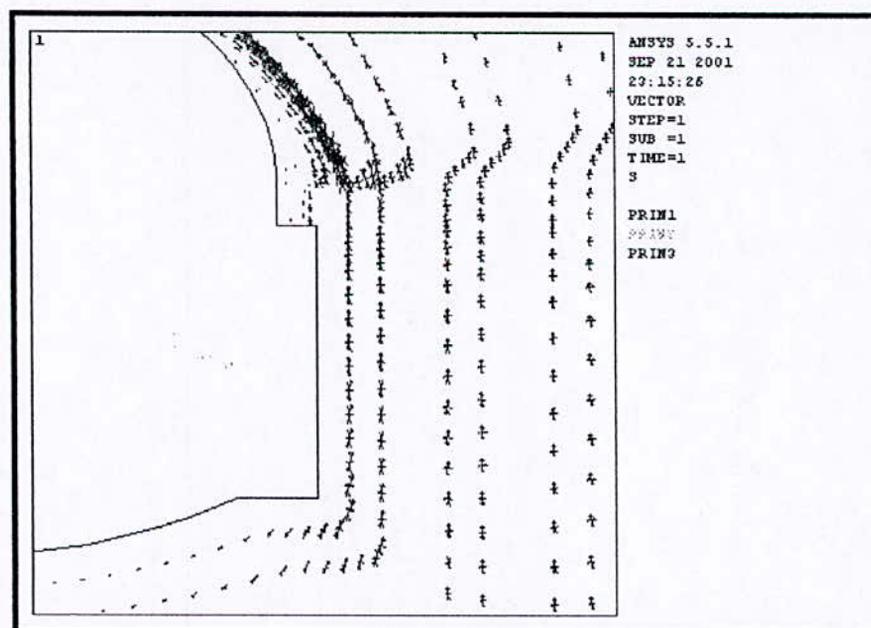
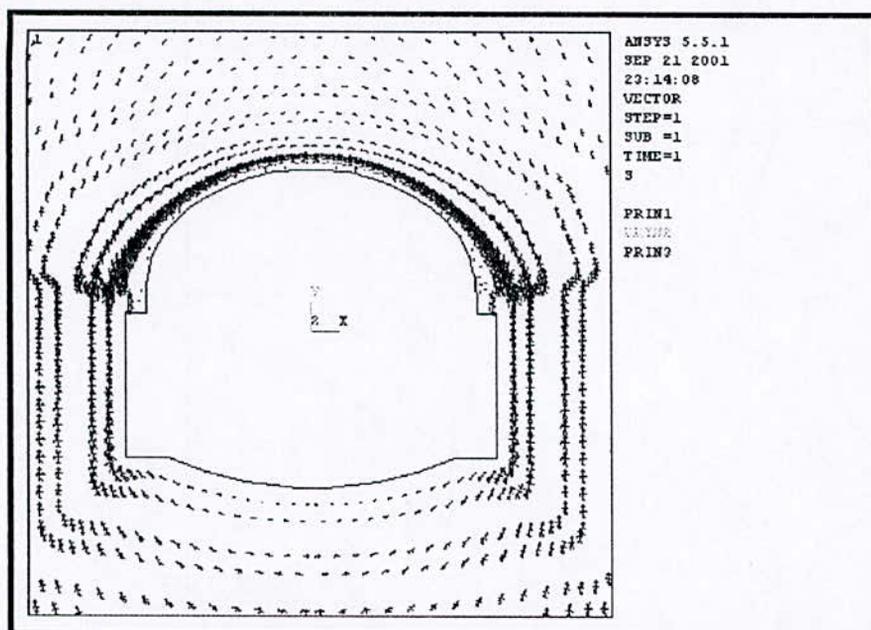


Figure V.9 Directions des Contraintes Principales
Phase III

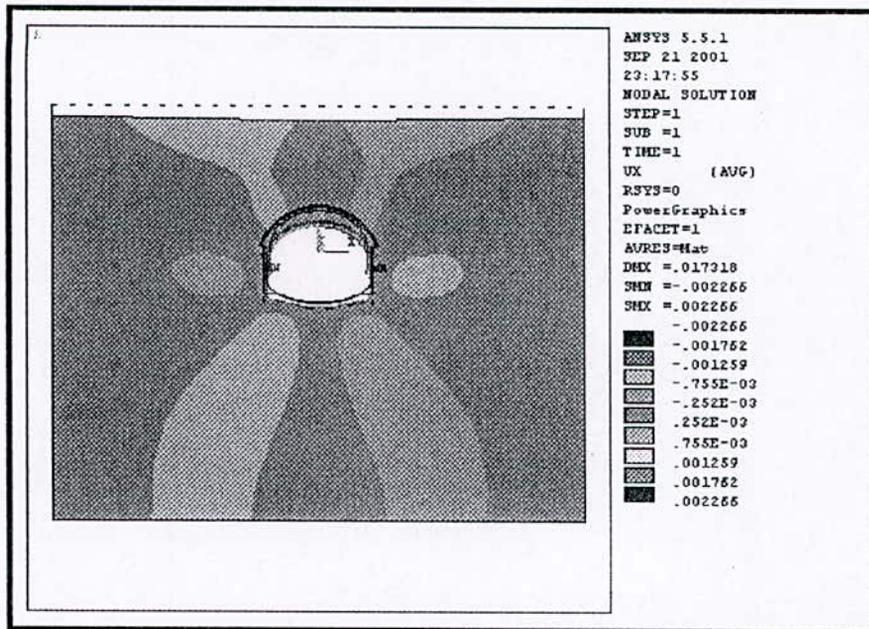


Figure V.10 Déplacements Suivant l'Axe des X
 Phase IV

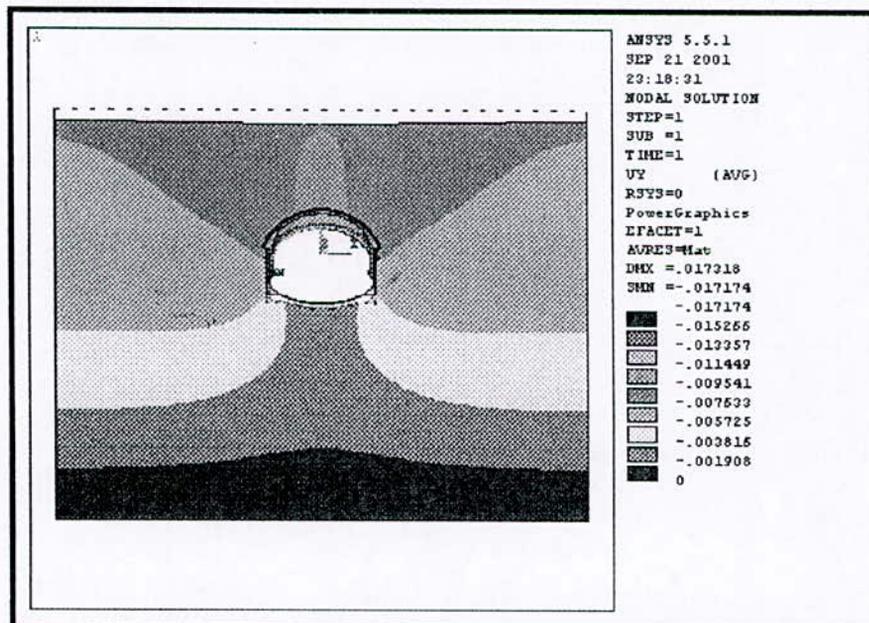


Figure V.11 Déplacements Suivant l'Axe des Y
 Phase IV

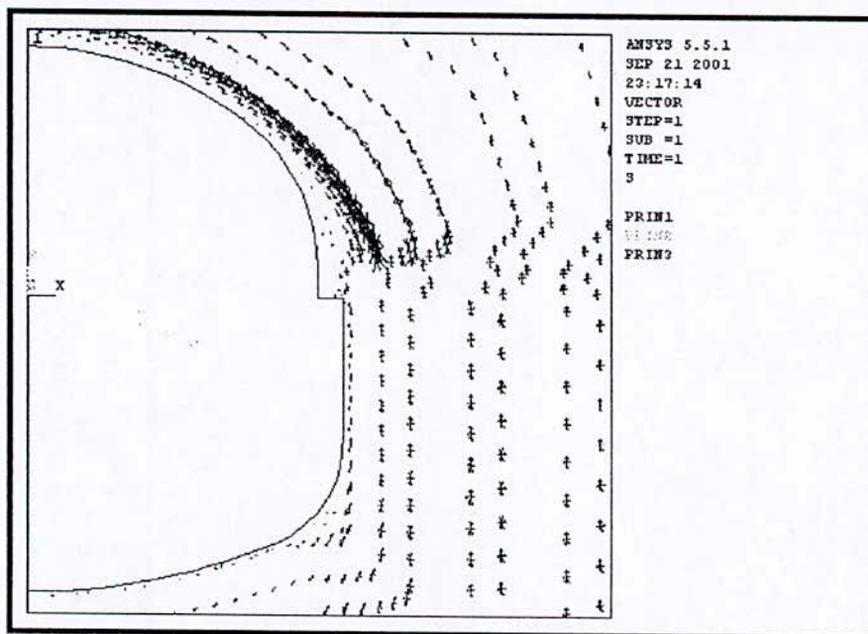
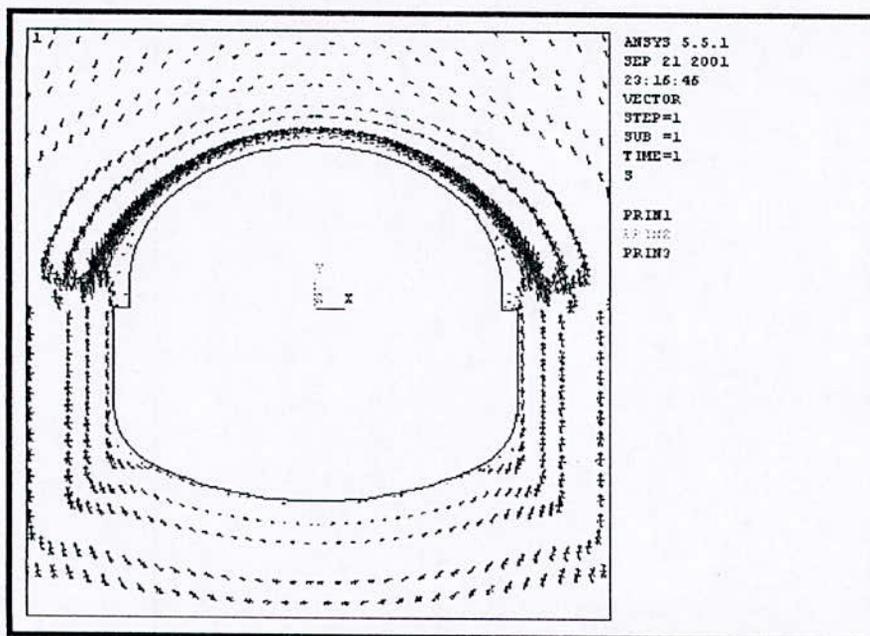


Figure V.12 Directions des Contraintes Principales
 Phase IV

V.1 INTERPRETATION DES RESULTATS NUMERIQUES

D'après les résultats numériques de chaque phase ; on constate :

Phase I : (Voir fig V.1; V.2; V.3)

Le maximum des déplacements horizontaux UX, relativement faibles par rapport aux déplacements verticaux UY, se localise au niveau de la surface, au voisinage de l'axe du tunnel vertical. On remarque que ces déplacements (UX) se concentrent au niveau des appuis; plus précisément, sur la partie rectiligne du mur de la partie voûtée, ceci est due à sa forme géométrique linéaire, et aussi l'action des forces générées à partir des contraintes horizontales qui suivent l'action des contraintes verticales.

En ce qui concerne les déplacements verticaux UY, on constate qu'il y a deux types différents selon leur sens. Le tassement (affaissement), au niveau de la couronne du tunnel, causé par la concentration des contraintes situées juste en dessus de la couronne, dans le sens opposé de l'axe vertical (ces contraintes sont générées après la décompression). L'autre déplacement est le soulèvement du plancher, due à l'action inverse des contraintes, causé par le calage du modèle à sa base.

En outre, la distribution des contraintes principales montrent que, la partie rectiligne (les deux extrémités rectilignes de la couronne) et les points d'appui du tunnel, sont les sièges de contraintes principales importantes.

Phase II : (Voir fig V.4 ; V.5 ; V.6)

On remarque que la distribution des déplacements horizontaux UX et les tassements ne subissent pas de grands changements par rapport à la phase I, mais leurs valeurs diminuent. Cette diminution est due à la mise en place du soutènement provisoire.

Le soutènement provisoire influe sur l'action des contraintes au niveau des parties rectilignes (avant sa mise en place, ces contraintes sont maximales à ce niveau). La partie non soutenue (plancher) se trouve sous l'action des contraintes tangentielles avec une faible intensité.

On constate que le terrain est moins déformable à ce stade. Les contraintes principales sont portées par le soutènement provisoire, ce qui fait que ces charges sont maximales au niveau des appuis et il sont équivalentes. L'intensité de celles-ci diminue au fur et à mesure de

se déplacer vers la surface, car le volume excavé diminue. Par contre, les contraintes tangentielles sont transmises à la partie non soutenue.

La direction des contraintes tendent à ramener partiellement le sols vers son état initiale.

Phase III : (Voir fig V.7 ; V.8 ; V.9)

Le terrassement du Stross se traduit surtout par un maximum des UX au niveau des zones de naissance par convergence. La plus part des déplacements UY sont situées en clé de voûte et en radier, cela est lié au phénomène de relaxation du gneiss encaissant.

On voit clairement la flexion du radier avec une augmentation des contraintes principales à l'intrados, leur angle est de 45° par rapport à l'horizontale. Quand aux appuis, ils sont toujours le support de la majorité de ces contraintes.

Phase IV : (Voir fig V.10 ; V.11 ; V.12)

Après avoir une section entièrement soutenue, les UX sont presque nuls. Ça n'empêche pas que le moyen numérique utilisé (le logiciel ANSYS) a permis de les montrer, en amplifiant ces valeurs négligeables. Pour les UY, ils ont diminué tout en gardant la même répartition et formant une bulbe de déplacement au dessus de la couronne et sous le radier.

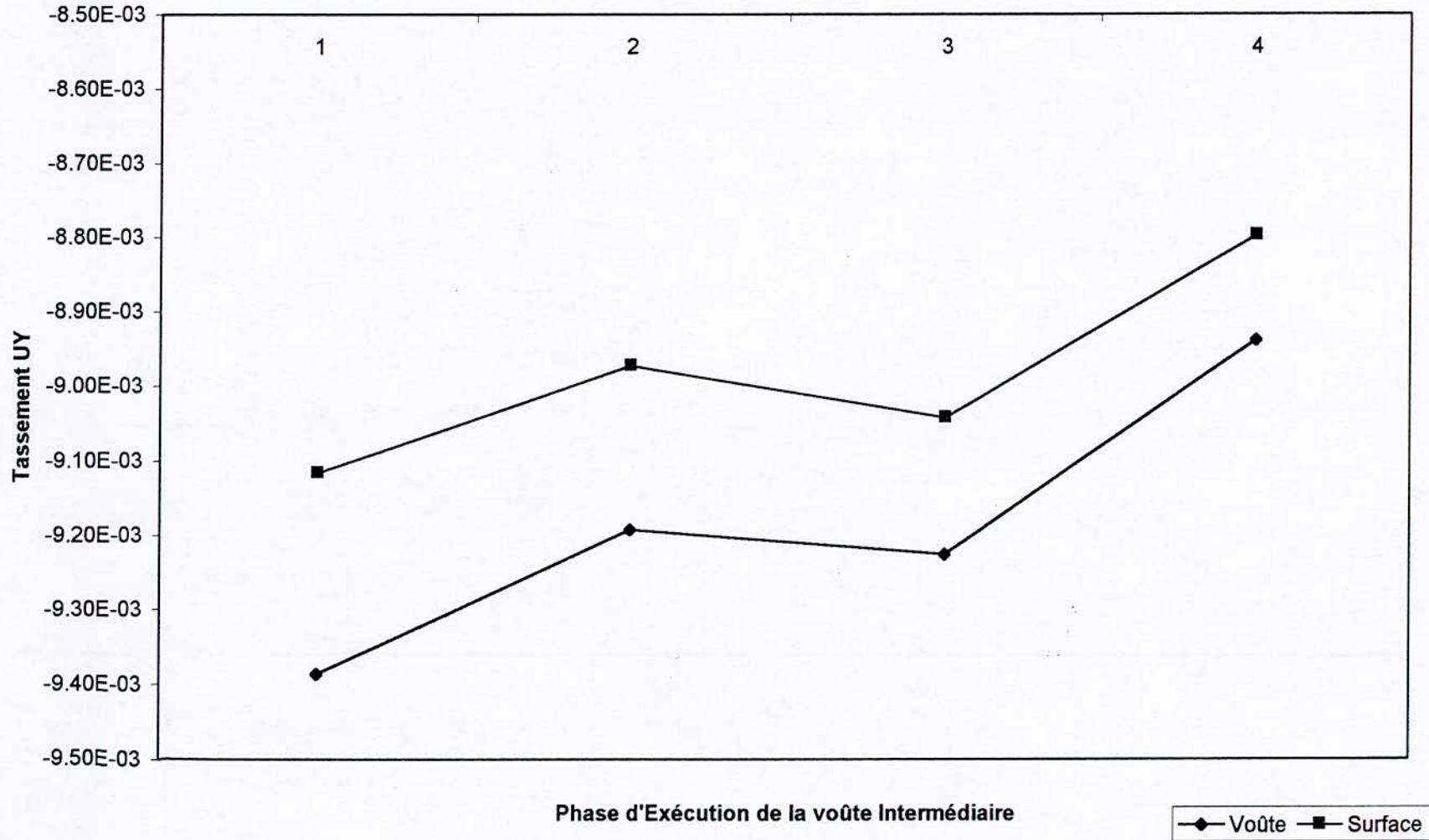
Après la confection de l'anneau complet du soutènement de l'ouvrage, le revêtement de la demi-section supérieure et en prenant en compte la relaxation des matériaux, le champ des contraintes tend vers l'état initial. Ce qui nous ramène à l'établissement d'un nouveau état d'équilibre de la masse rocheuse.

L'amplitude totale des tassements est égale à 3.67cm en voûte et 3.59cm à la surface. Ces valeurs n'ont pas d'influences sur les constructions voisines.

	Voûte (cm)	Surface (cm)
	-9.39E-03	-9.12E-03
	-9.19E-03	-8.97E-03
	-9.23E-03	-9.04E-03
	-8.94E-03	-8.80E-03
Amplitude totale des tassement	-3.67E-02	-3.59E-02

La figure V.13 illustre la distribution des tassement en surface et sur la couronne, ces résultats montrent que, grâce à la mise du soutènement provisoire les tassement ont diminué.

Fig V.13 Tassement de la Surface du Sol et de la Couronne aux Différents Etapes de Calcul



Conclusion :

La valeur de la pression latérale est généralement négligeable devant la pression verticale, mais elle peut prendre des grandeurs considérable et devient un effort de traction, ce qui peut remettre en cause la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, on ne doit pas tarder l'exécution du radier, car c'est le radier qui s'oppose à la pression latérale.

Les tassements enregistrés ne sont pas très importants, à cause des caractéristiques des gneiss (rocher), et la méthode d'excavation et le choix du soutènement effectuée, qui ont garantie la bonne stabilité du tunnel.

V.2 ETUDE DE LA CONVERGENCE CONFINEMENT ET INTERPRETATION DES RESULTATS

V.2.1 Tracé de la Courbe Caractéristique du Terrain :

Milieux Elastique

$$P = \sigma^0 = 333500 \text{ Pa}$$

$$U = 0$$

$$P = \sigma^0 = 0$$

$$U_e = 0.0096279\text{m}$$

La Pression d'apparition de la zone en état limite de rupture est égale à :

$$P_a = 1,10\text{E}+05 \text{ Pa}$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture sera :

$$\lambda_a = 0.669$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture vaut :

$$U_a = 0.00644\text{m}$$

Les résultats du domaine élastoplastique (Voir fig V.14) sont présentés dans le tableau suivant, on se basant sur les équations citées au chapitre précédant dans la partie convergence confinement :

λ	U (m)	P (Pa)
0	0.00E+00	3.34E+05
0.669	6.44E-03	1.10E+05
0.7	7.81E-03	1.00E+05
0.705	7.89E-03	9.84E+04
0.71	7.98E-03	9.67E+04
0.715	8.07E-03	9.50E+04
0.72	8.16E-03	9.34E+04
0.725	8.26E-03	9.17E+04
0.73	8.35E-03	9.00E+04
0.735	8.46E-03	8.84E+04
0.74	8.56E-03	8.67E+04
0.745	8.67E-03	8.50E+04
0.75	8.77E-03	8.34E+04
0.755	8.89E-03	8.17E+04
0.76	9.00E-03	8.00E+04
0.765	9.12E-03	7.84E+04
0.77	9.25E-03	7.67E+04
0.775	9.38E-03	7.50E+04
0.78	9.51E-03	7.34E+04
0.785	9.64E-03	7.17E+04
0.79	9.79E-03	7.00E+04
0.795	9.93E-03	6.84E+04
0.8	1.01E-02	6.67E+04
0.805	1.02E-02	6.50E+04
0.81	1.04E-02	6.34E+04
0.815	1.06E-02	6.17E+04
0.82	1.07E-02	6.00E+04
0.825	1.09E-02	5.84E+04
0.83	1.11E-02	5.67E+04
0.835	1.13E-02	5.50E+04

0.84	1.15E-02	5.34E+04
0.845	1.17E-02	5.17E+04
0.85	1.20E-02	5.00E+04
0.855	1.22E-02	4.84E+04
0.86	1.24E-02	4.67E+04
0.865	1.27E-02	4.50E+04
0.87	1.30E-02	4.34E+04
0.875	1.33E-02	4.17E+04
0.88	1.36E-02	4.00E+04
0.885	1.39E-02	3.84E+04
0.89	1.42E-02	3.67E+04
0.895	1.46E-02	3.50E+04
0.9	1.49E-02	3.34E+04
0.905	1.54E-02	3.17E+04
0.91	1.58E-02	3.00E+04
0.915	1.62E-02	2.83E+04
0.92	1.67E-02	2.67E+04
0.925	1.72E-02	2.50E+04
0.93	1.78E-02	2.33E+04
0.935	1.84E-02	2.17E+04
0.94	1.91E-02	2.00E+04
0.945	1.98E-02	1.83E+04
0.95	2.06E-02	1.67E+04
0.955	2.14E-02	1.50E+04
0.96	2.24E-02	1.33E+04
0.965	2.35E-02	1.17E+04
0.97	2.46E-02	1.00E+04
0.975	2.60E-02	8.34E+03
0.98	2.75E-02	6.67E+03
0.985	2.93E-02	5.00E+03
0.99	3.13E-02	3.34E+03
0.995	3.37E-02	1.67E+03
1	3.66E-02	0.00E+00

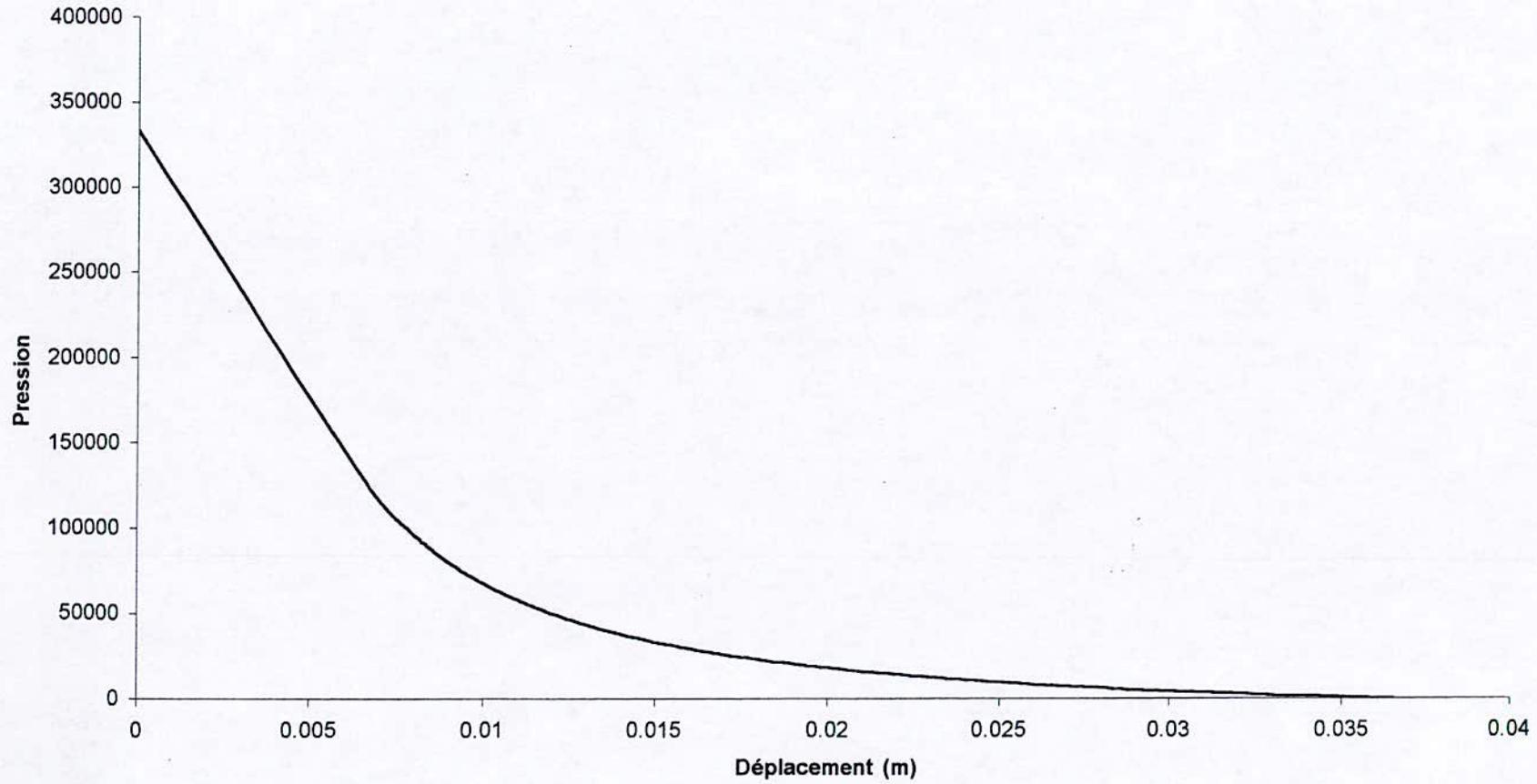
V.2.2 Tracé de la Courbe Caractéristique du Soutènement :

	P du soutènement (Pa)	U (m)
	0.00E+00	0.004627
	5.90E+04	0.0049852
	1.18E+05	0.0053434
	1.77E+05	0.0057016
	2.36E+05	0.0060598
	2.95E+05	0.006418
	3.54E+05	0.0067762
	4.13E+05	0.0071344
	4.72E+05	0.0074926
	5.31E+05	0.0078508
	5.90E+05	0.008209
	6.50E+05	0.0085672
	7.09E+05	0.0089254
	7.68E+05	0.0092836
	8.27E+05	0.0096418
Pmax	8.86E+05	0.01

Conclusion :

D'après la courbe caractéristique du soutènement, la valeur de la pression maximale $P_{s \max}$ paraît très exagérée (Voir fig V.15). En se basant sur l'expérience, il est habituel de dimensionner le soutènement ou le revêtement de telle sorte que pour un béton à 25 Mpa, la sollicitation soit limitée aux environs de 6 Mpa. Dans notre cas, la résistance du béton projeté est de 18 Mpa, la sollicitation subit par ce dernier est au environs de 0.4 Mpa d'où une grande sécurité vis à vis du dimensionnement du soutènement. Pour la pente de la courbe caractéristique du revêtement (la raideur du revêtement), elle est de 89°. Le confinement atteint la portée du revêtement très rapidement, ce qui apporte à l'ouvrage souterrain une stabilité excellente.

Fig V.14 Courbe Caractéristique de l'Excavation de la Voûte



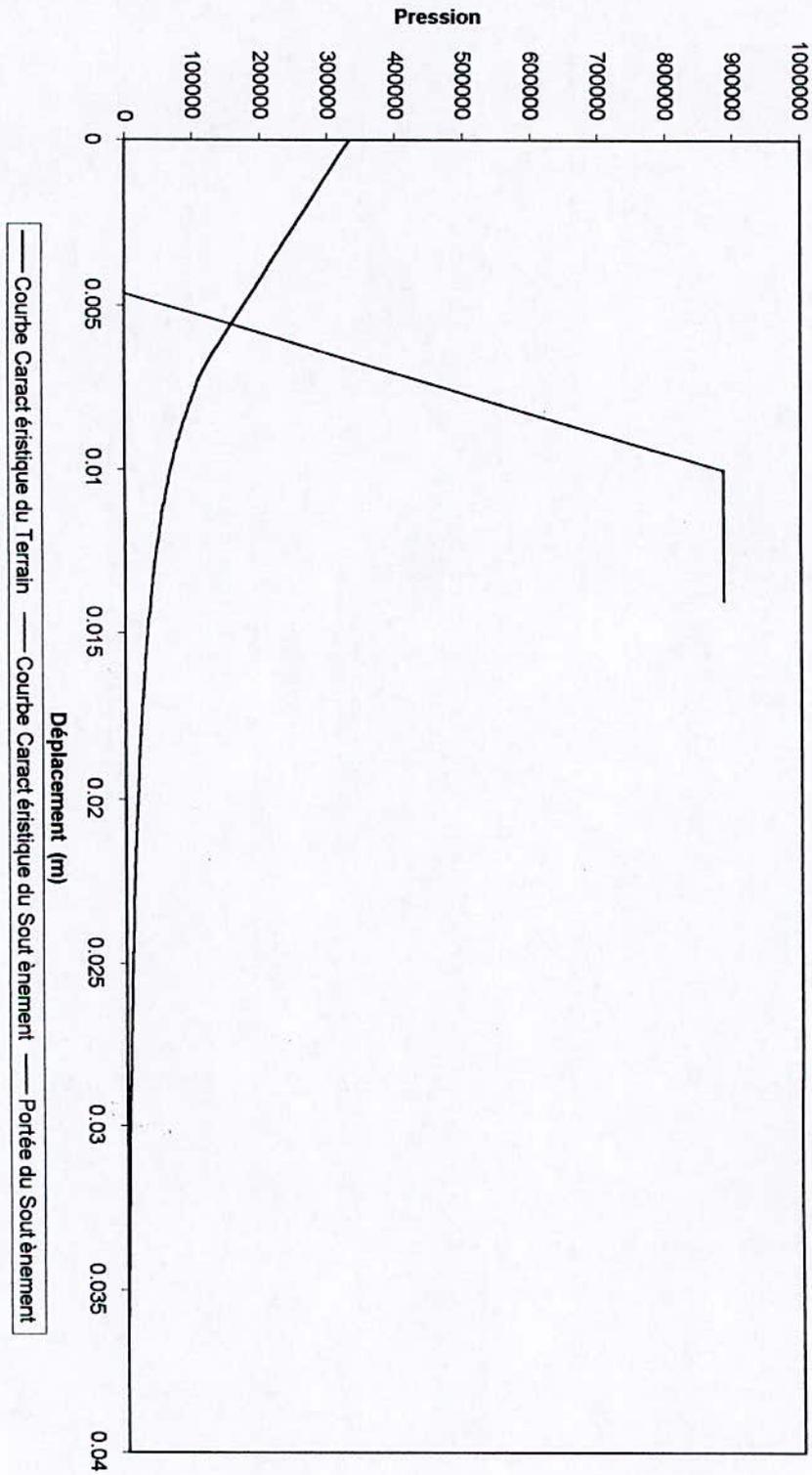
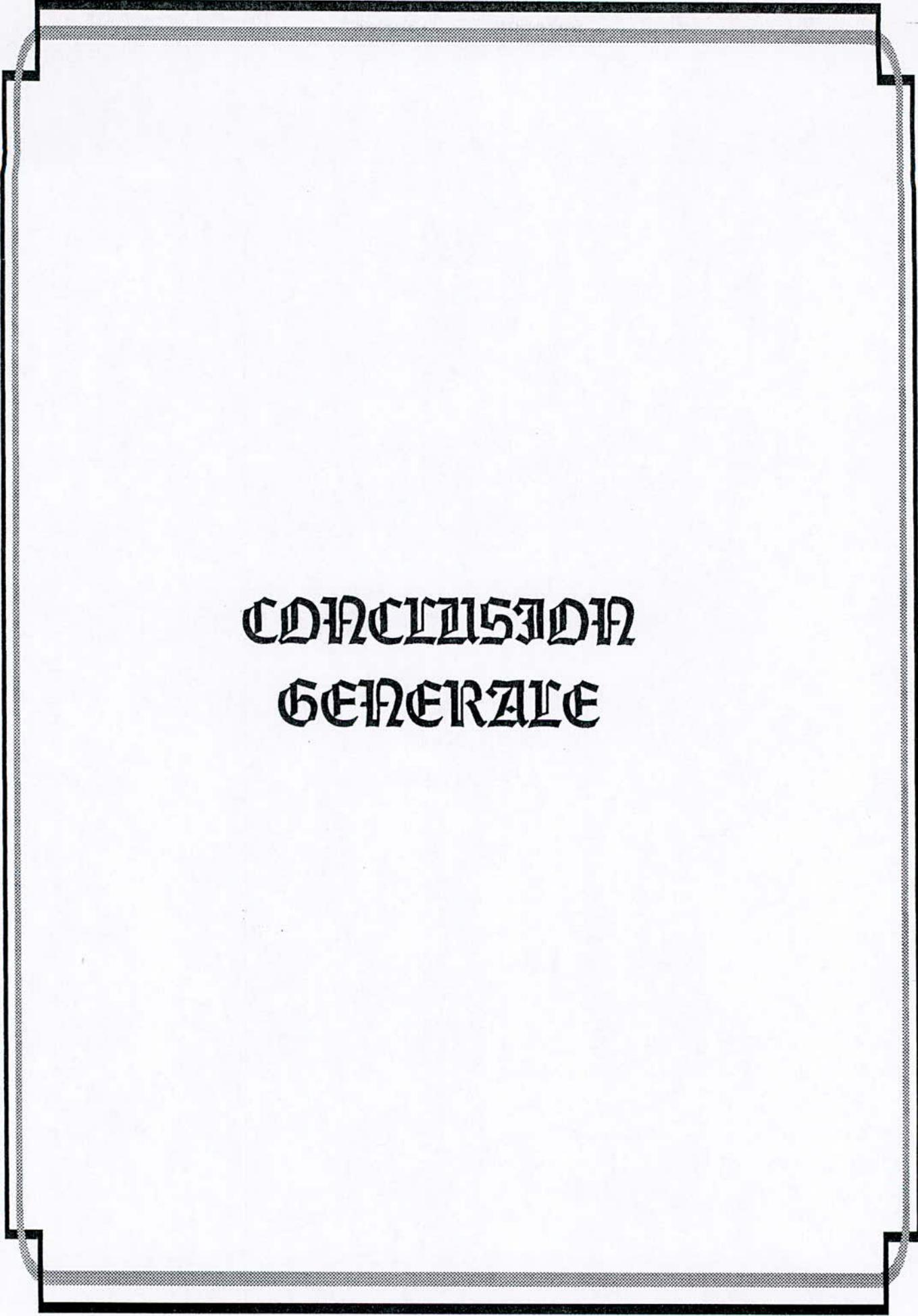


Fig V.15 Courbe Caractéristique de L'excavation de la Voûte et de son Soutènement



**CONCLUSION
GENERALE**

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION

Notre travail a été sanctionné par des résultats satisfaisants, qui sont aptes à justifier la validité de la technologie convenable pour le creusement de la voûte intermédiaire de la station « **Khelifa Boukhalfa** », malgré les suppositions subjectives de l'élasticité et de l'isotropie des matériaux, ce qui n'est pas conforme à la réalité.

Les valeurs obtenues pour les affaissement des terrains de couverture sont d'une grandeur peu importantes, ce qui garantie une bonne stabilité des ouvrages souterrains, ainsi que pour les constructions civiles sous – adjacentes à la surface. De ce fait, ces résultats ont permis de considérer la **N.A.T.M.** comme étant la méthode adéquate pour la réalisation de tels ouvrages.

Par conséquent, notre étude basée sur la simulation par la Méthode des Eléments Finis (**M.E.F.**) d'une nouvelle technologie d'excavation des tunnels (section divisée), peut être applicable tout en donnant des résultats plus fiables, précis, et plus proche aux valeurs réelles. Dans notre étude, le modèle est plus théorique que pratique. Il est préférable de prendre un modèle tridimensionnel et traité le sol comme étant un milieu élasto-plastique, anisotrope et hétérogène.

Il en demeure néanmoins que, l'étude du comportement différé de l'ouvrage par les méthodes numériques ne peut se faire que conjointement avec les progrès réalisés en matière de l'essais en laboratoire et l'essais in-situ, qui constituent des moyens indispensable pour l'acquisition des données « input » des modèles numériques.

ANNEXES

ANNEXE A

PLAN DE TIR

Le creusement des reins se fait à l'explosif, c'est pour cela qu'il faut établir un plan de tir permettant le creusement en toute sécurité.

A.1 LONGUEUR D'AVANCEMENT

$$L_{av} = L_{tr} \times n$$

L_{av} : Longueur d'avancement

L_{tr} : Longueur de trou de mine

n : Coefficient d'utilisation du trou

Dans notre cas et suivant la longueur de la tige de forage, on prend $L_{tr} = 1.2m$. Le coefficient n est compris entre 0.83 et 0.87. La valeur prise est la moyenne, ce qui nous donne $n = 0.85$. Dans ce cas la longueur d'avancement est :

$$L_{av} = 0.867m$$

A.2 CHARGE SPECIFIQUE D'EXPLOSIF

Le massif est homogène, on a :

$$q = q_0 \times f_1 \times v_1$$

q_0 : Indice de terrabilité ;

$$q_0 = 0.1 \times f = 0.1 \times 0.3$$

f : la dureté de la roche

$$q_0 = 0.3$$

f_1 : Coefficient tenant en compte de la structure du massif ;

$$f_1 = 1.3$$

e : Coefficient d'utilisation pratique de l'explosif ;

$$e = 1.27 \text{ Kg/m}^3$$

v_1 : Coefficient tenant compte le nombre de surface libre; il varie entre 1.2 et 1.5. Dans notre cas, nous avons deux surfaces libres, on prend :

$$v_1 = 1.4$$

ce qui fait :

$$q = 0.3 \times 1.3 \times 1.4 \times 1.27$$

$$q = 0.69 \text{ Kg/m}^3$$

A.3 VOLUME ABATTU EN PLACE

$$V = S_{cr} \times L_{tr}$$

S_{cr} : Surface transversale de creusement ;

$$S_{cr} = 25 \text{ m}^2$$

On aura, donc :

$$V = 25 \text{ m}^3$$

A.4 CONSOMATION SPECIFIQUE PAR VOLEE (q_v)

$$q_v = V \times q$$

$$q_v = 25 \times 0.69$$

$$q_v = 17.25 \text{ Kg}$$

A.5 CALCUL DU NOMBRE DE TROUS

$$N_{tr} = (S_{cr} \times q \times 1.27) / (a \times \Delta \times d_c^2)$$

a : coefficient de remplissage du trou. a est comprise entre 0.7 et 0.85, on prend a = 0.7

Δ : masse volumique de l'explosif ;

$$\Delta = 1.45 \times 10^3 \text{ Kg/m}^3$$

d_c : diamètre de la cartouche ;

$$d_c = 0.025\text{m}$$

ce qui nous donne :

$$N_{tr} = (1.27 \times 0.69 \times 25) / (0.7 \times 1450 \times (0.025)^2)$$

$$N_{tr} = 34.53$$

On prend :

$$N_{tr} = 35$$

A.6 DISTANCE ENTRE LES TROUS D_{tr}

Pour les trous d'abattage :

$D_{tr} \geq 0.3\text{m}$ pour les roches dont $f > 7$;

$D_{tr} \geq 0.45\text{m}$ pour les roches dont $f < 7$;

La Ligne de moindre résistance :

$$W = 47 \times a \times d_c \times \sqrt{1.45 / 2.6 \times 1.27 \times 0.85}$$

$$W = 0.69\text{m}$$

Cela nous permet de prendre les intervalles suivants :

- ✓ La distance entre les trous d'abattage varie entre 0.65 à 0.7m.
- ✓ La distance entre les trous de contour varie entre 0.65 à 0.8m.
- ✓ La distance entre les trous de contour et le contour profil de l'excavation varie entre 10 à 30cm, dans notre cas on prend 30cm.

A.7 CONSOMATION MOYENNE PAR TROU (q_m)

$$q_m = q_{ex} / N_{tr} ;$$

$$q_m = 17.25 / 35$$

$$q_m = 0.49Kg$$

A.8 NOMBRE DE CARTOUCHES DANS CHAQUE TROU (N_c)

$$N_c = q_v / q_c ;$$

$$N_c = 0.5 / 0.1$$

$$N_c = 5 ;$$

A.9 DETERMINATION DU NUMERO DE SERIE DE DETONATEUR

On procède à un amorçage fond de trou à l'aide des détonateurs électriques micro retard 30ms à haute intensité.

Lorsqu'on utilise des détonateurs électrique micro retard, on parle de la charge unitaire qui, à une grande influence sur le niveau de vibration, fixé à 20mm/s.

Pour l'exécution des neuf (09) premiers mètres de la grande voûte , la distance minimale entre le front d'attaque et le bâtiment le plus proche est de 12m.

Alors, on peut avoir :

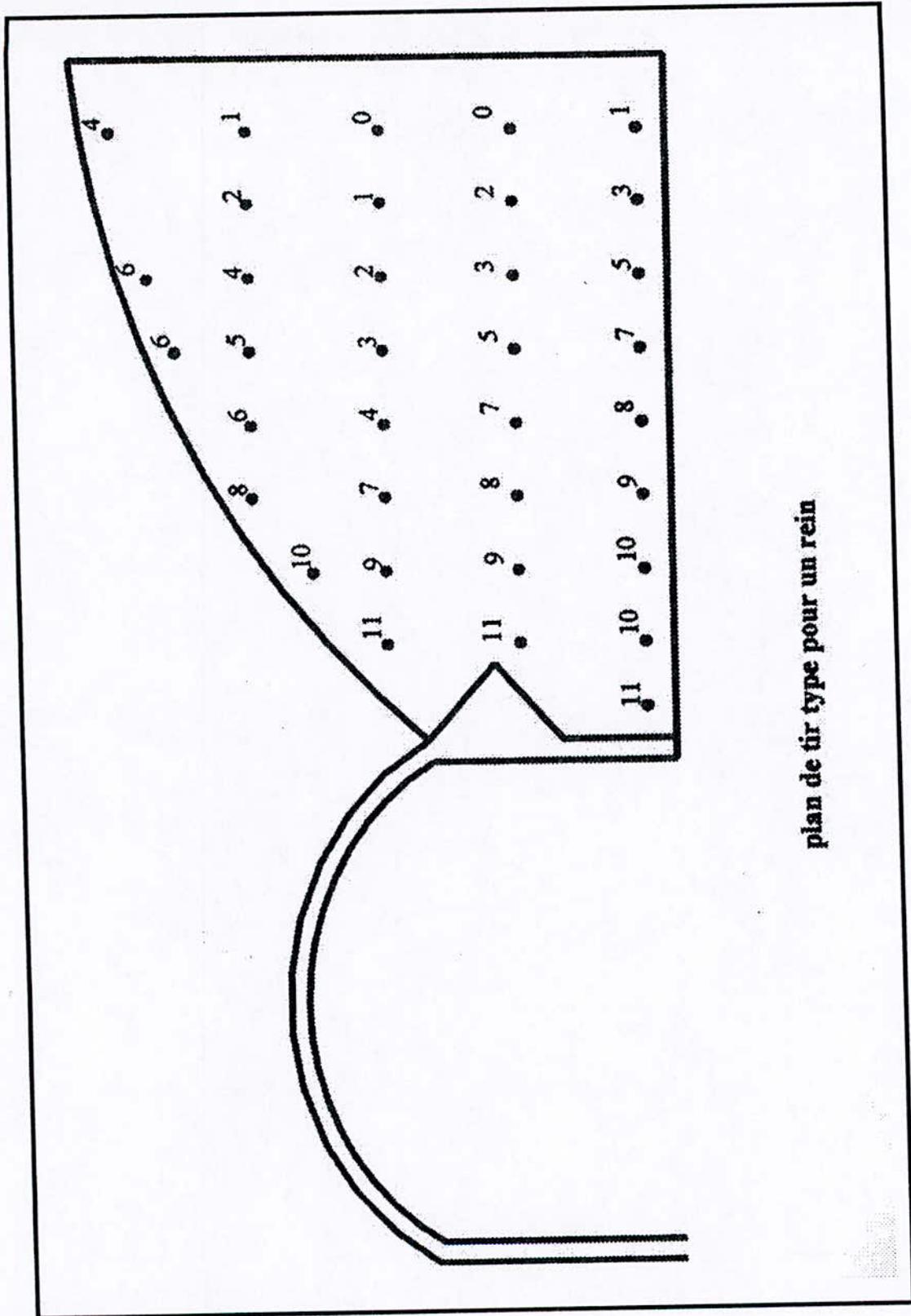
$$N = 1.5 / q_m ;$$

$$N = 1.5 / 0.5$$

$$N = 3$$

Pour l'exécution d'une volée, le nombre de trou nécessaire est 35 trous.

Alors on peut utiliser une serie se detonateurs electriques dont les numeros de 0 à 11.



plan de tir type pour un rein

NOM	Résistance à l'eau	densité	Vitesse de détonation m/s	C.U.P Kg/m ³	C.S.E cm	Volume de gaz L/Kg	Utilisations
GELANIT	Très bonne	1.50	5800	1.15	18	733	Explosif sismique Roche dur.
GELANIT I	Bonne	1.40	6300	1.33	8	865	Abattage en carrière Roche dur
GELANIT II	bonne	1.45	6000	1.27	6	808	Abattage souterrain Roche dur.
MARMANI T	médiocre	1.00	4500	1.27	10	892	Roche dur à mi-dur.
MARMANI T I	médiocre	0.95	4000	1.28	5	842	Roche moyennement dur Abattage souterrain
MARMANI T II	médiocre	0.95	4400	1.27	2	868	Roche de dureté moyenne
MARMANI T III	médiocre	0.95	3800	1.18	2	907	Pour les roches tendres
ANFOIL	médiocre	0.90	3000	1.15	0	975	Roche tendres carrières

Tableau I-1 : Les principales caractéristiques des explosifs (ONEX).

ANNEXE B

DIFFÉRENTES FORMULATIONS DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

B.1 - Approximation Nodale

Un modèle mathématique d'un système physique fait intervenir plusieurs variables ou fonctions dites : exactes $U_{ex}(X)$. Celle-ci sont représentées par des fonctions «approchées» $U(X)$, telles que la différence ;

$$e(X) = U(X) - U_{ex}(X) \quad (\text{B.1})$$

soit assez petite pour l'objectif visé .

Pour construire cette fonction approchée, il faut :

- Choisir un ensemble fini de fonctions dépendant de n paramètres a_i :

$$U(X, a_1, a_2, \dots, a_n)$$

- Déterminer les paramètres a_i pour satisfaire la condition (B.1).

Si la fonction approchée U est linéaire en a_i :

$$U(X) = \sum R(X) * a_i = \langle P \rangle \{a\} \quad (\text{B.2})$$

avec : $P_i(X)$ sont des fonctions connues linéairement indépendantes.

Nous pouvons choisir comme paramètres a_i , les valeurs de la fonction U_{ex} en n points, appelés **Nœuds** de coordonnées x_1, x_2, \dots, x_n . Si on impose que la fonction approchée U coïncide avec la fonction exacte U_{ex} en ces nœuds :

$$U(X_i) = U_{ex}(X_i) = U_i$$

La fonction approchée (B.2) s'écrit alors :

$$U(X) = \sum_{i=1}^n N_i(X) U_i = \langle N \rangle \cdot \{U_n\} \quad (\text{B.3})$$

U_i : paramètres nodaux ou variables nodales de l'approximation .

$N_i(X)$: fonctions d'interpolation.

La relation (B.3) définit une **approximation nodale**.

B.2 - Approximation par Eléments Finis

Lorsque le nombre n de nœuds (donc de paramètres U_i) devient important, et lorsque le domaine V a une forme complexe, et si en plus, la fonction $U(X)$ doit satisfaire des conditions aux limites sur la frontière de V , la méthode d'approximation nodales par sous-domaines simplifie la construction de $U(x)$ et s'adapte mieux au calcul sur ordinateur.

Elle consiste à :

- Identifier un ensemble de sous-domaines V^e du domaine V .
- Définir sur chaque élément $U^e(X)$ de façon à ce que :
 - L'approximation nodale sur chaque sous - domaine V^e ne fait intervenir que les variables nodales attachées à des nœuds situés sur V^e et sur sa frontière.
 - Les fonctions approchées $U^e(X)$ sur chaque sous - domaine V^e sont construites de manière à être continues sur V^e et elles satisfont les conditions de continuité entre les différents sous - domaines.

On admet que la théorie des milieux continus est applicable à chaque élément.

L'approximation par éléments finis présente deux aspects distincts :

- Définition analytique de la géométrie des éléments.
- Construction des fonctions d'interpolation pour chaque élément

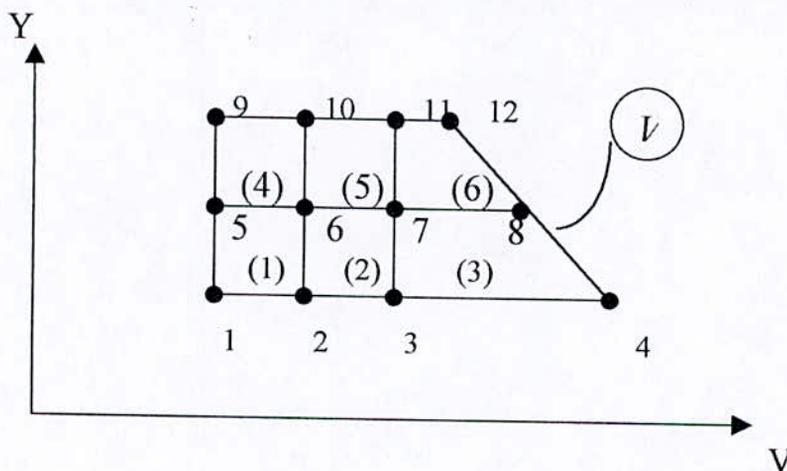


Fig B.1 Discrétisation du Domaine V (6 éléments et 12 nœuds)

B.3 - Définition de la Géométrie des Eléments :

Les éléments sont déterminés par un certain nombre de points (nœuds) n , ces nœuds sont appelés **nœuds géométriques** . si $n = \bar{n}$ l'élément est dit **iso paramétrique**.

B.3.1 Quelques Formes Classiques des Eléments:

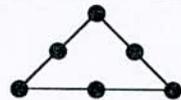
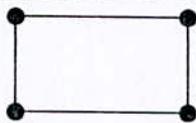
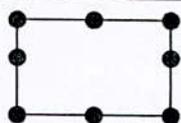
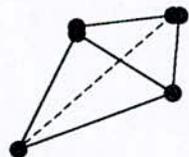
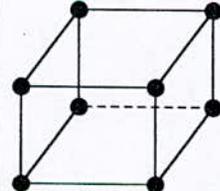
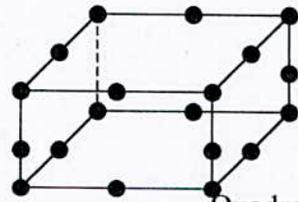
Élément à une Dimension			
Linéaire (2) 	Quadratique (3) 		
Élément à Deux Dimensions			
Éléments Triangulaires		Éléments Quadrilatéraux	
			
Linéaire (3)	Quadratique (6)	Linéaire (4)	Quadratique (8)
Élément à Trois Dimensions			
Éléments Triadriques	Éléments Hexaédriques		
			
Linéaire (4)	Linéaire (8)	Quadratique (20)	

Fig B.2 Forme de Quelques Eléments Classiques

B.3.2 Elément de Référence :

L'élément de référence V^e est un élément de forme très simple, repéré dans un repère de référence , qui peut être transformé en chaque élément réel V^e par une transformation géométrique τ^e .

Par exemple, dans le cas d'un triangle (Voir Fig B.3) :

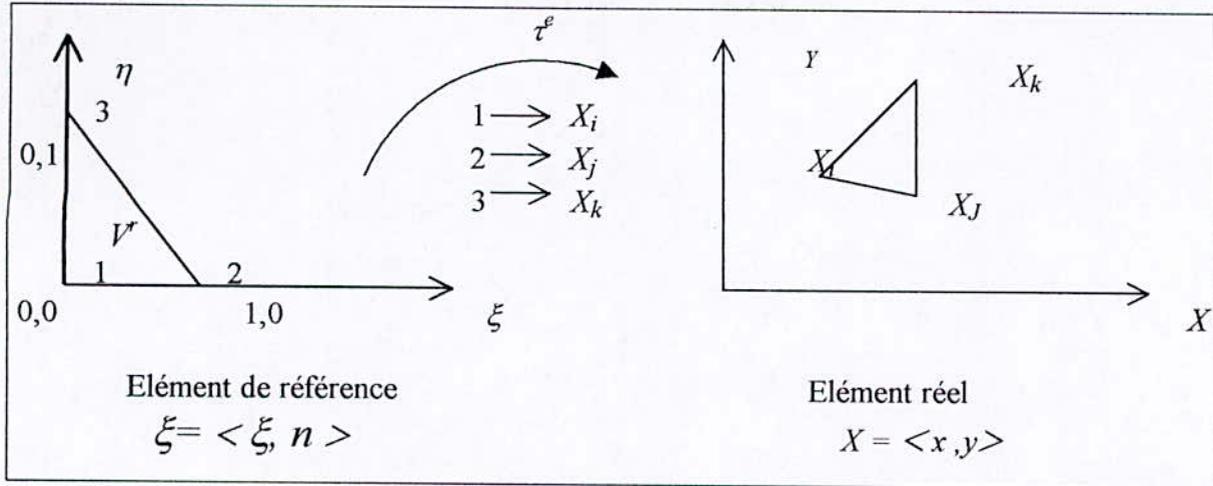


Fig B.3 Transformation de l'Elément Réel

La transformation τ^e définit les coordonnées X^e de chaque point de l'élément réel à partir des coordonnées ξ du point correspondant de l'élément de référence :

$$\tau^e: \xi \longrightarrow X^e = X^e(\xi)$$

La transformation τ^e dépend de la forme et de la position de l'élément réel, donc des coordonnées des nœuds géométriques qui le définissent. Il y a donc une transformation τ^e différente pour chaque élément réel :

$$\tau^e: \xi \longrightarrow X^e = X^e(\xi, x_i, x_j, x_k, \dots, x_n)$$

Où $(x_i, x_j, x_k, \dots, x_n)$ sont les coordonnées des nœuds géométriques qui appartiennent à l'élément e.

Chaque transformation τ^e est choisie de manière à présenter les propriétés suivantes :

- τ^e : est bijective en tout point ξ situé sur l'élément de référence ou sur sa frontière ,
- Les nœuds géométriques de l'élément de référence correspondent aux nœuds géométriques de l'élément réel.

Nous utiliserons une transformation τ linéaire par rapport aux coordonnées $\{X_n\}$ des nœuds géométriques de l'élément réel V^e :

$$\tau : \xi \rightarrow X(\xi) = [N(\xi)]\{X_n\}$$

Exemple : la forme de référence à deux dimensions d'un élément triangulaire quadratique à 6 nœuds :

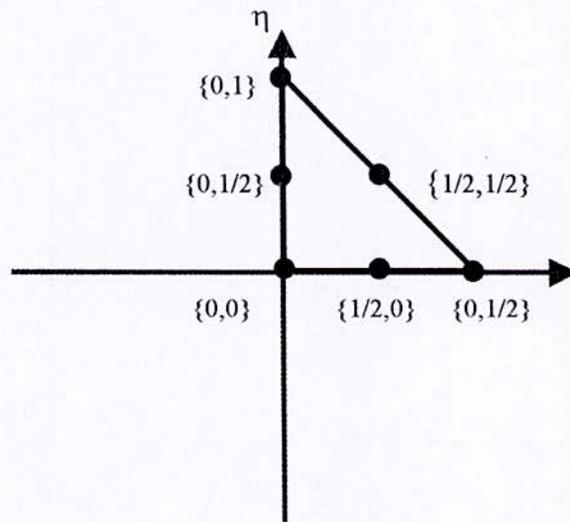


Fig B.4 Élément de Référence .

Cet élément de référence est défini comme suit :

$$V^r : \begin{cases} \xi + \eta \leq 1 \\ \eta \geq 0 \\ \xi \geq 0 \end{cases}$$

B.3.3 Approximation sur un Élément de Référence :

Nous choisissons sur le domaine V un ensemble de n nœuds d'interpolation de coordonnées x_i : $i=1,n$, confondus ou non avec les nœuds géométriques.

Sur chaque élément V^e , nous utilisons une approximation de type **(B.4)** :

$$U_{ex}(X) \approx U(X) = \langle N(X) \rangle \{U_n\} \quad \text{(B.4)}$$

et sur un élément de référence, on obtient :

$$U_{ex}(\xi) \approx U(\xi) = [N(\xi)]\{U_n\} \quad (\text{B.5})$$

avec :

$$\begin{aligned} X(\xi) &= [N(\xi)]\{X_n\} \\ U(\xi_i) &= N[(\xi_i)]\{U_n\} \\ N(\xi_i) &= \begin{cases} 0 & \text{si } j \neq i \\ 1 & \text{si } j = i \end{cases} \end{aligned} \quad (\text{B.6})$$

où:

$$U_i = U_{ex}(\xi_i)$$

alors :

$$\{U_n\} = \begin{bmatrix} \langle P(\xi_i) \rangle \\ \vdots \\ \langle P(\xi_n) \rangle \end{bmatrix} \{a\} \Rightarrow \{U_n\} = [P_n] \cdot \{a\} \quad (\text{B.7})$$

$$\{a\} = [P_n]^{-1} \cdot \{U_n\} \quad (\text{B.8})$$

$$U(\xi) = \langle P(\xi) \rangle \cdot \{a\} \quad (\text{B.9})$$

On substituant l'équation (B.8) dans l'équation (B.9) on trouve :

$$U(\xi) = \langle P(\xi) \rangle \cdot [P_n]^{-1} \cdot \{U_n\} \quad (\text{B.10})$$

comportant (B.5) avec (B.10) , on obtient :

$$\langle N(\xi) \rangle = \langle P(\xi) \rangle [P_n]^{-1} \quad (\text{B.11})$$

Donc, on conclusion, pour construire les fonctions d'interpolation, il faut poursuivre les étapes suivantes :

- 1- Choisir la base polynomiale : $\langle P(\xi) \rangle$.
- 2- Évaluer la matrice $[P_n] = [P_j(\xi_j)]$ $i=1,n$, $j=1,n$.
- 3- Calculer $[P_n]^{-1}$.
- 4- Calculer : $\langle N(\xi) \rangle$ suivant la relation.

B.4 - Analyse locale et calcul de la matrice de rigidité élémentaire :

Le déplacement en un point M quelconque de l'élément est déterminé de façon unique en fonction des déplacements des nœuds :

$$\{U(M)\}_e = [N]\{\delta U\}_e \quad (\text{B.12})$$

avec : $[N]$ la matrice des fonctions d'interpolation.

Si nous nous plaçons dans l'hypothèse élastique, $\{\varepsilon\}_e$ s'exprime en fonction du déplacement $\{U\}_e$ par l'intermédiaire d'un opérateur différentiel linéaire $[L]$:

$$\{\varepsilon\}_e = [L]\{\delta U\}_e$$

avec :

$$[L] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} & \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial y} & \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (\text{B.13})$$

$$\{\varepsilon\} = [L][N]\{\delta U\}$$

Posons :

$$\begin{aligned} [B] &= [L][N] \\ \{\varepsilon\} &= [B]\{\delta U\} \end{aligned}$$

Comme les contraintes sont reliées linéairement aux déformations :

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (\text{B.14})$$

avec : $[D]$ la matrice d'élasticité .

En utilisant le principe des travaux virtuels sous la forme de théorème de l'énergie potentielle , c'est à dire :

$$W_i - W_e = 0$$

quelque soit le déplacement admissible autour de l'équilibre,

$$W_i = \frac{1}{2} \int_V \{\varepsilon\}_e^T \cdot \{\sigma\}_e \, dv \quad (\text{B.15})$$

ou, en tenant compte des relations (B.12) et (B.13) précédentes ,

$$W_i = \frac{1}{2} \int_V \{\delta U\}_e^T \cdot [B]^T \cdot [D] \cdot [B] \{\delta U\}_e \, dv \quad (\text{B.16})$$

La matrice $[k]_e$ définie par :

$$[K]_e = \int_V [B]^T \cdot [D] \cdot [B] \, dv \quad (\text{B.17})$$

est appelée la matrice de rigidité de l'élément. il vient alors :

$$W_i = \frac{1}{2} \{\delta U\}_e^T \cdot [K]_e \cdot \{\delta U\}_e \quad (\text{B.18})$$

B.5 - Energie des forces extérieures d'un élément :

L'énergie d'origine extérieure d'un élément provient soit des forces de volume ou des forces de surface. En élasticité, à partir d'un état naturel sans contrainte ni déformation initiale, elle s'écrit :

$$W_e = \int_V \{F_v\}^T \{U\} dv + \int_S \{F_s\}^T \{U\} ds$$

$$W_e = \left[\int_V \{F_v\}^T [N] dv + \int_S \{F_s\}^T [N] ds \right] \{\delta U\}_e \quad (\text{B.19})$$

$$W_e = \{F\}_e^T \{\delta U\}_e$$

avec :

$$\{F\}_e^T = \left[\int_V \{F_v\}^T [N] dv + \int_S \{F_s\}^T ds \right]$$

B.6 - Analyse globale et assemblage :

Les n éléments finis, étudiés en analyse locale, sont assemblés de façon à reconstituer la structure. L'énergie de déformation et l'énergie des forces extérieures de la structure sont :

$$W_i = \sum_{e=1}^n \left(\frac{1}{2} \{\delta U\}_e^T [K]_e \{\delta U\}_e \right) \quad (\text{B.20})$$

$$W_e = \sum_{e=1}^n \left(\{F\}_e^T \{\delta U\}_e \right)$$

Si $\{\delta U\}$ désigne le vecteur représentant le déplacement global aux nœuds de la structure, on peut passer de $\{\delta U\}_e$, vecteur déplacement local, à $\{\delta U\}$ par l'intermédiaire d'une matrice booléenne :

$$\{\delta U\}_e = [T]_e \{\delta U\} \quad (\text{B.21})$$

L'énergie potentielle peut, alors, s'exprimer comme suit :

$$\theta = \frac{1}{2} \{\delta U\}^T \cdot [K] \cdot \{\delta U\} - \{F\}^T \cdot \{\delta U\} \quad (\text{B.22})$$

Où on définit la matrice de rigidité globale de la structure et :

$$[K] = \sum_{e=1}^n [T]_e^T \cdot [K]_e \cdot [T]_e \quad (\text{B.23})$$

et le vecteur :

$$\{F\} = \sum_{e=1}^n [T]_e^T \cdot \{F\}_e \quad (\text{B.24})$$

vecteur chargement aux nœuds de la structure.

La position de la structure, ainsi discrétisée, est donnée par résolution du système obtenu, en rendant l'énergie potentielle totale extrême par rapport aux composantes de

$$[K] \cdot \{\delta U\} = \{F\} \quad (\text{B.25})$$

ANNEXE C

CALCUL DE LA SECTION EQUIVALENTE

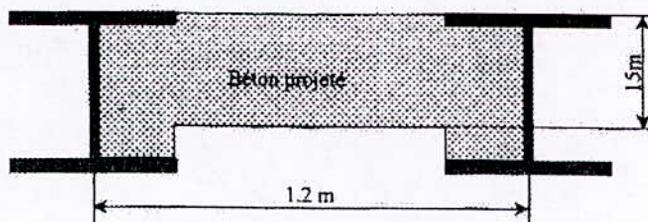
Données (dans le Système Internationale) :

Cintre HEB 180 :

$$\begin{aligned} S_a &= 65.3 E-4 m^2 \\ I_a &= 3831 E-8 m^4 \\ E_a &= 21106 KN/m^2 \end{aligned}$$

Béton Projeté :

$$\begin{aligned} S_b &= 0.1992 m^2 \\ I_b &= 4.575 E-4 m^4 \\ E_b &= 10 E+6 KN/m^2 \end{aligned}$$



- En flexion:

$$E_{eq} \cdot I_{eq} = E_a \cdot I_a + E_b \cdot I_b = 8\,089.65$$

- En compression:

$$E_{eq} \cdot S_{eq} = E_a \cdot S_a + E_b \cdot S_b = 1\,394\,606.4$$

D'autre part on a:

$$\begin{aligned} E_{eq} \cdot I_{eq} &= E_{eq} \cdot 1.2 h_{eq} = 8\,089.65 \\ E_{eq} \cdot S_{eq} &= E_{eq} \cdot 1.2 h_{eq} = 1\,394\,606.4 \end{aligned}$$

On trouvera:

$$\begin{aligned} S_{eq} &= 0.2497 m^2 \\ E_{eq} &= 15\,064\,877.85 KN/m^2 \\ I_{eq} &= 9.01897 E-4 m^4 \\ h_{eq} &= 0.263 m \end{aligned}$$

avec :

$$\begin{aligned} \gamma &= 8500 Kg/m^3 \\ \nu &= 0.12 \\ E &= 0.15065 E+11 Pa \end{aligned}$$

ANNEXE D

DIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE VOUTEE

Détermination des charges :

Les charges verticales seront calculées à partir de la théorie du poids des terres, applicable pour les ouvrages souterraines de faible couverture.

Hypothèses :

Niveau du sol :	27,70 m
Clé de voûte (extrados) :	14,81 m
Surcharge de chaussée :	2 t/m ²

Selon le règlement **BAEL 83**, les charges permanentes seront affectées d'un coefficient de sécurité de 1,35 et les surcharges d'exploitation de 1,5.

Tel que la charge verticale est donnée suivant l'équation :

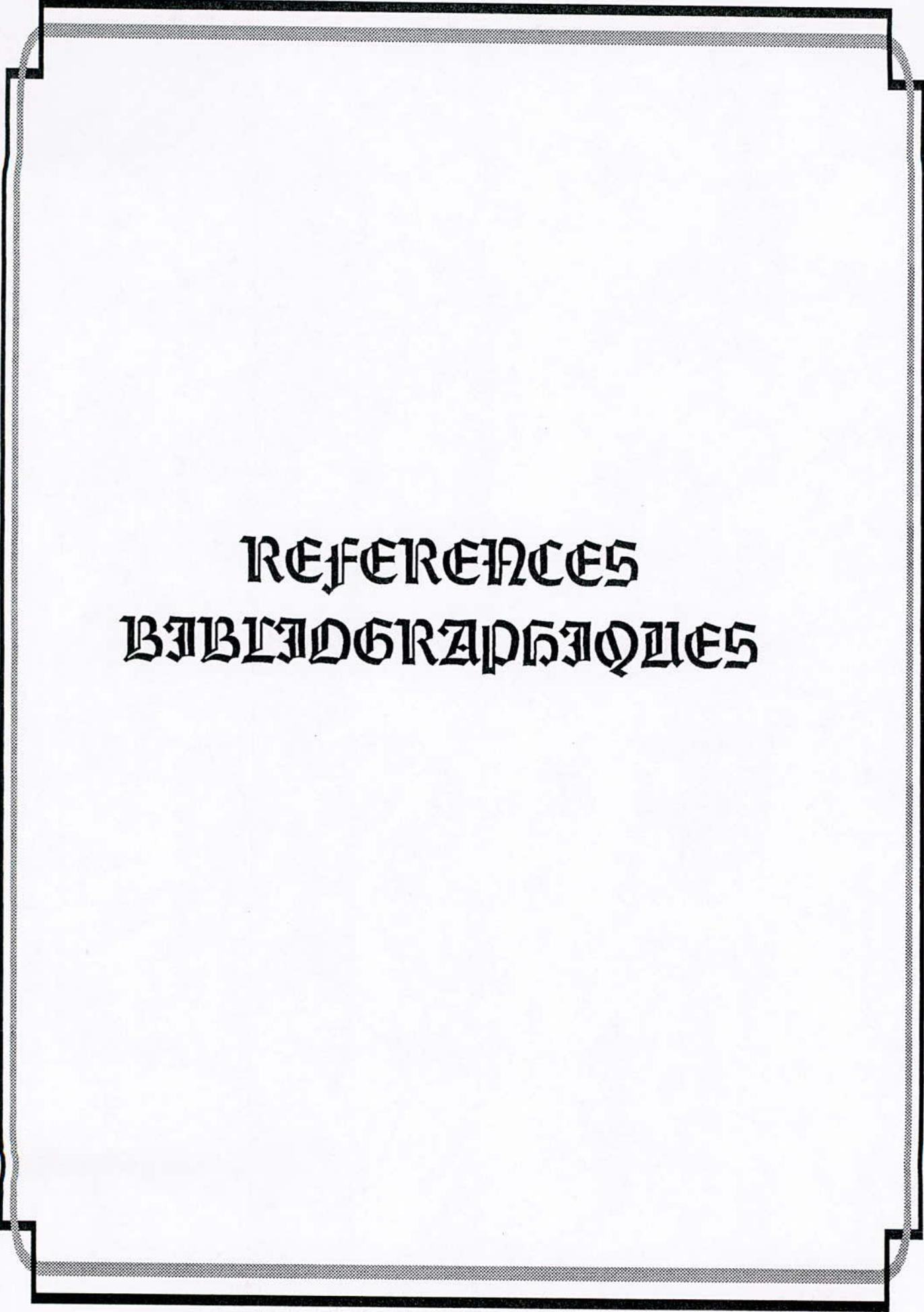
$$P_{\text{ver}} = \gamma \cdot h \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Charges sur la Voûte (en clé de voûte) :

Hauteur de remblai :	12 m
Densité :	2,15 t/m ³
Poids du remblai :	25.8 t/m ²
Hauteur du gneiss sain :	0,96 m
Densité :	2,6 t/m ³
Poids du gneiss sain :	2,496 t/m ²

Charge Sur la salle des billets :

$$Q=0,6\text{t/m}^2.$$



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Etude de conception et d'ingénierie, rapport de mission d'Alger. Métro d'Alger 1984.
- [2] Rapport APD du Métropolitaines d'Alger. Inédit E.M.A, 1983. Alger.
- [3] K. BELKESSA. Technique de réalisation d'un tunnel (cas du Métro d'Alger) « Marinage et Extraction des Déblais ». Projet de fin d'études, Département Génie Minier, E.N.P 1992.
- [4] V. SAADA. Projet d'Implantation Physique d'Ouvrage Métropolitaines, cas du Métropolitaine d'Alger (LOT5). Mémoire de Magister, Département Génie Minier, E.N.P 1994.
- [5] F. LABRAOUI. Modélisation de la voûte intermédiaire (Station Khelifa Boukhalfa) par la méthode des éléments barres. Projet de fin d'études, Institut de Génie Civil, U.S.T.H.B 1990.
- [6] Inédit. Génisider 1991. Alger.
- [7] B. BOKEY. Exploitation des mines, Edition MIR 1968, Moscou.
- [8] K. OURABIA et K.BENALLAL. Morphologie, géologie et géotechnique de la région d'Alger (recueil de notes), 1983.
- [9] K. SZECHY. Traité de Construction de tunnels, Edition DUNOD, Paris 1970.
- [10] F. MALEK. Influence des travaux souterrains à l'explosif en site urbain sur les ouvrages en surfaces. Projet de fin d'études, Département Génie Minier, E.N.P 1991.
- [11] Industrie Minérale, Mines et Carrières, Février 1990.
- [12] Ouvrage souterrains, conception – réalisation - entretien, 1988.

- [13] Dossier pilote des tunnels, Edition 1976.
- [14] P. GESTA. Etude des vibrations engendrée à par les tirs de mine. Rapport de recherche LPC N°105.
- [15] A. BOUVARD, G. COLOMBET. Ouvrage souterrains, presse de l'ENPC, 1988.
- [16] Mémoire technique 1-06. Etude de réalisation d'un premier tronçon du tunnel de la ligne N°1 du métro d'Alger, Octobre 1988.
- [17] Revue tunnel et ouvrages souterrains numéro spécial, Avril 1988.
- [18] O.C. ZIENKIWICZ. La méthode des éléments finis ; AFNOR.
- [19] G. DHATT, G. TOUZOT. Présentation de la méthode des éléments finis, Edition MALOINE 1984.
- [20] J.C. SABONNIERE , J.C. COULOMB. Eléments finis et CAO, Edition HERMES 1986.
- [21] G.L BATOZ., G. DHATT. Modélisation des structures par éléments finis, volume I. solide élastique. Edition HERMES 1990.
- [22] R. FRANK. Utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité, rapport LPC 1982.
- [23] B. LORET. Etude de loi de comportement élastoplasticité à simple potentiel. INPG 1984.
- [24] C.CHERCHALI. tunnel « calcul soutènement provisoire » tome I, O.P.U 03-1993.

A travers ce travail, et en dépit des difficultés rencontrées, nous espérons avoir apporté des solutions correctes aux problèmes posés.

D'autres objectifs ont-ils été atteints du moins approchés ?

Avons nous apporté un plus à la communauté universitaire à laquelle nous avons eu l'insigne honneur d'appartenir ?

Avons nous un tant soit peu contribué à l'insertion tant souhaitée de l'université au développement du pays ?

Ce travail dans lequel nous nous sommes investis corps et âme est à notre avis, encore trop insuffisant pour y prétendre.

Aussi et, sans aucune fausse modestie, est-ce avec beaucoup d'humanité et bien conscients de l'immensité de notre ignorance que nous le soumettons à l'appréciation des membres de notre honorable jury et du lecteur.