

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

678



Mémoire de Mastère



Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : Génie Civil & Hydraulique
Spécialité : Génie Civil
Option : Structures

Présenté par : SAADANE ELARABI
MAHBOUB SALIH

Thème : DEMARCHE ASSURANCE QUALITE DES TRAVAUX SOUTERRAINS – CAS D'UN TUNNEL AUTOROUTIER

Sous la direction de: Dr. MIMOUN ABD ELGHANI

JUIN 2011



بسم الله الرحمن الرحيم



اللهم أنت ربى لا إله إلا أنت خلقتني وأنا عبدك وأنا على
عهدك ووعدك ما استطعت أعوذ بك من شر ما صنعت أبوء
لك بنعمتك على وأبوء لك بذنبي فاغفر لي فإنه لا يغفر
الذنوب إلا أنت

يا ودود يا ودود ، ياذا العرش المجيد ، يا مبدئ يا معيد ، يا
فعالا لما يريد ، أسألك بنور وجهك الذي ملي أركان عرشك ،
وأسألك بقدراتك التي قدرت بها على جميع خلقك
وأسألك برحمتك التي وسعت كل شيء ، لا إله إلا أنت ،
أغثني يا مغيث.

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'armé de courage et de patience pourachever mes études.

Je remercie également tous mes professeurs de la première année jus qu'à cinquième année universitaire, à notre Docteur Monsieur Abd Elghani Mimoun pour son aide

. Je remercie aussi tout les staffs de département de Génie civil, et centre de calcul.

REMERCIEMENT PARTICULIER

En fin nous tenons à remercier tous les membres de jury qui feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Merci à tout, du fond du cœur.



Dédicace

Nous tenons à remercier tous les responsables et les membres de la DPN (Division des Programmes Neufs) pour nous avoir accueillis et d'avoir mis tout les moyens et leur savoir à notre disposition pour réaliser cette étude dans les meilleures conditions. Les conseils des membres du BCS (Bureau de Contrôle et de Suivi) étaient très bénéfiques dans notre travail.

Merci aussi aux membres du contrôle externe et interne sectaire, ingénieurs et superviseur en particulier, Adel, Ziad, Norddine, Mouhamed, Hamlaoi, Mansour, Redoun, Imad, Bilal, Hilal, Azzeddin, Hemza, Mourad, et Mm Soufia pour leur aide, leur gentillesse et leur bienveillance tout au long du stage et pour tout le temps qu'ils nous ont consacré afin de nous faire profiter de leur expérience.

Nous remercions également les membres de COJAAL en particulier Mr Mellol, Belkasem, Rida, mounsef, Issam, Lotfi, Abd Ellatif, Madame Hamida et wahiba pour leur disponibilité, leur gentillesse et leur bienveillance qu'ils ont manifestées à notre égard tout au long de cette étude et pour tout le temps qu'ils nous ont consacré afin de nous faire profiter de leur expérience.

Nos remerciements ne sauraient être complets si nous n'y incluons pas l'ensemble du personnel du camp 4, la base de COJAAL, sur site, laboratoire, chauffeurs, ... qui nous ont apporté leur soutien moral et leur aide durant la période du stage.

Nous remercions chaleureux à nos parents qui nous ont toujours soutenu et supporté et sans qui, ne n'aurions pu mener ce travail à terme.

Je dédie ce modeste travail à toute ma famille et tous mes amis de Guelma, Skikda, Alger et Wargla. El-arabi saadane.

Je dédie ce modeste travail à toute ma famille et tous mes amis de Guelma-Mahboub Salih.

À mes camarades de la promotion de Master 2010/2011.

SOMMAIRE

Résumé

Abstract

ملخص

Introduction générale

I- GENERALITES SUR LES OUVRAGES SOUTERRAINS.....1

Introduction1

1.1 Différents types de tunnels1

1.2. Facteurs à considérer lors de la réalisation d'un ouvrage souterrain4

1.2.1 Le choix d'un tracé.....4

1.2.2 Les paramètres à prendre en considération lors du choix d'un tracé sont5

1.2.3 Autres facteur.....5

II- PRESENTATION DE PROJET6

2.1. Description du projet.....6

2.2. Présentation de l'ouvrage.....8

2.2. 1 Coupe Transversale du Tunnel T19

2.2. 2 Normes de l'étude10

2.2. 3 Tracé en plan.....11

2.2. 4 Profil en long.....12

2.3 Présentation des variantes13

2.4 Description des variantes13

2.5 Trace en plan et profil en long15

2.6 Profil en travers16

2.7 Etudes particulières des têtes17

III- REALISATION.....20

3.1 Creusement.....20

3.1.1 Les méthodes de creusement mécanisées20

3.1.2 Mode de marinage et de chargement26

3.1.3 Travaux d'excavation au tunnel T1.....	29
3.2 <i>Soutènement provisoire</i>.....	39
3.2.1 Mode d'action du soutènement	39
3.2.2 Choix du type de soutènement.....	40
3.2.3 Types de soutènement provisoire	41
3.2.4 Soutènement provisoire pour T1.....	46
3.3 <i>Travaux de drainage et d'étanchéité</i>.....	58
3.3.1 Aperçu des travaux.....	58
3.3.2 Matériaux à utiliser.....	58
3.3.3 Matériel à utiliser.....	60
3.3.4 Méthode d'exécution.....	61
3.4 <i>Revêtement Définitif</i>.....	64
3.4.1 Exécution du radier.....	64
3.4.2 Exécution de la voute	72
3.5 <i>Ventilation</i>	84
3.5.1 Rôle de la ventilation dans un tunnel.....	84
3.5.2 Les types de ventilation en tunnel.....	84
3.5.3 Importance de la ventilation dans la conception générale d'un tunnel	85
3.5.4 Les polluants	87
3.5.5 Ventilation pour maintenir la qualité de l'air en tunnel (T1).....	88
3.5.6 Les critères de choix.....	90
3.6 <i>Éclairage</i>.....	93
3.6.1 Objectifs de l'éclairage	93
3.6.2 Zones d'éclairage	94
3.6.3 Classification des tunnels pour l'éclairage	95
3.6.4 Types d'éclairage en tunnel T1	96
3.7 <i>Équipements de sécurité en tunnel T1</i>.....	97
3.7.1 Réseau de vidéo surveillance.....	97

3.7.2 Signalisation et signalétique des dispositifs de sécurité.....	97
3.7.3 Les Niches.....	99
3.7.4 La Sous-station.....	100
III- ASSURANCE QUALIE DES TRAVAUX.....	101
<i>4.1 Le contrôle qualité de pré consolidation</i>	101
4.1.1. Vérification de l'implantation des trous de forage.....	101
4.1.2. Contrôle de l'injection.....	103
4.1.3. Contrôle de la conformité de la mise en place de pré-consolidation	106
4.1.4. Contrôle de la qualité de creusement	107
4.1.5. Control de la stabilité de l'ouvrage (tunnel)	108
<i>4.2. Le contrôle qualité pour le soutènement provisoire.....</i>	110
4.2.1. La pose des cintres	110
4.2.2. La pose de radier provisoire.....	110
4.2.3. Le béton projeté (BP)	111
4.2.4. Les boulons d'ancrage	115
<i>4.3. Le Contrôle qualité pour l'étanchéité.....</i>	119
4.3.1. Béton projeté à grain fin (BPGF).....	119
4.3.2. Le drainage.....	122
4.3.3. La pose de complexe d'étanchéité	125
<i>4.4. Le contrôle qualité pour le revêtement définitif.....</i>	127
4.1.1. Radier est banquette	127
4.1.2. La voute.....	131
4.1.3. Contrôle qualité lors du coulage	133
<i>4.5. Le Contrôle qualité pour l'électromécanique</i>	135

Introduction générale

Depuis que les hommes excavent et percent des galeries, les méthodes de construction ont subit des transformations.

À l'aube du XIX^{ème} siècle des techniques de perforation mécanique et l'utilisation des explosifs puis aujourd'hui des machines à forer de plus en plus performantes ont succédé aux travaux manuels fatigants et non rentables.

Aujourd'hui, la surface du sol dans les villes et le réseau routier est de plus en plus encombrée. Les problèmes de circulation et d'équipements urbains peuvent être résolus par une solution souterraine : voies souterraines, métro, vaisseaux divers, parking ...etc. De même, l'extension des voies de communication telles que les voies ferrées et les voies de navigation, souvent difficiles, conduisent à la réalisation d'ouvrages d'art importants comme les tunnels.

Lors de la réalisation des tunnels une très grande importance est donnée aux techniques utilisées et aux moyens mis en œuvre pour arriver à terme du projet avec un minimum de perte humaine et économique tout en respectant le coût et le délai. Ces exigences ne peuvent être assurées qu'à travers un contrôle strict et rigoureux de la qualité des travaux et le respect des normes. Notre étude est justement concentrée sur ce volet qui est le contrôle qualité lors de la réalisation d'un ouvrage souterrain. Ce contrôle débute avec l'installation du chantier et se termine avec la mise en circulation du tunnel, c'est-à-dire en suivant toutes les étapes de réalisation : Reconnaissance géologiques et géotechnique, creusement, soutènement, revêtement définitif, dispositif de sécurité à l'intérieur du tunnel, etc.

Chapitre:I

Généralités sur les ouvrages souterrains

Introduction

Les contraintes d'urbanisme en surface ainsi que la fluidité de la circulation, la volonté d'améliorer l'environnement et de désengorger les centres-villes et le réseau routier poussent à rechercher des solutions souterraines pour la circulation automobile. Or, le tracé des ouvrages souterrains est contraint par les valeurs maximales admissibles ainsi que par des difficultés techniques lorsque le tracé est trop peu maîtrisable ; leur coût augmente aussi très vite avec le volume creusé et la nature des terrains rencontrés.

De façon générale, du point de vue de l'exploitation, tous les ouvrages souterrains constituent des points particuliers du réseau, et nécessitent des traitements spécifiques et un niveau d'exploitation supérieur.

La conception géométrique des tunnels se fonde sur l'ICTAVRU (Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines) et sur les recommandations du Dossier Pilote des Tunnels.

1.1 Différents types des tunnels

Si l'on se réfère à leurs objectifs, on peut distinguer plusieurs types de tunnels :

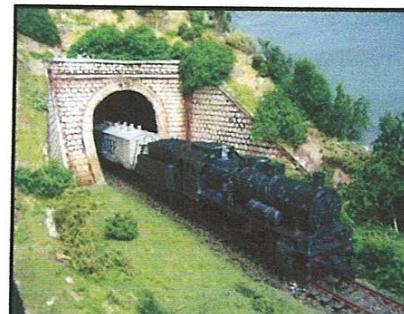
1.1 .a) Tunnels de communication : parmi lesquels

- Tunnels routiers,
- Tunnels ferroviaires,
- Tunnels de navigation, (tunnel sous la manche)
- Tunnels urbains

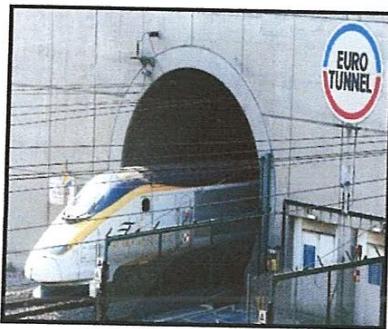
Exemple



Tunnels routiers



Tunnels ferroviaires



Tunnels de navigation

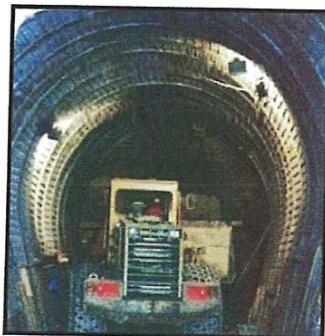


Tunnels urbain

1.1 b) Transport et d'évacuation

- Tunnels ferroviaires (marchandise)
- Galeries hydrauliques
- Égouts (évacuation des eaux usées)
- Galeries de canalisations

Exemple



Galerie hydrauliques



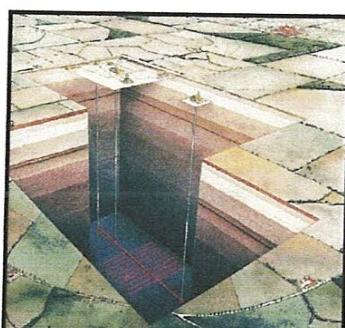
Marchandise



Égouts

1.1.c) Cavités et galeries de stockage

- Cavités et parkings,
- Stockages liquides ou gazeux,
- Dépôts de déchets (industriel ou radioactif).
- Abris de défense civile au militaire.

Exemple**Cavité souterraine****Stockage industriel****Abris**

b - Si l'on se réfère à leur mode d'exécution on trouve

- Tunnels ou cavités construits à ciel ouvert (tranchée couverte).
- Tunnels construits dans un terrain encaissant (à faible ou forte profondeur)
- Tunnels construits par éléments immersés.

c - Si l'on se réfère à la forme des ouvrages on distingue;

- Tunnels proprement dits ou puits, qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable.
- Cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante (galeries minières).

Enfin, il faut faire une mention spéciale aux exploitations minières dont l'objet est fondamentalement différent puisque, au contraire des ouvrages de génie civil qui visent à dégager des volumes utiles, elles ont pour raison de se procurer des matériaux utiles.

Dans le cas où on crée du vide, le matériau extrait étant un sous-produit dont on se débarrasse généralement en le déposant à la décharge ; dans le cas où on cherchera un matériau, le vide étant le « sous-produit » que l'on élimine par remblayage ou foudroyage des galeries d'exploitation.

Les exploitations minières représentent un linéaire d'ouvrages plus supérieurs à celui des ouvrages de génie civil et il est bien certain que les techniques d'exécution de ces derniers s'appuient largement sur l'expérience des mines. [3]

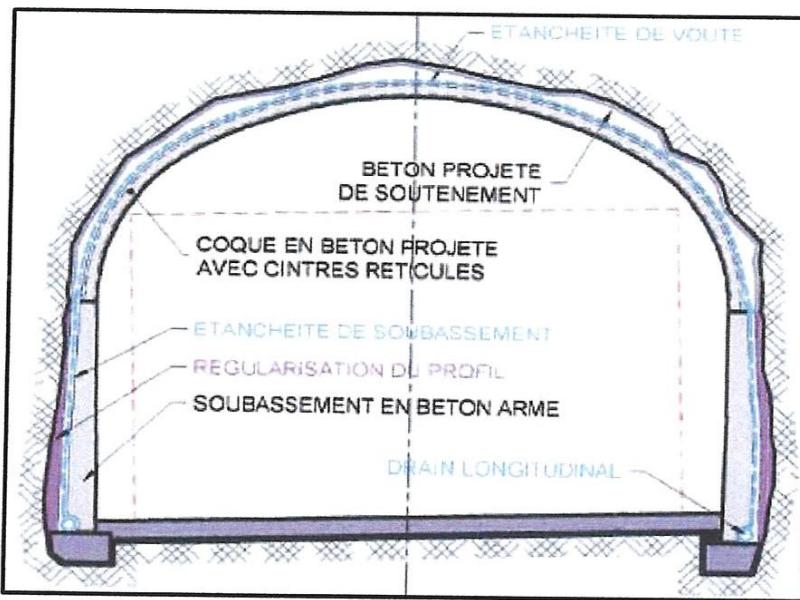


Figure 1.1 : Eléments constitutifs d'un ouvrage souterrain de type Tunnel

1.2. Facteurs à considérer lors de la réalisation d'un ouvrage souterrain

1.2.1) Le choix d'un tracé [2]

Le choix d'un tracé est très important lors de la conception d'un ouvrage souterrain. Il justifie la solution adoptée lors de la réalisation d'un tunnel.

Parmi les objectifs du choix d'un tracé :

- 1- Eviter les conditions géologiques défavorables telles que les cassures géologiques, falaises, flancs, vallées, montagnes.....
- 2- Eviter les fortes pentes des falaises et montagnes (pente maximale admissible).
- 3- Diminuer la longueur de l'itinéraire en respectant les normes en vigueur dans les limites économiques possibles.
- 4- Eviter les glissements des terrains qui nécessitent des confortements et des soutènements conséquents.
- 5- La prise en compte de l'impact sur l'environnement (destruction des forêts, nuisances, ...etc.). L'ouvrage doit s'imbriquer dans la nature et fait partie du paysage environnant.

1.2.2) Les paramètres à prendre en considération lors du choix d'un tracé sont

- 1 - Sol meuble ou roches.
- 2 - Faible ou forte couverture.
- 3 - Terrain hors nappe ou aquifère.
- 4 -Contraintes naturelles normales (poids de la couverture) ou élevée (contraintes résiduelles).

1.2.3) Autres facteurs

- Le choix d'un site, la recherche des difficultés particulières (failles, venues d'eau, roche gonflante,...).
- Le choix d'une forme, d'un volume, d'une section type pour assurer la fonction, la stabilité et l'économie de l'ouvrage.
- Le choix des procédés d'excavation et de marinage qui est autant technique qu'économique.
- Le choix et le dimensionnement du soutènement à court terme, ainsi que celui du revêtement ou du soutènement à long terme.
- La sécurité du chantier qui doit rester un souci particulier du concepteur et du constructeur.
- Le contrôle du comportement de l'ouvrage pendant la construction puis au cours de l'exploitation.
- L'estimation des coûts (difficile pour ce type d'ouvrage) devra néanmoins faire l'objet d'une étude détaillée et si possible d'études comparatives.
- L'entretien et la réparation des ouvrages seront présents à l'esprit du concepteur pour faciliter la tache de l'exploitant.

Chapitre:II

Présentation de projet

2.1. Description du projet [14]

Deux groupements chinois et japonais ont remporté le marché de l'autoroute Est-Ouest algérienne, le plus grand chantier de l'histoire du pays. Un tapis autoroutier qui va relier Tlemcen à Taref sur 1216 Km de bitumes.

L'autoroute Est-Ouest ne modifiera pas le paysage routier national puisqu'elle va pour l'essentiel suivre le tracé des nationales 4 et 5, qui rallient Alger à Oran et Alger à Constantine.

Onze tunnels devront être percés sur deux fois trois voies et 390 ouvrages d'art réalisés, dont 25 viaducs, pour joindre les frontières tunisienne à l'Est et marocaine à l'ouest pour réaliser l'autoroute trans-maghrébine.

Pour le lot Est dont la réalisation a été confiée au consortium japonais COJAAL, les travaux ont débuté en mars 2007. Les deux lots restants (Centre et Ouest), la réalisation est confiée au groupement chinois Cetic-Crcc.

Les deux entreprises choisies pour la réalisation de l'autoroute Est-Ouest ont une renommée internationale en la matière. Le groupement Cetic-Crcc est constitué de deux entreprises étatiques, à savoir la China International Trust and Crédit Corporation (chef de file du groupement) et la China Rail Construction Corporation.

Le consortium COJAAL est un groupement d'entreprises japonaises conjointes entre les entreprises Kajima, Taisei, Nishimatsu, Hazama et Itochu.

Le projet que nous présentons se situe au niveau du lot Est en cours de réalisation par le consortium COJAAL dans la section 4.2.2 du projet à proximité de la ville de Constantine où nous avons effectué notre stage pendant une période de trois mois.

Le groupement COJAAL a mené les études du projet en trois étapes :

Etape 1 : Recherche du tracé optimisé entre Bordj Bou Arreridj et les frontières tunisiennes. Le groupement a utilisé des levés topographiques par hélicoptères et par satellite afin de finaliser les études topographiques par GPS.

Etape 2 : Etudes d'APS et d'APD pour le tronçon entre le CW 128 et les frontières tunisiennes sur 123km). Etude de mise à niveau des études d'APD entre Bord Bou Arreridj, le CW 128 et la Wilaya de Skikda sur 232km et 44km. Le groupement a utilisé des logiciels électroniques pour les études des tracés tels que Piste et le logiciel Auto CAD pour les dessins.

Etape 3 : Etudes d'exécution de toutes les sections autoroutières entre Bordj Bou Arreridj et les frontières tunisiennes sur 399 km.

Le consortium COJAAL a utilisé plusieurs logiciels dans le domaine des structures des ouvrages d'art, des tunnels et des routes. Toutes les pièces du dossier d'exécution (plans et notes de calculs) sont établies par ordinateur.

Méthode utilisée par le groupement COJAAL

Topographie :

- ✓ FUGRO Geoid SAS (France) topographie numérique avec réseau GPS ;
- ✓ IGN-FI (France) levés topographiques terrestres avec réseau GPS ;
- ✓ INCT (Algérie) : cartographie, photos aériennes.

Logiciels utilisés par le groupement COJAAL

Topographie : Algérie autoroutes

- ✓ AutoDesk Land Desktop 2005 ;
- ✓ Logiciels développés par les experts consultants, comme Horale, Hvale, Roads et Toe.

Route :

- ✓ HEC-HMS, WMS étude hydrologique ;
- ✓ HYFRAN pour analyse fréquentielle ;
- ✓ HEC-RAS pour calcul d'affouillement ;
- ✓ ArcGIS, Landdesk Civil, Design utilisation générale ;
- ✓ AUTOCAD pour les dessins ;
- ✓ TalRen 4 pour la stabilité des talus ;
- ✓ Plaxis 2D V8.4 pour la stabilité des talus ;
- ✓ Alize pour la structure des chaussées et Autocad pour les dessins ;
- ✓ Logiciels développés par les experts consultants.

Tunnel :

- ✓ Cybre NATM pour calcul des convergences
- ✓ Plaxis pour note calculs, tunnel + stabilité des talus
- ✓ Autocade pour le dessin

2.1. 1) L'Agence Nationale Des Autoroutes

Devra jouer un rôle important dans le suivi du grand chantier de l'autoroute. Mais l'ANA ne sera pas seule pour contrôler les travaux de réalisation de ce projet. des division ont été créé, c'est la Division des Programmes Neuf (DPN)

L'Agence nationale des autoroutes (ANA) opte pour la décentralisation et ouvre des divisions régionales à Constantine pour la région Est, Bouira pour le Centre, Aïn Defla et Mohammadia pour couvrir la région Ouest du pays.

De plus, vu le court délai prévu pour la construction du Lot Est, et afin de permettre d'entamer les constructions de plusieurs tronçons de la section 4 en même temps, le Lot Route de cette section a été subdivisé en 5 sous-section, notamment

- Sous-section 4.2.4 : pour l'APD du tunnel **T1**
- Sous-section 4.2.5 : pour l'APD du tunnel **T3**
- Sous-section 4.1.7 : pour l'APD du tunnel **T4**

L'étude APD de la section 4 comporte trois tunnels le long de la section correspondante à la nouvelle sous-section 4.4.2, baptisé **T1**, **T2** et **T3**. Cependant, comme le tracé de l'APD a été ripé, ce ripage a éliminé le tunnel **T2** et a affecté le tracé des tunnels **T1** et **T3**.

L'étude APS de ce nouveau tracé, qui a été approuvée par la DPN/ANA a fait l'objet d'un levé topographique récent. Sur la base de ce levé, le tracé de l'autoroute a été optimisé ainsi que la traversée des montagnes aux emplacements des tunnels.

2.2. Présentation de l'ouvrage

Le présent mémoire est consacré à l'étude de conception du tunnel **T1**

L'utilisation de tunnel **T1** a été dictée par la topographie de l'itinéraire choisi de l'Autoroute Est-Ouest. En raison des cotes du projet et de la nécessité de maintenir des pentes et des rampes acceptables le long de l'autoroute, le recours au tunnel a été exigé.

Le tunnel « **T1** » traverse Djebel El OUAHCH, situé au Nord Est. De la ville de Constantine. (Figure2.1)

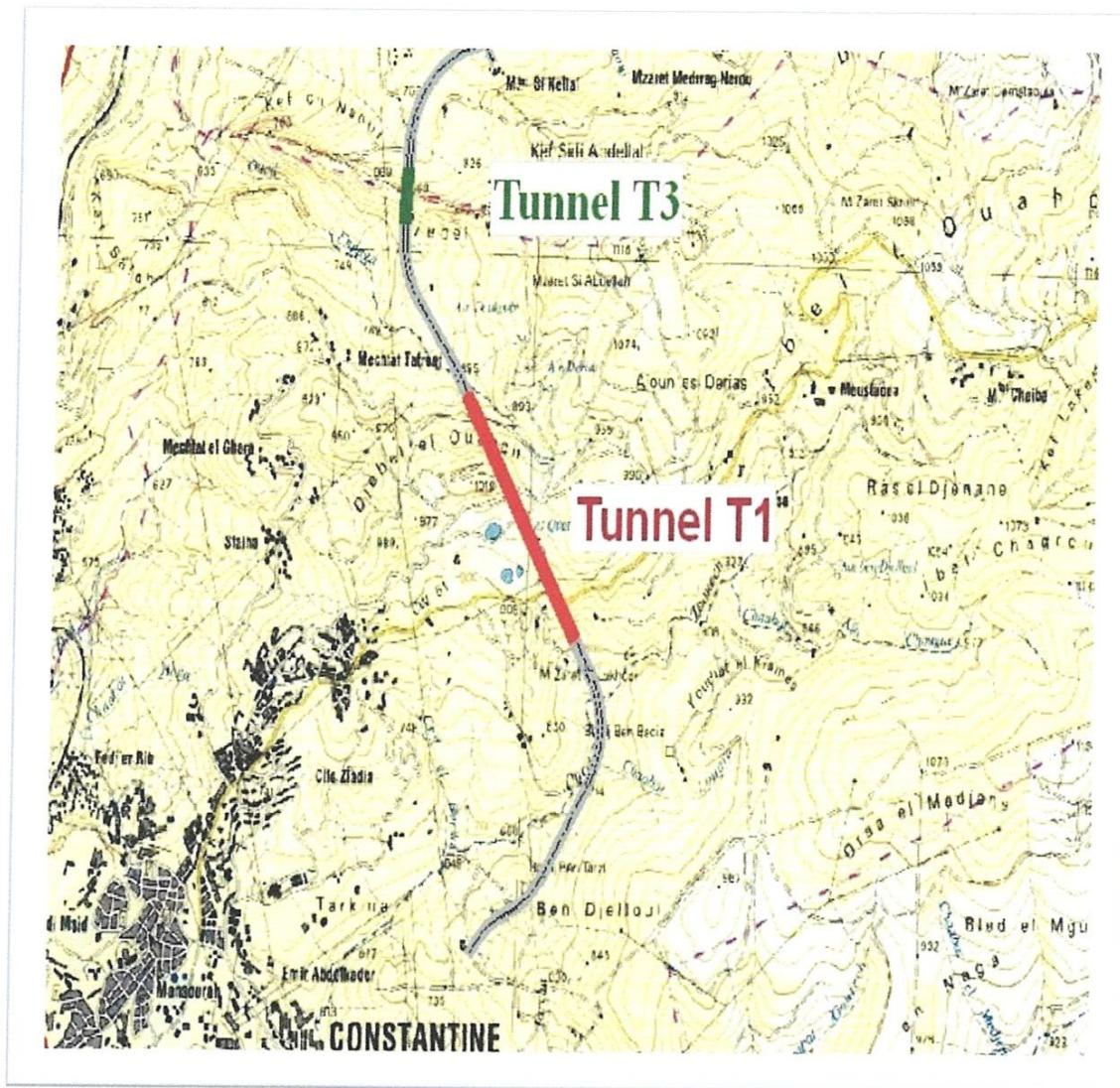


Figure 2.1: Emplacement du tunnel T1

2.2. 1) Coupe Transversale du Tunnel T1

La coupe transversale type de tunnel T1, ainsi que les données géométriques relatives, sont présentées dans la Figure 1.3. La coupe transversale du tunnel comprend:

- Trois (3) voies dans chaque tube, d'une largeur de 3,50 m chacune.
- Une (1) bande dérasée de 0,5 m de largeur de part et d'autre.
- Deux (2) trottoirs de 1,0 m de largeur chacun.

La chaussée du tunnel ne comporte pas de bande d'arrêt d'urgence comme prévu dans la section à l'air libre. Le gabarit minimal est de 10,50 mètres comme recommandé par l'Administration (il est supposé tenir compte du rechargement ultérieur de la chaussée).

La disponibilité de l'espace au-dessus du gabarit permet l'installation des équipements du tunnel (éclairage, ventilation, signalisations routières). De même, des réservations sont prévues telles que pour le passage des câbles (télécommunication et autres), les drains, les bouches d'incendie et les équipements d'urgence. Une prise d'eau est également prévue pour alimenter la bouche d'incendie.

La section du tunnel a été choisie en fonction des caractéristiques géométriques, des données géologiques et géotechniques du terrain traversé, ainsi que la hauteur de la couverture. Afin de prendre en compte les conditions naturelles du terrain avoisinant, un profil voûté a été adopté pour assurer la stabilité de l'ouvrage pendant la construction et les conditions de service

La sous-section 4.2 de l'autoroute inclut deux tunnels **T1** et **T3**; l'objet de cette étude est le tunnel **T1**. Les longueurs de chaque tube sont de 1909m.

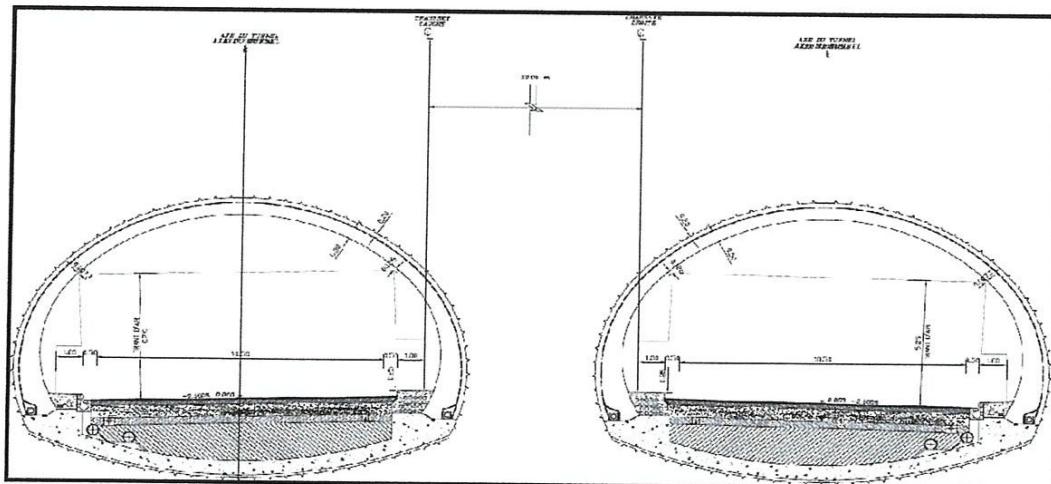


Figure 2.2: Coupe Transversal Type de Tunnel T1

2.2. 2) Normes de l'étude

Les normes à appliquer sont tirées des documents suivants:

- Directive 2004/54/CE du Parlement Européen et du Conseil du 29 Avril 2004.
- Circulaire Interministérielle No. 2000-63 du 25 Août 2000.
- Dossier Pilote des Tunnels, Centre d'Etude des Tunnels (CETU).
- Instructions sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison (ICTAAL), 1985.

L'étude géométrique, notamment le tracé en plan et le profil en long

2.2. 3) Tracé en plan

Le tunnel T1 est composé de deux tubes droit et gauche, La longueur de chaque tube est 1909m. Le tube droit commence au PK 205+407.5 et finit au PK207+316.5 et le gauche commence au PK205+393 et finit au PK 207+302.

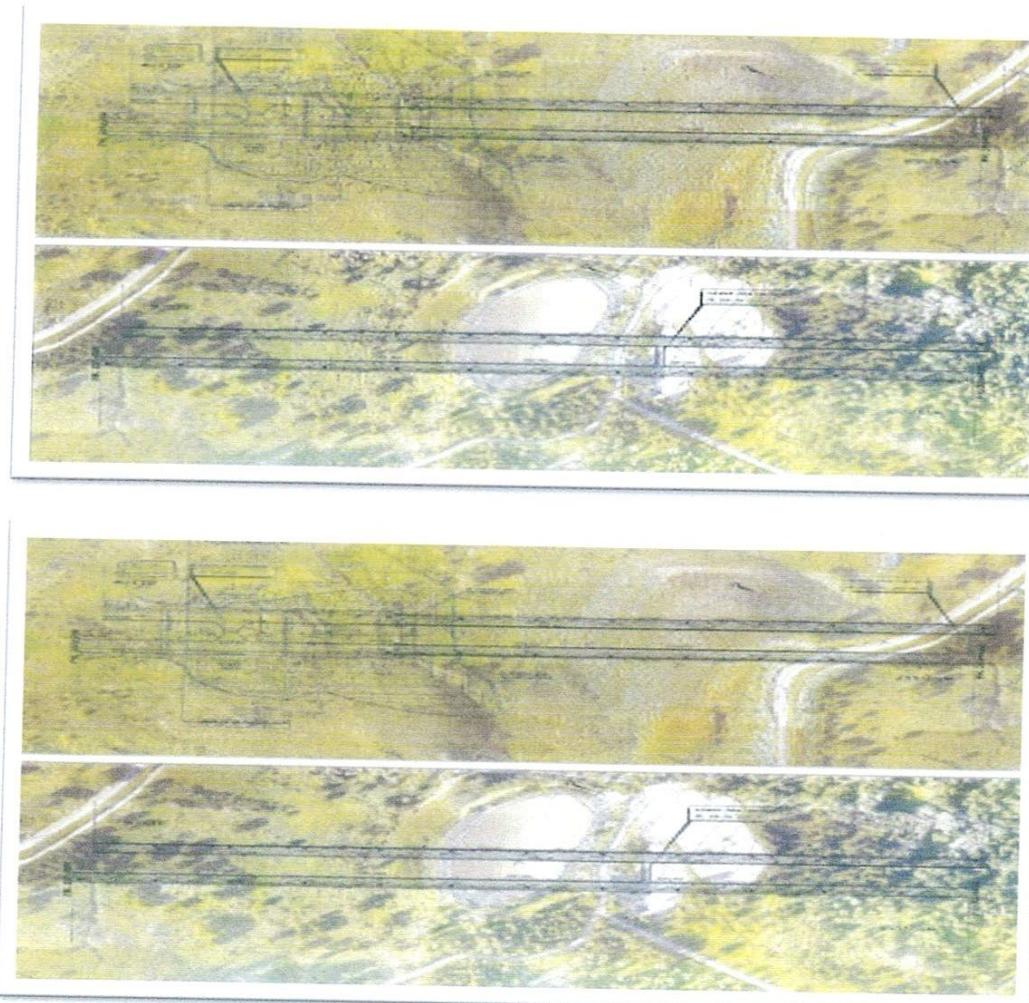


Figure 2.3 : Trace en plan de tunnel T1

2.2.4) Profil en long

Les caractéristiques du profil en long sont à déterminer en tenant compte:

- ✓ Du profil en long des accès
- ✓ De l'hydrogéologie du site
- ✓ De l'implantation des têtes

On choisit un profil à déclivité unique, d'une pente de 4% et ceci pour assurer:

- ✓ Le drainage et l'écoulement longitudinal des eaux d'infiltration et de lavage
- ✓ Diminuer le débit d'émission du polluant (gaz toxiques et fumées)
- ✓ Marche normale pour les véhicules lourds

Les accès à l'entrée et à la sortie doivent avoir la même déclivité que l'ouvrage.

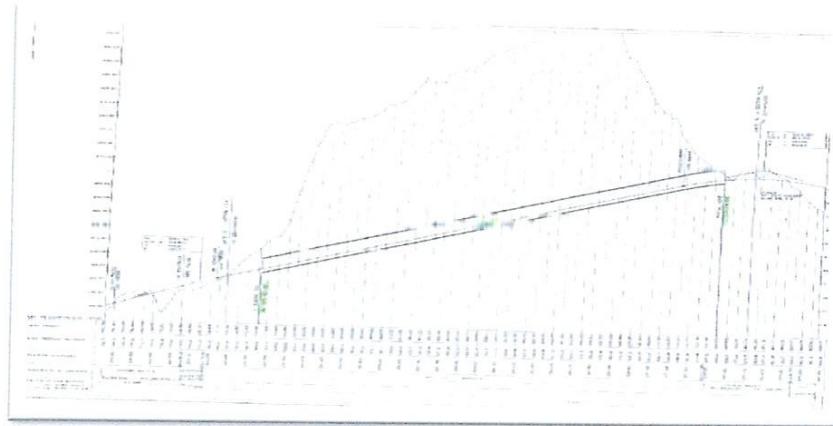


Figure 2.4 : Profil en long de tunnel T1 (tube gauche)

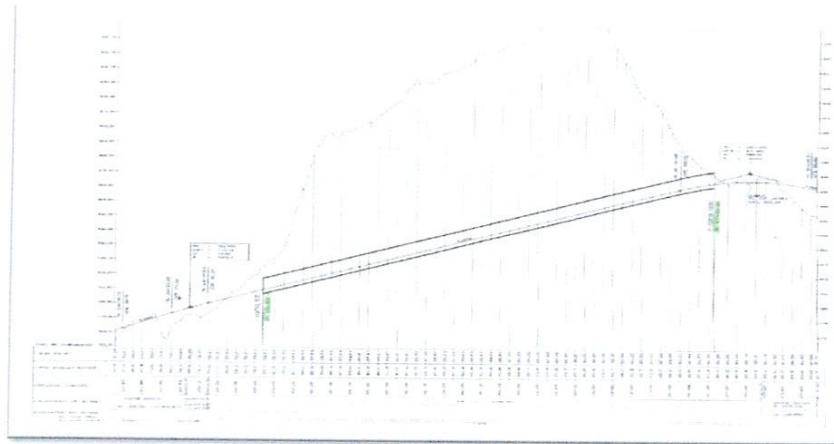


Figure 2.5 : Profil en long de tunnel T1 (tube droit)

2.3. Présentation des variantes [14]

Vu la nécessité de passer l'autoroute près de la ville de Constantine, il était nécessaire de trouver des solutions pour traverser les différents obstacles topographiques naturels qui entourent cette ville (chaîne de montagne). De fait, il était obligatoire de réaliser un certain nombre de tunnels.

La problématique consistait à réaliser le moins de tunnels possibles, pour des raisons économiques (couts délais) et techniques (difficulté de construction)

2.4. Description des variantes

Deux tracés différents étaient envisagés pour répondre à ces problèmes :

➤ Variante (01)

Consiste en tracé de 32 Km avec une pente maximale de 5% et contenant trois tunnels

- ✓ T1 :3600m
- ✓ T2 :1100m
- ✓ T3:400m

Totale 5100m

➤ Variante (02)

Consiste en tracé de 7,9 Km avec une pente maximale de 4% et contenant deux tunnels

- ✓ T1 :1909m
- ✓ T3 :295m

Totale 2204m

Pour des raisons économiques et technique tel que :

- ✓ La longueur excessive du tracé (1)= 32 Km
- ✓ Difficulté de construction de trois tunnels dans les délais de projet

Le tracé № 2 a été adopté

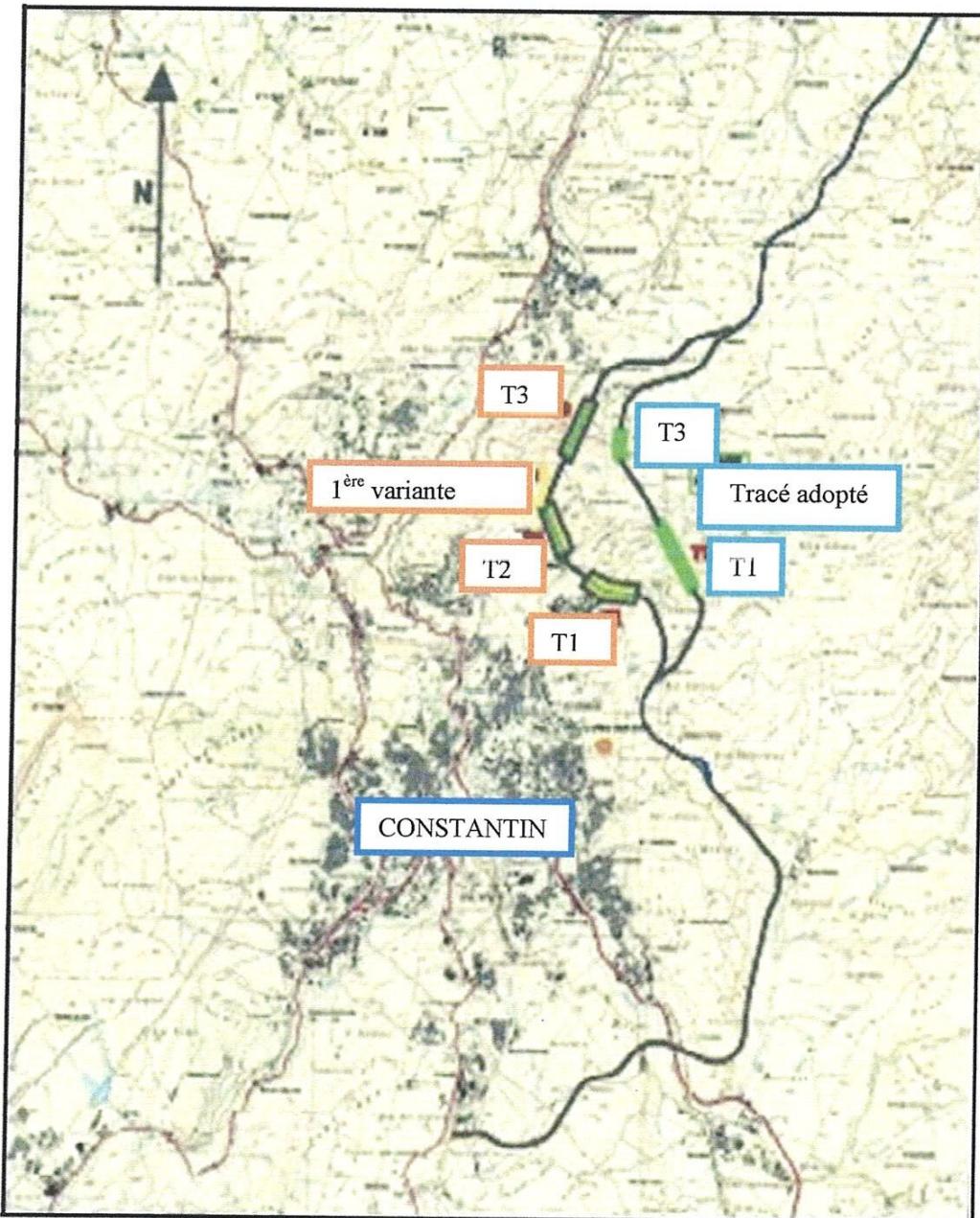


Figure 2.6 : Variante proposée pour le projet

2.5 Trace en plan et profil en long

Pour assurer une implantation optimale d'un ouvrage souterrain dans un massif rocheux, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique des formations traversées.

En effet, les conditions de stabilité, de creusement et de soutènement doivent être étudiées en même temps que le tracé en plan et le profil en long afin de prévoir au préalable toutes les difficultés et de rechercher les moyens et les méthodes d'exécution de l'ouvrage.

Ces conditions qui déterminent le coût du tunnel sont étroitement liées à :

- ✓ l'emplacement des têtes
- ✓ la nature des terrains traversés
- ✓ l'orientation du tunnel par rapport aux discontinuités principales
- ✓ la présence d'accident géologique
- ✓ la présence d'eau
- ✓ L'épaisseur et la nature de la couverture

Par conséquent, il est indispensable de choisir un tracé en plan et un profil en long (dans les limites des conditions en vigueur pour les caractéristiques géométriques des routes et autoroutes) tenant compte de tous ces paramètres.

La recherche des zones saines et stables, ainsi que pour des problèmes d'accès et de liaison avec le tracé à l'air libre, l'emplacement des têtes constitue l'une des premières contraintes du tracé en plan et du profil en long du tunnel. [2]

La recherche d'un tracé dans des roches saines et massives constitue le souci du projecteur afin de réduire au maximum le soutènement. De même que l'orientation du tunnel par rapport aux principales discontinuités (plan de stratification, fissures, diaclase, schistosité) doit être considérée lors de l'étude du tracé parce qu'elle constitue un élément important dans la stabilité et l'exécution de l'ouvrage.

Certaines zones broyées, faibles en résistance, sources de venues d'eau, doivent être si possible contournées sinon traversées perpendiculairement.

De même que les zones aquifères nécessitant des pompages, des traitements préalables (congélation, consolidation, injection) et des méthodes d'exécution propres conduisant à un coût très important de l'ouvrage doivent être si possible contournées.

Le meilleur tracé sera recherché dans les zones sèches ou imperméables évitant ainsi les problèmes de l'eau qui constituent les difficultés majeures des travaux souterrains (soutènements, drainage, étanchement).

Lorsque des débits d'eau sont prévisibles, il y a lieu de prévoir un profil en long avec des pentes et des rampes assurant une excavation rapide.

Par rapport à la nature et à l'épaisseur de la couverture, le profil en long sera étudié pour assurer une couverture suffisante (bénéficier de l'effet de voûte) et pour éviter les désordres des terrains en surface (les meilleurs terrains se trouvent généralement en profondeur).

Dans le cas de notre tunnel, le tracé en plan est constitué d'un alignement droit de 1909m sous un massif rocheux.

En raison de la structure monoclinale du plateau à excaver et du faible pendage des couches 15° à 30° l'orientation du tracé a été étudiée en traversant les couches parallèlement sous un angle 4° à 5° par rapport à l'horizontale.

L'orientation des discontinuités est variable mais généralement favorable aux conditions de stabilité du tunnel, sauf dans le cas de l'argilite ou des dispositions spéciales ont été prises.

L'absence de l'eau dans le massif n'a pas nécessité la prise de dispositions particulières dans le tracé en plan, néanmoins il a été prévu dans le profil en long de déclivité 4% devant assurer l'évacuation des débits faibles provenant des infiltrations dans les zones fracturées et perméables.

Bien que les têtes sont implantés dans des zones fracturées, instables et peu résistantes, ils seront exécutées à part, suivant des méthodes d'exécution différentes de celles dans le tunnel. Le tracé dans son ensemble a été étudié pour assurer une couverture suffisante (0-185m) malgré que dans l'entrée nord, la couverture est relativement faible, les roches ainsi traversées sont saines sauf que dans les marno-calcaires et les marnes gypseuses où un soutènement adéquat est prévu.

2.6. Profil en travers

Les caractéristiques géométriques imposées par les impératifs de la circulation (trafic) et des équipements (exploitation, ventilation) ne sont pas suffisantes pour arrêter la section du profil en travers. La section et la forme du profil en travers est en générale fonction :

- ✓ des conditions géologiques générales
- ✓ des conditions hydrogéologiques
- ✓ de l'hétérogénéité longitudinale et transversale des terrains

Dans le cas des roches massives saines présentant un pourcentage faible de discontinuité et ne nécessitant pas de soutènement important, un profil en voûte ou surbaissé est préférable.

Lorsque le massif est fracturé ou constitué de roches susceptible de développer des poussés (gonflement des marnes et des argiles), un profil circulaire ou circulaire polycentrique avec une contre voûte aux endroits sensibles est généralement adopté.

L'hétérogénéité transversale et longitudinale du terrain et l'orientation des discontinuités influe aussi sur la forme de la section du tunnel, mais il serait plus intéressant pour des raisons d'exécution, d'adopter le même profil en travers pour tout l'ouvrage.

La méthode de creusement est aussi l'un des éléments déterminant du profil en travers. En effet, l'utilisation d'une machine foreuse à pleine section pour des raisons d'insertion du matériel et de maniabilité, la forme circulaire est la plus adéquate dans le cas de l'utilisation du tunnelier,...

Dans le cas de notre projet, et à cause des raisons énumérées précédemment, un profil circulaire polycentrique a été adopté pour tout l'ouvrage (calotte, stross, radier).

2.7. Etudes particulières des têtes

L'étude des têtes d'un tunnel doit être menée en même temps que le tracé.

En effet, l'emplacement des têtes constitue la plus importante dans le choix du tracé. Les problèmes spécifiques qu'elles posent proviennent des lieux de leur implantation qui sont généralement des sites à topographie tourmentée où les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont les plus défavorables.

En raison de leur grande influence sur le coût de l'ouvrage, l'implantation des têtes et leur stabilité doit faire l'objet d'une étude très poussée (sondages plus denses, essais pressiométriques, inclinométrique, et piézométriques et géophysique superficielle).

2.7.1) Implantation

L'implantation des têtes a été recherchée dans les zones accessibles :

- ✓ En recherchant une attaque perpendiculaire aux lignes de niveau du versant
- ✓ En assurant une couverture suffisante
- ✓ En recherchant un terrain présentant des caractéristiques mécaniques suffisantes

2.7.2) Stabilité

La nature des terrains en tête est généralement moins bonne qu'à l'intérieur du massif. L'orientation des discontinuités, l'altération des roches due aux phénomènes extérieurs, la profondeur de l'altération et l'hydrogéologie sont les facteurs négatifs pour la stabilité des têtes.

Les études de stabilité doivent répondre aux problèmes :

- ✓ de stabilité des versants et des talus en déblai.
- ✓ de la tenue de la voûte des fondations et des pieds droits.
- ✓ d'exécution.

2.7.3) Tête sud

Elle est implantée dans une zone à forte pente, perpendiculairement aux courbes de niveau. Les caractéristiques mécaniques montrent une formation géologique de basse résistance (colluvions) de surface constituée de blocs de grés compacts dans une matrice sablo argileuse.

Vue la faible résistance des colluvions, une excavation à la machine (pelle hydrauliques) a été préconisée, sauf dans le cas de bloc de grés de grande taille où l'utilisation de brise-coche mécaniques est nécessaire.



Photo 2.1: la tête sud

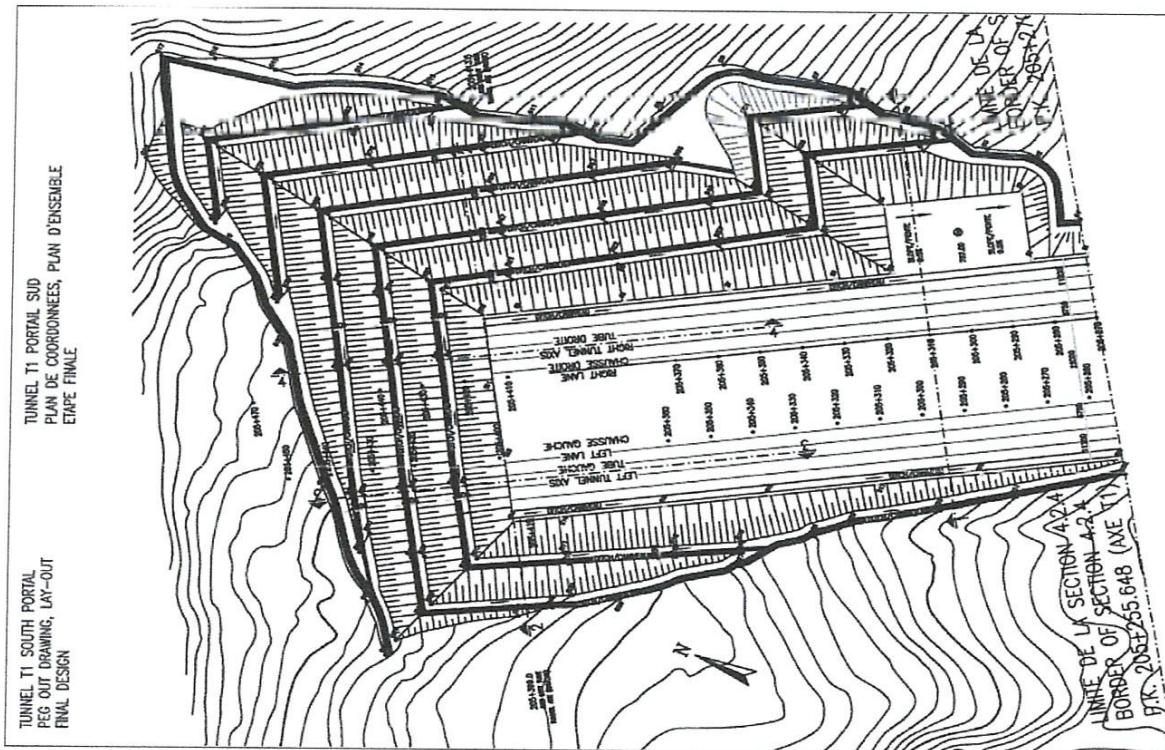


Figure 2.7: implantation de la tête sud Par rapport aux courbes de niveau.

2.7.4) Tête nord

Elle est située sur le versant nord du montage et à la base d'une pente peu inclinée sous une couverture inférieure à 20m.

Le problème principal lors de la mise en place de cette tête est la présence de glissement de terrain à l'emplacement prévu , ce qui a nécessité la mise en place du remblais de contre poids afin de stopper le mouvement vers le bas des formations en place .

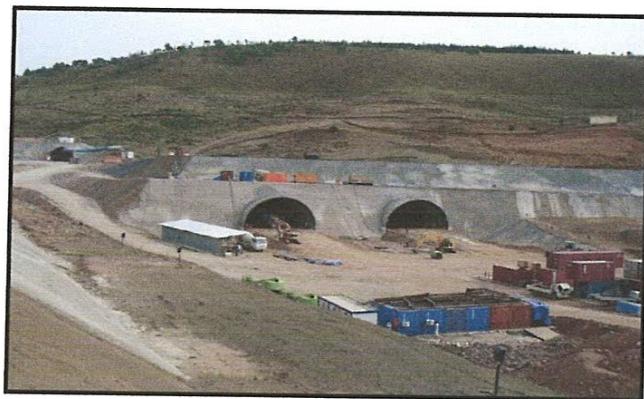


Photo 2.2: la tête nord

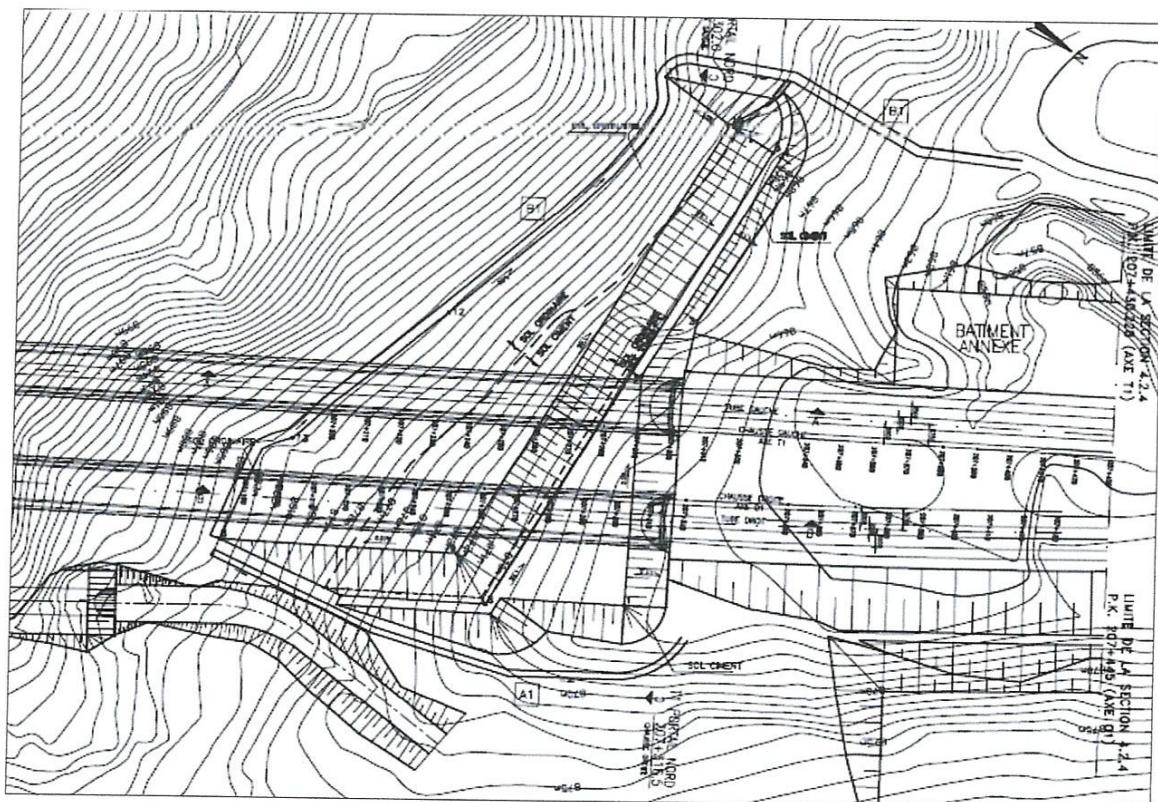


Figure 2.8 : implantation de la tête nord Par rapport aux courbes de niveau

Chapitre:III

Réalisation des phases

3.1 Creusement [3]

Le creusement en souterrain s'applique à toutes sortes de catégories de terrains. Suivant les cas, on sera donc amené à utiliser l'explosif ou des méthodes purement mécaniques.

Comment choisir une méthode de creusement ? Dans quels cas le creusement mécanisé est-il préférable au creusement à l'explosif ? À ces questions, il est difficile d'apporter une réponse rigoureuse dans tous les cas. Les critères du choix sont nombreux et leur importance relative varie à tel point que la bonne réponse peut être différente suivant l'entreprise chargée des travaux.

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

Il y a des cas où, de toute évidence, certaines méthodes sont exclues. Ainsi, on n'utilisera pas l'explosif dans un terrain déjà très désagrégé.

À l'heure actuelle, presque toutes les natures de terrains sont justifiables de la mécanisation. On conçoit cependant l'importance d'une reconnaissance préalable détaillée pour définir les principales caractéristiques du terrain et détecter les hétérogénéités éventuelles. Il est également important de savoir interpréter ces caractéristiques pour définir le type de machine à utiliser (Recommandations du GI n°4 de l'AFTES). On peut dégager quelques orientations générales.

L'intérieur des méthodes mécanisées, tel type de machine qui convient pour le creusement au rocher sera totalement inopérant dans un terrain peu cohérent ou meuble. À ce propos, on peut affirmer que l'une des caractéristiques essentielles des méthodes de creusement mécanisé réside dans leur spécificité.

Cette spécificité permet de réaliser, lorsque les conditions optimales sont réunies, des performances incomparables, mais elle peut conduire, lorsque les conditions changent, à des contre-performances ou à des échecs non moins spectaculaires si la conception de la machine n'en a pas tenu compte.

3.1.1 Les méthodes de creusement mécanisées

Puisque utiliser le bouclier, on adoptera généralement le creusement en section divisée (figure.3.1). Les caractéristiques des matériaux varient considérablement en fonction des terrains. Lorsque les caractéristiques mécaniques du terrain sont telles que la stabilité des parois et du front ne peut être assurée si l'on procède en une seule fois à l'abattage de toute la section et que l'on ne souhaite ou ne puisse utiliser le bouclier, on adoptera généralement le creusement en section divisée (figure.3.1).

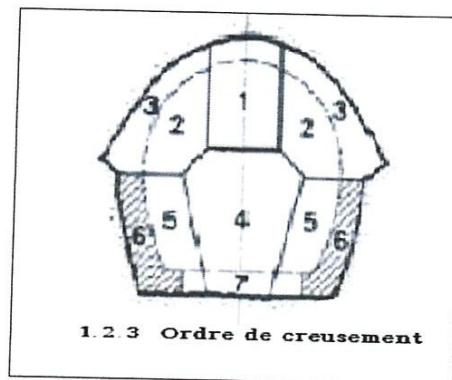


Figure 3.1 : Exemple creusement en section divisé

La méthode la plus courante en excavation mécanisé consiste à creuser d'abord une galerie de tête de petite section en clé de voûte de la section définitive (figure 3.2a), puis à procéder aux abattages latéraux (figure 3.1) et à la mise en place du soutènement provisoire. Puis au creusement de la partie inférieure du tunnel.

On peut ainsi mettre en place parfois même le revêtement définitif par éléments successifs (figure 3.3) au fur et à mesure du creusement en limitant la décompression du terrain. Le creusement peut être réalisé suivant les cas à l'explosif, à la machine ponctuelle ou chargeur.

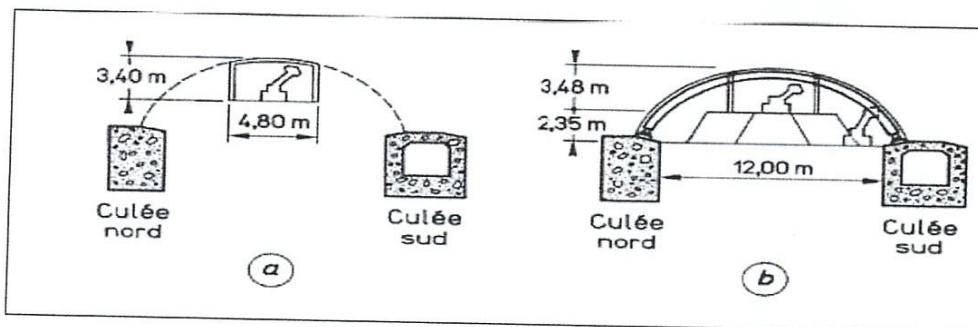


Figure 3.2 : Creusement de la galerie de tête, abattage et stross

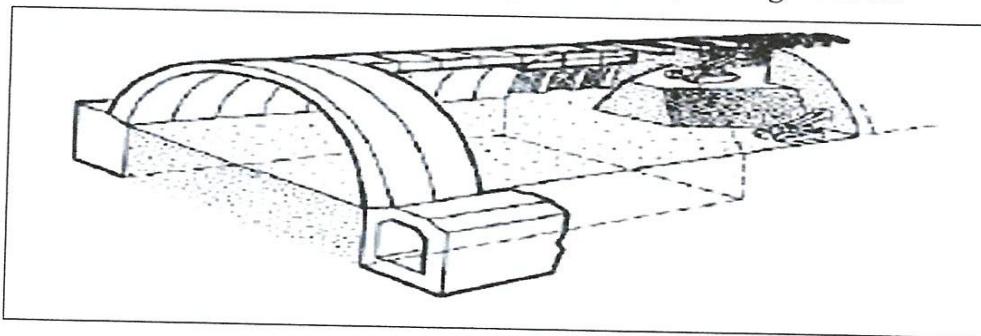


Figure 3.3 : Creusement des galeries de piédroits, voûte et stross

La division de la section s'impose également pour les souterrains de très grande section ($> 80\text{m}^2$) quel que soit le terrain et notamment dans le cas des grandes cavernes (usines hydroélectriques souterraines).

Un autre cas, très différent et à vrai dire assez rare, de creusement en sections divisées successives, est celui des roches très résistantes excavées au tunnelier et dans lesquelles on procède d'abord au creusement d'une galerie centrale circulaire de décompression pour faciliter le creusement de la section définitive à l'aide d'un deuxième tunnelier travaillant en alésage (figure 3.4).

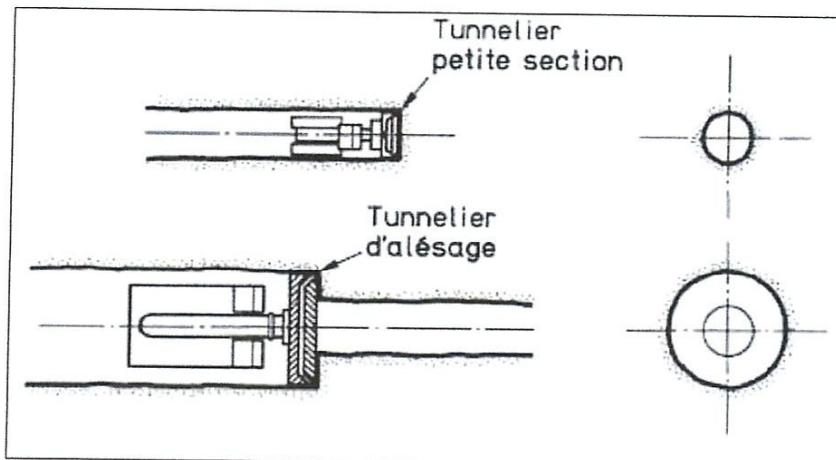


Figure 3.4 : Excavation au tunnelier par galerie pilote et alésage

a) Techniques de creusement mécanique

Le percement mécanisé est réalisé par plusieurs techniques

➤ Tunnelier

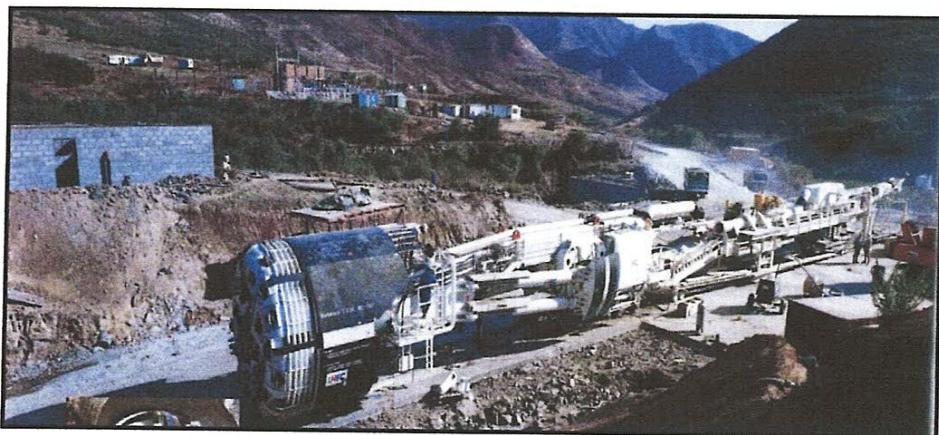


Photo 3.1 : Tunnelier

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

L'excavation de tunnel avec tunnelier est en principe limitée par le profil du tunnel qui doit être obligatoirement circulaire et un diamètre constant. La longueur à excaver, doit de même être suffisante pour permettre d'amortissement du coût élevé de ce genre de machine ainsi que son transport et montage.

Dans la roche, l'excavation se fait en prenant généralement appui directement au terrain par l'intermédiaire de gripper ou patins d'ancrage latéraux.

En terrain tendre, la machine progresse en s'appuyant contre le revêtement mis en place au fur et à mesure de l'avancement par l'intermédiaire de vérins.

Le revêtement mis en place est généralement le revêtement définitif.

➤ La haveuse

C'est une technique de pré découpage mécanique.

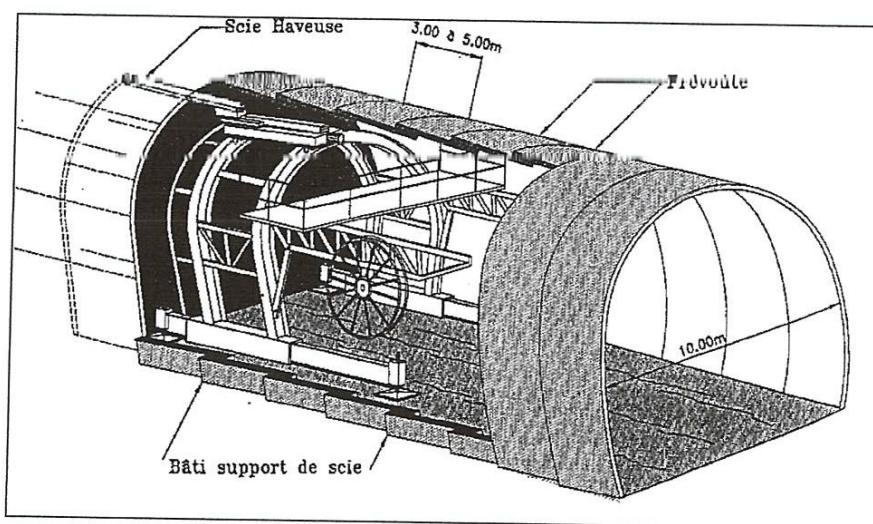


Figure 3.5 : La haveuse schématisée

Une saignée est réalisée dans le terrain à l'aide d'une scie. On délimite ainsi le futur gabarit. Deux cas se présentent :

-Si on se trouve en terrain dur, la saignée laisse un vide qui servira de surface de dégagement lors de l'abattage de la roche à l'explosif. La saignée est d'une largeur de 8 à 10cm pour une longueur de 3 à 4m. Le vide permet d'éviter la propagation des vibrations dues au tir.

- Si on se trouve en terrain meuble, on sait que la décompression créée par l'ouverture d'une cavité entraîne souvent des pertes de cohésion. La haveuse permet de réaliser une prévôuté (de béton) empêchant le brutal relâchement des contraintes et les éventuels éboulements. La tenue du front de taille est assurée par des boulons fusibles en fibre de verre scellés par un coulis de ciment (ancrage passif).

b) Méthodes de creusement à l'explosif

Le creusement à l'explosif est une méthode forte ancienne mais qui est en constante évolution. Par opposition à la perforation mécanique elle est dite traditionnelle car elle était déjà employée dans les premiers travaux souterrains miniers. Toujours d'actualité, cette méthode a intégré des progrès technologiques considérables.

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

La construction des tunnels par excavation à l'explosif se compose de la répétition cyclique des phases de travail suivantes :

- a) Perforation des trous de mine dans la paroi du front d'attaque.
- b) Bourrage des trous avec de l'explosif et minage.
- c) Marinage et évacuation des déblais de roche
- d) Travaux accessoires (réglage du profil, nettoyage des débris disloqués du parement...).
- e) Mise en place du soutènement provisoire (béton projeté, boulons, cintres, ...)

La méthode courante d'exécution est l'excavation en première phase d'une galerie d'avancement de 3,6 à 4,5m² de section, qui sert ensuite à l'excavation par abattage du reste du profil. Cette galerie peut se trouver à la calotte (galerie de tête) aussi bien qu'au niveau du radier, (galerie de base) voire au milieu du profil.

Le plus avantageux est cependant de la situer au haut de la section du tunnel afin de permettre l'excavation du profil entier par un approfondissement successif, ce qui présente des avantages tant sur le plan de la perforation que pour le minage et le marinage.

Après l'exécution d'une galerie d'avancement supérieure, appelée galerie de tête, le minage de la partie inférieure du profil, le "stross", sera facilité grâce aux trous de mine dirigés vers le bas. Ce procédé permet l'excavation du stross en marches d'escalier, favorisant le chargement du déblai sur les engins de transport circulant au niveau du radier fini.

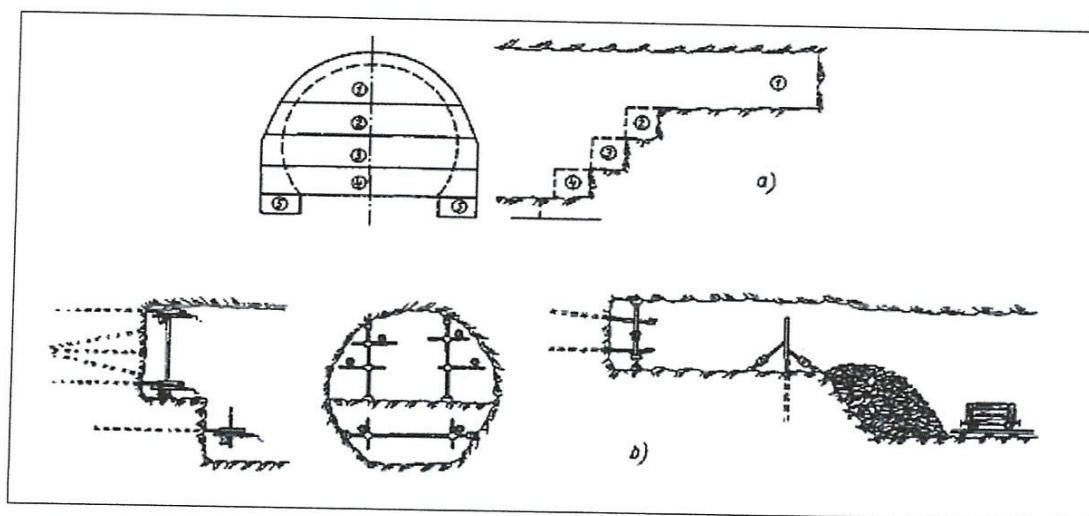


Figure 3.6 : Excavation en escalier d'un profil de tunnel perforé par l'avancement d'une galerie de tête.

Pour utiliser ce mode d'abattage il faut tenir compte du bourrage, de la disposition des trous de mines, et du dispositif d'amorçage (retard de mise à feu). Le volume de roche détruit constitue la volée.

Les explosifs se présentent sous la forme plastique, semi-plastique ou pulvérulente. Les composants les plus rencontrés sont : nitroglycérine, nitrocellulose, trinitrotoluène, dinitrotoluène, nitrates d'ammoniaque et de soude, de la cellulose en farine et de l'aluminium en poudre.

L'amorçage peut être :

- instantané : toutes les charges sont reliées à la même ligne et le déclenchement du tir est donc, pour tous les détonateurs, simultané.
- temporisé :
 - ✓ micro retard d'intervalles de 25ms et de 50ms
 - ✓ moyen retard de 50 ms
 - ✓ différé de 2,5 à 10s

L'avantage d'avoir un amorçage temporisé est de dégager un volume par tranches successives, mais également d'accroître la fragmentation par ondes de choc, il y a aussi la possibilité d'amortir l'ébranlement.

L'amorçage séquentiel est aujourd'hui entré dans les nouvelles méthodes d'abattage



*Photo 3.2 : Le chargement des trous par
Une plate forme élévatrice.*

3.1.2 Mode de ramassage et de chargement [1]

Il dépend essentiellement de la méthode d'excavation adoptée.

En cas d'excavation à l'explosif, le ramassage et le chargement sont effectués à l'aide d'une pelle ou d'une chargeuse mécanique. Il existe de très nombreux types de chargeuses spécialisées dans les travaux souterrains.

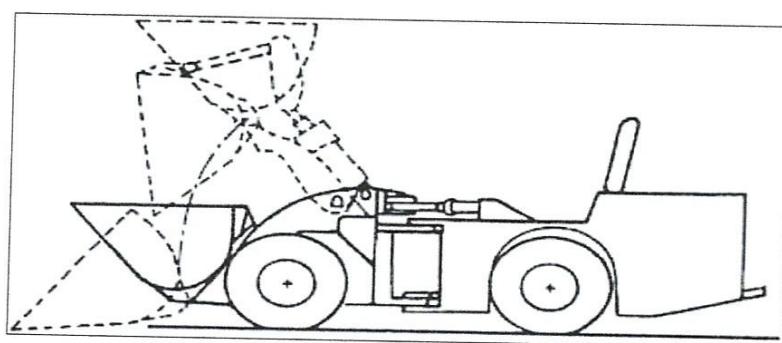




Photo 3.3 : Chargeuse sur pneus, type « charge et rôle »

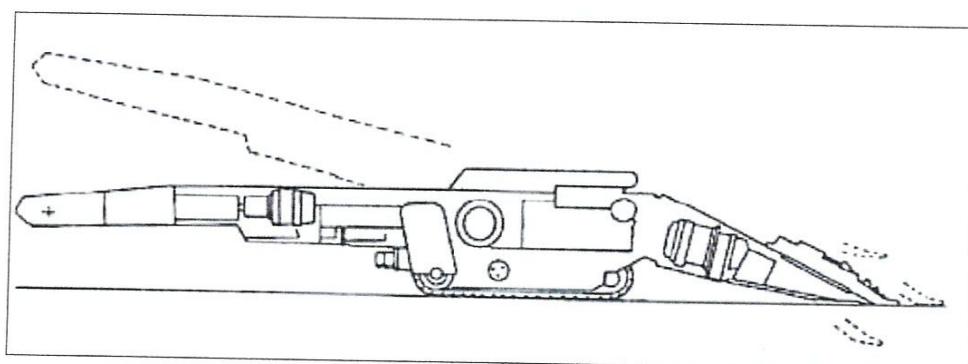
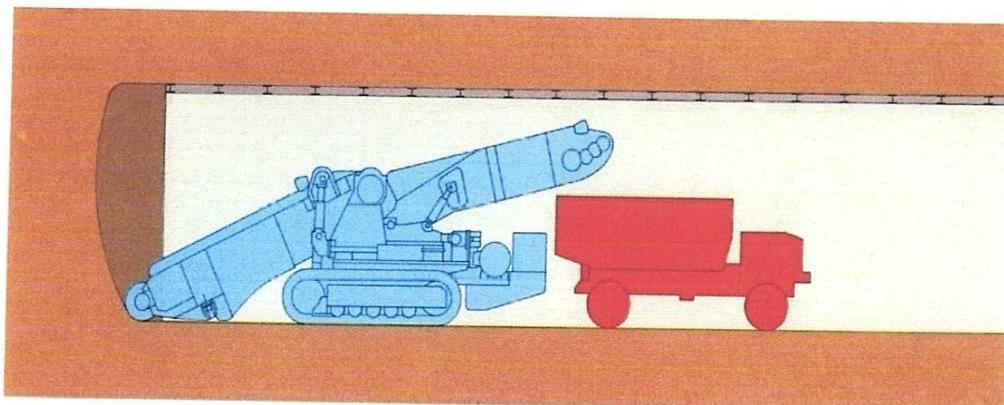


Figure 3.7 : Chargeuse à bras de ramassage



Photo 3.4 : Chargeuse sur chenilles, pinces de homard

La source d'énergie de ces machines est l'air comprimé ou l'électricité. Elles sont actuellement peu utilisées et réservées aux galeries de petite section ($15m^2$) en attaque horizontale ou dont la pente est inférieure à 2 %.

On leur préfère très souvent les chargeuses sur pneus type charge et roule à moteur diesel ou électrique, à cause de leur plus grande maniabilité.

Il faut également prévoir, si la galerie est longue et pour éviter la multiplication du nombre de ces engins, un poste intermédiaire de déchargement des déblais à une centaine de mètres du front, d'où le chargement dans les véhicules de transport pourra être effectué par le même matériel pendant la phase de préparation du tir.

Le développement de l'utilisation des moteurs diesel en souterrain a été rendu possible par une conjonction d'éléments favorables résultant des progrès réalisés à la fois dans la ventilation des chantiers, la conception des moteurs, l'épuration des gaz (épurateurs à catalyse ou laveurs-absorbeurs) et l'utilisation de carburants spéciaux désulfurés. L'électricité, avec alimentation par câble enrouleur ou à l'aide de batteries, reste néanmoins très largement utilisée.

De plus ces engins peuvent être télécommandés.

On utilise aussi, dans les petites galeries, des chargeuses sur chenilles (type Joy ou Anderson, dont le mode de fonctionnement est analogue à celui du dispositif qui équipe les machines à attaque ponctuelle (pinces de crabe ou chaînes à raclettes)).

Elles sont souvent électriques ou à air comprimé.

Dans les galeries de plus grandes dimensions, on utilise des pelles ou chargeuses à godets sur chenilles dont les caractéristiques sont analogues à celles des chargeuses utilisées à l'air libre.

En cas d'excavation mécanique, le système de chargement des déblais fait partie de la machine elle-même. Dans les machines à attaque ponctuelle, il s'agit en général d'un tablier de ramassage (à pinces de crabe ou à chaînes) alimentant un tapis qui charge les véhicules de transport en arrière de la machine.

Dans les machines à attaque globale, les déblais sont évacués par un tapis vers l'arrière, soit directement (tunneliers à front ouvert), soit par l'intermédiaire d'un transporteur à vis (tunneliers à confinement pâteux).

Le cas des tunneliers à confinement hydraulique (boue) est différent puisque l'évacuation des déblais se fait également de façon hydraulique, par pompage de boue chargée, depuis le front du tunnelier jusqu'à la station de séparation généralement située à l'air libre.

3.1.3 Travaux d'excavation au tunnel T1 [7]

Le tunnel sera construit selon la méthode Autrichienne NATEM "New Austrian Tunneling Technique". Ce qui la caractérise notamment est l'application précoce du support afin de contrôler les premières déformations et de prévenir tout relâchement au front du tunnel. Béton projeté et boulons d'ancrage sont particulièrement employés pour assurer la stabilité temporaire du tunnel.

La méthode de convergence-confinement est utilisée comme approche simplifiée de l'analyse de l'interaction entre le sol et le support du tunnel. La procédure de construction Tridimensionnelle du tunnel est simulée par une analyse bidimensionnelle adoptant le phasage des travaux à suivre durant la construction.

Les travaux d'excavation du tunnel T1 se font généralement en section divisée, à savoir excavation de la calotte en premier temps puis l'excavation des stross i en 2^{ème} temps.

L'accès du stross inférieur au stross supérieur se fait à l'aide d'une rampe qui n'excède pas 20% de pente pour faciliter la circulation des engins.

Actuellement dans le cas de présence des conditions géologiques défavorables, on utilise pour le pré-soutènement, la méthode AGF (voûte parapluie) par l'introduction des tubes métalliques 114mm de diamètre et de 12 m de longueur, injectés par la résine de silice tout au long de la périphérie du front d'attaque. Pour la stabilisation du front de taille et compte tenu des conditions géologiques très défavorables, il peut y avoir des cas où le tassement au niveau du sommet du tunnel (calotte), ainsi qu'au pied (stross) atteint 500 mm de déformations.

Ceci doit conduire à mettre en œuvre une autre méthode pour renforcer le pré-soutènement et la stabilisation du front de taille lors de creusement du tunnel, et même de diminuer les déformations après la réalisation du soutènement provisoire, et ce, dans des conditions améliorées en termes d'avancement, sécurité et efficacité.

Pour cela, il est nécessaire d'adopter une nouvelle méthode de renforcement, plus sécuritaire qui est la méthode ADECO-RS en introduisant des tubes en fibres de verre (GFRP).

3.1.3.1) Pré consolidation par tubes GFRP

Il s'agit de l'utilisation de tubes longs en polymère renforcé en fibre de verre GFRP (Glass Fibre Reinforced Pipes) de haute résistance dans toutes les directions à partir du front pour consolider le front avant d'entamer le creusement en toute sécurité. Ces tubes sont injectables.

Cette méthode est caractérisée par la facilité de l'introduction des tubes dans des conditions géologiques médiocres lors de la foration en utilisant un engin pour la foration et l'insertion des tubes utilisé dans les travaux souterrains appelé « Jumbo ».

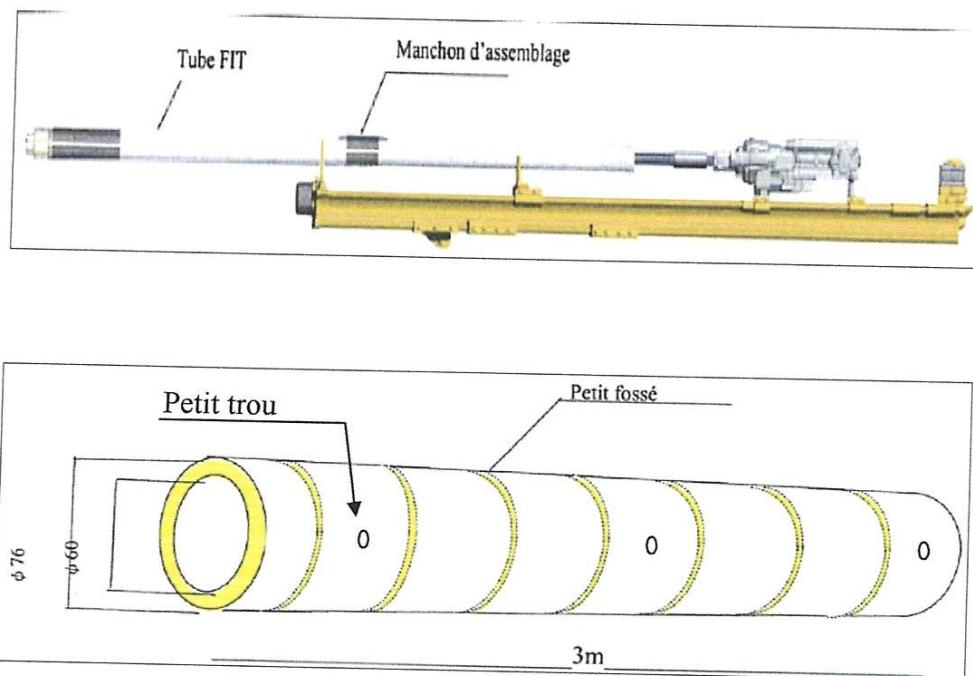


Figure 3.8: Tubes GFRP sur un bras de Jumbo

a) Implantations et foration des trous de forage

L'intervalle des forages est de 600 mm appliqués à un l'angle de 120° (voir le plan en Annexe) compte tenue de l'utilisation commune de la méthode de renforcement du front de taille et le soutènement en même temps. Concernant l'étendue de forages, il sera attribué selon le périmètre de la calotte, le long de la ligne d'excavation.

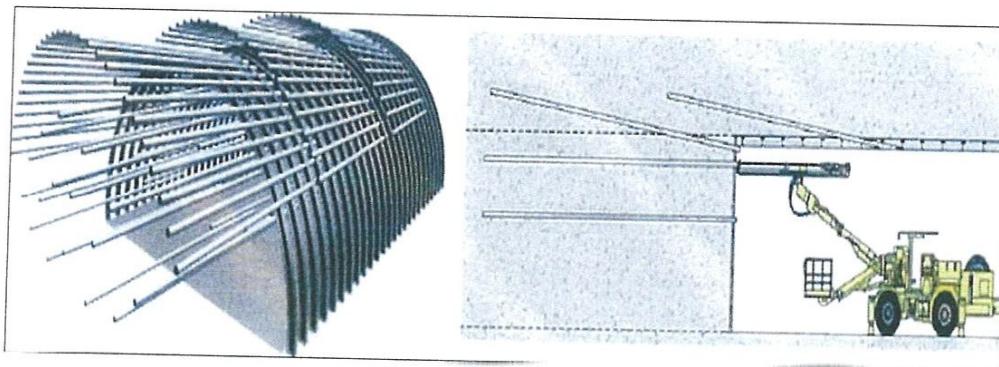


Figure 3.9 : Front de taille et système de voûte parapluie

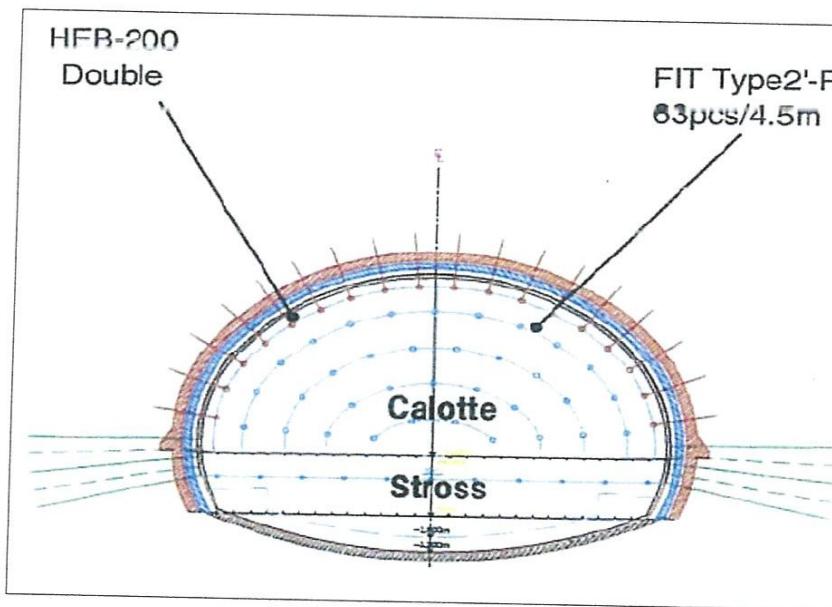


Figure 3.10 : Système de pré consolidation par système FIT

b) Phasage d'exécution

1- Béton projeté sur le front de taille

Le béton projeté a pour but de maintenir le front sur place sans effondrement et de renforcer la sécurité lors de l'excavation du front de taille. Aussi, de prévenir en cas d'effondrement du front de taille en cas de claquement au moment de la foration ou de l'excavation du tube FIT. L'épaisseur du béton projeté est fixée à 10 cm.

2- Levé topographique et marquage

Pour le positionnement des points de foration sur le front d'attaque, le marquage se fait topographiquement pour faciliter l'implantation des tubes à la position et à l'angle fixé et ce, après avoir terminé la projection de béton projeté au front de taille.

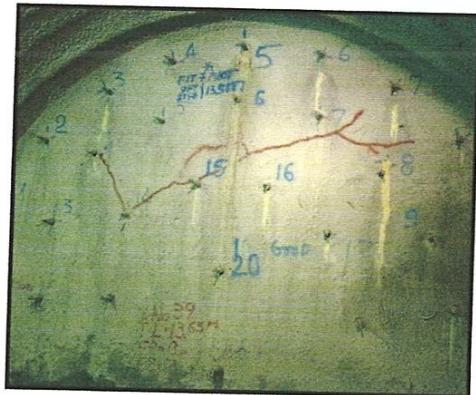


Photo 3.5: Levé topographique pour le positionnement des forages

3- Mise en place de la tige du bras du jumbo

On posera le taillant perdu avec un tube en GFRP, et par la suite on fixe le dispositif à la position fixée pour commencer la forassions de trou en assurant l'inclinaison prévue.

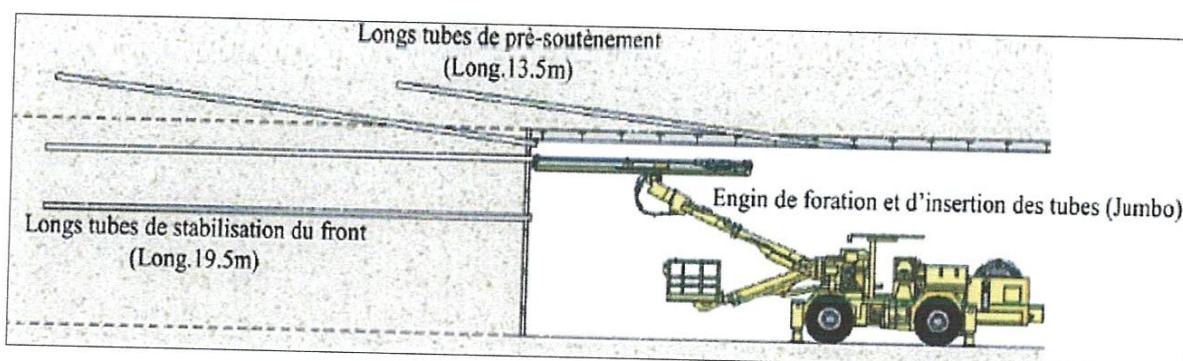
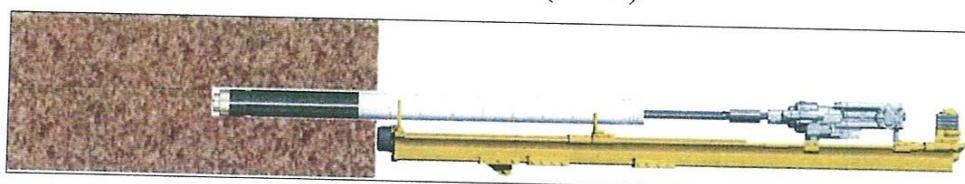


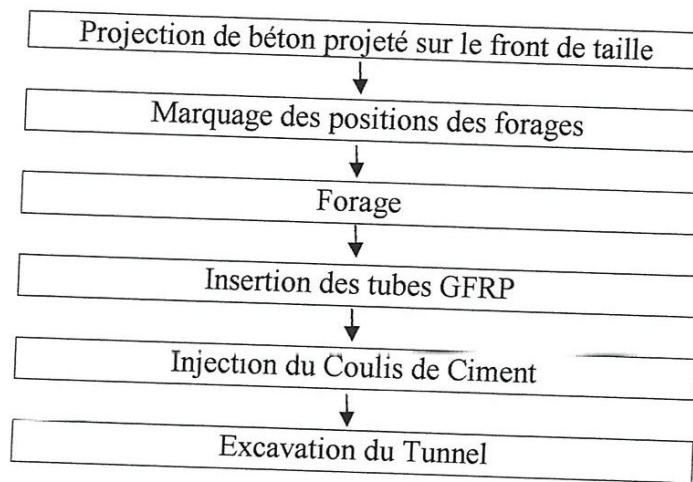
Figure 3.11 : Emplacement du jumbo

4- Phasage de foration du système F I T

- On commence le forage, dès et la pose du taillant annulaire, de l'adaptateur de taillant et la tige dans le tube en tête (GFRP).



L'ORGANIGRAMME DE LA PROCEDURE D'EXECUTION



3.1.3.2) Creusement [7]

a) Creusement de la calotte + stross +contre vouté

➤ Excavation

Une subdivision en galeries latérales sera nécessaire afin d'éviter d'éventuels problèmes de stabilité. En outre, des éléments de soutènement seront requis pour les fronts de taille de la calotte.

La longueur de l'excavation ne devra pas excéder 1,5 mètre pour la calotte et 3m pour le stross. Cette excavation sera réalisée à l'aide d'un excavateur de tunnel.

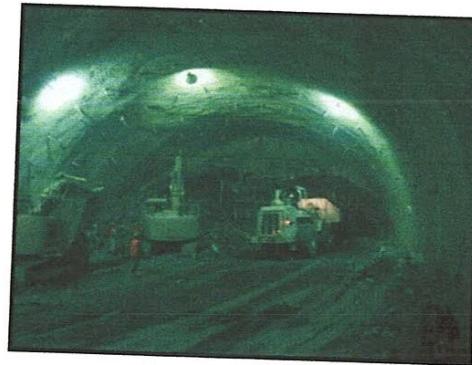
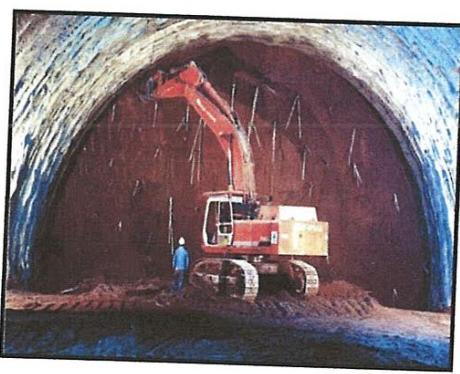


Photo 3.8: creusement de la calotte

Pour les travaux d'excavation, l'entreprise utilise des machines selon les conditions géologiques du sol, les travaux de creusement se font en deux postes, soit de jour et de nuit. Pour le creusement à la machine, le brise roche hydraulique (de classe 1-4t) est utilisé.

Lors de l'excavation, l'entreprise excave, très attentivement, de manière à éviter les éboulements et creuse jusqu'à assurer la section conçue, en prenant soin de ne pas avoir ni une section insuffisante ni un surcreusement à l'excès.

➤ Chargement et évacuation des déblais

Les déblais provenant de l'excavation, sont évacués dans un endroit fixe à l'intérieur du chantier puis chargés avec des chargeurs sur pneus de classe 2.3 m³ et des pelles sur chenilles de classe 0,8 m³ pour être évacués au moyen de camions à benne (25T).

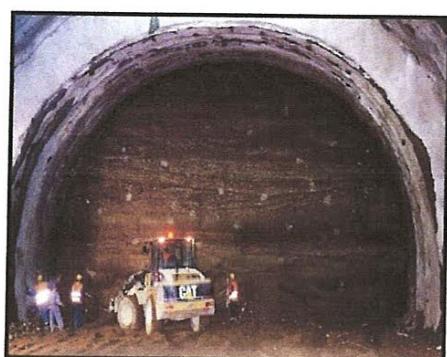


Photo 3.9 · Chargement des déblais

3.1.3.3) Organisation du chantier au moment de l'excavation [7]

Lors des travaux d'excavation du front de taille, le brise-roche, la pelle sur chenilles, le chargeur sur pneus, le camion ainsi que l'espace au demi-tour des camions sont disposés près du front de taille, comme indiqué dans la figure ci-dessous.

Même si on dispose seulement les engins nécessaires pour l'excavation, il faut, au minimum, plus de 50m jusqu'au lieu de travail du radier définitif, en arrière du front de taille.

Et comme la machine de foration jumbo, la pompe à projection de béton, etc. stationnent du côté de l'entrée du tunnel plutôt qu'au lieu de travail du radier, le temps de remplacement des engins lourds augmente dans le travail et l'avancement de l'excavation du front de taille diminue considérablement.

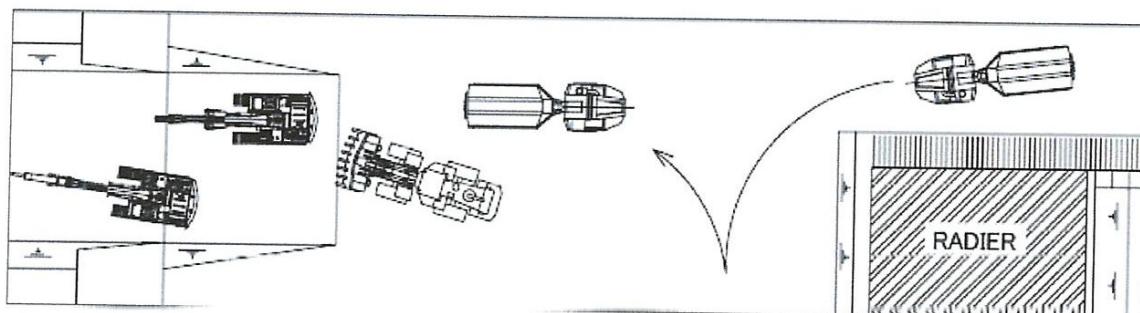
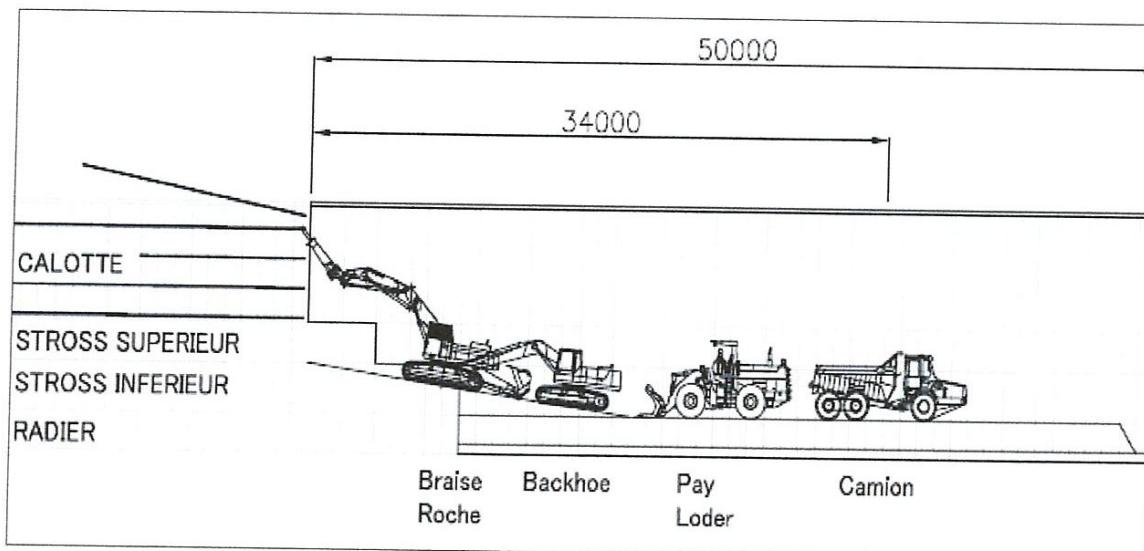


Figure 3.16 : Organisation du chantier au moment de l'excavation

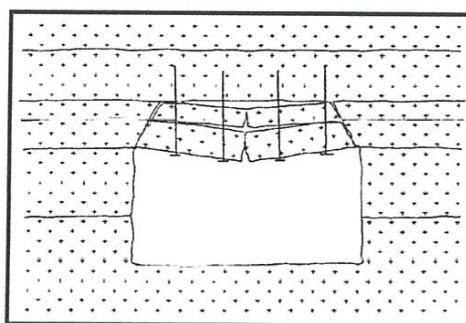
3.2 Soutènement Provisoire

Le soutènement assure la stabilité de l'excavation (boulonnage, béton projeté, cintre métallique) et généralement placé avant de débuter une nouvelle phase d'excavation. Dans les terrains de mauvaise tenue, la longueur d'une passe 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. [1]

3.2.1 Mode d'action du soutènement [3]

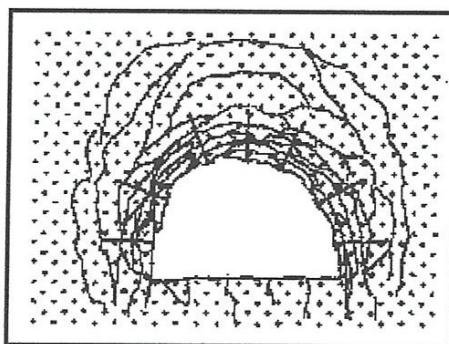
Nous distinguons trois modes d'actions du soutènement, ces modes d'action pouvant intervenir ensemble ou séparés suivant le type de soutènement et de terrain:

- Soutènement agissant par supportage: ce type de soutènement permet de maintenir en place les blocs libérés et éviter ainsi les chutes de blocs du toit ou des parements exemple : (Cintres métalliques, voussoirs, cadres....).



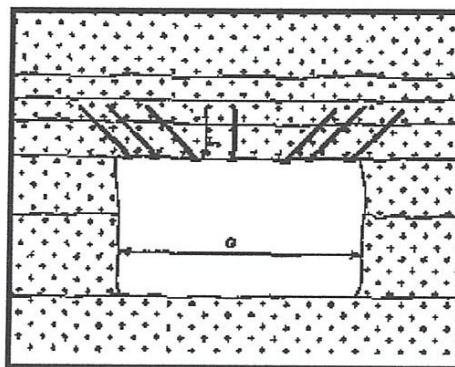
Rôle de suspension

- Soutènement agissant par confinement : ce type de soutènement applique une contrainte sur la périphérie de l'excavation. Cette contrainte a pour objectif l'arrêt du glissement des blocs. Elle est appelée la contrainte de soutènement équivalente, ou encore la contrainte de confinement exemple :(béton projeté, boulons...).



Rôle de confinement

- Soutènement agissant par renforcement : Ce rôle aide le terrain à s'auto-soutenir ou précisément à mieux résister aux sollicitations sur les plans de discontinuités en augmentant les caractéristiques mécaniques de ces dernières exemple : (boulons, câble scelle...).



Rôle de renforcement

3.2.2 Choix du type de soutènement

La détermination de soutènement constitue l'un des éléments essentiels du projet et de l'exécution des ouvrages souterrains. Il s'agit là d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres. Le choix d'un type de soutènement doit donc toujours être à la charge d'un ingénieur expérimenté, que ce soit pendant l'étude ou au cours des travaux.

Bien souvent, plusieurs types de soutènement peuvent être envisagés pour des ouvrages souterrains présentant des conditions similaires (en dimension, situation géographique, ...). Le choix doit alors prendre en compte les conditions économiques, y compris l'influence des problèmes d'exécution et les exigences résultantes de l'organisation et de la sécurité du chantier.

Depuis une quinzaine d'années, des méthodes modernes de soutènement ont été élaborées, puis améliorées. Comparées aux méthodes traditionnelles, elles permettent bien souvent d'alléger le Soutènement des ouvrages souterrains tout en garantissant la sécurité et en présentant une grande souplesse d'exécution.

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

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

- ❖ Une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir:
 - d'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût.
 - d'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré

C'est pour tenter de mieux maîtriser ce problème et plus particulièrement pour aider son analyse technique que l'AFTES a publié des recommandations qui ont pour objet de fixer un cadre d'étude en s'assurant que tous les critères qui influent sur le choix ont bien été pris en compte.

Le soutènement sera réalisé par une combinaison de béton projeté, de treillis soudés, des cintres métalliques et de boulons d'ancrage.

3.2.3 Types de soutènement provisoire [1]

3.2.3.1) *Soutènement par béton projeté*

La technique et la mise en œuvre du béton projeté font l'objet de plusieurs études pour l'amélioration des techniques de soutènement.

On rappelle dans ce paragraphe les principes essentiels.

▪ **Constituants**

Le terme « béton projeté » s'applique à un béton mis en œuvre par refoulement. Le béton mis en place ne peut s'appliquer sur une certaine épaisseur (en particulier en voûte) que si sa prise est accélérée, cela nécessite presque toujours l'emploi d'un adjuvant accélérateur de prise. Il faut par ailleurs que le pourcentage de sable soit assez élevé et que la granulométrie des agrégats ne comporte pas de discontinuités importantes.

▪ **Domaine d'application**

Le béton projeté armé d'un treillis soudé est couramment utilisé en association avec un autre type de soutènement. Il peut s'agir de boulons à ancrages répartis quand on applique des méthodes de construction des tunnels avec soutènement immédiat ou des cintres métalliques.

Le béton est quelques fois employé sans cintres ou sans boulons. Il s'agit en particulier des ouvrages de section modeste dans des terrains altérables, susceptibles de se déliter par modification thermique ou par action mécanique (ouverture de discontinuité par la modification de l'état de contraintes). Dans ce cas, les parois de l'excavation doivent être découpées le plus soigneusement possible et présenter une courbure régulière.

D'une manière générale, le béton projeté ne peut pas être appliqué en cas de venues d'eau importantes. Il peut être utilisé si la présence d'eau reste faible, à condition de prévoir en parements des drains pour éviter la mise en pression de la coque en béton.

■ Mise en œuvre

Il existe deux grandes techniques de projection :

- par voie sèche
- Par voie mouillée

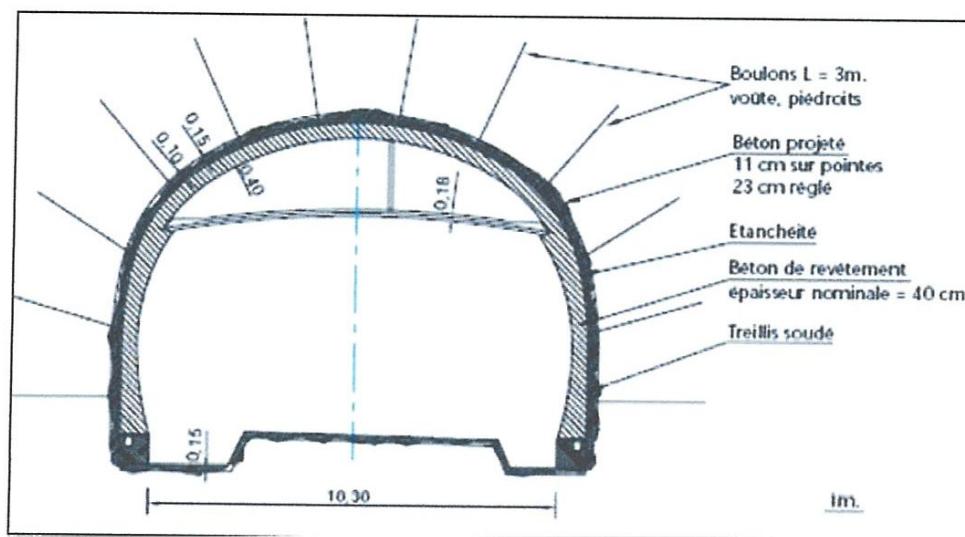


Figure 3.17 : Profil mixte boulons - béton projeté

Le type de soutènement le plus fréquemment utilisé est un soutènement composite associant boulonnage et béton projeté (figure.3 .17).

Le béton projeté a généralement une épaisseur comprise entre 10 et 20 cm environ, les boulons ont une longueur de 3 à 4 mètres habituellement et un espacement variable en fonction des caractéristiques du terrain. Le béton projeté peut être armé d'un treillis soudé ou de fibres métalliques.



Photo 3.10 : Profil mixte cintres - béton projeté

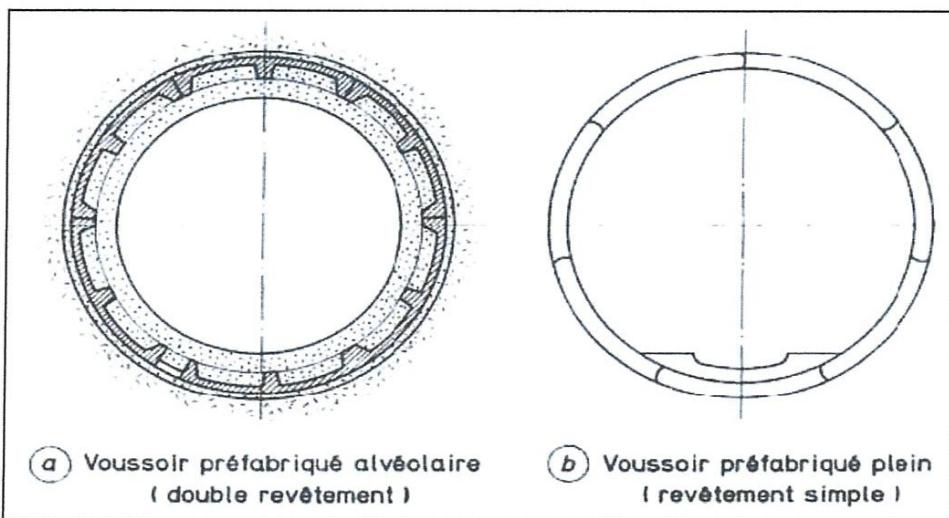


Figure 3.18 : Voûsoirs préfabriqués en béton armé

3.2.3.2) Soutènement par cintres

Le blindage devra être effectué l'un à côté de l'autre ou avec un certain lancement selon les conditions souterraines. Il devra être installé avant les travaux de chaque phase d'excavation et atteindre une profondeur permettant l'établissement d'un soutènement adéquat.

Les vides et les brèches derrière le blindage devront être remplis de béton projeté ou injecté avec un mortier adéquat

Pour que les cintres soient en mesure de jouer un rôle de soutènement, il est indispensable de veiller à la qualité du blocage du cintre avec le terrain (adhérence). Traditionnellement, le blocage est réalisé selon la nature du terrain.

■ Cintres Réticulés

En cas d'utilisation de cintres réticulés, l'Entrepreneur indiquera:

- Le type de cintres utilisés.
- Le blindage essentiellement utilisé entre les cintres.
- Les dispositifs d'appui de pied des cintres.
- Les dispositifs d'entretoisement des cintres.
- Les dispositifs de blocage des cintres.

Le type de cintre est défini par :

- La nomenclature et les caractéristiques (section, masse, module d'inertie) conformément aux normes AFNOR.
- Le choix des matériaux, réalisé suivant les dernières techniques connues. Il s'agit d'éléments porteurs; de résistance élevée, domaine plastique très étendu et bonne

aptitude au soudage ; c'est un cintre constitué d'acier développé spécialement pour les sollicitations des terrains de tunnels.

Actuellement, il est de plus en plus fréquent de réaliser le blocage avec un béton projeté armé d'un treillis soudé. Cette méthode de soutènement où les cintres métalliques traditionnels sont associés au béton projeté limite la décompression du terrain après excavation et augmente l'efficacité du soutènement.

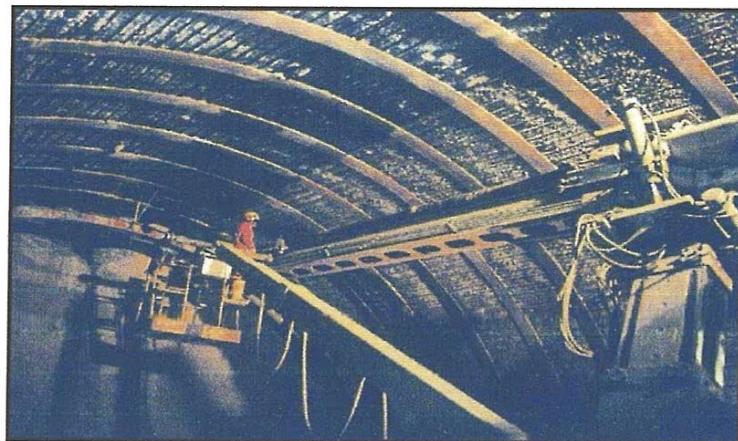


Photo 3.11 : Soutènement par cintres

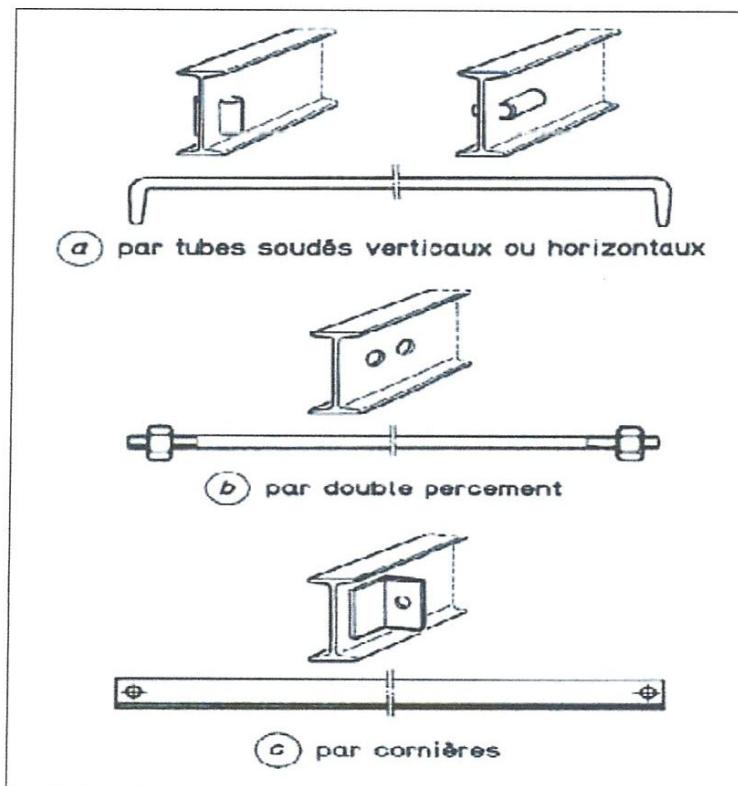


Figure 3.19 : Dispositifs d'assemblage de cintre

3.2.3.3) Soutènement par boulonnage

Le procédé du boulonnage consiste à introduire dans un trou de mine une tige et à rendre cette tige solidaire du terrain par encrage, scellement ou friction.

Ce type de soutènement possède de nombreux avantages, en particulier les suivants :

- Le boulonnage peut être mécanisé : il existe des machines dites « Jumbos » de boulonnage pouvant placer un boulon en 30 secondes, avec plusieurs bras.
- Il libère la galerie de toute entrave à la circulation des engins.
- Le boulonnage permet de soutenir des grandes sections.
- Le fait d'introduire une tige d'acier dans le terrain renforce la résistance du massif, tout comme les armatures métalliques agissantes dans le béton armé.

Nous distinguerons trois principaux types de boulons. On les classe selon la manière dont ils adhèrent au terrain.

- ❖ le boulon à ancrage ponctuel.
- ❖ le boulon à ancrage réparti.
- ❖ le boulon à friction.

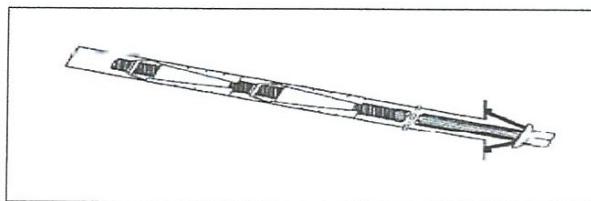


Figure 3.20 : Boulon à ancrage ponctuel

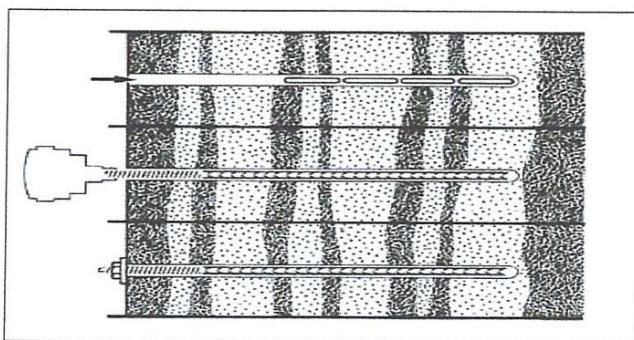
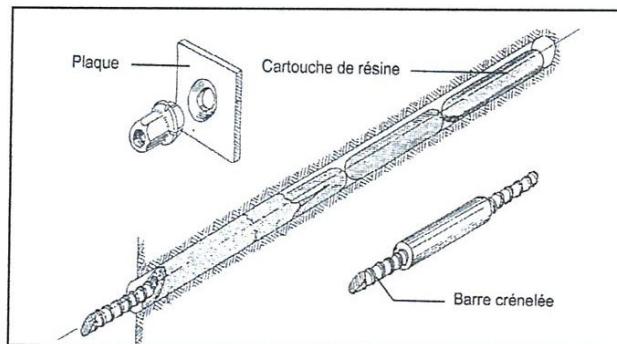
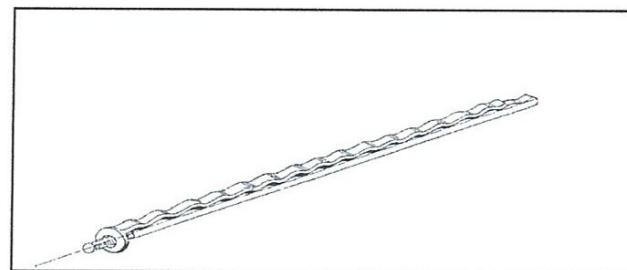


Figure 3.21 : Boulonnage à ancrage réparti à la résine



a) boulon à ancrage réparti



b) boulon coulissant

Figure 3.22 : Type de boulon d'ancrage

On distingue aussi d'autres techniques de soutènement :

- injection de consolidation.
- congélation.
- Les voussoirs, les tubes perforés.

3.2.4 Soutènement provisoire pour T1 [7]

Les documents nécessaires pour le choix d'un soutènement pour le T1 sont généralement :

- Une note justificative du soutènement proposé sur la base des données de l'étude géologique, géotechnique et hydrogéologique ;
- Une note définissant les caractéristiques essentielles des éléments et des matériaux utilisés pour le soutènement ;
- Une note technique décrivant les conditions de mise en œuvre du soutènement.

En cours de chantier, COJAAL transmet régulièrement au service contractant les résultats du contrôle.

3.2.4.1) Groupes de Soutènement opter pour le T1

La variation de la nature de terrain (rocher extrêmement médiocre à bon), que les trois tunnels traversent, a dicté la préparation de quatre classes de soutènement standards pour être utilisé selon les conditions géologiques rencontrées. De ces classes standards découlent des sous classes qui sont des adaptations pour faire face à des instabilités locales, traversées.

Ces soutènements sont détaillés sur les plans de soutènement provisoires de chaque classe et sous classes.

a) *Soutènement de Classe A*

Un soutènement systématique est requis pour la calotte. Dans le stross le boulonnage peut être exigé selon l'orientation des joints de la roche. La mise en place du soutènement devra être au plus tard après l'achèvement de chaque phase d'excavation. Les zones exposées (sur la calotte) bénéficieront immédiatement d'un soutènement. L'application du béton projeté sur le front de taille du tunnel ne sera pas généralement nécessaire.

Pour le support de classe A

1. L'espacement entre les boulons est de 2 m entre les centres dans les deux directions et avec 1 mètre de relais.
2. La longueur de boulon sera de 4 m.
3. L'épaisseur du béton projeté est de 200 mm (ceci afin d'homogénéiser les deux classes A et B, cependant, cette épaisseur peut être réduite à 150 mm d'après les enregistrements de l'instrumentation).
4. Treillis soudé : D5x150x150 – D10x100x100

b) *Soutènement de Classe B*

Un soutènement systématique est requis pour la calotte et le stross. La mise en place du soutènement devra être au plus tard après l'achèvement de chaque phase d'excavation. Les zones exposées bénéficieront immédiatement d'un soutènement.

Pour le support de classe B

1. L'espacement entre les boulons est de 2 m entre les centres dans la direction transversale et de 1,5 m à 1 m dans la direction longitudinale. L'espacement longitudinal peut être réduit en cas une qualité pauvre de roche est observée.
2. La longueur de boulon varie entre 4 et 6 mètres – des boulons plus longs doivent être utilisés en cas de mouvements mesurés en profondeur.
3. L'épaisseur du béton projeté est fixée à 200 mm, avec HEB.
4. Des poutres HEB 120 remplaceront les fibres en acier.

5. Treillis soudé : D5x150x150**c) Soutènement de Classe C**

Le toit du tunnel et les piédroits nécessitent un soutènement systématique qui devra être installé au front de taille et avant l'avancement des travaux. Un enfilage pourra être requis dans certains endroits. L'installation d'un radier coulé en place sera nécessaire conformément aux exigences géotechniques et ne dépassera pas 50 m derrière la face du stross.

Pour le support de classe C

1. L'espacement entre les boulons est de 1 à 1.5 m
2. La longueur de boulon 6 sur calotte + stross.
3. L'épaisseur du béton projeté est fixée à 300 mm.
4. pose d'un cintre HEB 200 en voute et radier provisoire contre vouté avec HEB 200.
5. Treillis soudé : D5x150x150 – D8x100x100

d) Soutènement de Classe D

Tout le soutènement du tunnel à l'exception de la couche interne du treillis devra être mis en place avant l'avancement des travaux au front de la calotte et le stross. Un enfilage ou un garnissage sera nécessaire pour la majeure partie du toit. De même, des travaux d'étanchéité par béton projeté effectués simultanément avec l'excavation des sections subdivisées seront aussi requis. La fermeture temporaire des sections subdivisées peut être nécessaire. La fermeture du radier peut être aussi nécessaire pour une distance aussi courte que 25 m derrière le front de la calotte.

Pour le support de classe D

1. L'espacement entre les boulons est de 0.75m
2. La longueur de boulon 6m sur calotte + stross.
3. L'épaisseur du béton projeté est fixée à 400 mm.
4. pose d'un cintre HEB 200 en voute et radier provisoire contre vouté avec HEB 200.
5. Micro - pieu
6. voute parapluie en AGF de diamètre 104 mm injecté en ciment
7. Treillis soudé : D5x150x150 – D10x100x100

Note : Dans le cas d'une détérioration plus importante du sol et en présence de grandes déformations du terrain, d'autres classes de soutènement peuvent être envisagées.

3.2.4.2) Caractéristiques du système de soutènement utilisé pour le tunnel T1

- Béton projeté

Le béton projeté est composé de granulats, ciment, eau et accélérateur de prise.

- ✓ Résistance caractéristique du béton $f_c = 30 \text{ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité du béton $E_c = 2.8 \times 10^7 \text{ kPa}$
- ✓ Coefficient de poisson $\nu = 0.2$
- ✓ Epaisseur du béton projeté pour le support temporaire :

$h=0.2\text{m}$ (Class B)

$h=0.3\text{m}$ (Class C)

$h=0.4\text{m}$ (Class D)

- $H = 30$ hauteur (cm)
- $B = 100$ largeur (cm)
- $E_c = 2.8E+07$ module d'élasticité (kN/m^2)
- $A = 3000$ Section (cm^2)
- $I_x = 225000$ Moment d'inertie (cm^4)

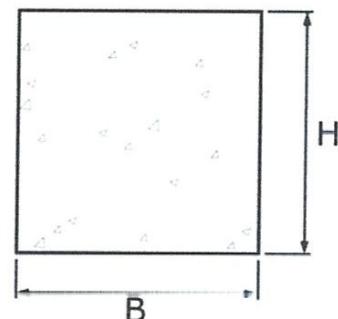


Photo 3.12 : la projection du béton projeté au front de taille

- Profilés métalliques (Poutre HEB)

- ✓ Profilé métallique Arcelor HEB
 - HEB 120 (Class B)
 - HEB 160 (Class C)
 - HEB 200 (Class D)
- ✓ Module d'élasticité de l'acier $E_s = 2.1 \times 10^8 \text{ kPa}$

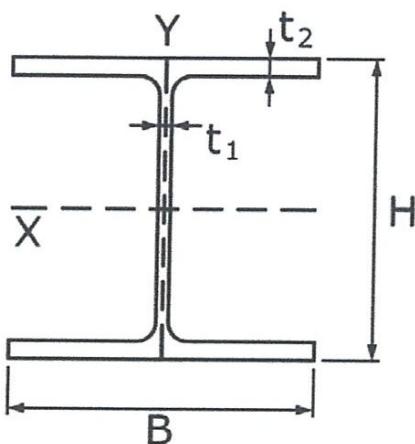


Photo 3.13 : profilés Métalliques (poutre HEB)

Profilé métallique	H (mm)	B (mm)	T ₁ (mm)	T ₂ (mm)	Aire (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Masse (Kg /m)
HEB 120x120	120	120	6.5	11	34.0	864.4	317.5	26.7
HEB 160x160	160	160	8.0	13	54.3	2492	8892	42.6
HEB 200x200	200	200	9.0	15	78.1	5696	2003	61.3

- **Boulons d'ancrage**

Résistance des boulons d'ancrage

- ✓ Diamètre des boulons d'ancrage
- ✓ Limite élastique de l'acier
- ✓ Section du boulon de $\varphi 25$ mm de diamètre
- ✓ Section du boulon de $\varphi 25$ mm de diamètre
- ✓ Résistance à l'arrachement des boulons

$D = 25 \text{ mm}$
 $\sigma_y = 550 \text{ MPa}$
 $A = 25^2 \pi / 4 = 490 \text{ [mm}^2\text{]}$
 $P_{\text{ult}} = 269 \text{ KN}$

- **Micro- pieux**

- ✓ Diamètre externe du tuyau
- ✓ Épaisseur du tuyau
- ✓ Module d'élasticité de l'acier
- ✓ Diamètre du micro-pieu
- ✓ Longueur du micro-pieu
- ✓ Résistance caractéristique du béton
- ✓ Module d'élasticité du béton
- ✓ Résistance caractéristique
- ✓ Résistance à l'arrachement

$D_o = 114.3 \text{ mm}$
 $T = 8.0 \text{ mm}$
 $E_s = 2.1 \times 10^8 \text{ kPa}$
 $D = 15 \text{ cm}$
 $L = 8 \text{ m}$
 $f_c = 30 \text{ MPa}$
 $E_c = 2.8 \times 10^7 \text{ kPa}$
 $f_c = 30 \text{ MPa}$
 $P_{\text{ult}} = 700 \text{ KN}$

Capacité géotechnique du micro-pieu

- ✓ Frottement latéral limite
- ✓ Pour un coefficient de sécurité de 1.8

$\tau_{\text{ult}} = 300 \text{ kPa}$
 $\tau_{\text{all}} = 166 \text{ kPa}$

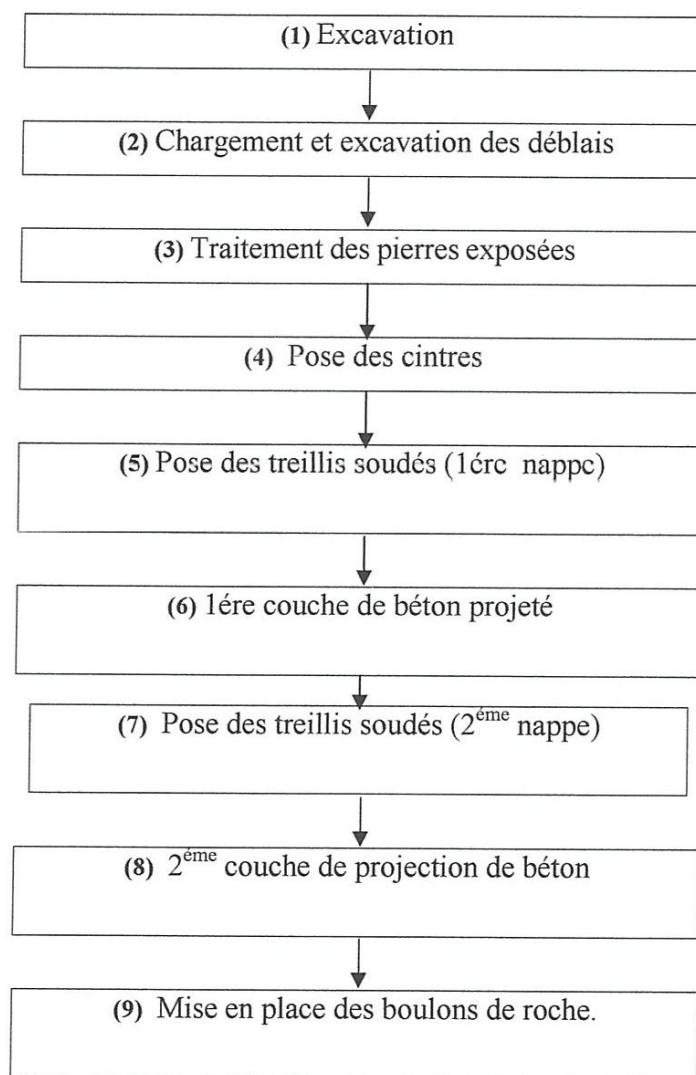
Note :

Un essai de charge sur le boulon à roche devra être entrepris afin de vérifier la sécurité considérée.

3.2.4.3) Phasage de creusement et de soutènement opter par COJAAL

COJAAL divise les travaux en 2 parties : la partie supérieure (calotte + stross supérieur) et après terminé (cycle de 6 cintres) on passe à la partie inférieure le radier contre vouté (stross inférieur + le contre vouté).

- L'organigramme ci-dessous, nous montre le phasage d'avancement opté pour le tunnel le T1 (1^{ère} partie).



Organigramme des travaux

(1) Excavation

Pour les travaux d'excavation, l'entreprise utilise des machines ou l'explosif selon les conditions géologiques de sol, les travaux de creusement se font en deux postes, soit de jour et de nuit. Pour le creusement à la machine, le brise roche hydraulique (de classe 1-4t) est utilisé.

Lors de l'excavation, l'entreprise excave, très attentivement, de manière à éviter les éboulements et creuse jusqu'à assurer la section conçue, en prenant soin de ne pas avoir ni une section insuffisante ni un surcreusement à l'excès.



Photo 3.14: Excavation sur le front de taille

(2) Chargement et évacuation des déblais

Les déblais provenant de l'excavation, sont évacués dans un endroit fixe à l'intérieur du chantier puis chargés avec des chargeurs sur pneus de classe $2,3 \text{ m}^3$ et des pelles sur chenilles de classe $0,8 \text{ m}^3$ pour être évacués au moyen de camions à benne (25T).

(3) Traitement des pierres exposées

On dégagera les pierres exposées avec des pelles sur chenilles et des brise-roches hydrauliques. En plus, étant donné qu'il sera possible que le béton projeté rebondi s'entassera lors de l'excavation de la calotte, on écaillera le béton projeté quelque 30 cm à partir de la calotte.



Photo 3.15 : Traitement des pierres

(4) Pose des cintres

Immédiatement après l'excavation et après avoir vérifié l'état de stabilité des parements et enlever les pierres susceptibles d'être détachées (opération de purge), on procède à la mise en place des cintres. Le type utilisé est celui de cintres réticulés avec deux parties (calotte, stross supérieur) reliées entre elles avec des boulons à l'aide des platines soudées sur les cintres. L'espacement entre cintres et le type de HEB utilisé est fonction de la classe de soutènement adopté pour la zone à soutenir.



Photo 3.16 : pose des cintres

(5) Pose des treillis soudés (1^{ère} nappe)

Après la mise en place des cintres, on posera la 1^{ère} nappe de treillis soudés entre les cintres et la surface



Photo 3.17 : pose 1^{ère} nappe de treillis soudés

(6) Première couche de béton projeté

Après la mise en place de la 1^{ère} nappe de treillis soudés, on procède à la 1^{ère} projection du béton projeté. Pour la projection, la méthode sera par voie humide. Le béton frais est transporté en camion malaxeur de 6 m³ de la centrale à béton jusqu'au lieu de projection.

Au cas où on constatera les venues d'eau sur la partie à injecter, on les traitera par l'installation des tubes en PVC sur la paroi vers l'emplacement du béton poreux qui va servir à l'évacuation des eaux drainées à travers les tubes de drainage longitudinaux.

(7) Pose des treillis soudés (2^{ème} nappe)

Après avoir terminé la 1^{ère} couche de béton projeté on posera une nappe de treillis soudés avec un enrobage de 10 cm. Le recouvrement des treillis soudés doit être au minimum de 15 cm.

(8) 2^{ème} couche de projection de béton

Après avoir posé la 2^{ème} nappe de treillis soudés, on procède à la 2^{ème} projection de béton projeté. On fera la projection de façon à unir le béton projeté aux supports d'acier.

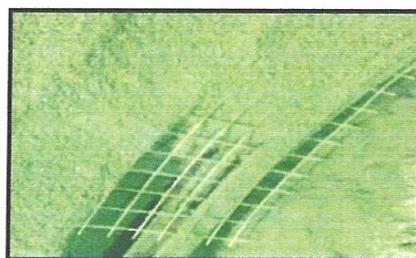


Photo 3.18 : 2^{ème} nappe de T-S + 2^{ème} couche de béton projeté

(9) Mise en place des boulons d'ancrage.

Après avoir terminé la 2^{ème} projection de béton projeté, on mettra en place les boulons d'ancrage. Concernant le temps de mise en place des boulons d'ancrage, en principe, on les mettra après la mise en place du 2^{ème} cintre du front de taille.

Pour le forage de boulons d'ancrage, on utilisera une machine Jumbo hydraulique. Pour la fixation des boulons d'ancrage, on utilisera le mortier de ciment à prise rapide (graniteux).

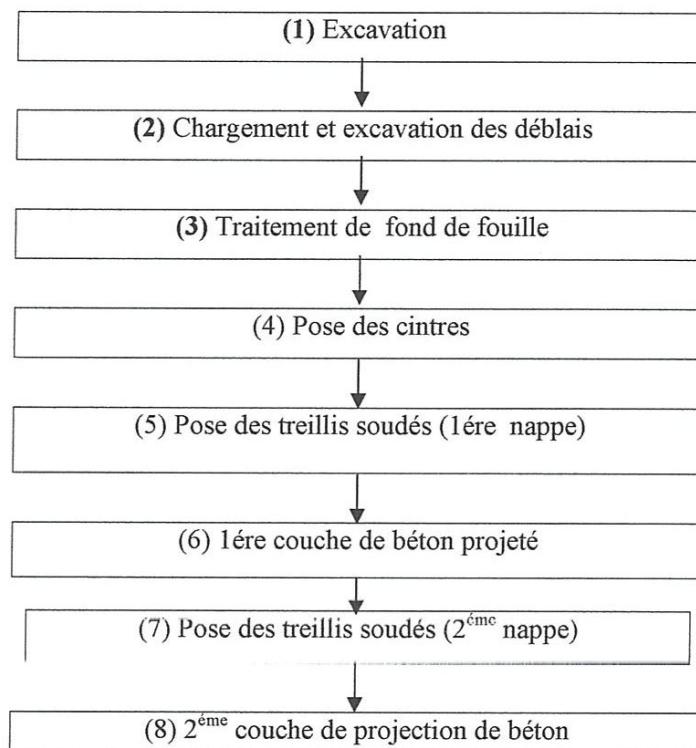
Pour le remplissage de mortier, on le remplira jusqu'au fond du trou de forage en évitant d'avoir un espace à l'intérieur des forages lors de l'enfoncement des boulons.

Pour l'enfoncement des boulons d'ancrage et le remplissage de mortier on utilisera l'échafaudage mobile de la machine Jumbo et on fait adhérer la plaque à la surface projetée. Nous ferons les travaux de (1) à (9) ci-dessus comme un cycle de travaux (cycle =6cintres).



Photo 3.19 : les boulons d'ancrage

- L'organigramme ci-dessous, nous montre le phasage d'avancement opté pour le tunnel le T1 (2^{ème} partie).



Organigramme des travaux

(1) Excavation

Pour les travaux d'excavation, l'entreprise utilise des machines ou l'explosif selon les conditions géologiques de sol, les travaux de creusement se font en deux postes, soit de jour et de nuit. Pour le creusement à la machine, la pelle sur chenilles est utilisée.

Lors de l'excavation, l'entreprise excavé, très attentivement, de manière à éviter les éboulements et creuse jusqu'à assurer la section conçue, en prenant soin de ne pas avoir ni une section insuffisante ni un surcreusement à l'excès. L'excavation de fond de fouille divise en deux cycles de trois cintres.

(2) Chargement et évacuation des déblais

Les déblais provenant de l'excavation, sont évacués dans un endroit fixe à l'intérieur du chantier puis chargés avec des chargeurs sur pneus de classe 2,3 m³ et des pelles sur chenilles de classe 0,8 m³ pour être évacués au moyen de camions à benne (25T).

(3) Traitement de fond de fouille

On dégagera les pierres exposées avec des pelles sur chenilles et des brise-roches hydrauliques. En plus, étant donné qu'il sera possible que le béton projeté rebondi s'entassera lors de l'excavation de fond de fouille, on écaillera le béton projeté quelque 30 cm à partir de fond de fouille.

(4) Pose des cintres

Immédiatement après l'excavation et après avoir vérifié l'état de stabilité des parements et enlever les pierres susceptibles d'être détachées (opération de purge), on procède à la mise en place des cintres. Le type utilisé est celui de cintres réticulés avec deux parties (le contre vouté et stross inférieur) reliées entre elles avec des boulons à l'aide des platines soudées sur les cintres.



Photo 3.20 : Pose des cintres (le contre vouté)

(5) Pose des treillis soudés (1^{ère} nappe)

Après la mise en place des cintres, on posera la 1^{ère} nappe de treillis soudés entre les cintres et la surface.

(6) Première couche de béton projeté

Après la mise en place de la 1^{ère} nappe de treillis soudés, on procède à la 1^{ère} projection du béton projeté. Pour la projection, la méthode sera par voie humide. Le béton frais est transporté en camion malaxeur de 6 m³ de la centrale à béton jusqu'au lieu de projection.

Au cas où on constatera les venues d'eau sur la partie à injecter, on les traitera par l'installation des tubes en PVC sur la paroi vers l'emplacement du béton poreux qui va servir à l'évacuation des eaux drainées à travers les tubes de drainage longitudinaux.

(7) Pose des treillis soudés (2^{ème} nappe)

Après avoir terminé la 1^{ère} couche de béton projeté on posera une nappe de treillis soudés avec un enrobage de 10 cm. Le recouvrement des treillis soudés doit être au minimum de 15cm

(8) 2^{ème} couche de projection de béton

Après avoir pose la 2^{ème} nappe de treillis soudés, on procède à la 2^{ème} projection de béton projeté. On fera la projection de façon à unir le béton projeté aux supports d'acier.

Après avoir terminé la 2^{ème} projection de béton projeté, et remblaie le fonde de fouille, On a termine le phasage d'avancement.

Nous ferons les travaux de (1-9) et (1-8) ci-dessus comme un cycle de travaux.



Photo 3.21 : terminaison de contre vouté

3.3 Travaux de drainage et d'étanchéité

3.3.1) Aperçu des travaux [6]

On exécutera les travaux de drainage et d'étanchéité afin d'évacuer proprement les venues d'eau à l'intérieur du tunnel et d'éviter leur fuite vers l'intérieur.

C'est le programme d'exécution des travaux de drainage et d'étanchéité au chantier des tunnels. On montre ci-dessous, la coupe type du système de drainage et d'étanchéité utilisé dans le tunnel T1.

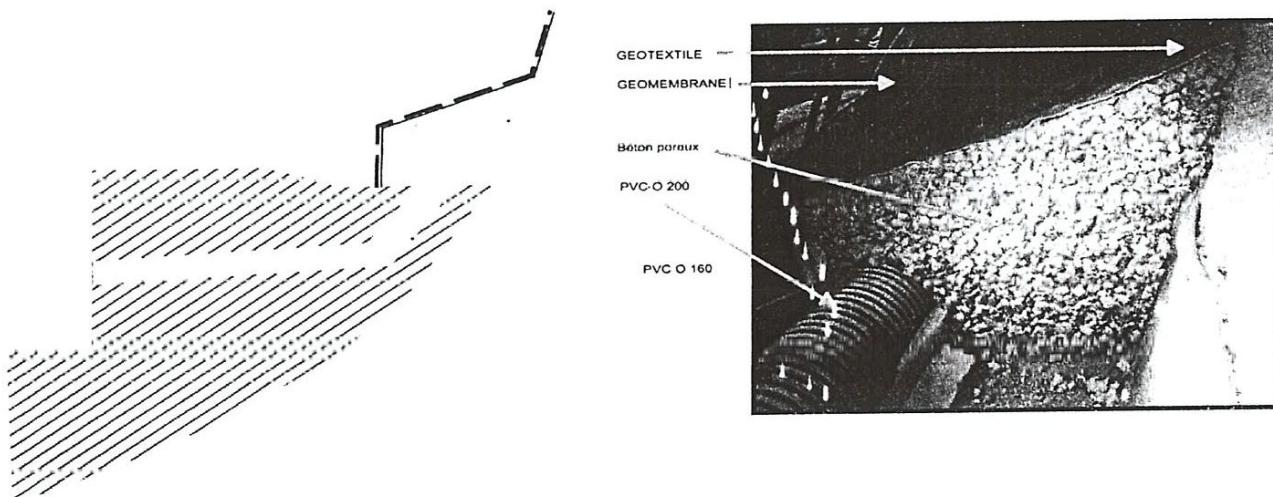


Figure 3.23 : Système de drainage et d'étanchéité dans le tunnel T1

3.3.2) Matériaux à utiliser

a) Drainage

Le système est composé d'un drainage longitudinal et transversal. Pour le drainage longitudinal, on utilisera un tuyau en PVC de diamètre 200mm avec des fontes de 2mm d'ouverture. Au niveau des exutoires, les tuyaux sont de diamètre 160mm sans fontes qui servent à l'évacuation des eaux vers le drainage transversal et aussi pour la maintenance du système (nettoyage et débouchage du drainage longitudinal).

Quand au drainage transversal, il est constitué des tuyaux en PVC de diamètre 50mm. Pour le béton poreux, on fait à l'avance des essais de malaxage et de perméabilité pour définir la formulation répondant aux exigences demandées.

Le système adopté par COJAAL pour le drainage (voire l'annexe A).

b) Étanchéité

Le système d'étanchéité devra inclure deux couches : la première est un feutre protecteur relié à la surface du béton projeté et la seconde est la membrane d'étanchéité proprement attachée à l'intérieur du feutre. L'étanchéité devra s'appliquer au toit du tunnel et aux piédroits au-dessus du niveau du radier.

On utilisera un feutre protecteur non-tissé de géotextile fabriqué en polypropylène. Ce produit est utilisé pour protéger la membrane contre les agressions mécaniques extérieures telles la rugosité des surfaces. Le tableau suivant caractérise le géotextile.

Propriété	Valeur spécifique
Poids unitaire	500 g /min
Epaisseur à 0 ,002 bar	3.9 mm min
Epaisseur à 2 bars	1.9 mm min
Résistance à la traction	1000 N/5
Extension à la rupture	40 min
Extension à 30% de résistance	20 min
Perméabilité à 0 ,02 bar	$5*10^{-1}$ cm/s min
Perméabilité à 2 bars	$5*10^{-2}$ cm/s min
Résistance vis-à-vis aux solutions acides et acides et alcalines : PH2-13	Perte de résistance 10%max

Tableau 3.1 : Les caractéristiques exigées pour le feutre protecteur (géotextile)

Pour la membrane, elle est constituée d'un PVC de Polyvinyle. Elle doit couvrir toute la surface de la voute, stross compris.

Le but de la membrane d'étanchéité est de prévenir toute infiltration des eaux souterraines à l'intérieur du tunnel et de protéger le revêtement définitif contre les influences chimiques nuisibles. La membrane d'étanchéité devra être toujours située entre le feutre protecteur et le revêtement définitif en béton. Comme les ouvrages souterrains ne sont pas immersés sous la nappe phréatique, aucune membrane d'étanchéité ne sera nécessaire pour les radiers du tunnel.

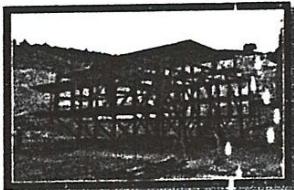
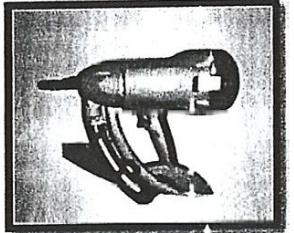
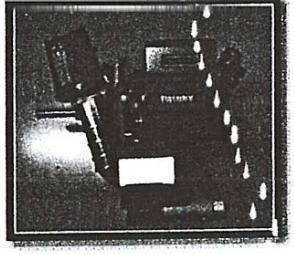
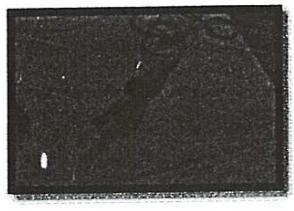
Les caractéristiques de ce produit mentionnées dans le tableau ci-dessous

Propriété	Valeur spécifique
Epaisseur	2 mm min
Résistance élastique	8 N/ mm ² min
Elongation à la rupture	250% mm
Résistance compressive à 20%	2 .5 N/ mm ² min
Résistance à la propagation du déchirement	100 N/ mm ² min
Résistance sous pression de l'eau	Etanchéité à 10 bars pour 10 heures
Résistance à la soudure	7.2N/ mm ² min
Stabilité dimensionnelle après accélération	2%max
Stabilité en solution acide alcaline	Extension < 20% sans plissement ni fissures

Tableau 3.2 : Les caractéristiques exigées pour la membrane

3.3.3) Matériel à utiliser

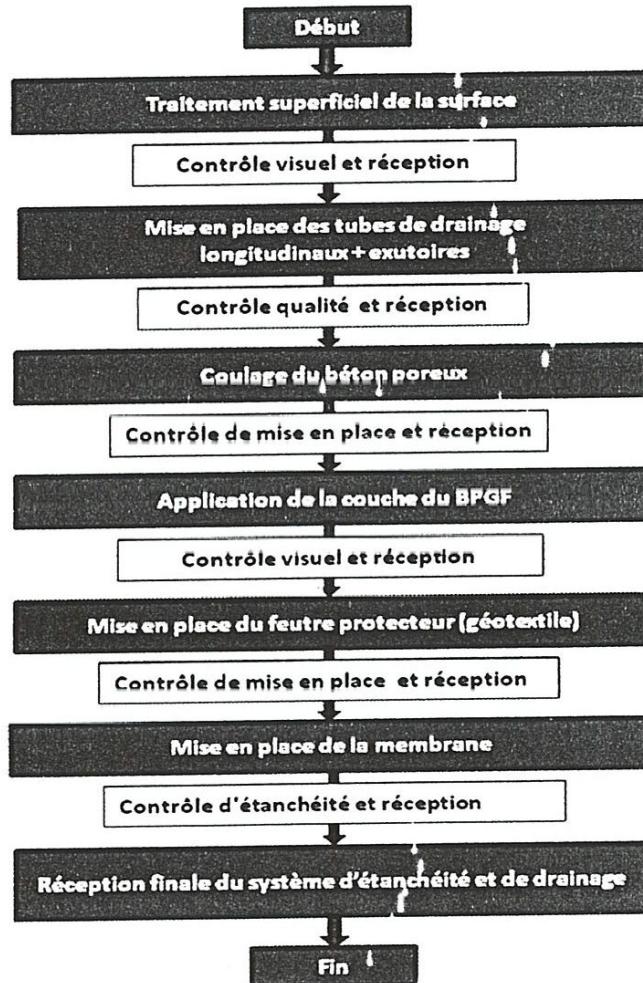
On montre, dans le tableau ci-dessous, le matériel destiné aux travaux d'étanchéité. Avant le bétonnage, les travaux de drainage et d'étanchéité sont effectués parallèlement.

Descriptions	Nom du matériel	photos	Observation
Application des non-tissés et celle des membranes d'étanchéité	Echafaudage d'étanchéité roulant		Utiliser comme échafaudage
Application des Non-tissés	Pistolet à clouer KONBITTO		Pour la fixation du géotextile
	Machine de soudage LEISTER		Pour le double soudure
Application des Membranes D'étanchéité	Soudage portable LEISTER		Appareil à souder manuelle
	Appareil d'essai d'étanchéité avec l'air comprimé		Aiguille et manomètre pour test des joints

3.3.4) Méthode d'exécution

a) Organigramme de l'exécution

On montre ci-dessous, l'organigramme du phasage des travaux de drainage et d'étanchéité.



b) Phasage d'exécution

- Avant de commencer les travaux, la surface des parements doivent être prête pour accueillir le système d'étanchéité. Pour cela, on commence par l'enlèvement des matières nuisibles telles que les cibles topographiques, les barres de fixation des câbles et toutes autres parties qui peuvent endommager le système.
- Une fois le traitement de la surface est assuré, on procède à la mise en place des tubes de drainage longitudinaux et transversaux (les exutoires) qui vont servir pour le nettoyage. Un béton poreux (perméable) est coulé aux alentours des tuyaux de drainage pour la protection des tuyaux contre l'écrasement dû au poids du béton de la voute et aussi pour éviter le bouchage des fontes des tuyaux par la laitance du ciment.

- Pour rendre la surface des parements plus uniforme et plus régulière on applique une couche de béton projeté à grains fins (BPGF) d'environ 2cm sur toute la surface.
- Une fois que la surface est bien régulière et uniforme selon les exigences demandées, on procède à la mise en place du feutre protecteur par des split sur toute la surface du tunnel (calotte et stross).
- Après la réception de la couche de géotextile (bonne fixation et bonne mise en place), on procède à la mise en place de la membrane d'étanchéité par bandes de 2m de largeur et par des rondelles de fixation. Les bondes sont reliées entre elles par une double soudure séparée entre elles par un joint vide que l'on utilise pour vérifier l'étanchéité du système. L'étanchéité du système est assurée par un test des joint avec de l'air comprimé.
- Si les tests s'avèrent concluants, on peut dans ce cas, procéder à la réception finale du système d'étanchéité (Géotextile, drainage longitudinal et transversal, béton poreux, géomembrane).

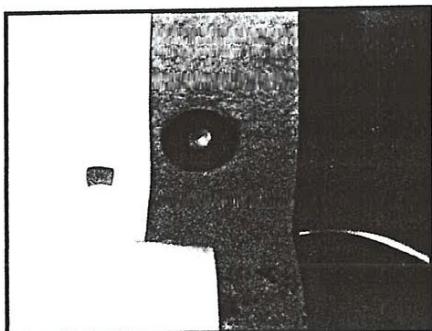


Photo 3.22 : split et rondelle

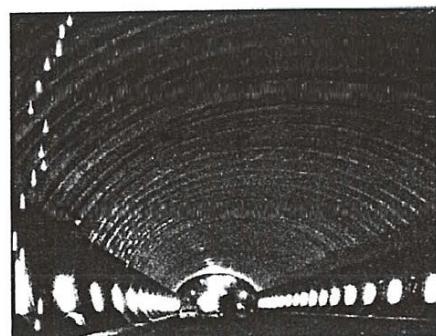


Photo 3.23 : la membrane sur la surface

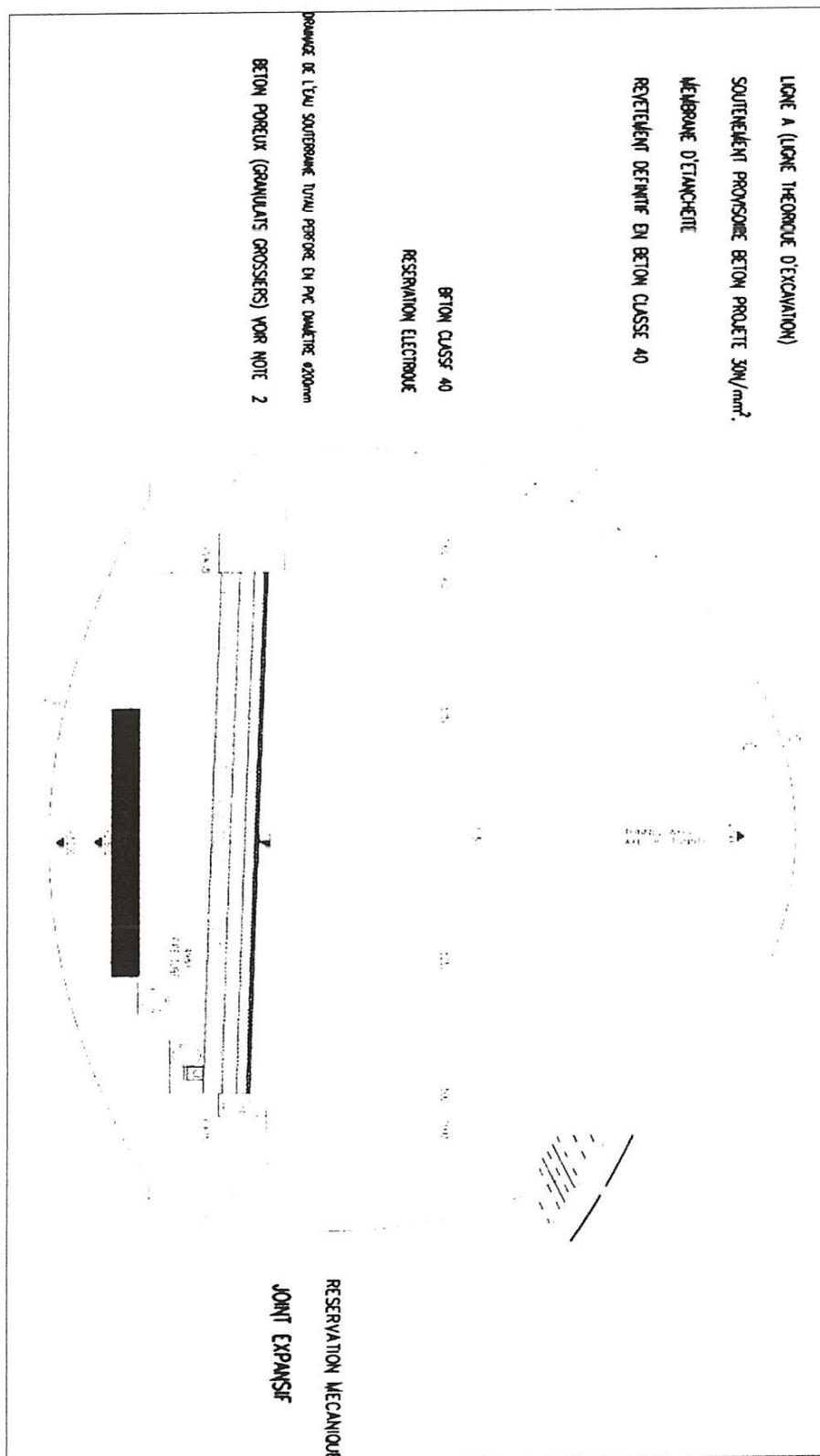


Figure 3.24 : Système d'étanchéité utilisé dans le tunnel T1

3.4.1 Radier

3.4.1.1) Aperçu des travaux

Le radier est une partie du revêtement définitif qui résiste au poids de charge de la voute. Sa forme circulaire contribue à la répartition des charges autour de l'ouvrage. Lors de l'exécution des travaux d'excavation (avant bétonnage de la voute), il joue améliore la stabilisation des déformations en faisant corps avec le support temporaire ce qui permet de maîtriser les tassements dus au manque de force d'appui des pieds-droits (stross) dans le cas du sol non consolidé et argileux.

3.4.1.2) Méthode d'exécution des travaux du radier [5]

Comme le cas du revêtement définitif, la longueur fondamentale des travaux d'exécution du radier est de 12.5 m. L'exécution des travaux sont divisés en moitié-section pour chaque côté, afin d'assurer l'avancement du creusement de la calotte.

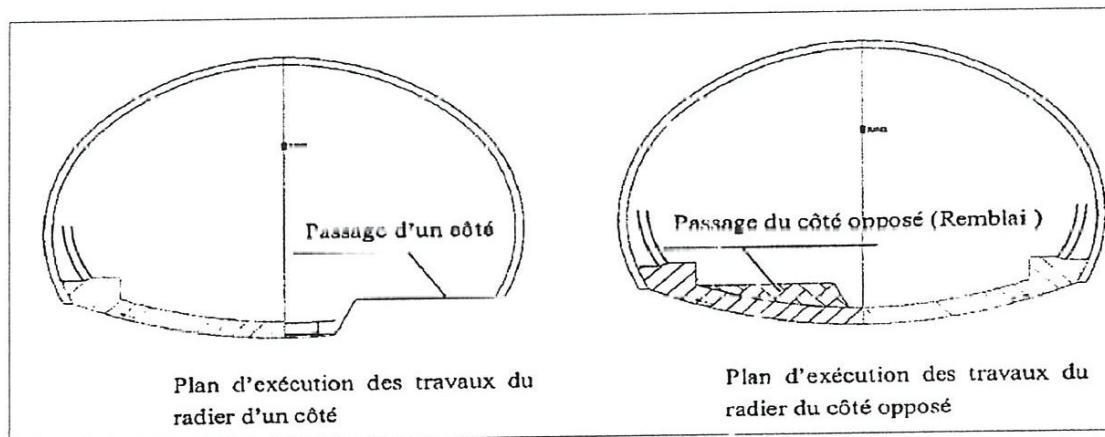


Figure 3.25: Travaux d'exécution du radier définitif

3.4.1.3) Ordre d'exécution des travaux

On changera en temps opportun, l'ordre d'exécution des travaux selon les conditions géologique du sol et les résultats de mesure de convergence de l'intérieur du tunnel.

Quand la valeur des déformations atteint 75mm lors de l'excavation du stross, les travaux d'exécution du radier se feront en divisant la longueur d'excavation pour le radier à 6.25m.

Quand la valeur des déformations dépassera 100 mm lors du creusement du stross, l'exécution du radier sera en plein section (bétonnage de la totalité du radier) en formant d'urgence la structure circulaire avec une travée =6.25 m.

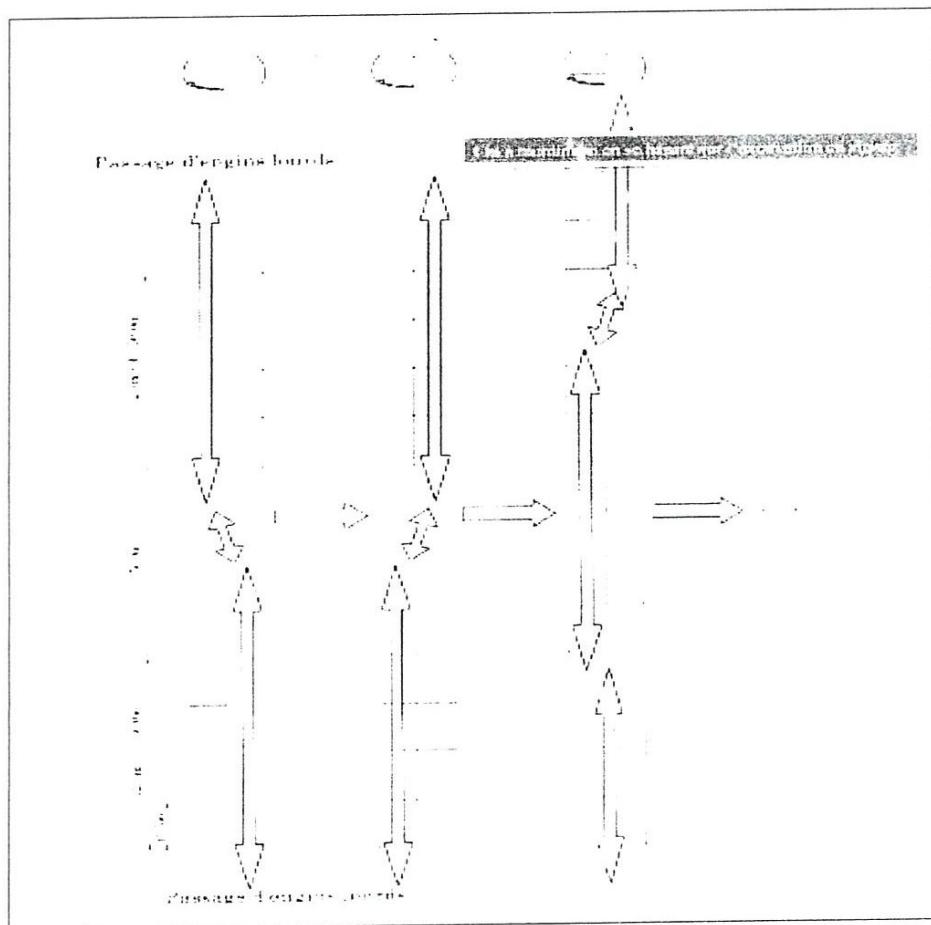


Figure 3.26 : Ordre d'exécution du radier – Cas où les déformations $< 75\text{mm}$

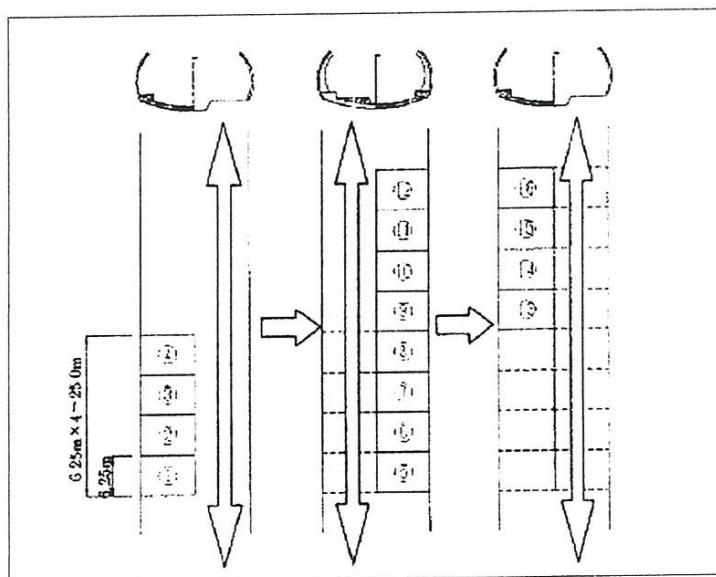


Figure 3.27: Ordre d'exécution du radier – Cas où les déformations $> 75\text{mm}$

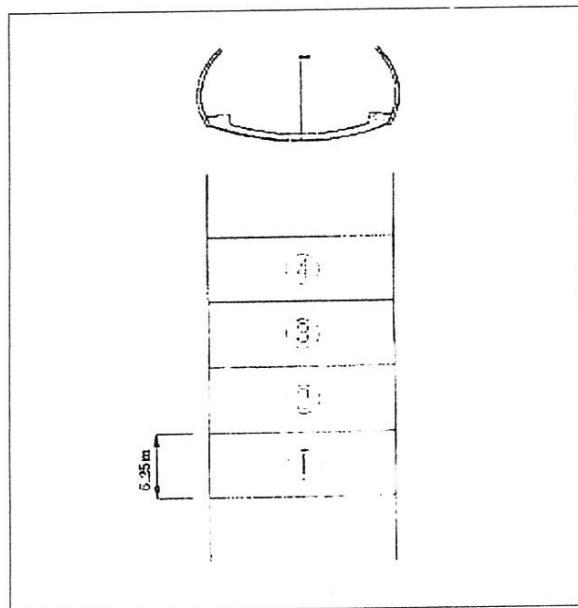


Figure 3.28: Ordre d'exécution du radier – Cas où les déformations > 100mm

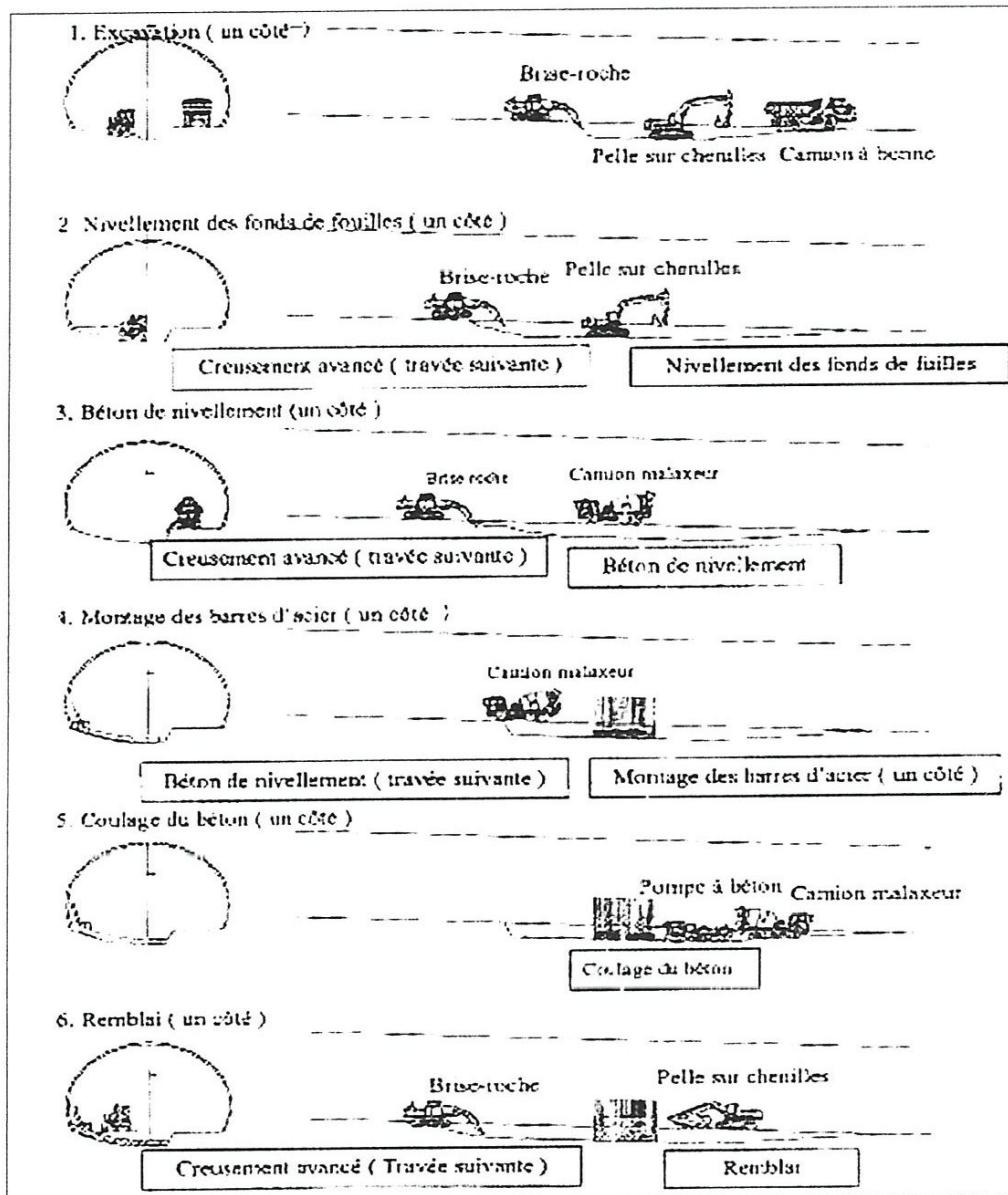


Figure 3.29: Plan d'ordre d'exécution des travaux de la première demi section



Photo 3.24 : l'excavation de la première demi section

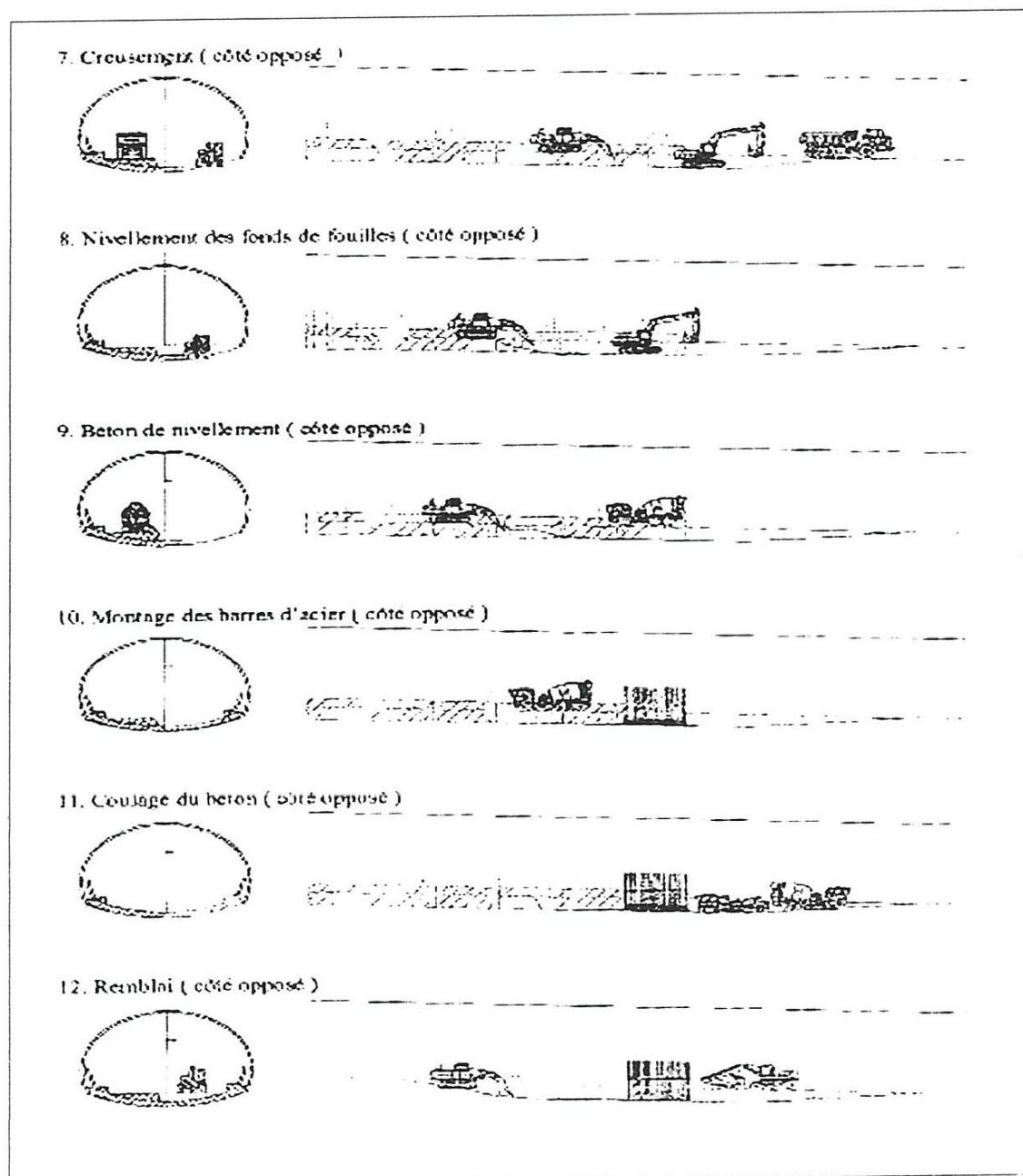


Figure 3.30: Plan d'ordre d'exécution des travaux de la deuxième demi section

a) Excavation

- On utilisera le grand brise roche (classe 1.3 T) pour le creusement, la pelle sur chenilles (classe 0.75 m³) pour le creusement et chargement des déblais et le camion à benne (classe 30T) pour le transport des déblais.
- on effectuera les mesures et saisira la déformation à l'intérieur du tunnel, avec les travaux de radier.
- Quand on constatera les venues des eaux du fond de fouilles, on effectuera les travaux d'évacuation des eaux en mettant en place les matériaux de drainage ou des tuyaux perforés.
- Traitement de fond de fouille et Coulage de béton propreté sur la surface

b) Ferraillage

- On fixera bien les barres d'acier avec des fils d'attache d'acier.
- On n'utilisera pas la jonction des barres d'acier de la structure par soudure.
- On montera les barres d'acier selon le plan de ferraillage, de manière à éviter le surplus et le manque d'écartement, recouvrement etc.

c) Coffrage

- On utilisera les planches d'acier pour le coffrage latéral.
- On contrôlera et vérifiera bien la côte, la linéarité et la verticalité du coffrage.
- Pour faciliter le décoffrage, on mettra une couche d'huile de décoffrage sur tout le long des panneaux de coffrage.

d) Coulage du béton

- Quant au béton, après sa production, on commencera le coulage du béton en moins d'une heure.
- On coulera le béton avec une pompe à béton en utilisant des vibreurs à aiguille de haute fréquence et en veillant à ce que la hauteur de chute du béton ne dépasse pas 1,5m.

e) Décoffrage

Les valeurs nominales pour la résistance de décoffrage est de 8 à 10 MPa selon l'AFTES. On montre ici les valeurs nominales de contrôle pour la résistance de décoffrage selon les spécifications du béton utilisées. Ces valeurs se subdivisent selon les catégories des surfaces des matériaux et le coffrage latéral du radier correspond aux surfaces verticales ou presque verticales des matériaux minces. De ce fait, cette fois-ci, on appliquera à la valeur de 5,0 MPa comme résistance minimale de décoffrage du radier.

Selon les résultats de l'essai de malaxage du béton, on connaît qu'on mettra six heures comme temps de décoffrage depuis la fin du coulage du béton de radier.

A travers de l'essai de malaxage du béton, on constate qu'on obtient une résistance de 5.0 N/mm^2 en 19 heures. La résistance à la compression du béton RN-40 à utiliser au béton du radier. De ce fait, on décoffrera après 19 heures qui suivent le coulage du béton au radier.

En plus, selon le changement des conditions de cure telles que la température etc. on examinera le temps de décoffrage en faisant l'essai de résistance à la compression sur des éprouvettes prélevées au moment du coulage.

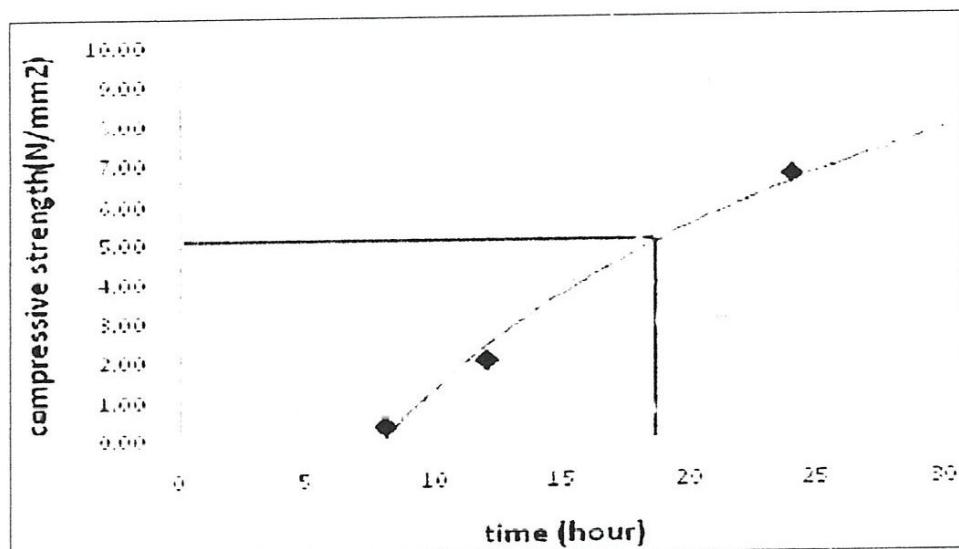


Figure 3.31 : Détermination du temps de décoffrage du radier définitif

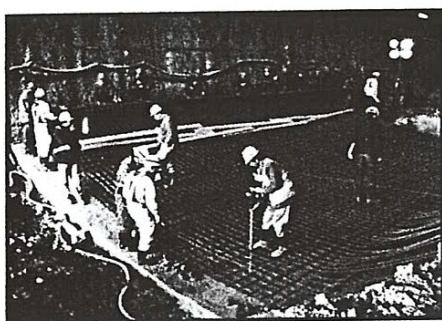


Photo 3.25: Mis en place de Ferraillage et coffrage

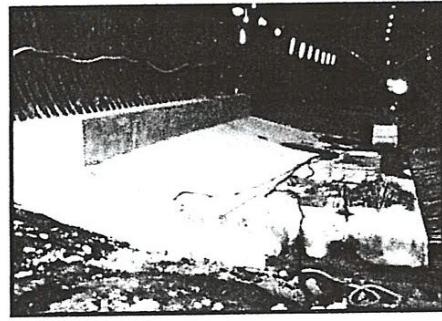


Photo 3.26: Radier définitif

3.4.1.4) Travaux d'étanchéité

Pour les mesures à prendre contre la remontée des eaux au niveau du radier, on utilise des joints (water-stop) situés entre deux radiers coulés séparément. Le joint water-stop est fixé au milieu du côté extérieur du radier déjà coulé.

3.4.1.5) Remblai

Une fois le radier bétonné, on mit en place le remblai de 0,5 m d'épaisseur sur la surface du radier bétonné. Ce remblai est provisoire pour assurer la circulation des engins et personnel. Le remblai définitif sera une partie dans l'étude de la chaussée.

3.4.1.6) Machine mobilisées

Nom de travaux	Nom de machine	Nombre d'unité	spécifications
excavation	Brise-roche	1	1.3t
	Pelle sur chenilles	1	0.7 m ³ et 0.25m ³
	Camion à benne lourd	3	30t
ferraillage	Camion à grue	1	8t
coffrage			
Coulage du béton	Pompe à béton	1	
	Camion malaxeur	3	6 et 9 m ³
remblai	Pelle sur chenilles	1	0.25m ³
	Camion à benne lourd	2	30t
	Rouleau vibrant	1	1t

Tableau 3.3 : Les machines utilisé dans ces travaux

Le revêtement définitif des tunnels n'est en principe, mis en place que lorsque l'une des conditions suivantes se trouve réalisée :

- Le rocher ne présente pas un aspect suffisamment régulier vis-à-vis des conditions d'exploitation du tunnel pour que son utilisation, même recouvert de béton projeté, puisse être envisagée.
- Même si le rocher présente temporairement des conditions d'exploitation suffisantes, il peut être nécessaire de faire intervenir le comportement à long terme concernant la stabilité et l'exploitation de l'ouvrage. Il est à noter que, dans le cas où l'on choisit le creusement mécanisé avec mise en place de voussoirs préfabriqués en béton, ce revêtement est très souvent considéré comme le revêtement définitif et ne saurait dans ce cas recevoir aucune couche intérieure.

3.4.2 La voute

3.4.2.1) Aperçu des travaux

On fera les travaux de revêtement afin d'assurer la stabilité du tunnel de longue durée en formant la structure annulaire faisant corps avec le radier. Le présent document est le programme d'exécution du revêtement sur chantier.

On montre, ci-dessous, la section type de revêtement.

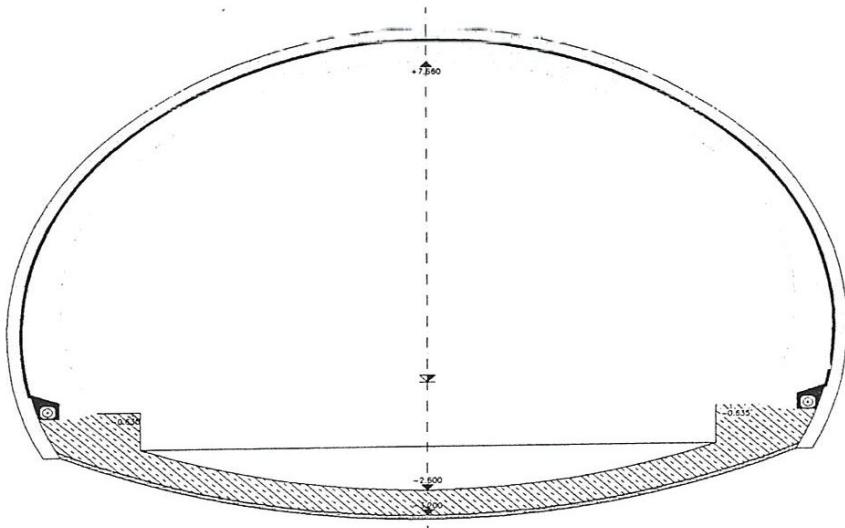
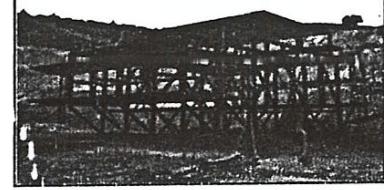
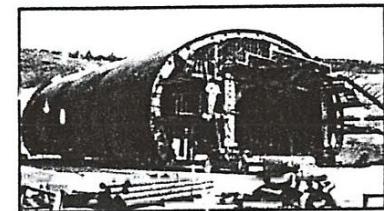
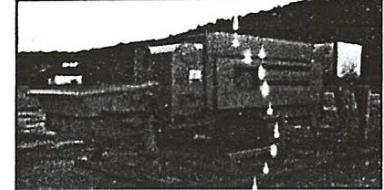
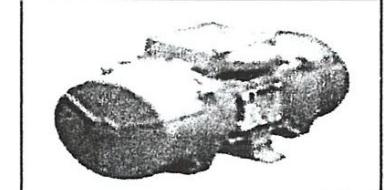
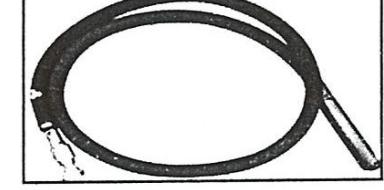
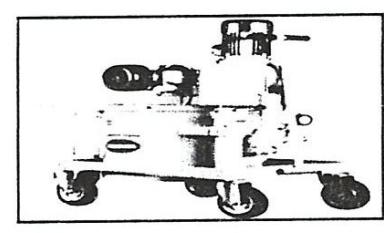


Figure 3.32 : Coupe transversale de tunnel T1

3.4.2.2) Matériel à utiliser

On montre, dans le tableau ci-dessous, le matériel destiné à l'exécution du revêtement

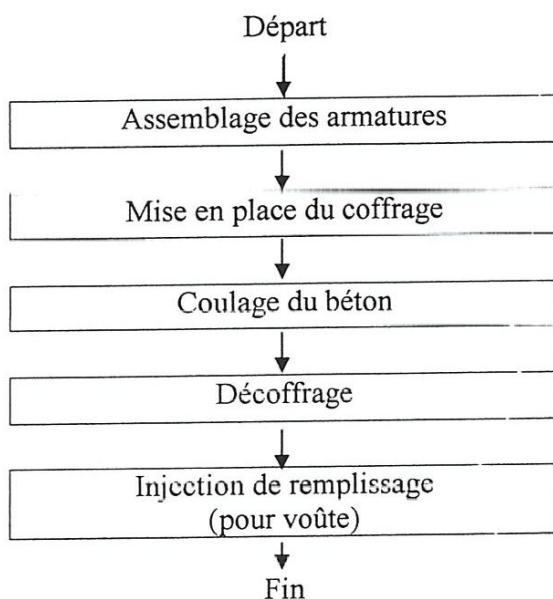
Description	Nom de matériel	Photo
Assemblage des armatures	Echafaudage d'étanchéité roulant	
coffrage	Coffrage métallique glissant en plein section	
Coulage du béton	Pompe à béton stationnaire	
	Vibreur fixe sur le coffrage	
	Vibreur à aiguille	
Injection de remplissage	Pompe à air comprimé pour le remplissage des vides au niveau de la voute.	

3.4.2.3) Méthode d'exécution [5]

3.4.2.3.1) Organigramme d'exécution

Le temps d'exécution du revêtement définitif est tributaire de la stabilité de l'ouvrage. Le revêtement définitif est faisable si la valeur de déplacement est inférieure à 2mm par mois à travers les résultats de mesure de convergences effectuées quotidiennement.

On montre, ci-dessous, l'organigramme d'exécution du revêtement définitif.



3.4.2.3.2) Méthode détaillée d'exécution

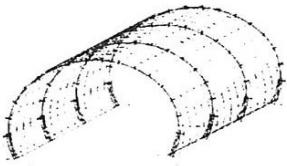
a) *Assemblage des armatures*

Les armatures sont façonnées dans l'atelier de façonnage près du chantier.

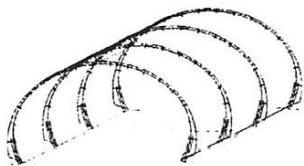
Concernant le ferraillage, il se fait avec un échafaudage semblable à celui de l'étanchéité.

Lors de mise en place des fers à béton, il faut veiller à ne pas détériorer les membranes d'étanchéité, un support de montage fabriqué sur place et assemblé par soudure sera utilisé pour la fixation des armatures.

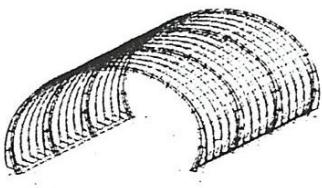
On montre, à la page suivante, les phasages d'assemblage des armatures.

Phasage 1 : assemblage des barres pour montage

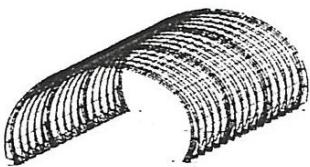
À tous les 2 mètre environs, des barres en (D32) sont montées dans la direction concentrique de la section du tunnel et à la position intermédiaire entre les fers principaux extérieures et intérieurs. Ensuite, elles sont jointes par soudure et à tous les 1.5mm environ, les armatures pour préparation (D32) dans la direction longitudinale.

Phasage 2 : montage de l'armature principale (extérieure)

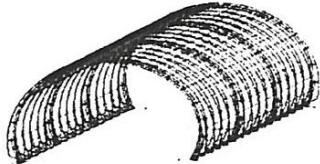
En faisant, préalablement, le marquage à la position où l'on mettra en place les fers à béton, les barres principales extérieures sont assemblées le long de marquage.

Phasage 3: fers horizontaux (extérieure)

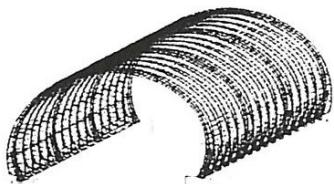
Les armatures sont posées à l'intérieur des fers principaux (extérieurs).

Phasage 4 : ferrailage horizontal (intérieure)

En marquant préalablement, sur les barres d'acier pour préparation, la position où l'on mettra en place les barres principales intérieures qui sont posés le long du marquage.

Phasage 5 : ferraillage horizontal (intérieure)

Elles sont posées à l'extérieur des barres principales (intérieure).

Phasage 6 : barres de renforcement en cisaillement

Elles sont posées à la position fixée suivant le plan.

b) Mise en place du coffrage

Le coffrage utilisé est un coffrage glissant en pleine section .on montre, dans le point (5reference) la figure de référence du coffrage glissant en pleine section.

On montre, ci-dessous les phasages de mis en place du coffrage

Phasage (1) levé topographique

Un marquage est fait à la position de mise en place du coffrage glissant en pleine section, avant de le déplacer.

Phasage (2) déplacement du coffrage glissant en pleine section

En se référant à la position du marquage, des rails sont posés pour son déplacement et déplacera ce coffrage à la position prévue.

Phasage (3) mise en place du coffrage glissant en pleine section

A fin d'assurer la convergence prévue de section, un réglage avec un vérin, pour la hauteur et la largeur du coffrage.

Au moment du réglage de la hauteur du coffrage, il faut veiller à ne pas détériorer le revêtement déjà bétonné.

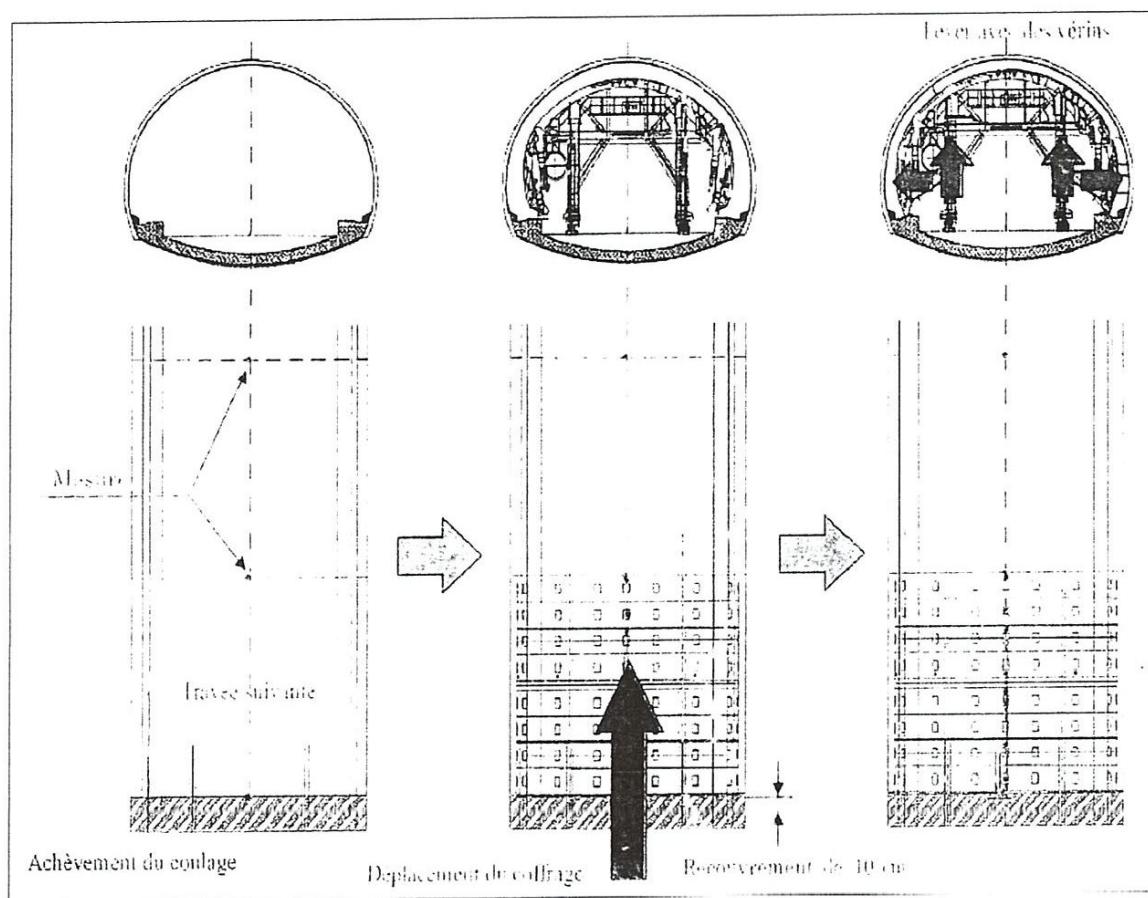


Figure 3.33: Mise en place de coffrage de la voûte

Phasage (4) mise en place de la niche

Au niveau du tunnel T1, et à la position prévue, les coffrages d'acier destinés aux travaux de niches de l'intérieur du tunnel sont posés (niches, sorties boites etc.)

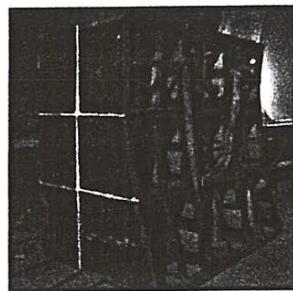


Photo 3.27: coffrage de la niche

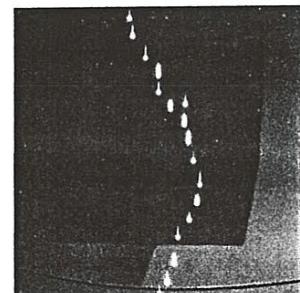


Photo 3.28: et niche définitif

Phasage (5) mise en place du coffrage transversal

Le coffrage transversal est constitué des planches en bois.

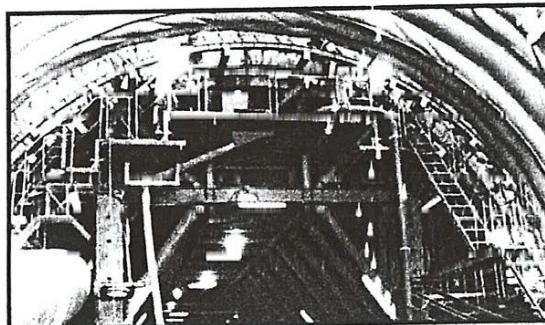
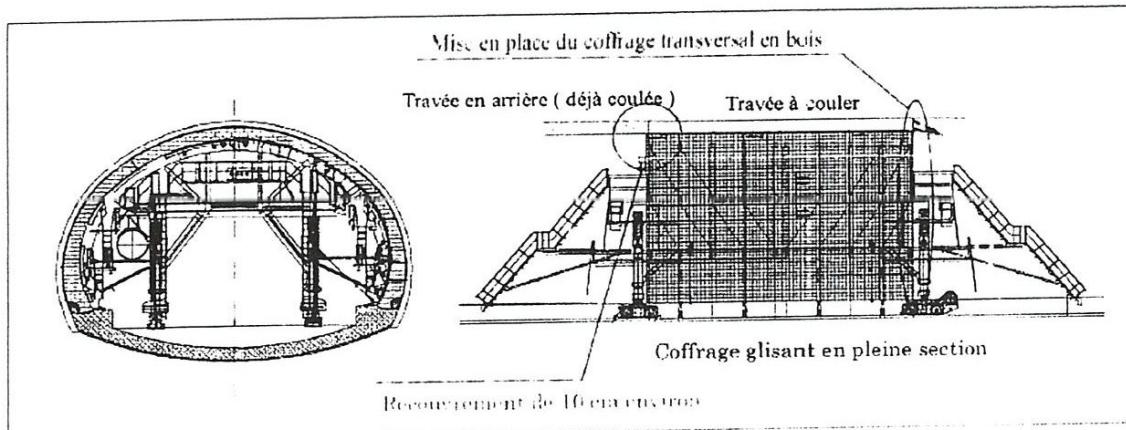


Figure 3.34: Mise en place du masque en bois pour le coffrage métallique

d) Coulage du béton

Le béton sera coulé avec une pompe à béton et le compacte soigneusement avec un vibrateur en barre à haute fréquence et répartis également à gauche et à droite le béton envoyé par la pompe.

Le béton se met en place de manière à éviter l'augmentation de la hauteur de chutes. La vitesse de coulage du béton est 1.5 m /heure environ, afin d'éviter que le coffrage soit posse par la pression du béton.

Après avoir coulé le béton jusqu' à l'épaule de la voute, avec la méthode susmentionnée, le béton est envoyé de l'ouverture de remplissage du sommet et le coulage se termine au moment de remplissage du béton jusqu'au coffrage transversal. Lors coulage du béton au sommet.

Lors du coulage du béton par l'ouverture de remplissage au sommet, il est important de couler continuellement le béton de haute fluidité. De ce fait, quant au coulage du béton pour revêtement, deux types de béton différents de la formulation sont utilisées.

Quant au coulage du béton jusqu' aux épaules à revêtir, la valeur d'affaissement à atteindre est de 18 ou 20 cm mais pour le béton que l'on coulera au sommet, du sens unique, on vise

· à atteindre 22 cm d'affaissement et on tente de diminuer la perte d'affaissement, avec un agent réducteur d'eau.

On montre, à la page suivante les phasages de coulage du béton.

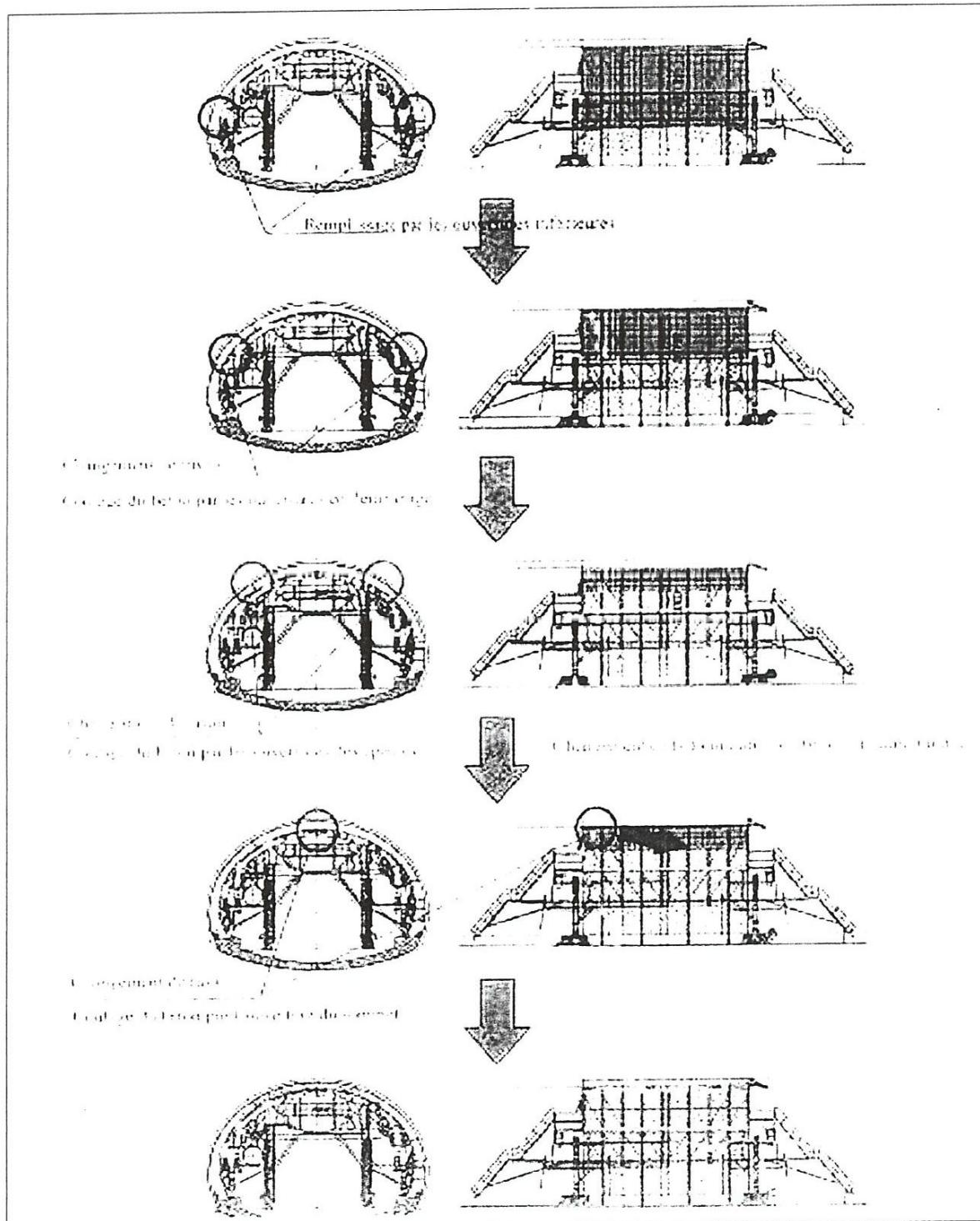


Figure 3.35: Phasages de coulage pour la voûte

e) Décoffrage

Conformément à l'AFTES, on décoffrera quand la résistance du béton aura dépassé 8 MPa. Ici, on s'avère déjà que la résistance du béton à la compression dépasse 8MPa en 28 heures, suivant les résultats des essais de malaxage.

Par conséquent, le décoffrage aura lieu dans 28 heures, après l'achèvement du béton pour revêtement.

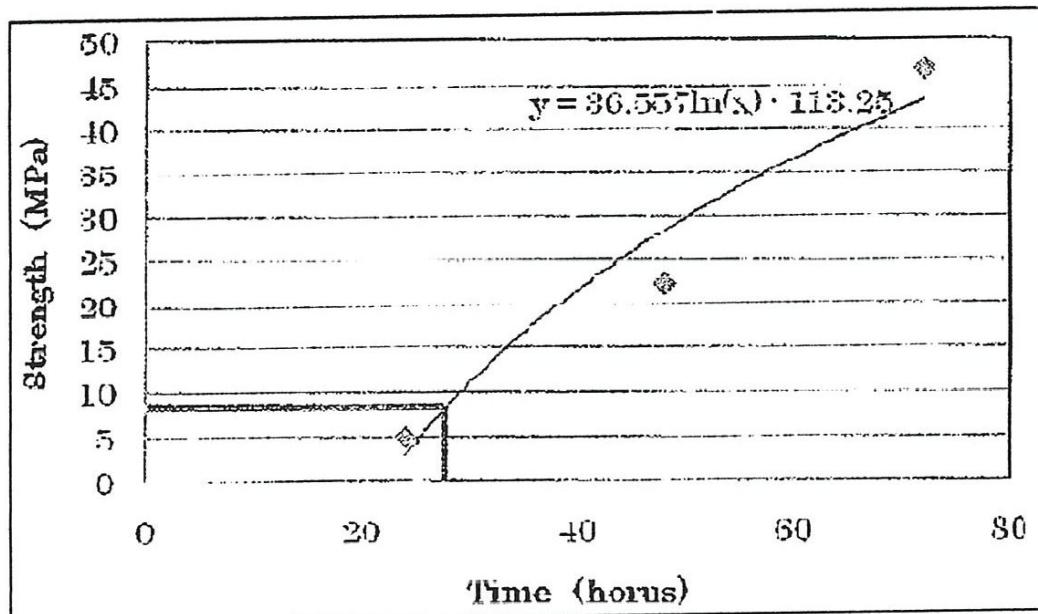


Figure 3.36: Détermination du temps de décoffrage

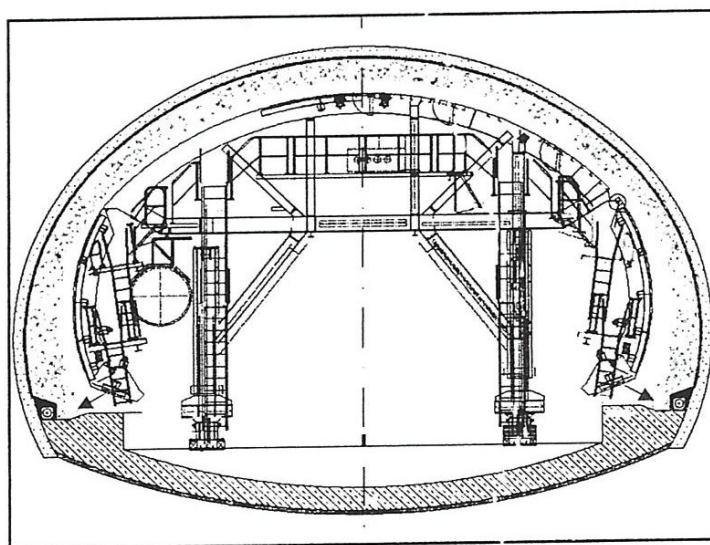


Figure 3.37: terminé le de décoffrage

Quant au coffrage transversal, comme le béton de radier, on prend 5.0 MPA comme résistance en décoffrage, selon les spécifications normales du béton au japon. De fait, l'enlèvement du coffrage transversal aura lieu 24 heures après l'achèvement du coulage du béton pour revêtement.

Faces des matériaux	Exemples	Résistance de béton à la Compression (N/mm ²)
Face verticale ou presque verticale des matériaux épais, face supérieure inclinée et face extérieure de la petite voute.	Côté latéral de la semelle	3.5
Face verticale ou presque verticale des matériaux minces, face extérieure d'inclinaison de plus de 45° de la petite voute.	Côté latéraux des poteaux, mures et poutres	5.0
Dalles et poutres pour les ponts et les bâtiments et face inférieure d'inclinaison de moins de 45°	Fond des dalles et des poutres et face intérieure de la voute.	14.0

Tableau 3.4 : exemples des résistances de décoffrage

En plus, on examinera le temps de décoffrage pour le revêtement en faisant l'essai de compression, selon les conditions de cure telles que la température etc.

Après le décoffrage, on déplacera le coffrage glissant en pleine section à la travée suivante et on fera le nettoyage et l'application du produit anti-collant du béton à la travée suivante.

f) Remplissage des vides par injection de béton

Après avoir achevé le coulage du béton de revêtement, un remplissage d'injection se fera pour boucher les interstices qui pourraient se produire entre la face projetée du béton et le béton de revêtement et qui nous inquiéteraient.

L'injection se fait par des réservations déjà prévues avant bétonnage de Ø65 mm comme indiqué dans les schémas.

On montre ci-dessous les points d'installation des tuyaux.

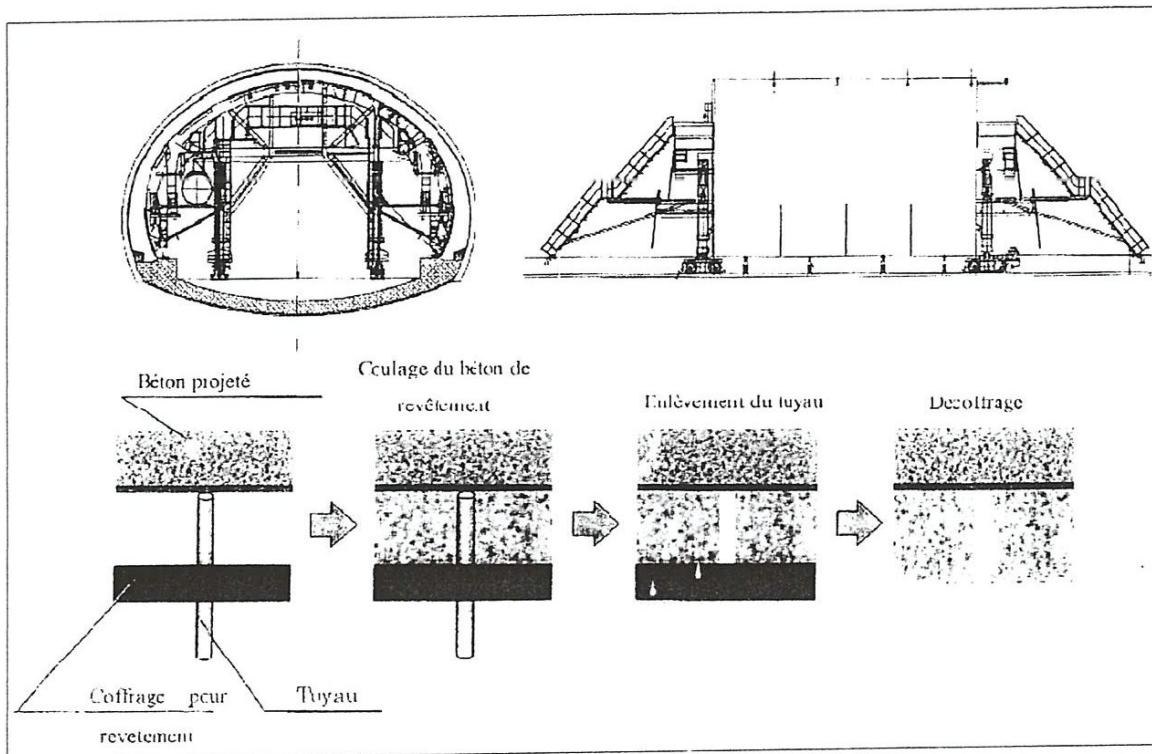


Figure 3.38: les vides entre le béton projeté et revêtement définitif après décoffrage

En installant la vanne de remplissage d'injection sur les trous pilotes, on fera le remplissage d'injection par ordre d'un côté.

Pour le remplissage, on contrôlera par la pression d'injection. Au cas où il y aurait été une fuite de matériaux d'injection du trou adjacent, dans l'état où on ne verra pas l'augmentation de la pression d'injection au cours du remplissage, on continuera les travaux de remplissage en fermant la vanne du trou présentant une fuite.

Au moment où le manomètre accessoire aurait indiqué (pression initiale + 300 kN/m²), on jugera que le remplissage aurait été achevé et on terminera le remplissage par ce trou.

On montre, à la page suivante les phasages de remplissage d'injection.

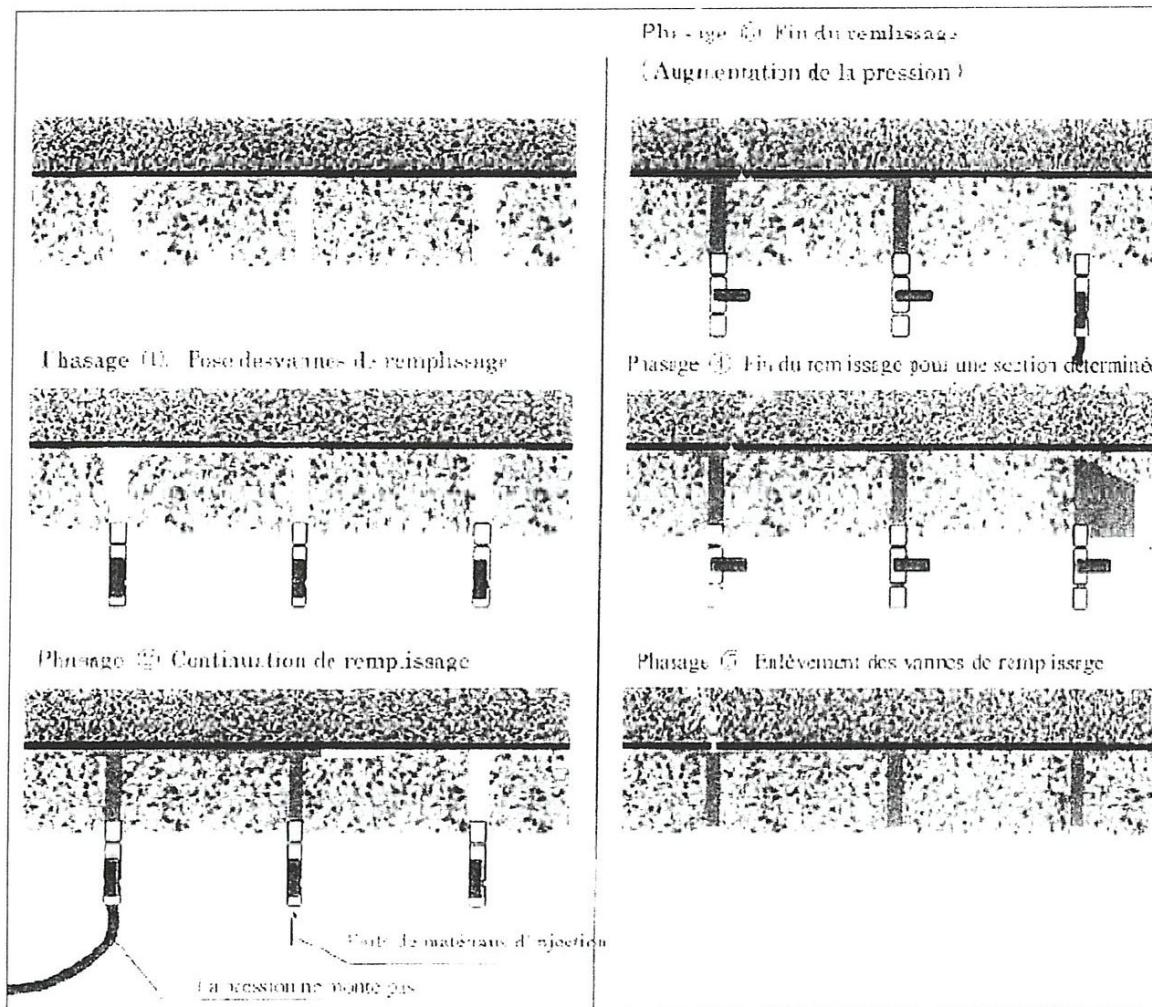


Figure 3.39: remplissage des vides entre le béton projeté et revêtement définitif

3.5.1 Rôles de la ventilation dans un tunnel [9]

La ventilation en tunnel a pour objectif, en situation normale d'exploitation, de maintenir la qualité de l'air au niveau requis. En cas d'incendie, elle a pour rôle de mettre les usagers à l'abri des fumées pour qu'ils puissent évacuer le tunnel et dans un second temps, de permettre l'intervention des services de secours et de lutte contre l'incendie. La ventilation d'un tunnel constitue un système complexe, car il est dépendant du comportement aédraulique de l'ouvrage. Un tunnel est un tout, et tous ses éléments peuvent avoir une incidence sur les choix en matière de ventilation. En particulier, la longueur, le type de trafic, la façon dont l'exploitation est assurée l'exploitation ont une influence déterminante.

D'un point de vue aédraulique, un tunnel se distingue d'un bâtiment essentiellement du fait de l'existence de courants d'air longitudinaux et parce que les débits de renouvellement d'air y sont très grands, de l'ordre de la centaine de mètres cubes d'air par seconde.

3.5.2 Les types de ventilation en tunnel

Certains tunnels ne nécessitent pas de ventilation mécanique (on parle alors de ventilation naturelle). Il s'agit de tunnels courts ou à faible trafic. Quand une ventilation mécanique est nécessaire, plusieurs choix sont possibles.

En situation normale d'exploitation, la méthode retenue pour faire baisser les niveaux de pollution dans un tunnel ventile est la dilution des polluants. La terminologie traditionnelle distingue deux systèmes de ventilation, basés sur l'usage de la ventilation en situation d'exploitation normale (dans les deux cas celle-ci procède par dilution) :

- **le système longitudinal**, pour lequel des ventilateurs (généralement appelés accélérateurs ou ventilateurs de jet) poussent la masse d'air du tunnel, sans apport d'air frais ni sortie d'air vicié autrement que par les têtes.
- **le système transversal**, pour lequel on injecte et/ou extrait de l'air à intervalles réguliers dans le tunnel au moyen de gaines de ventilation ; selon les cas, on parlera de système transversal pur (le débit extrait est égal au débit insufflé), de système semi-transversal (il n'y a pas d'extraction d'air vicié) ou de système transversal partiel (le débit d'extraction est plus faible que le débit d'insufflation).

Ces systèmes de ventilation sont schématisés sur la figure suivant

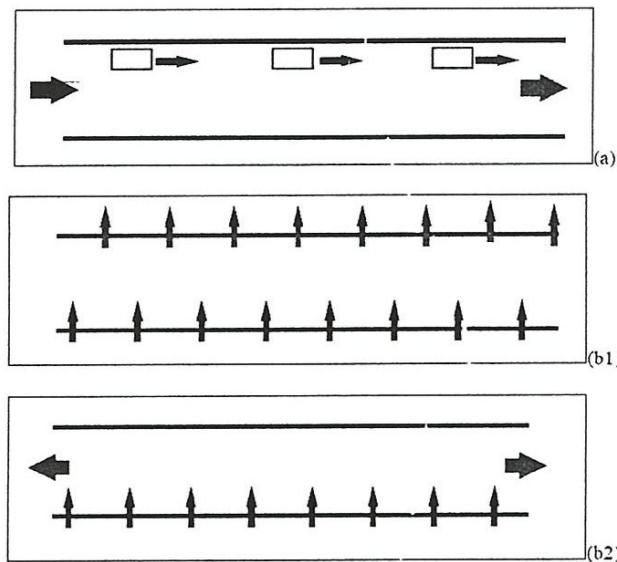


Figure 3.40 : Schéma des différents systèmes de ventilation en situation normale d'exploitation ;

Les flèches représentent le mouvement de l'air (air frais en bleu, air vicié en rouge) ;

(a) : système longitudinal ;

(b) : système transversal ; (b1) : transversal pur ou partiel ;

(b2) : semi-transversal.

3.5.3 Importance de la ventilation dans la conception générale d'un tunnel

- **Encombrement des équipements de ventilation**

Selon le système de ventilation, mais aussi le type d'ouvrage (géométrie voûtée ou rectangulaire), les contraintes d'installation des équipements de ventilation sont différentes. Cela peut impliquer des travaux de génie civil importants, qui peuvent avoir une grande incidence sur le coût d'un tunnel.

➤ **Ventilation longitudinale d'un tunnel voûté**

En ventilation longitudinale, le courant d'air est en général créé par des accélérateurs.

Quand le tunnel est voûté, la meilleure implantation des ventilateurs est en sous-face de la voûte et ne nécessite généralement pas de sur-excavation (voir figure 3.41). Dans le cas où une extraction massive est nécessaire, il faut prévoir l'implantation d'une station de ventilation (très grossièrement, entre 1000 et 5000 m³) à localiser à proximité du point d'extraction. Cette station doit être reliée à l'extérieur pour permettre la sortie des fumées en cas d'incendie. Cela peut conduire, le cas échéant, à construire des puits ou des galeries de transit pour le passage de l'air.

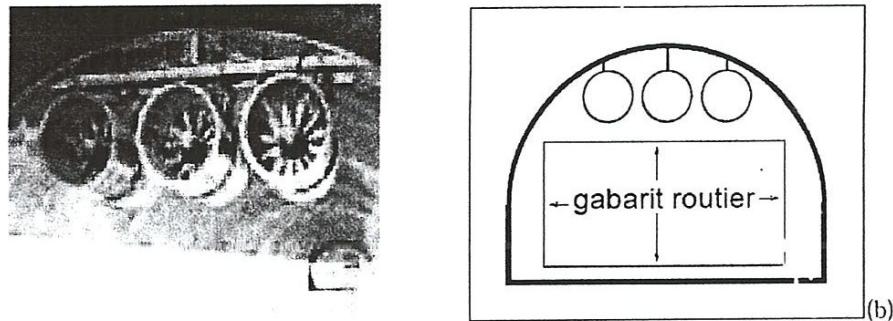


Figure 3.41: Implantation de ventilateurs en voûte de tunnel

➤ **Ventilation transversale d'un tunnel voûté**

Pour la ventilation transversale d'un tunnel voûté, il est généralement nécessaire d'implanter des gaines de ventilation pour le soufflage d'air frais et pour l'extraction d'air vicié ou de fumées. Dans la plupart des cas, les gaines sont implantées à l'intérieur du tube principal. Si la section du tube est en fer à cheval, on fait en général passer les gaines en plafond (figure 3.41(a) et (b)).

En cas d'incendie, selon les caractéristiques du tunnel, il peut être nécessaire d'insuffler de l'air frais en bas de la section. On aménage alors des canaux d'amenée d'air frais depuis les gaines jusqu'au niveau de la chaussée. Si la section du tube est circulaire, on fait en général passer l'air frais sous la chaussée et l'air vicié ou les fumées en plafond (figure 3.41(c)). Selon la largeur du tunnel, on peut être amené à insuffler de l'air frais des deux côtés de la chaussée.

On cherche, dans la mesure du possible, à permettre une circulation piétonne dans les gaines pour faciliter l'exploitation de l'ouvrage. L'encombrement des stations de ventilation peut être du même ordre que les stations d'extraction massive en ventilation longitudinale.

En fonction des contraintes d'implantation, on peut mettre en place de nombreuses petites stations (qui permettent des gaines de faible section) ou bien un nombre plus faible de grosses stations. Les stations de ventilation peuvent être souterraines ou construites à l'air libre.

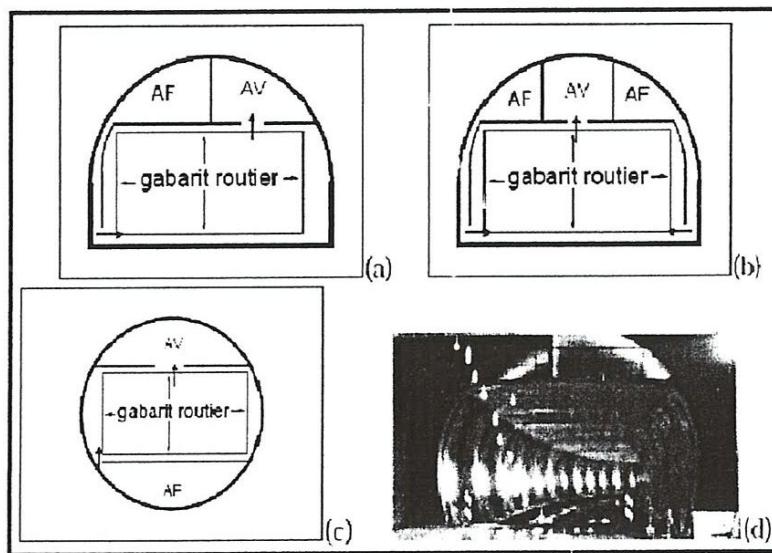


Figure 3.42: Exemples de configurations de gaines de ventilation en tunnel voûté ; AV est mis pour la gaine d'air vicié et AF pour la gaine d'air frais.

3.5.4 Les polluants

Les gaz d'échappement émis par les véhicules peuvent avoir plusieurs types d'effets pour les personnes présentes en tunnel :

- ✓ des effets sur la santé à court et à long terme dus à la toxicité des polluants,
- ✓ des effets sur la sécurité liés à la visibilité et à la distance d'arrêt en fonction de la vitesse autorisée,
- ✓ des effets sur le stress des usagers, liés à la transparence de l'air et aux odeurs.

Les taux limites de pollution fixés pour la détermination des débits d'air frais et le fonctionnement de la ventilation ne se réfèrent explicitement qu'à la toxicité et à la visibilité. Toutefois, ils incluent des marges par rapport à ce qui serait strictement nécessaire pour respecter ces deux critères afin de tenir compte des effets de synergie avec d'autres polluants non spécifiquement désignés ainsi que de la notion de confort (stress). Les taux de pollution jugés admissibles ont progressivement diminué au fil des années pour faire bénéficier les usagers des réductions d'émission de polluants des nouveaux véhicules et pour aller vers un meilleur niveau de service.

▪ Les différents polluants

Le premier gaz utilisé comme traceur de la toxicité des émissions des véhicules a été le monoxyde de carbone (CO). C'est un polluant facile à contrôler et dont les effets sur la santé sont assez bien connus en particulier pour des durées limitées d'exposition. Du fait de la baisse très importante des émissions de CO depuis la généralisation des pots catalytiques, ce polluant n'est généralement plus dimensionnant. Les oxydes d'azote (NOx) et parmi eux le

plus toxique le dioxyde d'azote (NO₂) apparaissent comme le critère principal de dimensionnement de la ventilation.

Les émissions de NO_x (traduites en NO₂) décroissent également du fait des réglementations qui régissent la réception des moteurs neufs, mais moins vite que le CO et surtout elles sont plus élevées pour les moteurs diesel, qui constituent une part importante du parc de véhicules légers. Pour les fumées, la décroissance est plus récente, mais suit la même tendance.

D'autres polluants réglementés au niveau des émissions ainsi que dans l'environnement, comme les composés organiques volatiles (COV) ou les hydrocarbures (HC) dont le benzène, également les particules fines en suspension ne sont pas des critères utilisables pour la régulation de la ventilation des tunnels. Ils sont contrôlés indirectement, en considérant le monoxyde de carbone, l'opacité et les oxydes d'azote comme traceurs vis à vis de ces autres polluants.

Dans les tunnels, les concentrations admissibles en gaz toxiques sont habituellement mesurées en volume et exprimées en ppm (parties par million). On peut aussi les exprimer en masse par unité de volume. On a la correspondance suivante : [9]

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Monoxyde de carbone} \\ \text{Monoxyde d'azote} \\ \text{Dioxyde d'azote} \end{array} \right.$	10^{-3} ppm	\longleftrightarrow	$1,14 \mu\text{g}/\text{m}^3$
	10^{-3} ppm	\longleftrightarrow	$1,23 \mu\text{g}/\text{m}^3$
	10^{-3} ppm	\longleftrightarrow	$1,88 \mu\text{g}/\text{m}^3$

3.5.5 Ventilation pour maintenir la qualité de l'air en tunnel (T1) [13]

En exploitation normale, le principe du système longitudinal consiste à créer au moyen des accélérateurs, un courant d'air suffisant pour assurer la dilution des polluants.

La ventilation sanitaire est asservie aux niveaux de pollution en tunnel : en mode normal le système est piloté automatiquement par la GTC par un asservissement à la détection des taux de monoxyde de carbone (CO), de monoxyde d'azote (NO) et de l'opacité.

Les niveaux de pollution sont donnés par un ensemble de 3 stations de mesures CO / NO / Opacité / Anémomètre par sens de circulation.

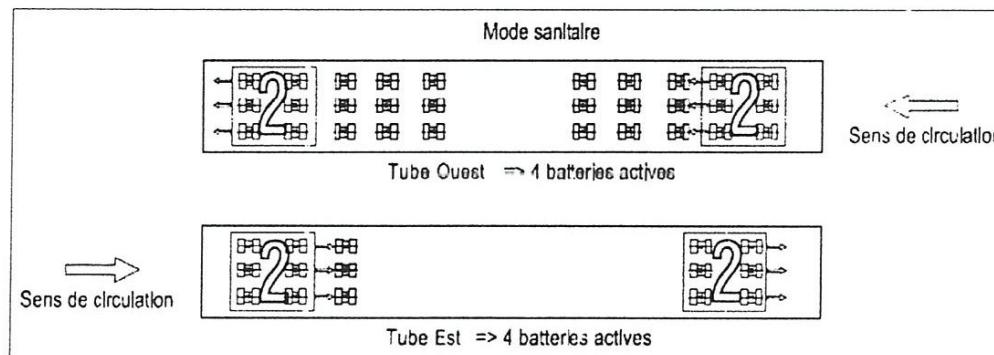


Figure 3.43: Principe de ventilation en mode sanitaire

▪ **Ventilation de désenfumage en cas d'incendie en tunnel (T1)**

En cas d'incendie, l'objectif est d'évacuer les fumées le plus rapidement et efficacement possible pour que l'usager ne soit pas incommodé.

L'opérateur est averti au Poste Contrôle Commande du déclenchement d'un incendie par l'intermédiaire de la détection incendie, du réseau de vidéo surveillance, du réseau d'appel d'urgence, ou de toute autre source. Le système de Gestion Technique Centralisée permettra à l'opérateur de lancer toute la procédure de désenfumage avec des scénarios préprogrammés, en fonction de l'incendie.

☞ **Incendie dans le tube Ouest**

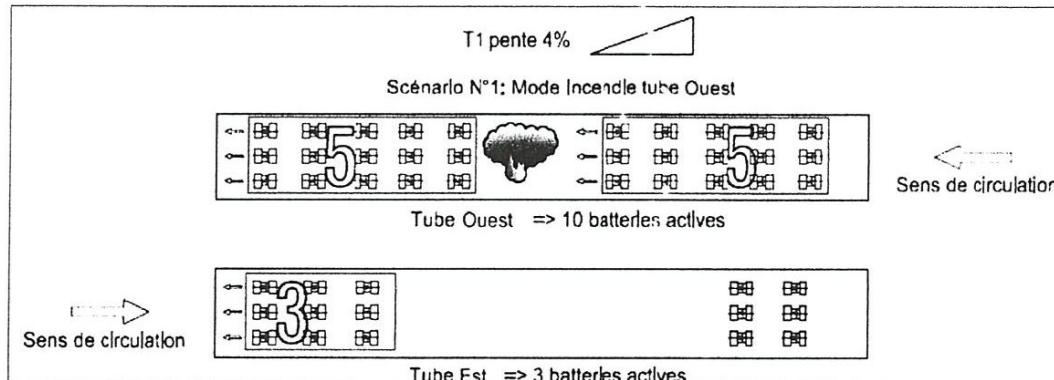


Figure 3.44: Principe de ventilation lors d'un incendie dans le tube Ouest

☞ *Incendie dans le tube Est*

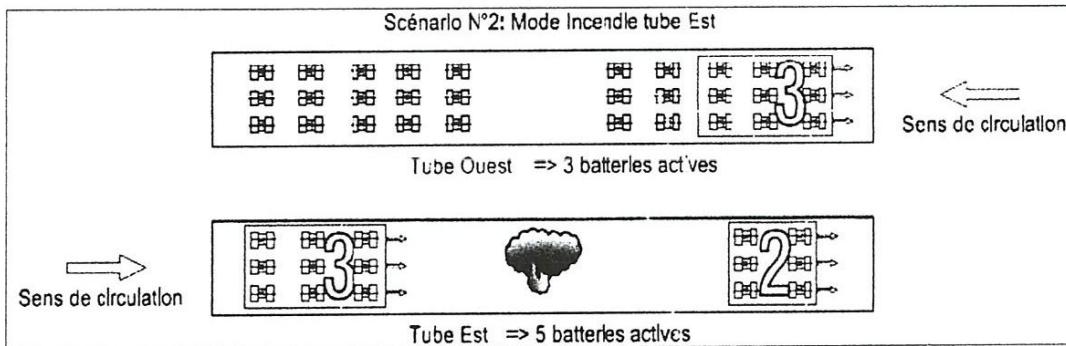


Figure 3.45: Principe de ventilation lors d'un incendie dans le tube Est

3.5.6 Les critères de choix [9]

Quand un tunnel est suffisamment court, il n'est pas nécessaire de le ventiler. Si un ouvrage est faiblement enterré, la création de zones non couvertes permet parfois de le subdiviser en plusieurs tunnels indépendants qu'il n'est pas nécessaire de ventiler, alors que la longueur totale de l'ouvrage n'aurait pas permis la ventilation naturelle s'il avait été couvert sur toute sa longueur.

Des solutions de couvertures partielles sont aussi à envisager lorsque c'est possible. Lorsque la surface d'ouverture d'une couverture partielle dépasse $1m^2$ par voie de circulation et par mètre linéaire, on considère que, du point de vue de la ventilation, l'ouvrage se comporte presque comme un ouvrage à l'air libre, et qu'aucune disposition particulière de ventilation n'est à prendre.

Une fois déterminées les caractéristiques géométriques du tunnel, il convient de commencer par analyser les possibilités laissées par l'application de l'instruction technique. Cela permet de prendre en compte le risque d'incendie et conditionne une grande partie des choix.

Le tableau suivant, résume les options autorisées selon le type de tunnel et sa longueur. Dans tous les cas sauf les tunnels bidirectionnels urbains, non urbains à trafic non faible de plus de 1000 m, et non urbains à trafic faible de plus de 1500 m, l'instruction technique laisse une latitude de choix pour le système de ventilation.

Après avoir sélectionné les possibilités laissées par l'instruction technique, cinq catégories de paramètres aident à choisir les grandes lignes du système de ventilation, et ce dès les études préalables :

- ✓ le trafic ;
- ✓ l'exploitation ;
- ✓ l'environnement ;
- ✓ les autres données propres à l'ouvrage ;
- ✓ le coût.

Tunnels urbains unidirectionnels

longueur	absence de ventil.	ventil. longitudinale	ventil. transversale
300 m < L < 500 m	interdit	possible	possible
500 m < L < 1500 m	interdit	possible (1)	possible
1500 m < L < 3000 m	interdit	possible (1)	possible (2)
3000 m < L	interdit	possible (1)	possible (2')

Tunnels urbains bidirectionnels

longueur	absence de ventil.	ventil. longitudinale	ventil. transversale
300 m < L < 1500 m	interdit	interdit	possible
1500 m < L < 3000 m	interdit	interdit	possible (2)
3000 m < L	interdit	interdit	possible (2')

Tunnels non urbains unidirectionnels à trafic non faible

longueur	absence de ventil.	ventil. longitudinale	ventil. transversale
300 m < L < 500 m	possible	possible	possible
500 m < L < 800 m	interdit (3)	recommandé	possible
800 m < L < 3000 m	interdit	recommandé	possible
3000 m < L < 5000 m	interdit	recommandé	possible (2')
5000 m < L	interdit	recommandé (1)	possible (2')

Tunnels non urbains bidirectionnels à trafic non faible

longueur	absence de ventil.	ventil. longitudinale	ventil. transversale
300 m < L < 500 m	possible	possible	possible
500 m < L < 800 m	interdit (3)	possible (1')	possible
800 m < L < 1000 m	interdit	possible (1')	possible
1000 m < L < 3000 m	interdit	interdit	possible
3000 m < L	interdit	interdit	possible (2')

Tunnels non urbains bidirectionnels à trafic faible

longueur	absence de ventil.	ventil. longitudinale	ventil. transversale
300 m < L < 1000 m	possible	possible	possible
1000 m < L < 1500 m	interdit	possible	possible
1500 m < L < 3000 m	interdit	interdit (4)	possible
3000 m < L	interdit	interdit (4)	possible (2')

Tableau 3.5 : Tableau de synthèse des dispositions de l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 pour les tunnels de longueur supérieure à 300 m; (1) extraction massive ; (1') mesures compensatoires (cf. texte) ; (2) contrôle du courant d'air souhaitable ; (2') contrôle du courant d'air obligatoire ; (3) sauf mesures compensatoire ; (4) sauf s'il n'est pas possible de faire mieux (c'est à dire si le système transversal n'est pas efficace).

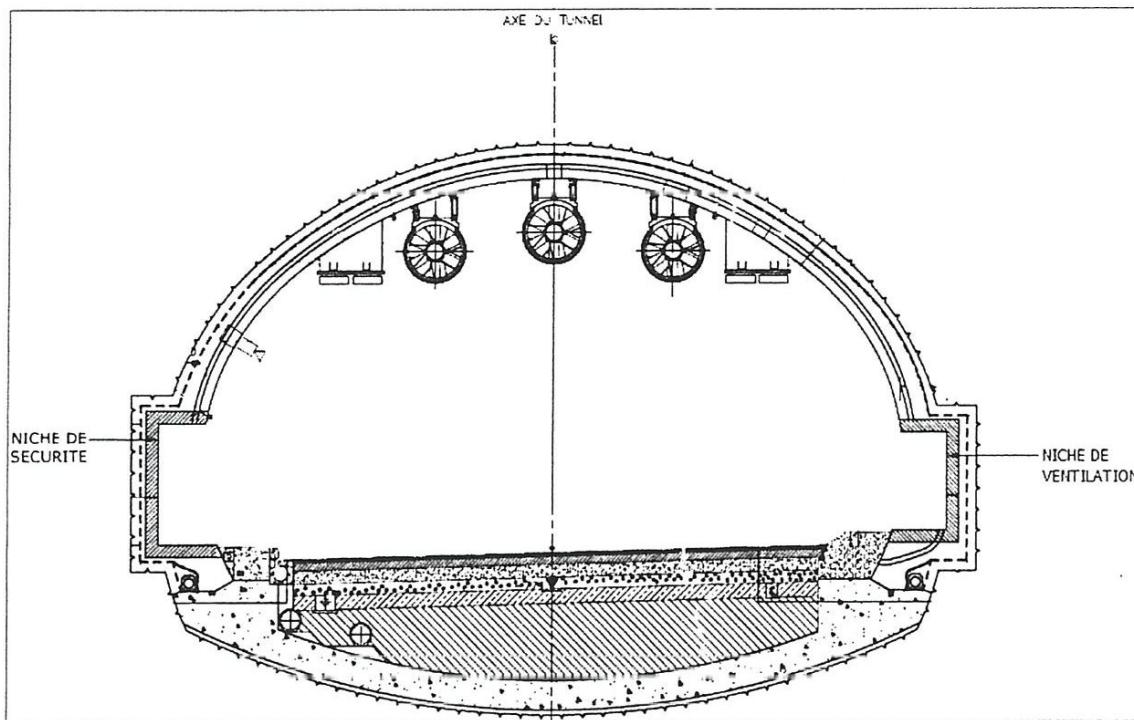


Figure 3.46: Coupe type au droit d'une batterie d'accélérateur pour le tunnel T1 (tube gauche)

Une particularité fondamentale des tunnels est le besoin d'un éclairage de jour. En effet, dans la plupart de ces ouvrages, la lumière naturelle ne pénètre que sur une distance de l'ordre d'une à trois fois leur plus grande dimension transversale, en fonction de l'orientation et du site. Au-delà, les conditions lumineuses sont insuffisantes pour assurer la visibilité d'obstacles éventuels, ou même le guidage des usagers. L'éclairage propre des véhicules ne permet absolument pas de satisfaire les besoins de vision à l'entrée des tunnels.

3.6.1 Objectifs de l'éclairage [9]

Pour des raisons de coût, il n'est pas possible de rétablir en tunnel des conditions d'éclairage identiques à celles qui règnent de jour à l'extérieur.

Dans les premières centaines de mètres du tunnel, l'installation d'éclairage diurne est dimensionnée pour assurer une vision suffisante d'éventuels obstacles sur la chaussée, en palliant les défauts d'adaptation spatiale et temporelle. Après une première réduction au passage de l'entrée, qui est brusque mais conçue pour rester acceptable pour la visibilité. Les niveaux d'éclairage décroissent progressivement, jusqu'à atteindre les niveaux nettement plus faibles de la section courante.

L'installation est conçue pour permettre à un automobiliste, tout au long de son déplacement, de distinguer un obstacle gisant sur la chaussée, suffisamment loin devant lui pour pouvoir s'arrêter en toute sécurité. La distance de visibilité prise en compte dans les calculs est égale à la distance d'arrêt sur route mouillée correspondant à la vitesse retenue pour le projet.

Les niveaux de section courante sont choisis en fonction de considérations de sécurité, mais aussi le plus souvent de confort. Ils n'assurent que quelques millièmes du niveau extérieur maximal et sont du même ordre de grandeur que ce qu'offre un éclairage public nocturne.

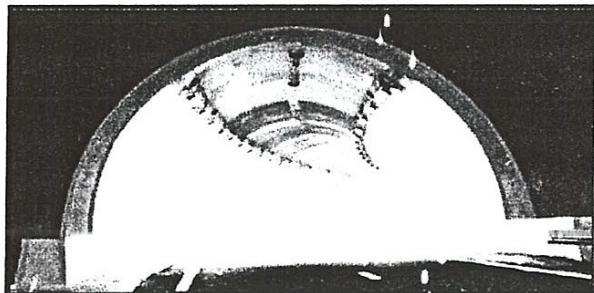


Photo 3.29: Éclairage de renforcement d'entrée allumé

Tunnel de la Grand-Mare à Rouen

3.6.2 Zones d'éclairage [9]

L'éclairage du tunnel est divisé en plusieurs zones permettant un dégradé de luminosité tout au long du tunnel dans le but d'assurer une meilleure luminosité, un meilleur confort et une meilleure sécurité aux usagers.

Il apparaît ainsi en tunnel deux zones successives :

- la zone dite d'entrée où les niveaux d'éclairage sont renforcés et décroissent progressivement vers l'intérieur de l'ouvrage.
- la zone de section courante qui correspond au reste du tunnel: le niveau y est constant et beaucoup plus faible, mais assure cependant la visibilité nécessaire au conducteur dont l'oeil s'est adapté.

Dans certains cas particuliers de tubes unidirectionnels où existent de sérieux risques de gêne et d'éblouissement à la sortie, on prévoit de jour une troisième zone : la zone de renforcement de sortie destinée à faciliter l'adaptation de l'usager aux conditions lumineuses extérieures.

Notons toutefois que l'œil se réadapte beaucoup plus vite lorsqu'il passe d'un environnement sombre à une situation plus claire. Dans les tubes bidirectionnels, l'éclairage de renforcement d'entrée d'un sens de circulation joue le rôle de renforcement de sortie pour l'autre sens.

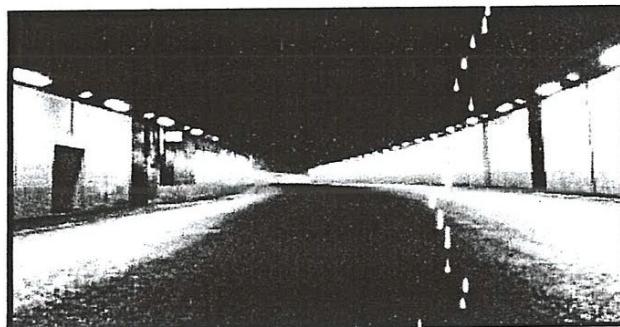


Photo 3.30 : éclairage pour section courante

Tunnel de nogent sur a 86 dans le val de marne

3.6.3 Classification des tunnels pour l'éclairage [9]

Pour les besoins du projet d'éclairage, il est utile de distinguer deux catégories d'ouvrages :

- les tunnels "longs" qui comportent à la fois une zone d'entrée et une zone de section courante.
- les tunnels "courts" où il n'existe pas de section courante, voire pas d'éclairage diurne du tout.

Les appellations "court" et "long" s'entendent ici du seul point de vue de l'éclairage.

Il convient de s'y reporter pour des longueurs inférieures à :

- 125 m pour un tunnel urbain,
- 150 m pour un tunnel interurbain bidirectionnel à fort trafic (supérieur à 2 000 véhicules par jour et par sens en moyenne annuelle) ou à vitesse importante (supérieure à 70 km/h),
- 200 m pour les autres types de tunnels.

3.6.4 Types d'éclairage en tunnel T1 [13]

1 -Eclairage de base

L'éclairage de base se compose de luminaires équipés de lampes Sodium Haute Pression de 2x100 W, espacés d'environ 10 m sur 2 files. L'éclairage est de type symétrique.

2 -Eclairage de renforcement

L'éclairage de renforcement est installé en entrée et en sortie de chaque tube. Il se compose de luminaires équipés de lampes Sodium Haute Pression de 150, 250 et 400 W.

3 -Eclairage de sécurité

Le tunnel est équipé d'un éclairage de sécurité pour permettre aux usagers d'évacuer le tunnel en cas de panne de l'alimentation électrique. L'éclairage de sécurité assure un niveau minimal d'éclairement sur la chaussée de 20 lux en moyenne. Il est réalisé par des luminaires 2x (1x100) W SHP implanté coté voie lente tous les 20 m environ.

- Les réseaux d'éclairage de sécurité sont directement alimentés depuis le réseau maintenu.
- Les câbles sont de type armés et sont fixés à la voute. Leur alimentation est réalisée suivant un principe de cantonnement d'environ 400 m.
- Les boîtes de dérivation des appareils du réseau d'éclairage de sécurité sont de type résistant au feu et fixées en voute.

3.7 Équipements de sécurité en tunnel T1

3.7.1 Réseau de vidéo surveillance [13]

Le système de vidéo surveillance comprend 40 caméras (20 dans chaque tube) répartis environ tous les 100 m et couvrant l'ensemble des deux tubes du tunnel.

Chaque galerie de communication inter-tube et l'entrée de chaque tube est équipée d'une caméra.

Globalement l'ouvrage dispose à un ensemble d'enregistrement des flux vidéo. Au PCC (Poste Contrôle Commande) des équipements de décompression et de démultiplexage des images permettent l'affichage des images vers des moniteurs vidéo. Chaque sens de circulation dispose d'un système indépendant (un moniteur principal, un moniteur spot et un clavier de contrôle) avec la facilité d'enregistrement ou de revue de scène.

Le réseau de vidéosurveillance permet d'assurer une couverture vidéo complète des voies de circulation de l'ouvrage.

Les caméras sont alimentées depuis les armoires présentes dans les niches de sécurité.

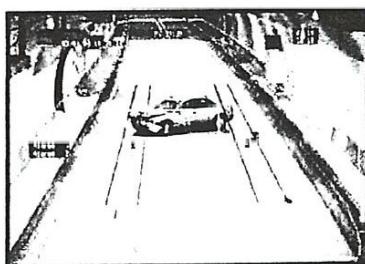


Figure 3.47: Exemple détection d'un véhicule accidenté avec un système DAI

(Détection Automatique d'Incident)

- Le système permet le traitement des images et la génération des alarmes vers l'opérateur du PCC.

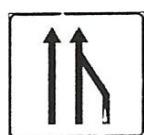
3.7.2 Signalisation et signalétique des dispositifs de sécurité [13]

➤ En entrée de chaque tube

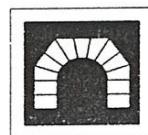
Un panneau AK14 de type PMV (Panneau à Message Variable) est installé à 800 m de la tête de chaque côté de la chaussée. Des panneaux KD10 de type PMV sont disposés à 600 et 400 m de la tête de chaque côté de la chaussée. Un panneau C111 indique le début de l'ouvrage.



AK14



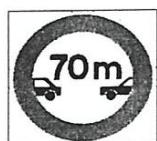
KD10



C111

Des panneaux B14 de type PMV sont installés en amont des demi-barrières de fermetures et Permettent de limiter la vitesse en fonction des conditions de circulation (90, 70 et 50 km/h).

Les panneaux et B17 indiquent respectivement le gabarit maximal des véhicules et l'inter-distance minimale à respecter entre deux véhicules.



B17



B14

➤ *En tunnel*

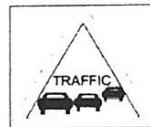
Un ensemble des panneaux de guidage des usagers vers les issues de secours est implanté tous les 25 m sur chaque piédroit, Sur les portes des galeries inter-tube coté face galerie.



DP2a



CE29



Signalétique sur
Porte donnant sur circulation



CE2a

➤ *En sortie du tunnel*

Un panneau C112 indique la fin de l'ouvrage.



C112

➤ *Signalisation d'affectation des voies*

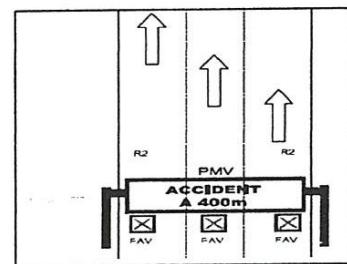
Les FAV (Feu d'Affectation des Voies) du tunnel T1 sont disposés en amont 2 portiques, au niveau des PMV (Panneau à Message Variable), au niveau du fronton et tous les 400 m en tunnel. Les feux permettront l'affichage des pictogrammes suivants



R21a



R21b



PMV

3.7.3 Les Niches [13]

➤ *Niches de sécurité*

Les niches de sécurité possèdent les équipements suivants

1 PAU (Poste d'Appel d'Urgence) repéré matériellement par un panneau lumineux CE2a, 2 extincteurs portables d'une capacité unitaire de 6 kg, repérés par un panneau lumineux CE29, 1 prise secteur d'un minimum de 2,5KVA ,et 1 prise de puissance d'un minimum de 12 KVA.

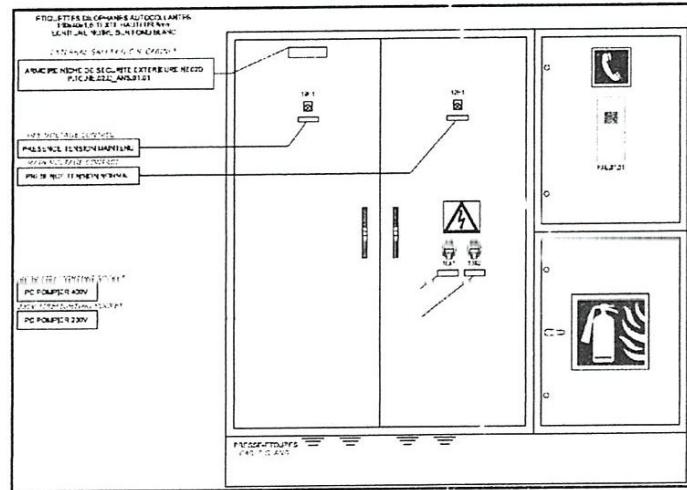


Figure 3.48: Détail de l'implantation du PAU et des extincteurs

Les niches de sécurité sont repérées matériellement par les panneaux lumineux CE2a et CE29.

Les galeries inter-tube piétons et véhicules sont également pourvus des équipements de sécurité précédents.

Les dimensions de La niche de sécurité sont 1,5m de largeur, 1m de Profondeur et 2.2m de Hauteur.

Les niches de sécurité sont installées en piédroit latéral côté voie lente. Deux sont disposées à l'extérieure aux têtes de chaque tube ainsi que 12 implantées tous les 150 m environ en tunnel. Chaque sens de circulation comprend 14 niches de sécurité.

Les niches de sécurité et leurs équipements sont accessibles aux PMR (Personne à mobilité réduite)

➤ Niches incendie

Les niches incendie sont installées en piédroit latéral côté voie lente. Elles sont disposées tous les 200 m environ et disposent d'une bouche d'incendie. Chaque sens de circulation possède 9 niches incendies.

D'une connexion siamoise qui a pour but de permettre une possible régulation de pression ou alimentation en eau complémentaire par les véhicules de la Protection Civile.

3.7.4 La Sous-station [13]

Le tunnel T1 possède deux postes d'alimentation disposés à chaque tête du tunnel, la sous-station de transformation Nord et Sud. Chacun de ses postes alimentent les deux demi-tubes du tunnel.

Dans chaque sous-station seront installés

- ✓ Les postes électriques sont desservis par une arrivée HT de 30 kV fournie par SONELGAZ.
- ✓ redresseur/chargeur – batterie – onduleur d'une autonomie de 30 minutes.
- ✓ Un groupe électrogène est installé. Ils assurent l'alimentation pendant 72 heures.
- ✓ Deux Bassin de 80 m³ dans la sous-station de la tête Nord.

Le but de la sous-station est transférer les informations du tunnel (système d'éclairage, ventilation, sécurité) vers le PCC (Poste Contrôle Commande) d'el-harouch qui analyser les informations.

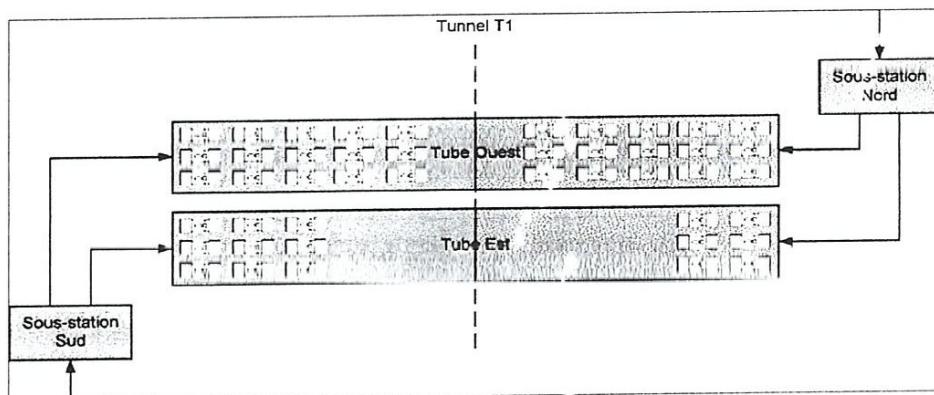


Figure 3.49: Implantation des sous-stations et le système de ventilation

Chapitre:IV

Assurance qualité des travaux

4.1. Contrôle qualité pour le pré consolidation (system FIT)

4.1.1. Vérification de l'implantation des trous de forage [7]

Le nombre des trous de forage, les angles et les distances décrites ci-dessous peuvent être changés et ajustés selon les conditions et le constat fait durant le creusement.

a) Le marquage

La conformation de la position de forage contenu la Fixation du centre sur la face et faire le marquage avec une peinture.

Le Marquage des positions des tubes « GFRP » sur le front de taille se fait conformément aux distances et angles indiqués sur le plan d'exécution. (voir annexe B)

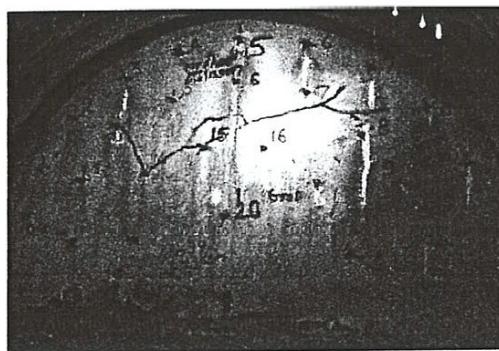


Photo 4.1 : Marquage des trous

b) Le nombre

Le control de la quantité de forage contenu la vérification des intervalles de disposition du tube et le nombre total des forages pour tubes GRFP se font selon un plan DEX approuvé par le maître de l'ouvrage (voir annexe B)

c) La profondeur

La vérification de la profondeur du forage est assurée par la longueur réelle des tubes GRFP et le nombre des tubes à introduire (.L = 3.00m.)

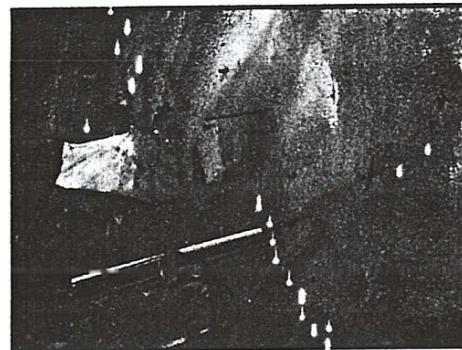
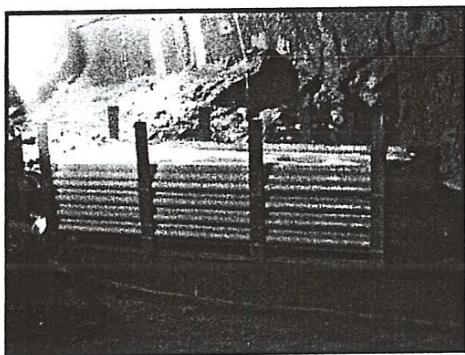


Photo 4.2: Longueur réelle du tube

d) L'inclinaison

La vérification de l'inclinaison de forage consiste à la mesure de l'angle formé entre l'horizontal et l'axe du trou de forage. Cette inclinaison est variable selon la position du tube GFRP, au front, à la périphérie ou radial (voir annexe B).

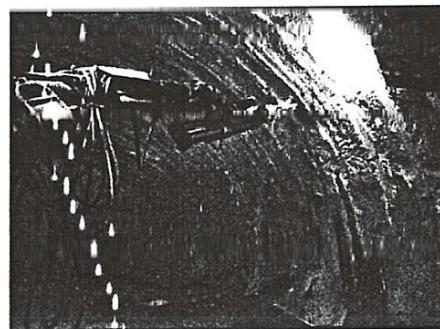
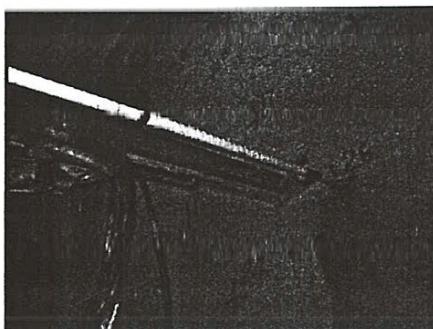


Photo 4.3: L'inclinaison de forage

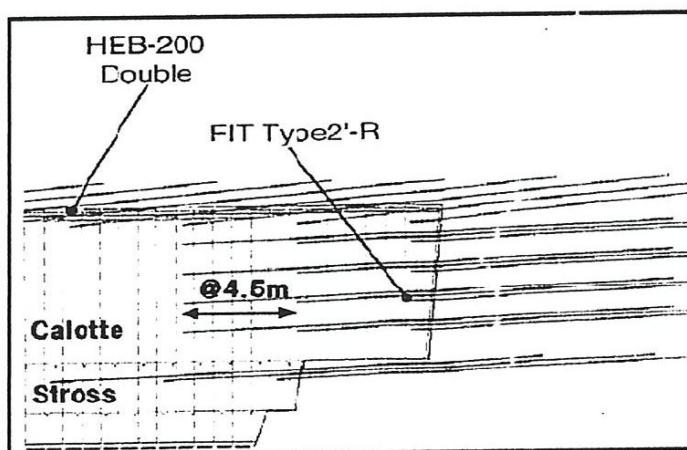


Figure4.1: Coupe longitudinal du tunnel et l'inclinaison des forages

Exemple de fiches pour les relevés des mesures des forages

Début de foration : 08 :00 h

forage : 9.45h

fin de forage : 17.45h

Cintre	position	N° point	Longueur (m)	Durée de foration(min)
1	RADIAL	8	7.5	120
2	RADIAL	9	7.5	135
3	FRONTAL	12	13.5	360
4	FRONTAL	15	13.5	450
Total		44	54 m	585

4.1.2. Contrôle de l'injection

Le Fit Milk est le coulis utilisé pour les injections des tubes GFRP. IL est composé de ciment et eau. La formulation et les caractéristiques du coulis d'injection seront définies à la proposition de l'entrepreneur et après l'approbation du maître de l'ouvrage.

Pour le control de l'injection, on contrôlera la quantité et la pression d'injection en fonction des conditions réelles du terrain. De même pour les dispositifs de surveillance et d'alerte pour prévenir tout mouvement de sol durant les injections. [10]

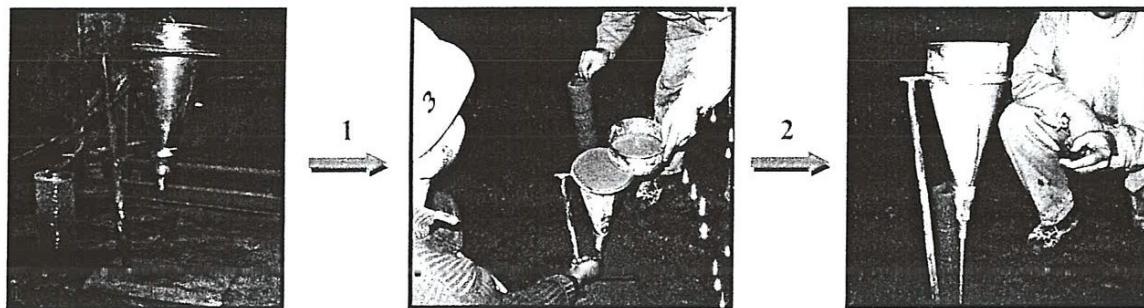
- a) Contrôle du coulis frais
 - ❖ *Le contrôle de la viscosité*

Cet essai permet de déterminer la viscosité pour le fit Milk (le coulis du ciment) qui utilise dans les travaux de l'injection.

➤ *Essai de la viscosité*

La mesure de viscosité s'effectue classiquement au moyen du cône d'écoulement de type MARSH à ajutage de 5 mm de diamètre et en mesurant le temps d'écoulement avec le chronomètre.

La viscosité 'v' s'exprime en secondes et correspond au temps d'écoulement de 946 cm^3 de coulis.



Photos 4.4: Méthode de mesure la viscosité

❖ *Le contrôle de la densité*

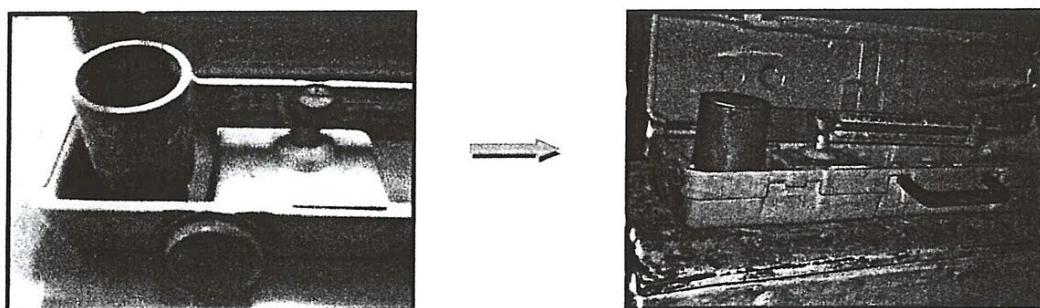
➤ *Essai de la densité*

Cette mesure a pour but de vérifier si avec les dosages pratiqués pour la fabrication du béton on obtient bien un mètre cube de béton. La tolérance admise étant de 5%.

Les mesures de la densité sur le chantier à l'aide d'un appareil habituellement utilisé qui est le densimètre à la balance BAROID (MUD BALANCE) qui facilite les mesures.

L'essai est assez simple et nécessite peu de moyens. IL suffit de remplir un moule de volume connu (V) (dans les mêmes conditions que celle du chantier) et de le peser, soit une masse (M).

La masse volumique se déduira alors de: $\rho = \frac{M}{V}$ [10]



Photos 4.5: Méthode de mesure la densité par la balance BAROID (MUD BALANCE)

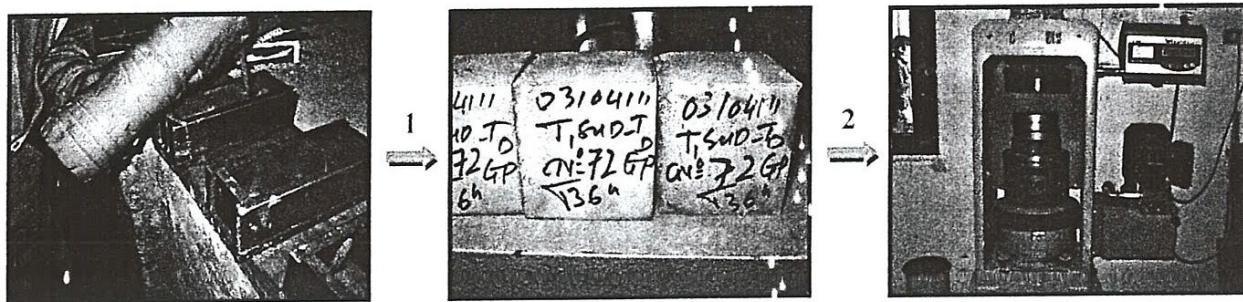
Code du béton	Viscosité (seconde)	Densité (g/m ³)
Fit Mortier (FMH-04)	20 ± 5	$1,76 \pm 0,05$
Fit Mortier (FMB-03)	17 ± 5	$1,69 \pm 0,05$

Tableau 4.2: Exemples de viscosité et densité de Fit Milk

b) Contrôle du coulis durci

❖ *Le contrôle de la résistance à la compression*

Des prélevements par moules cubiques (5x5x5cm) seront pris. Les échantillons seront testés par compression simple et devront avoir une résistance minimale selon la destination du coulis, de 5MPa/24h pour le coulis de consolidation du sol type FIT. (voir annexe O)



Photos 4.6: Méthode de mesure de la résistance à la compression

c) La pression d'injection [12]

La pression de claquage sera établie et vérifiée expérimentalement à l'issue d'essais préalables pour déterminer la pression d'injection optimale.

Les centrales d'injection seront équipées du manomètre ou numérique (voir photo 4.7).

Les manomètres seront placés au niveau de la pompe d'injection et permettront d'évaluer la perte de charge et au besoin de corriger la pression.

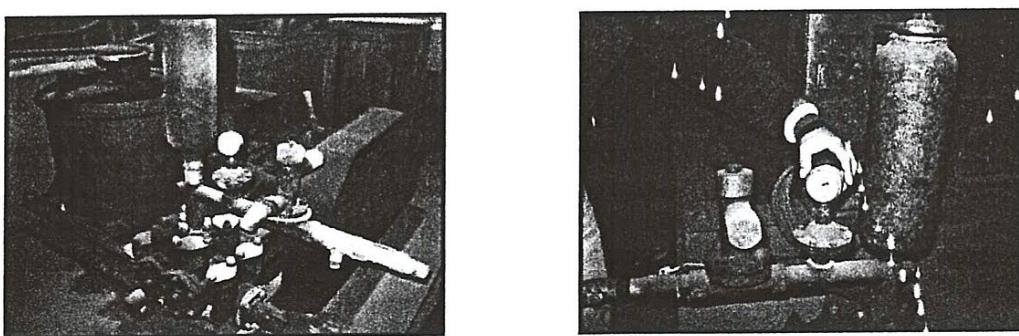


Photo 4.7: Centrale d'injection équipée de manomètre de pression

d) Quantité du coulis injecté

Les quantités maximales seront précisées à la fin de chaque phase de traitement par tube et par front selon la nature du terrain (voir fiche pour relevé de mesure d'injection).

Exemple de fiche pour les relevés des mesures d'injection

RAPPORT JOURNALIER DES TRAVAUX DE CONFORTEMENT PAR (FIT) TUNNEL-1							
Portail	Tube	PK	Cintre N°	Date	Poste de travail		
					JOUR NUIT		
Position	N° Point	Formulation	Densité	Viscosité	Volume (L)	Pression d'injection (bar)	Durée
TOTAL							

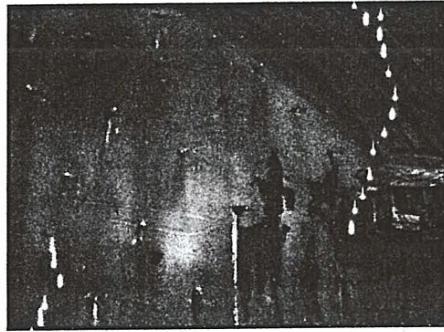


Photo 4.8: Injection de coulis par tube et par front

4.1.3. Contrôle de la conformité de la mise en place de pré-consolidation [11]

Enfin, il faut faire un contrôle consiste à la vérification de la conformité par rapport au plan remis. Ce contrôle contient la vérification de nombres et l'espacement entre les trous avec la conformité de profondeur et l'inclinaison avec une inspection. (voir annexe B)

4.1.4. Control de la qualité de creusement

Durant les travaux d'excavation du tunnel, L'Entrepreneur exécutera un relevé géologique quotidien des conditions exposées sur le front de taille, la calotte, le stross et le radier de l'excavation. [7]

a) Le contrôle topographique en (X, Y, Z)

Par la Vérification du relevé géologique quotidien, Par la Vérification de la déviation de l'axe en plan $\pm 50\text{mm}$, et la Vérification de l'écart entre la ligne théorique et réelle de l'excavation : [12]

- Points de niveau clé de voûte, et pieds droit $\pm 1\text{mm}$
- Points de niveau Radier $\pm 5\text{cm}$

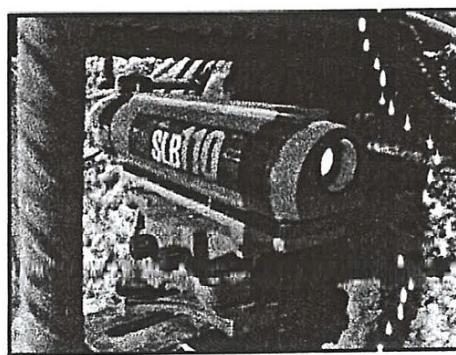


Photo 4.9: Control topographie

La section transversale du tunnel sera profilée après chaque avancement d'un (1m) de la calotte, du stross ou du radier et la fourniture d'appui. Le profilage sera par "Leica XYZ" ou un instrument équivalent à condition qu'il soit approuvé par le Service Contractant.

Il devra être capable d'enregistrer les dimensions avec une précision de $+\text{- }5\text{mm}$. Les coordonnées tridimensionnelles de tous les points mesurés seront fournies au Service Contractant en fichier électronique sous format Excel ou équivalente comme convenu. Ces Coordonnées doivent être raccordées aux niveaux et chaînage absolus du projet.

b) Respect du gabarit théorique

La vérification du gabarit final ne devra être effectuée avant que les mesures d'auscultations aient montré que le taux de déplacement radial à la périphérie du tunnel est inférieur à 2 mm par mois.

Le gabarit final devra être mesuré à intervalles dans la direction longitudinale et à des points le long de la périphérie du tunnel, tel que proposé par l'Entrepreneur et approuvé par le Service Contractant. [12]

- La vérification finale du gabarit sera faite en présence du Service Contractant après l'achèvement de toutes modifications du profil et préparation de la surface conformément aux spécifications.

Le rapport contenant l'enregistrement des résultats signé conjointement, sera la base des travaux d'étanchéité, tels que décrits par les spécifications.

c) Control de la qualité du terrain en coupe géologique

- Confirmation de la formation géologique par vérification et analyse du terrain sortant du trou du forage (forage de pré-consolidation) ou par des pressiomètres horizontaux forés au front de taille sur une profondeur importante (30 à 50m de profondeur) [8]

- Levé géologique réalisé par les géologues (voir annexe C).
- Prospection géophysique lors de l'étude préliminaire du projet (voir annexe D).
- Contrôle et suivi de l'évolution de la nature des terrains au cours de creusement avec l'établissement des notes RMR (voir annexe E).

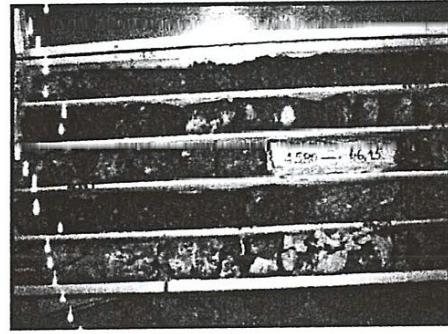
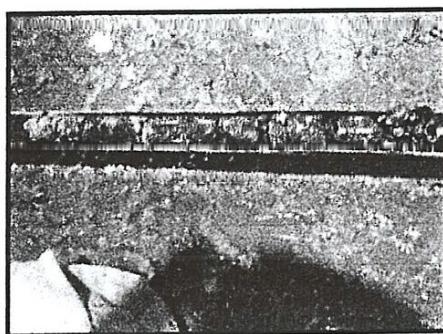


Photo 4.10: Essai de pressiomètre horizontal au front de taille

4.1.5. Control de la stabilité de l'ouvrage (tunnel) [12]

Ce sont les plus fréquemment effectuées en tunnel car les plus simples à réaliser. Elles consistent à mesurer le raccourcissement de la distance entre deux points opposés de la paroi de l'excavation. Contrairement aux mesures à l'aide d'extensomètres, ce sont des mesures relatives. Elles représentent la déformation cumulée de l'ensemble du massif.

Ces mesures permettent de suivre l'évolution de la stabilité de l'ouvrage dans le temps en fonction de l'éloignement du front, du fluage éventuel du terrain et surtout des options prises pour le soutènement.

Elles sont maintenant généralement réalisées au moyen d'appareil à visée optique dont la précision est de l'ordre du dixième de millimètre.

Les sections de mesures de convergences sont composées de 3 à 7 Cibles selon l'importance de l'ouvrage et sont espacées de 25 à 100 m le long de l'ouvrage selon la nature du terrain.

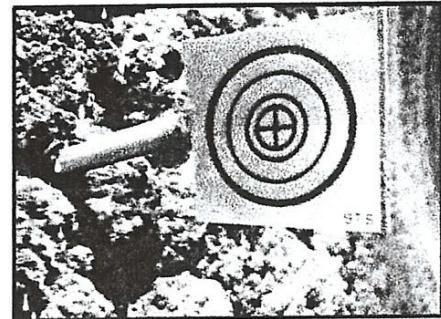
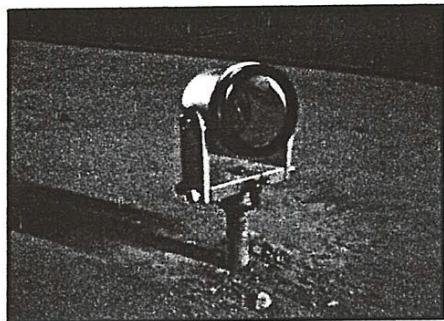


Photo 4.11: Cibles optique

La fréquence minimale, à laquelle les relevés de tassemement des repères en surface se déroulront, est la suivante.

Distance du front de taille	Fréquence
Plus que 50m en amont	une fois par mois
A 50m en amont	journalier
A 50m en aval	journalier
Entre 50m et 100m en aval	2 fois par semaine
Entre 100m et 200m en aval	une fois semaine
Entre 200m et 500m en aval	2 fois par mois
Plus que 500m en aval	une fois par mois

Tableaux 4.3: Relevés de tassemement

4.2. Contrôle qualité pour le soutènement provisoire

4.2.1. La pose des cintres

a) assemblage

- Vérification de l'approbation des cintres utilisés (HEB, Réticulé, etc....).
- Le contrôle de l'assemblage des cintres (calotte et stross supérieur) consiste à la vérification visuelle des boulons et de la fixation des éléments des cintres (plaques d'assemblage des éléments).
- Vérification des dispositifs d'appui d'entretoisement et de blocage des cintres. [4]

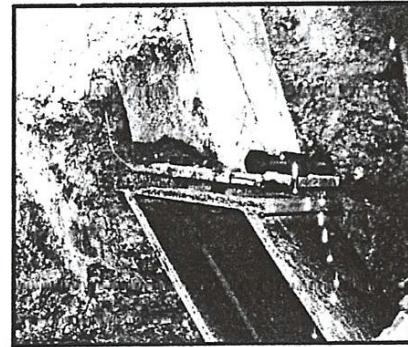
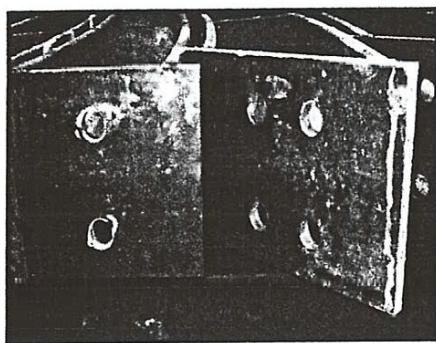


Photo 4.12: assemblage des cintres par boulons

b) vérification de la verticalité et l'alignement des cintres

- La verticalité de la pose des cintres se fait topographiquement avec une fréquence accordée par le maître de l'ouvrage (exemple chaque 10 cintres). [4]

4.2.2. La pose de radier provisoire

a) assemblage

- Le contrôle de l'assemblage de radier provisoire (stross inférieur et contre vouté) consiste à la vérification des boulons et soudeur des pièces, et le Contrôle de la régularité de chaque pièce d'approvisionnement par contrôle visuelle. [4]

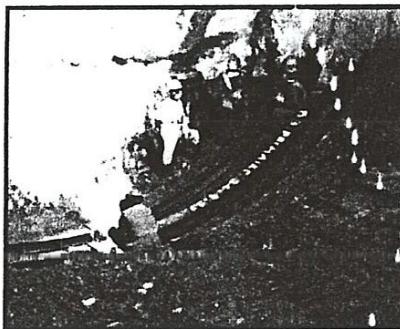


Photo 4.13: Assemblage des cintres par soudure

4.2.3. Le béton projeté (BP)

Le béton projeté est un béton qui est projeté à grande vitesse sur une surface au moyen d'air comprimé. La force de l'impact sur la surface compacts ce qui l'empêche de s'affaisser ou de couler.

Le béton projeté a des propriétés similaires à celles d'un béton ordinaire de composition similaire (le béton projeté est composé des granulats 0-5mm et 5-12.5mm, sable dune, ciment, eau et accélérateur de prise) et mis en place de façon usuelle si ce n'est en fait qu'une méthode de mise en place d'afférente. Cette méthode permet d'éviter l'utilisation des coffrages, elle ne nécessite qu'une surface de support et peut être utilisée sur des surfaces courbes et irrégulières. [12]

- a) Le contrôle en cas frais
 - ❖ *Le contrôle d'affaissement*

➤ *Essai d'affaissement*

✓ OBJET

La présente norme a pour objet de définir un essai des bétons frais dit « essai d'affaissement », qui sert à mesurer la fluidité des bétons après gâchage. Cet essai est appelé également « essai au cône d'ABRAMS ». [10]

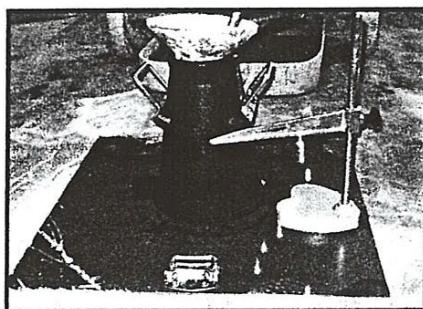


Photo 4.14: Cône d'ABRAMS

✓ APPAREILLAGE

1. MOULE

Le moule sans fond de forme tronconique a les dimensions intérieures suivantes (en millimètres) :

- diamètre du cercle de la base supérieure : $100 \pm 0,5$ mm
- diamètre du cercle de la base inférieure : $200 \pm 0,5$ mm
- hauteur : 300 ± 1 mm

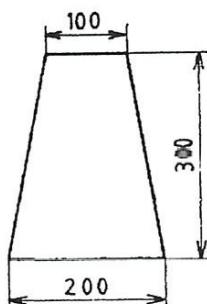


Figure 4.2: Moule de cône d'ABRAMS

2. TIGE DE PIQUAGE

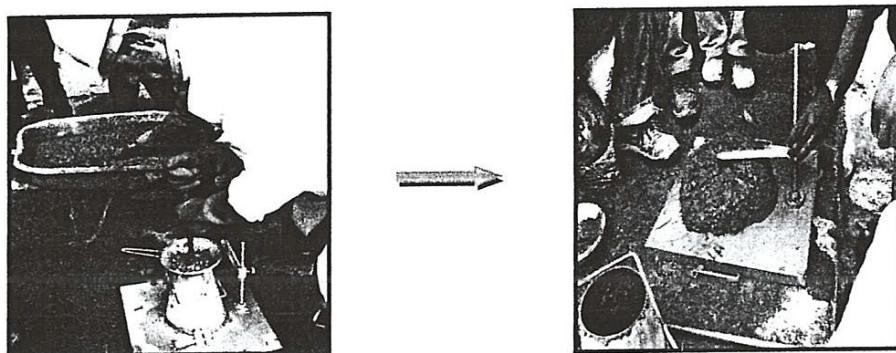
Tige en acier, diamètre 16 mm. Longueur 600 mm à extrémités hémisphériques.

4. SURFACE D'APPUI DE L'ENSEMBLE

La surface d'appui doit être plane et horizontale, rigide et non absorbante. Elle est généralement métallique, elle ne doit pas recevoir de chocs ou de vibrations pendant l'essai.

✓ MODE OPÉRATOIRE

- Piquer chaque couche (3 couches) 25 fois, avec la tige de piquage, en répartissant les enfoncements uniformément sur la surface du béton et en faisant pénétrer la tige dans la couche sous-jacente s'il y a lieu.
- Démouler immédiatement en soulevant le moule avec précaution, lentement, à la verticale et sans secousses.



Photos 4.15: Méthode de mesure d'affaissement

✓ RESULTATS ET INTERPRETATION

L'affaissement est mesuré par la différence de hauteur entre la base et le niveau supérieur du béton après démolage. Le résultat obtenu ainsi de classer les bétons. Cependant, il est évident qu'il ne peut concerner les bétons trop fermes dont l'affaissement n'est plus mesurable.

Mise en œuvre	Affaissement (cm)	Béton
Vibration puissante	0 à 2	Très ferme
Bonne vibration	3 à 5	Ferme
Vibration courante	6 à 9	Plastique
Piquage	10 à 13	Mou
Léger piquage	> 13	Très mou

Tableau 4.3: Classification des bétons et la puissance de serrage nécessaire pour les mettre en œuvre.

→ Mesure de l'affaissement pour le béton projeté ce réalisés sur le lieu du coulage. La valeur de l'affaissement opte par Laboratoire de COJAAL est 18 ± 3 cm.

❖ *Le contrôle de la température*

➤ *Mesure de la température*

Les mesures de la température à l'aide d'un thermomètre numérique qui donne le degré de la température directement et facilement. [10]



Photo 4.16: Méthode de mesure

- ❖ La température du béton projeté est contrôlée à son introduction dans le malaxeur et sur le lieu de collage. Elle devra être comprise entre 17 °C et 23 °C.

b) Le contrôle en cas durci

- ❖ *Le contrôle de la résistance « essai sur caisse »*

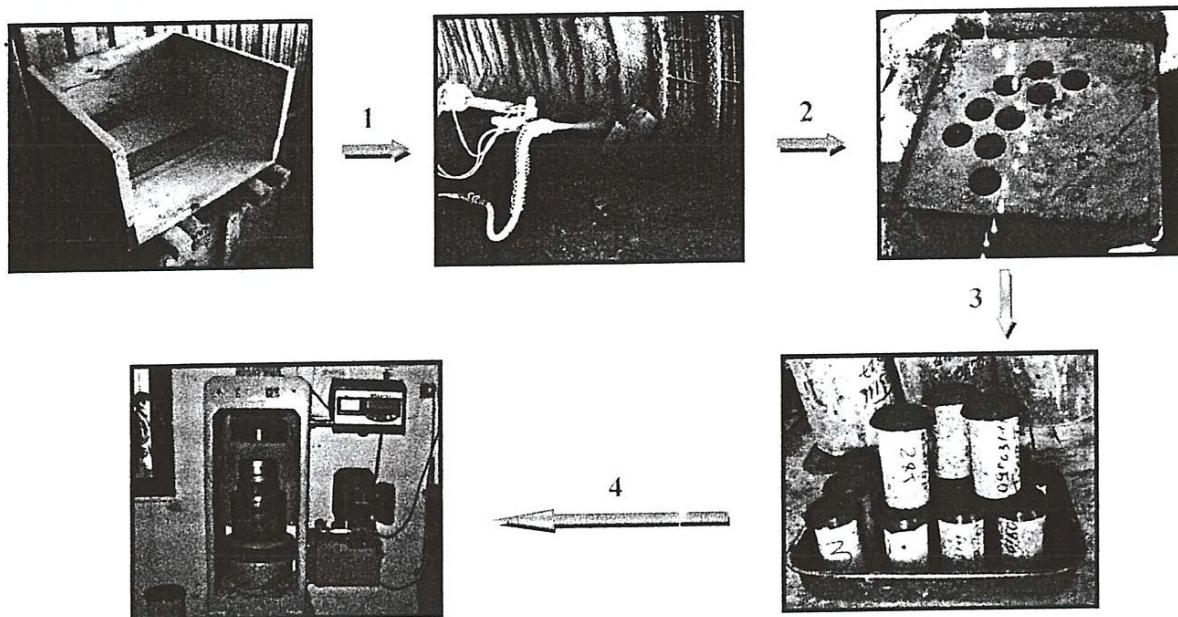
➤ *L'essai sur caisse*

En vue d'essais de contrôle, l'Entrepreneur effectue des prélèvements de béton par projection dans les caisses plates en bois. Le béton sera projeté perpendiculairement au fond des caisses offrant une surface suffisante (600x600 mm environ) inclinée à 45° sur l'horizontal.

Il extrait dans la région centrale de ces boîtes des prélèvements par carottages du béton projeté (BP) et béton projeté à grain fin (BPGF) des carottes de 6 cm de diamètre et de 12 cm de longueur à raison de 9 prélèvements pour procéder à des essais de compression simple à 8 heures, 1 jour, 3 jours et 28 jours. Il est effectué un prélèvement tous les 100m³ de béton ou sur tous les 10ml d'avancement. (voir la photo 4.17)

La résistance à la compression à 28 jours ne doit pas être inférieure à 23 MPa.

Sur la qualité du béton projeté les essais portant sur la résistance en compression simple (à huit heures, un jour, sept jours et vingt huit jours). [10]



Photos 4.17: Méthode de mesure la résistance à la compression sur caisse

- Des prélèvements par carottages du béton projeté RN30 (résistance nominal 30MPa) au laboratoire seront prisent. Les échantillons seront testés par compression simple, et devront avoir une résistance au moins de 85% de la résistance indiquée pour le béton RN30. (voir annexe F)

Age du Béton	Huit Heures	Un Jour	Sept Jours	Vingt Huit Jours
Résistance en compression simple (MPa)	04	06	15	30

Tableau 4.4: âge et la résistance en compression simple de béton projeté (RN30)

4.2.4. Les boulons d'ancrage

Ce type de soutènement possède de nombreux avantages par rapport au soutènement porteur, nous citons en particulier

- Le boulonnage libère la galerie de toute entrave à la circulation des engins.
- Le boulonnage peut soutenir de grandes sections et à une hauteur importante seraient impossible à couvrir avec d'autres soutènements.
- Le boulonnage peut-être mécanisé ce qui facilite la mise en place. [8]

a) La mise en place

Cette mise en place doit satisfaire les détails mentionnés dans les plans de soutènement (largeur, distance, maillage (cm^2), type, nombre, etc....).

b) Essai d'arrachement

Est un essai durant le creusement du tunnel. Des essais d'épreuve seront réalisés sur les boulons pour démontrer les effets et la capacité à la traction des boulons. [2]

Cet essai a pour but de tester la qualité de l'ancrage d'un boulon, il consiste à exercer un effort de traction sur le boulon. Cet essai s'effectue sur le site au moyen d'un dispositif comprenant

- ✓ Un vérin creux de capacité de 200 ou 300 kN.
- ✓ Un système d'appui : Le vérin prend appui sur le parement par l'intermédiaire d'une plaque. Il faut bien s'assurer dans ce cas là que la plaque d'appui ne s'oppose pas à la sortie du boulon ou de son scellement dans le cas des ancrages répartis.
- ✓ Une tige qui traverse le vérin creux et comprend un système d'accrochage au boulon.
- ✓ Un système de mesure du déplacement : Cette mesure peut se faire d'une manière simple en mesurant la sortie du piston du vérin. Il est préférable de mesurer le déplacement par rapport à un point fixe situé sur le parement opposé de la galerie.

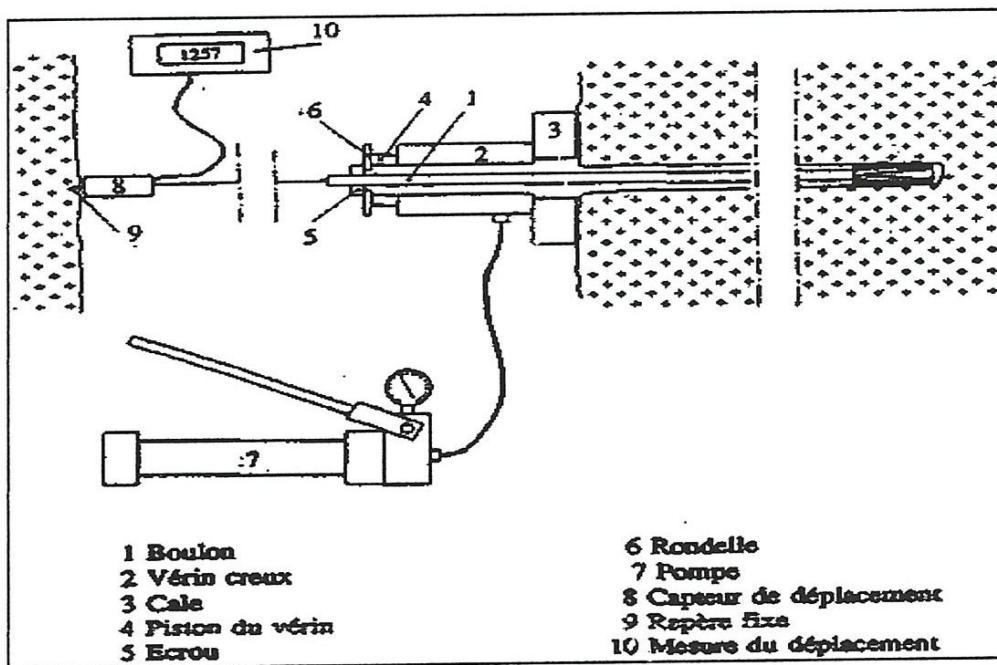


Figure 4.3: Dispositifs pour essai d'arrachement de boulon

- Synthèse des résultats

La courbe type d'un essai d'arrachement peut se décomposer en plusieurs phases successives :

- ✓ La phase élastique due essentiellement à l'allongement de l'acier.
- ✓ La phase plastique caractérisée par un accroissement plus rapide de l'allongement avec l'accroissement de la charge.
- ✓ Une phase post rupture caractérisée par une diminution de la charge avec l'allongement
- ✓ Une phase résiduelle caractérisée par une stabilisation de la charge.
- ✓ Une phase de ruine où la résistance de l'ancrage devient rapidement nulle.

On pourra ne pas observer toutes ces phases, cela dépend du type de boulon et de la nature du terrain. [2]

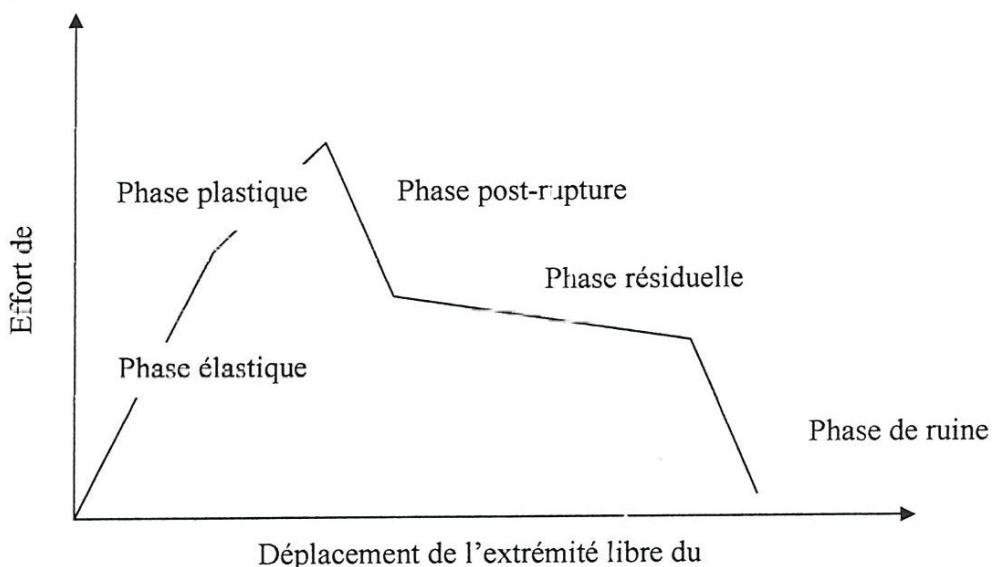


Figure 4.4: Courbe type d'essai d'arrachement.

Le service contractant choisira les boulons qui devront être testés. Cinq boulons devront être sélectionnés parmi chaque 100 boulon placé dans le tunnel. La force appliquée devra être au moins 80% de la charge de rupture du boulon. Le service contractant exigera, si nécessaire que d'autres boulons soient testés. [12]

Un équipement adéquat sera mis en place pour enregistrer l'allongement et les mouvements des boulons ainsi que les forces des tractions. (voir annexe G)

Exemple : boulons à ancrage réparti = capacité à l'arrachement = 25T.

En cas d'échec des essais, le service contractant pourra demander des boulons supplémentaires pour les tester, et les boulons donnant des résultats défavorable seront remplacés et retestés.

➤ *Quelque rupture dans les boulons*

On classe les ruptures possibles pour un boulon câble entièrement scellé traversant une discontinuité sous cinq formes

- Rupture de l'acier du boulon
- Rupture de l'interface boulon/scellement
- Rupture de l'anneau de scellement
- Rupture de l'interface scellement/roche
- Rupture de la roche autour du trou de forage.

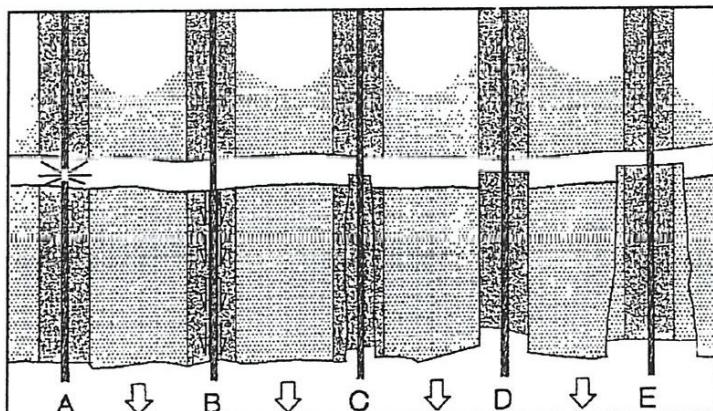


Figure 4.5: Modes de rupture possibles pour un boulon

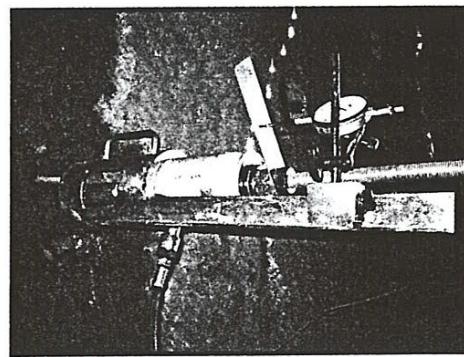
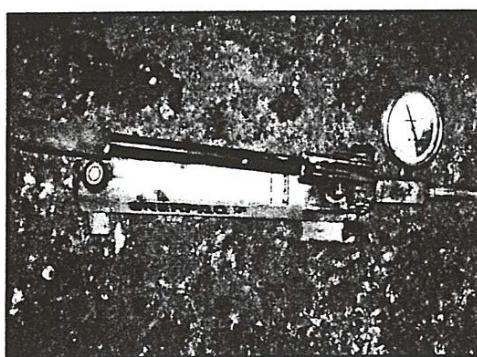


Photo 4.18: Essai d'arrachement au COJAAL

4.3. Contrôle qualité pour l'étanchéité

Le système d'étanchéité devra inclure deux couches ; la première est un feutre protecteur relié à la surface du béton projeté et la seconde est la membrane d'étanchéité proprement attachée à l'intérieur du feutre.

Ces travaux doivent être faits de manière à ce que les structures souterraines soient étanches. En cas de fuite, des travaux de repérage seront effectués afin de les déterminer et les réparer.

4.3.1. Béton projeté à grain fin (BPGF)

Le béton projeté à grain fin est composé des granulats 0-5mm, sable dune, ciment, eau et accélérateur de prise.

a) Le contrôle en cas frais

❖ *Le contrôle d'affaissement*

Mesure de l'affaissement pour le BPGF ce faite à l'aide du cône d'Abraams, et réalisés sur le lieu du coulage. La valeur de l'affaissement pour le béton projeté à grain fin est 18 ± 3 cm [10].

❖ *Le contrôle de la température*

La température du béton projeté à grain fin est contrôlée à son introduction dans le malaxeur. Elle devra être comprise entre 17 °C et 23 °C [10].

b) Le contrôle en cas durci

❖ *essai de la résistance sur caisse*

Des prélevements par carottages du béton projeté à grain fin réalisé au laboratoire seront prisent. En minimum cinq (9) échantillons seront exigés pour chaque 10 mètres réalisés du tunnel. Les échantillons seront testés pour compression simple à 07 jours et 28 jours et devront avoir une force au moins de 85% de la force indiquée pour le béton (RN30) [12].

☞ La confection, le marquage, la conservation et le transport des éprouvettes jusqu'au laboratoire sont à la charge de l'Entrepreneur.

c) Mesure des tassements à l'intérieur du tunnel (auscultation par convergence)

Les méthodes de calcul mises à disposition des ingénieurs permettent la plupart du temps de résoudre avec une bonne approximation le problème de la stabilité d'une excavation d'un point de vue numérique. Mais la détermination du comportement du massif rocheux, aussi bien à court terme qu'à long terme et par conséquent le choix des paramètres qui le commandent, constituent les difficultés essentielles dans l'étude d'un ouvrage.

L'auscultation joue un rôle tout au long de la vie du projet. Elle doit être pensée dès l'élaboration de celui-ci. Elle fait partie intégrante des ouvrages.

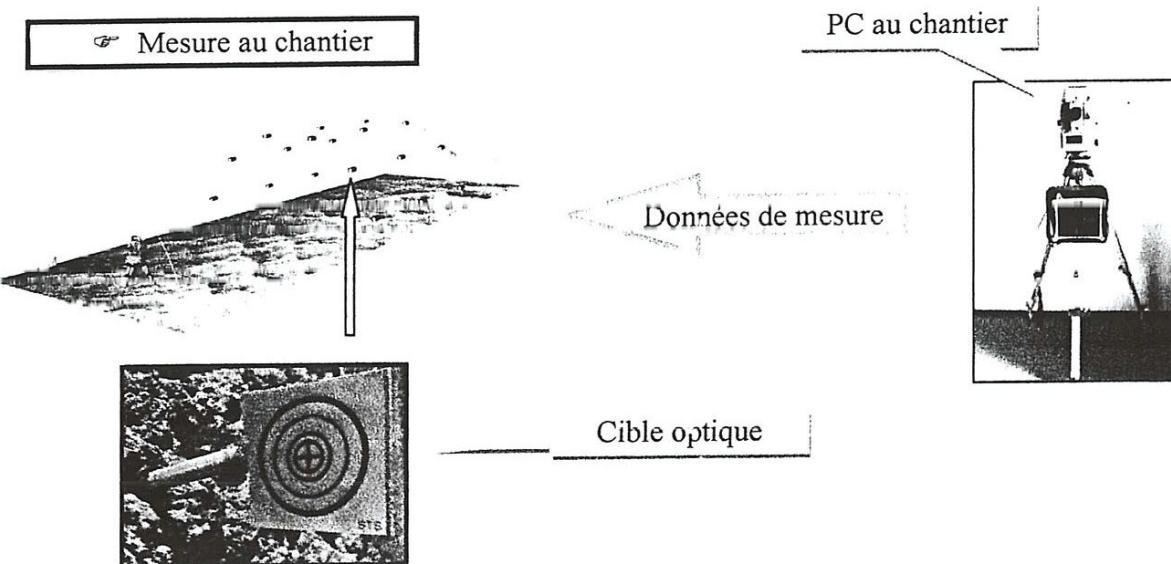
- Ce contrôle à l'aide de système (Logiciel) de mesure de convergence dans les tunnels.

↳ Logiciel de mesure [12]

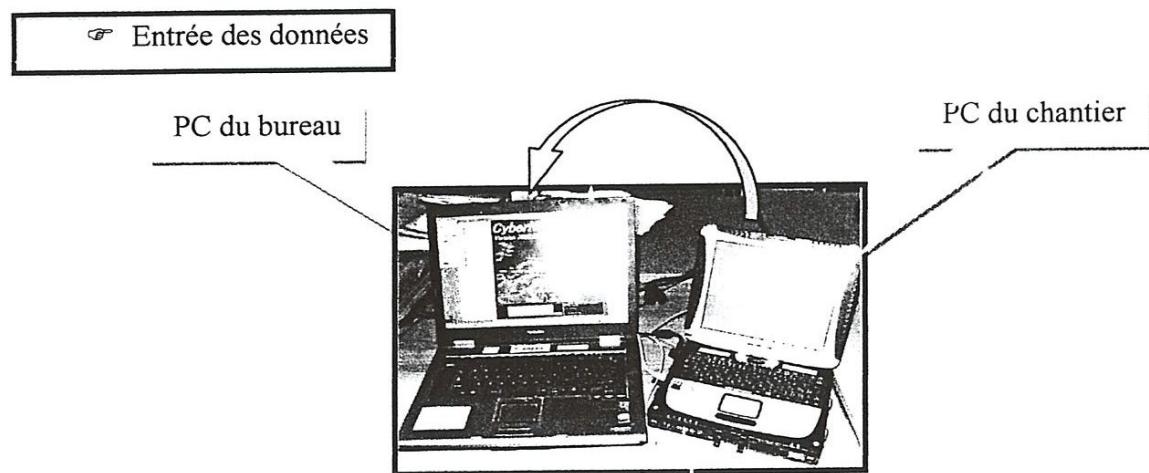
❖ Introduction

Le système de mesure utilise tous les points de repère (cible optique), Avec la station totale et les points de mesure avec les coordonnées tridimensionnelles(x, y, z) d'origine et les coordonnées absolues. On peut mesurer correctement les déformations de la section du tunnel, la direction, la vitesse et le changement du comportement mécanique de sol. En plus, on peut totaliser immédiatement les données et les arranger avec des graphiques etc.

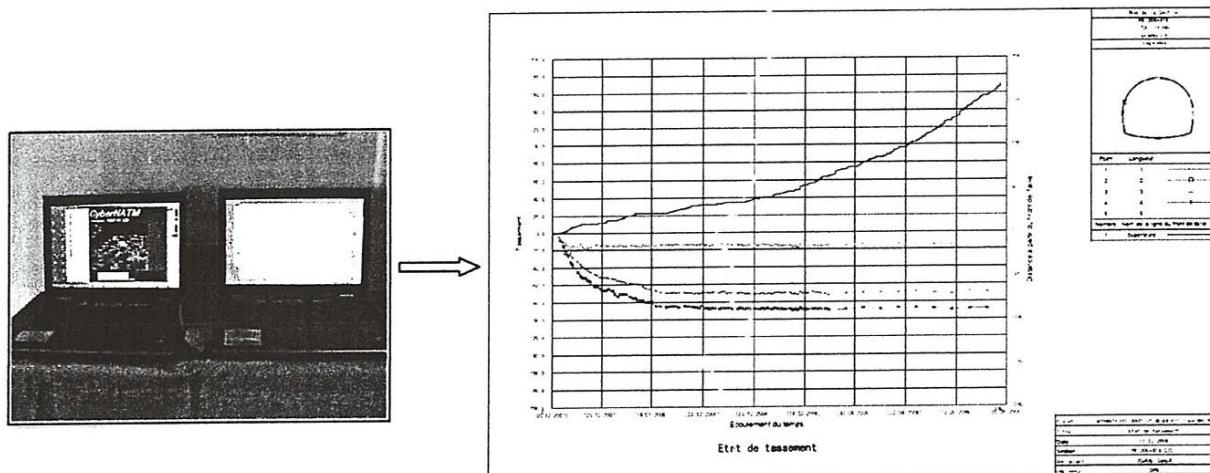
1) Aperçu du système



Avec la mesure à l'intérieur du tunnel, les données sont accumulées dans le PC au chantier.



☞ Graphique des données de mesure



Les données de mesure sont mises en graphique automatiquement

2) Fonction du logiciel

Quand les données de mesure obtenues à l'intérieur du tunnel sont introduites dans le logiciel (logiciel de contrôle des mesures CYBER-NATM SYSTEM), une fiche technique avec graphique des données est automatiquement imprimée avec la date, l'heure, l'emplacement ainsi que le type de mesure.

Le volume de déplacement, le tassement etc. seront affichés dans des tableaux

Avec ces tableaux et graphiques, on peut saisir les informations suivantes :

- Evolution de la convergence en fonction de l'excavation.
- Avancement de l'excavation.
- Date et heure de toutes les mesures et anomalies recensées.

Pour mesurer les tassements dans le tunnel on utilise des cibles optiques positionnées le long du tunnel. Des points de repère de tassement seront construits aux endroits montrés sur le plan d'auscultation. Les coordonnées tridimensionnelles "XYZ" de tous les points mesurés seront fournies au service contractant en fichier électronique sous format Excel ou équivalent (voire l'annexe H).

A partir de ces mesures, on doit faire la comparaison entre les coordonnées théoriques et pratiques (en Z). La différence entre ces valeurs constitue le tassement.

A l'intérieur du tunnel la fréquence des mesures ou lectures devra continuer pour chaque section d'auscultation de la manière suivante

- Première semaine : tous les jours
- Seconde semaine : 2 fois par semaine
- Troisième et quatrième semaine : une fois par semaine
- Par la suite : 2 fois par mois

Les mesures se poursuivront jusqu'aux travaux de construction du revêtement définitif.

L'Entrepreneur doit tenir en permanence à la disposition du Service Contractant les carnets de relevés topographiques et joindre chaque jour un exemplaire du relevé des cotes des points vérifiés le jour ouvrable précédent.

d) la réception finale de la surface

La surface du sol destinée à recevoir le géotextile devra être aplanie et débarrassée de tous les éléments contondants apparaissant en surface (souches, éléments rocailleux de toute nature avec arêtes vives, déchets solides, etc...) [8].

Toutes les surfaces pour lesquelles l'étanchéité doit s'appliquer devront être suffisamment propres, lisses et nettoyées de tout matériau nuisible et projections.

Les saillies, les burres métalliques, les treillis, les pièces d'espacement, les tuyaux, etc, devront être coupés, sauf en cas de traitement avec une couverture en béton projeté supplémentaire.

Les parties métalliques exposées telles que les boulons d'ancre devront être recouvertes de béton projeté si elles ne doivent pas rester accessibles.

Toutes les surfaces en béton projeté devront être lisses avec du béton projeté à grains fins (agrégats arrondis, grains de 0-5 mm) appliqué en une couche de 2 cm au minimum.

Avant de procéder aux travaux d'étanchéité, toutes les surfaces devront être inspectées et approuvées par le Service Contractant.

4.3.2. Le drainage

a) Le béton poreux

Les bétons poreux sont obtenus par mélange de gros granulats avec une de ciment sans sable (ou très peu). La pâte de ciment enrobe les granulats et les soude en leurs points de contact. On peut employer un granulat ordinaire ou un granulat léger.

A titre d'exemple nous donnons le dosage volumétrique suivant pour m de béton poreux utilisé dans le système de drainage au niveau du tunnel [8].

- Gravier 12,5/20	1586Kg	- Eau	98L
- Ciment (CPJ 42.5)	340Kg		

- Le dosage en eau doit être tout juste suffisant pour provoquer un bon enrobage des graviers.

❖ *Le contrôle de la résistance*

➤ *Essai de la résistance à la compression simple*

✓ PARAMETRES INFLUANT SUR LA RESISTANCE

En pratique, on lie souvent la résistance ultime du béton en compression, qui apparaît comme facteur essentiel dans la conception des ouvrages ; Cependant à coté de ce facteur, d'autres paramètres jouent également un rôle très important sur les caractéristiques mécaniques et rhéologiques du béton. Parmi ces paramètres, on peut citer

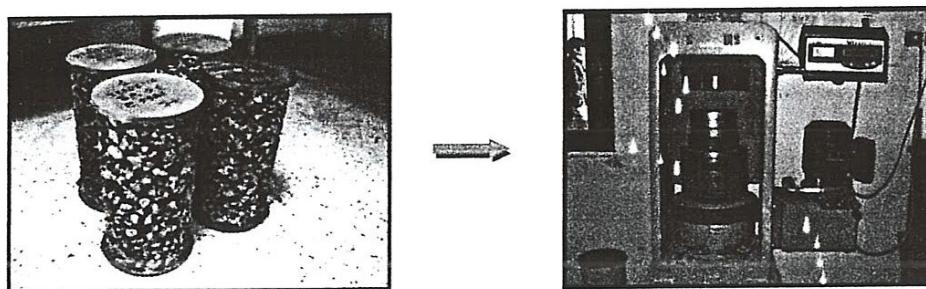
- L'âge du béton ;
- La nature et le dosage en ciment ;
- La nature minéralogique des granulats ;
- L'adhérence de la pâte aux granulats (interface [ciment/ Granulat]) ;
- le dosage en eau ;
- la température ;
- l'humidité ;
- les conditions de mise en œuvre et la qualité du contrôle sur chantier.

✓ CONDUITE EXPERIMENTALE DE L'ESSAI DE COMPRESSION

La résistance à la compression du béton se mesure généralement par écrasement des éprouvettes cylindres de 200 cm^2 de section et de 32cm de hauteur (on parle souvent de cylindre $(16 \times 32) \text{ cm}^2$). Les éprouvettes sont coulées soit dans des moules métalliques, soit dans des moules en carton imperméabilisé.

Avant l'essai à la presse, les faces du cylindre au contact des plateaux sont rectifiées au moyen d'un enduit constitué de soufre (60%) et de sable (40%), enduit qui a les propriétés intéressantes de sèches quasi-instantanément et de présenter une résistance plus forte que celle du béton courant.

Les bétons poreux sont constitués principalement des gros agrégats et du ciment, après l'essai de la compression simple sur les éprouvettes $((16 \times 32) \text{ cm}^2)$ à 28 jour, la résistance doit être supérieure à 4 MPa (la moyenne pour 3 éprouvettes) [10].



Photos 4.19: méthode de mesure la résistance à la compression

❖ *Le contrôle de la Perméabilité*

➤ *Essai de la perméabilité* [12]

Essai de perméabilité ci essential et nécessaire pour le béton poreux, parce que la caractéristique essentielle de ce type de béton est grande perméabilité (Q). (voir annexe I)

✓ PRINCIPE DE LA MÉTHODE

L'essai consiste à soumettre au laboratoire, des éprouvettes de béton poreux (16×32) cm², réalisation sur le lieu du coulage, à un écoulement d'eau. On mesure alors la quantité d'eau qui traverse l'échantillon pendant un temps donné.

Les résultats obtenus servent à calculer le coefficient de perméabilité.

✓ MATÉRIEL NÉCESSAIRE

- Un réservoir d'eau
- Une éprouvette de béton poreux
- Un chronomètre

Ouvrir le robinet et déclencher aussitôt le chronomètre. Après quelques minutes stopper le chronomètre et fermé le robinet, mesurer le volume de l'eau ayant traversé l'échantillon.

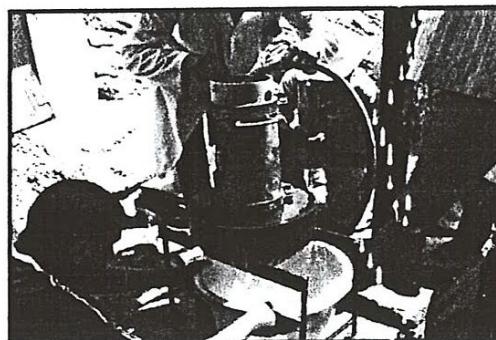


Photo 4.20: essai de perméabilité pour le béton poreux sur laboratoire de COJAAL

Les mesures et les calcules doit être donné la valeur de la perméabilité (Q) entre 300 et 1500 m/jour selon la formule (voir annexe I).

b) La pose des tubes de drainage

Les tuyaux pour drains (diamètre 200mm et 160mm) seront en matière plastique rigide (polychlorure de vinyle ou polyéthylène), de forme circulaire avec l'ouverture des fentes ou des perforations ne devront pas excéder 2 mm et longueur de 2cm dans la demie circule de tuyau.

20 cm² d'ouverture par 1m² de PVC (5 fentes de 2 cm/2mm par tour).

Les tuyaux seront posés conformément aux prescriptions du Cahier des Ouvrages Types et des plans d'exécution visés par le Service Contractant. Le demie circule (avec les fentes) sont posé sur leur moitié supérieure pour l'écoulement d'eau [6].

Réception technique et qualitative des tubes en PVC (sur site).

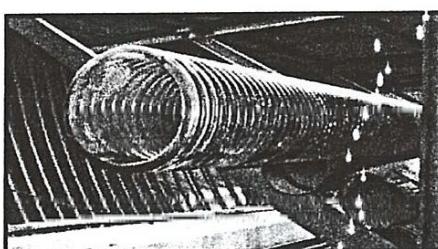


Photo 4.21: Les tuyaux pour drains

4.3.3. La pose de complexe d'étanchéité

a) La fixation du Géotextile

Avant exécution des travaux, l'Entrepreneur soumettra à l'acceptation du Service Contractant un plan de pose des nappes définissant la disposition relative des bandes de géotextiles. Le géotextile sera posé manuellement par des split bien enfances et la pose devant se faire conformément au plan.

L'assemblage du géotextile se fera par recouvrement d'une nappe sur l'autre, Les parties adjacentes du feutre devront être chevauchées par 10 cm et reliées par une méthode similaire adéquate.

Le contrôle de la fixation facile est assuré visuellement par l'ingénieur [6].

b) La fixation de Géomembrane

La membrane d'étanchéité devra être installée de façon à couvrir le feutre et sera attachée à sa fixation par une méthode de soudage thermique (par des rondelles de la soudure à l'aide de machine spéciale) (voir photo 4.22). Les parties adjacentes de la membrane des étanchéités seront attachées grâce à un double soudage avec un recouvrement de 10 cm.

Aucune perforation de la membrane n'est permise pour réaliser l'installation et cela pour empêcher l'infiltration des eaux souterraine à l'intérieur du tunnel [6].

Les connexions aux structures d'étanchéité devront être réalisées selon les plans du projet.

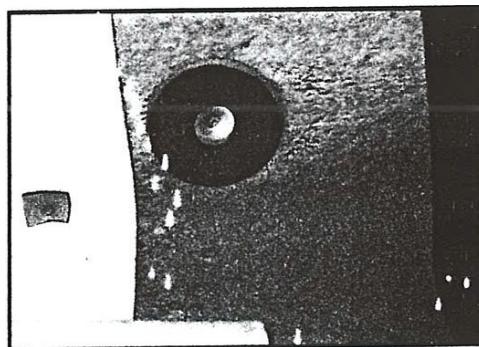
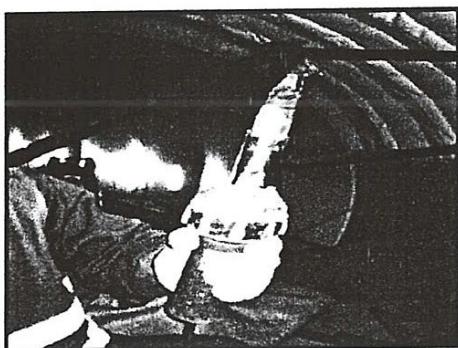


Photo 4.22: la fixation de la Géotextile (par split) et la Géomembrane (par rondelle)

Le contrôle de la membrane assuré par l'essai des jonctions (test des joints).

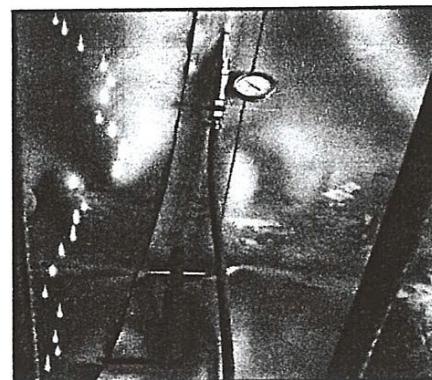
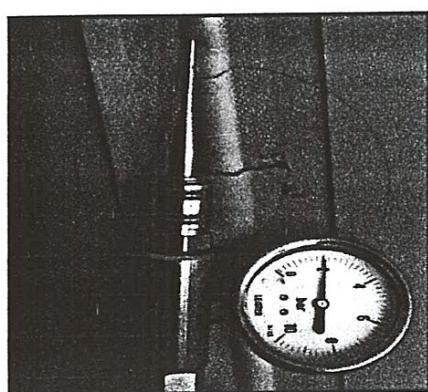
❖ *Essai des jonctions avec air comprimé*

Pour ce qui est de la jonction entre les parties adjacentes de la membrane d'étanchéité, l'essai d'étanchéité sera réalisé grâce à de l'air comprimé pompé dans le canal d'essai qui est formé par le double joint de soudage.

La pression initiale devra être de 2 bars pour une période d'essai de 5 minutes ou de 1,5 bars pour une période d'essai de 10 minutes. Le joint sera considéré comme étanche si la perte de pression de l'air n'excède pas 20% dans les deux cas [12].

☞ Toute précaution devra être prise afin de ne pas endommager la membrane d'étanchéité durant ou après l'installation. Tout dégât devra être réparé et testé avant l'installation du revêtement définitif en béton.

Le nombre d'essais des jonctions sera indiqué par le Service Contractant. (voir annexe J)



Photos 4.23: Essai des jonctions avec air comprimé (à 2 bar)

4.4. Contrôle qualité pour le revêtement définitif

Le revêtement définitif en béton armé sera réalisé immédiatement après l'exécution et l'approbation de Contrôle de la qualité de système d'étanchéité, et après terminaison du revêtement définitif (radier, banquette et la voute) le tunnel emporter la forme finale.

4.4.1. Radier est banquette

a) Contrôle du fond de fouille

Le fond de fouille sera nettoyé avec le plus grand soin.

Le Service Contractant pourra effectuer ses propres contrôles visuels, et topographiques en coordonnée (X, Y, Z) avec la station totale pour contrôlé le niveau de fond de fouille par apporte le niveau théorique, et la régularité de la surface de fond de fouille. [8]

b) Contrôle béton de propreté

Faire un contrôle topographique avec la station totale (mesure des coordonnée XYZ) pour assurée et confirmer le niveau théorique par apporte le niveau du béton propreté déjà colée. [8]

c) La réception de ferraillage est coffrage

Les armatures doivent être façonnées sur des matrices ou autres dispositifs appropriés, conformément aux plans de ferraillage et nomenclature, et la régularité de chaque lot du ferraillage par inspection visuelle. Inspection du ferraillage contrôle des documents DEX (nombre, emplacement et le diamètre des barres).

Les armatures seront nettoyées avec le plus grand soin et les armatures sont assemblées par des ligatures ou par soudages en croix.

Inspection du ferraillage-conformité du montage et la mise en place des cales d'espacement pour assure l'enrobage (5cm). [4]

Les cales métalliques au contact des coffrages sont interdites, et les cales doivent être stables et ne pas altérer la résistance mécanique de la structure ni sa durabilité (risques de corrosion) ni la qualité des parements, l'entrepreneur utilisé les cales en béton ou mortier présentent des propriétés analogues à celles du béton de la structure. Les distances prescrites entre le coffrage et les armatures doivent être maintenues par un nombre suffisant de cales en béton fixées à l'armature, ces dites cales doivent respecter les côtes données sur le plan. [8]

Toutes les chutes de fils d'acier sont éliminées avant le bétonnage. Le bétonnage ne sera autorisé qu'après la vérification des armatures, l'emplacement et la fixation de coffrage par le Service Contractant. [4]

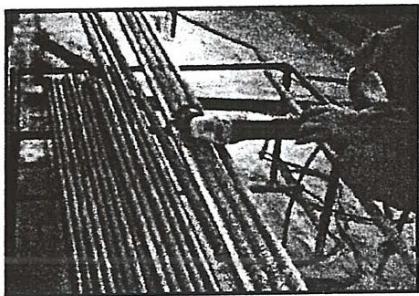


Photo 4.24: nettoyage des armatures

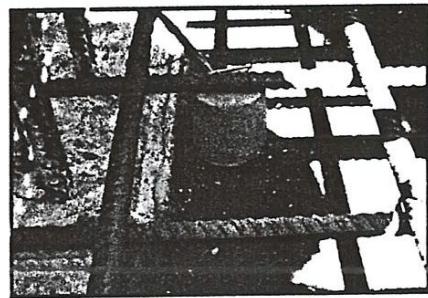


Photo 4.25: les cales en béton (5cm)

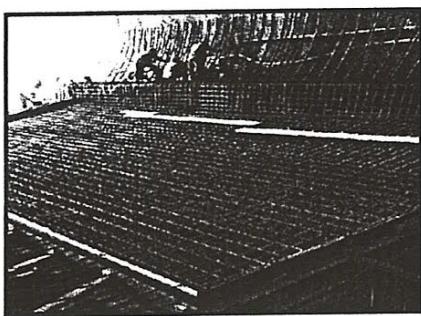
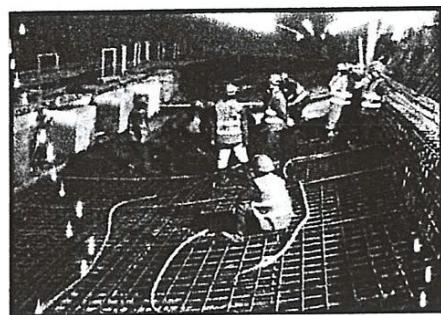


Photo 4.26: ferraillage de radier



*Photo 4.27: coulage de radier
(La première demi section)*

Exemple de plan DEX pour le ferraillage de radier définitif (voir annexe K).

d) Contrôle de béton

Un nouveau curage de chaque lot devra être fait juste avant bétonnage.

1. Le contrôle en cas frais

❖ *Le contrôle d'affaissement*

La consistance du béton sera mesurée au cône d' Abrams. Elle devra être située entre 22 ± 3 cm de l'affaissement obtenu avec le béton d'étude RN40 (résistance nominal 40 MPa). [10]

Code du béton	Affaissement (cm)
RN-40 (BVT-02)	22 ± 3
RN-40 (HGT-01)	20 ± 3

Tableau 4.5: Exemples d'affaissement pour le béton RN40

❖ *Le contrôle de la température*

La température du béton RN40 est contrôlée à son introduction dans le malaxeur et à l'aide d'un thermomètre numérique. Elle devra être comprise entre 17 °C et 23 °C. [10]

☞ La température et l'affaissement sont contrôlés à l'arrivée de chaque camion malaxeur.

2. Le contrôle en cas durci

❖ *Le contrôle de la résistance*

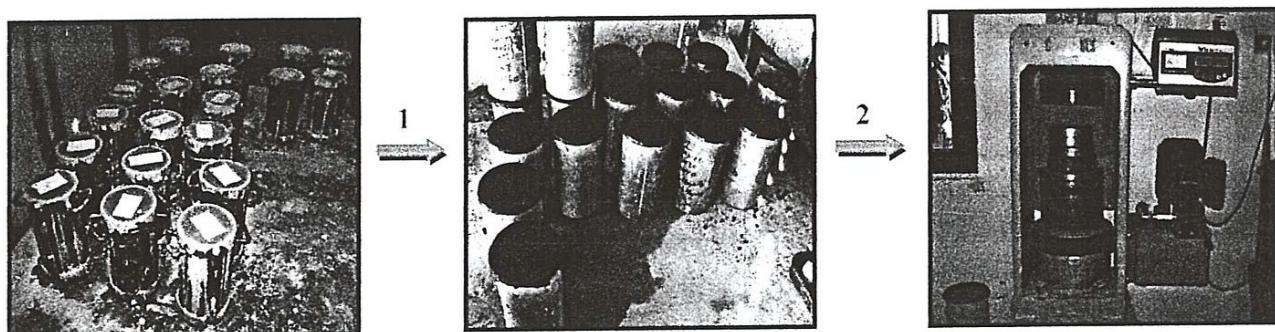
On utilise pour le radier et banquette le béton RN40 (résistance nominale 40MPa). Sur la qualité du béton, les essais portant sur la résistance en compression simple à (7) et (28) jours.

Le résultat applicable au prélèvement étant la moyenne arithmétique des mesures effectuées sur plusieurs éprouvettes. (voir annexe L)

L'essai de l'écrasement consiste à soumettre au laboratoire par des éprouvettes ((16 x 32) cm²), Le nombre d'éprouvettes confectionnées en vue d'essais à (7) et (28) jours sera défini conformément au tableau ci-après. [10]

Nombre d'éprouvettes prélevées en vue des essais		Total
à 7 jours	à 28 jours	
4	6	10

Tableau 4.6: Nombre d'éprouvettes prélevées en vue des essais



Photos 4.28: méthode de mesure la résistance à la compression

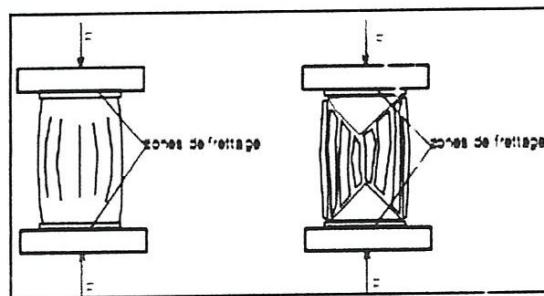


Figure 4.6: Essai de compression avec la presse

↳ Quelque rupture singulière

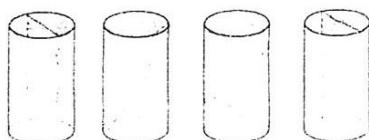


Figure 4.7: type rupture correct

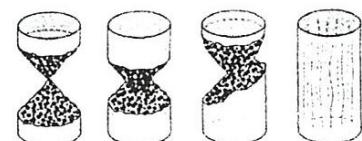


Figure 4.8: type rupture incorrecte

L'Entrepreneur vérifiera lors de l'épreuve d'étude que la résistance des bétons respecte les valeurs exigées au cours des différentes phases de son programme d'exécution.

Vérification des conditions de livraison et transport du béton par apporte à la durée de la mise en œuvre (2 heure). (voir annexe M) [12]

Si les essais à sept (7) jours font ressortir des résistances inférieures à 9/10ème de la résistance nominale à (7) jours trouvée sur le béton témoin.

Les essais à vingt huit (28) jours devront donner les résistances au moins égale à la résistance exigée (RN40). Dans le cas contraire, toutes les mesures que le Service Contractant jugera nécessaires pour la sécurité de l'ouvrage seront à la charge de l'Entrepreneur. [8]

☞ La confection, le marquage, la conservation et le transport des éprouvettes jusqu'au laboratoire sont à la charge de l'Entrepreneur.

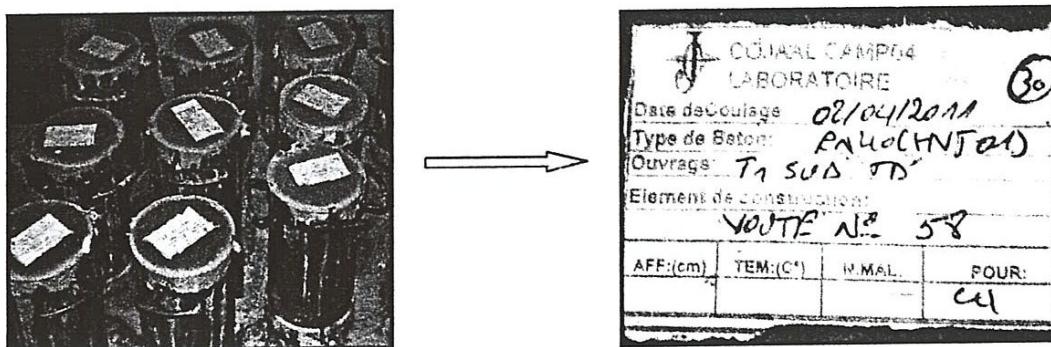


Photo 4.29: marquage des éprouvettes

e) Contrôle de la résistance de décoffrage

Après terminer le collage de béton, il y a un essai de l'écrasement consiste à soumettre au laboratoire par des éprouvettes ((16 x 32) cm²) de béton RN40, et cette essai à l'âge de 1 jours pour confirmer la résistance de décoffrage (5MPa). Si non, répéter l'essai après le troisième jour de collage etc. Le résultat applicable au prélèvement étant la moyenne arithmétique des mesures effectuées sur ces trois éprouvettes. [12]

4.4.2. La voûte

a) La réception de ferraillage

Les armatures doivent être façonnées sur des matrices ou autres dispositifs appropriés, conformément aux plans de ferraillage et nomenclature, et la régularité de chaque lot du ferraillage par inspection visuelle. Inspection du ferraillage contrôle des documents DEX (nombre, emplacement et le diamètre des barres...). [12]

Les armatures seront nettoyées avec le plus grand soin et les armatures sont assemblées par des ligatures ou par soudages en croix.

Inspection du ferraillage-conformité du montage et la mise en place des cales d'espacement pour assurer l'enrobage (5cm).

Toutes les chutes de fils d'acier sont éliminées avant le bétonnage. Le bétonnage ne sera autorisé qu'après la vérification des armatures, l'emplacement et la fixation de coffrage par le Service Contractant.

Avant tout bétonnage, le Service Contractant procédera à la réception des ferraillages. [4]

Exemple de plan DEX pour le ferraillage de la voûte (annexe N).

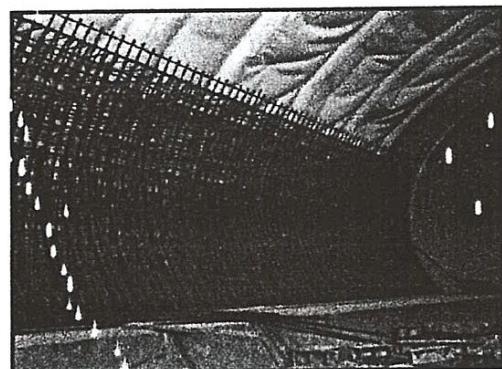
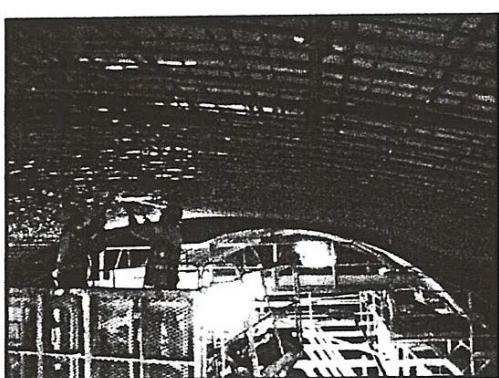


Photo 4.30: ferraillage voûte section complet Photo 4.31: ferraillage voûte demi-section

b) Réception du coffrage métallique

L'Entrepreneur prendra les mesures nécessaires au maintien des cages d'armatures pendant le bétonnage et s'assurera que l'enrobage minimal est respecté.

Dans le cas de mise en œuvre de béton par machine à coffrage glissant, la réception portera sur la voute, le ferraillage et les fils de guidage des coffrages. Le contrôle topographique avec la station totale (coordonnée XYZ) de l'emplacement de coffrage glissant permettre et assure l'enrobage et assure l'épaisseur de revêtement de la voûte. [8]

Le revêtement de la voûte sera exécuté le plus parfaitement possible et en tout état de cause, de manière à respecter l'épaisseur minimale du revêtement ($>60\text{cm}$). [12]

Avant tout bétonnage, le Service Contractant procédera à la réception des coffrages et ferraillages.

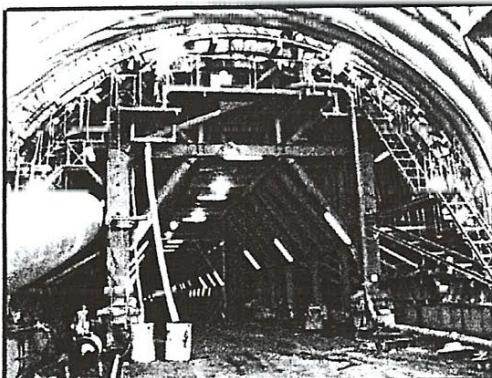


Photo 4.32: emplacement le coffrage glissant

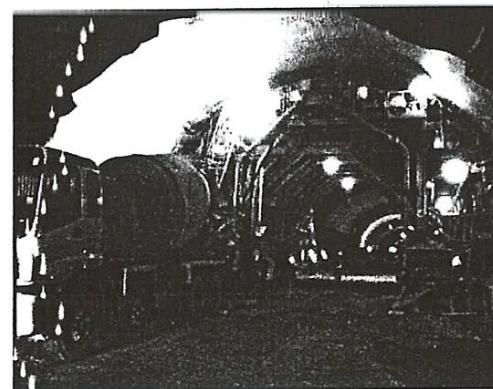


Photo 4.33: coulage de la voûte

c) Le contrôle de béton

1. Le contrôle de béton en cas frais

❖ *affaissement*

Mesure de l'affaissement pour le béton RN40, ce faire à l'aide du cône d' Abrams, et réalisés sur le lieu du coulage. La valeur de l'affaissement pour le béton RN40 est $22\pm3\text{cm}$ [10].

❖ *température*

La température du béton est contrôlée avec thermomètre numérique à son introduction dans le malaxeur et le lieu de collage. Elle devra être comprise entre $17\text{ }^{\circ}\text{C}$ et $23\text{ }^{\circ}\text{C}$. [10]

❖ La température et l'affaissement sont contrôlée l'arrivée de chaque camion malaxeur.

2. Le contrôle de béton en cas durci

❖ *essai de la compression simple*

Les prélèvements pour épreuves seront effectués après constitution de lots et des essais à la charge de l'Entrepreneur seront réalisés pour vérifier si les résistances obtenues sont conformes aux hypothèses des notes de calcul.

Réalisation sur le lieu du coulage des échantillons des éprouvettes de béton ((16 x 32) cm²) et le Contrôle sur la confection, le marquage, le prélèvement, la conservation et le transport des éprouvettes jusqu'au laboratoire agréé par le Service Contractant, en vue d'essai à la compression simple à sept 07 jours et 28 jours. [10]

Si les essais de l'écrasement à sept jours ne donnent pas de résultats satisfaisants, il sera procédé à de nouveaux essais après la quatorzième (14ème) journée. Les bétons dont la résistance caractéristique à la compression à 28 jours spécifiée est moins ou égale à 40 MPa. [12]

Le résultat applicable au prélèvement étant la moyenne arithmétique des mesures effectuées sur ces plusieurs éprouvettes.

d) Contrôle de la résistance minimale de décoffrage

Après terminer le coulage de béton, il y a un essai de l'écrasement consiste à soumettre au laboratoire par des éprouvettes ((16 x 32) cm²) de béton RN40, et cette essai à l'âge de 1 jours pour confirmer la résistance de décoffrage (8MPa). Si non répéter l'essai après le quatrième jour de collage etc. Le résultat applicable au prélèvement étant la moyenne arithmétique des mesures effectuées sur ces trois éprouvettes. [12]

e) Contrôle sonique par de tester les vides à l'intérieur de la voute (béton)

L'Entrepreneur exécutera les contrôles ultrasoniques à la suite des opérations d'injections et le revêtement définitif pour vérifier les vides subsistants dans les bétons de la structure. [12]

4.4.3. Contrôle qualité lors du coulage

a) La hauteur de chute

La distance optimale entre le jet et la surface d'application est de 1 à 1,5 mètres. Le jet devra être placé à un angle droit par rapport à la surface d'application, pour éviter la ségrégation de béton et assuré un béton homogène à toute la surface. [8]

b) La vibration

Le temps et la profondeur de vibration ci nécessaire pour assurer un béton avec une seule couche (couche homogène), doit être contrôlé le temps et la profondeur lors du coulage avec le contrôle de la distance entre les vibrons (la distance entre 0.5 et 1.00m) pour éviter la ségrégation de béton (béton homogène). [4]

c) Le durcissement du béton

Il faut la rapidité et la qualité dans les travaux du coulage pour éviter la reprise du bétonnage, d'autre part une bonne réception de béton (béton homogène à la toute la partie coulée), béton durci (aucune fesseur). [12]

■ Bétons

Les différents types de bétons susceptibles d'être utilisés (précisés dans le bordereau des prix) pour l'exécution de l'ouvrage objet du présent CCTP sont définis par le tableau ci-après. [8]

No. Béton	Résistance Nominale en MPa	Dosage Minimum en kg de Ciment par m ³ de Béton Prêt	Contrôle	Destination (par exemple)
1	20	250	Atténué	Béton de propreté, béton maigre etc.
2	30	350	Strict	Béton armé pour murs de soutènement, pieux, poutres de couronnement etc.
3	40	500	Strict	revêtement, radier, portails ou semelles de fondation, etc.

Tableau 4.7: Les différents types de bétons

4.5. Contrôle qualité pour l'électromécanique

Les travaux d'électricité sont les derniers travaux du tunnel qui viennent après la phase de revêtement définitif.

L'ingénieur d'électricité est le responsable de toute l'opération d'électricité et électronique en tunnel.

S'assurer que les bases en béton et les fondations pour l'installation des équipements sont conçues en accord avec les plans de construction approuvés et des plans du fabricant et que les trous prévus pour la fixation ou le passage des câbles etc. sont comme recommandés. (voir photo 4.34)

S'assurer que tous les travaux métalliques et de béton et tout travail nécessaire au support des équipements et au passage des câbles, la formation des caniveaux et tranchées ainsi que leurs couvertures et tout travail jugé nécessaire au bon fonctionnement de l'installation. Par contrôlé les niches telle que la dimension, le nombre, et position au tunnel, avec le contrôle des gaines d'électricité est assuré les sorties de chaque gain dans chaque niche.

Ce contrôle est suivi par le plan d'électricité (DEX).

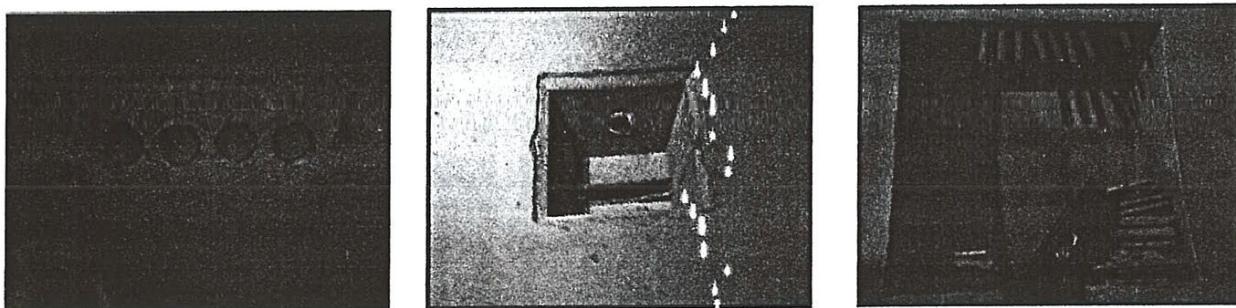


Photo 4.34: Les sorties des gaines

Contrôle les matériaux utilisés (lampes, panneaux, caméra vidéo, ventilateurs, etc...), les gaines et les câbles d'électricité.

Dans l'opération de montage l'ingénierie contrôle que tous les pièces d'électricité sont posées à leur place précisées par le plan.

Afin que terminé le montage viennent l'opération de montées les câbles d'électricité à la sous-station.

Et puis en fait le placement de toutes parties d'électricité (éclairage, ventilation, caméra vidéo, etc....), faire un essai de l'installation un et contrôle visuel son bien installé, et qu'ils sont en conformité avec les plans de construction approuvés.

Le système d'éclairage, ventilation, sécurité (les niches et caméra vidéo), devra être contrôlé automatiquement par la sous-station électrique qui trouve avant l'entrée de chaque tube de tunnel, et cette sous-station envoyé les informations vers le PCC (Poste Contrôle Commande) d'el-harouch qui analyser et contrôlé à laide des appareils soufistique (système de surveillance par TV en circuit fermé) tous les informations.

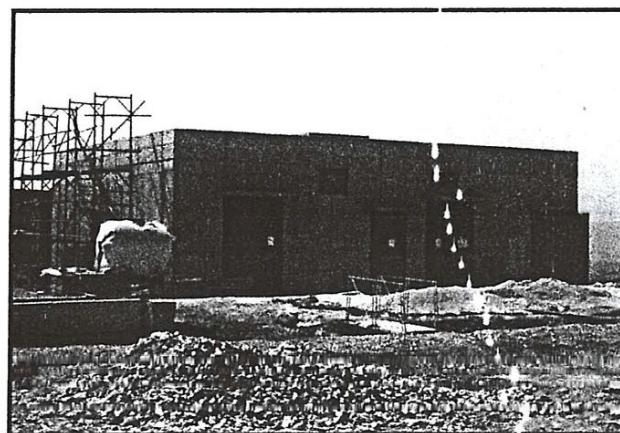


Photo 4.35: La sous-station à la tête Nord de tunnel T1

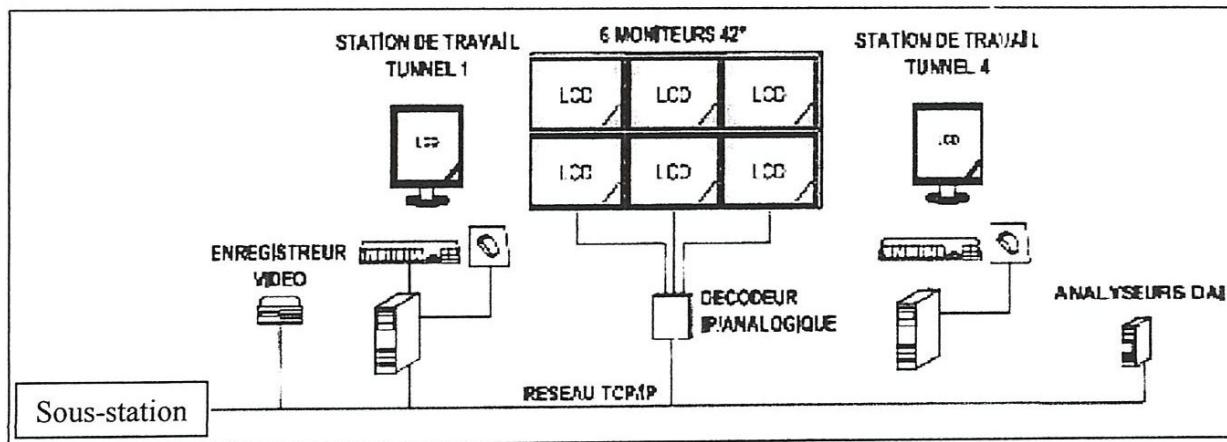


Figure 4.9: Poste de contrôle commande (PCC)

Chapitre: V

Conclusion générale

Conclusion générale

Lors du stage effectué au laboratoire et sur chantier de COJAAL, Camp 4, on a assisté aux différents contrôles des travaux de réalisation de tunnel T1 situé à la sortie de la wilaya de Constantine.

Le contrôle des travaux a touché toutes les phases de construction d'un tunnel autoroutier type tel que le T1.

Au niveau de la phase creusement, la vérification de la conformité et la qualité des travaux ont touché la pré consolidation du terrain avant excavation, à savoir la pré consolidation par système FIT. Cette technique est la première expérience appliquée en Algérie.

Pour le contrôle de la phase de creusement, elle s'est articulée tant sur les essais in situ que sur l'exécution des travaux tels que la mise en place des cintres, Boulonnage, injection, projection du béton projeté, mise en place des contre voûtes, etc.

Concernant la phase du revêtement définitif, la qualité est principalement orientée vers le béton frais et le béton durci. Pour le béton frais, c'est l'approbation des formulations du béton, l'affaissement, la température. Pour le béton durci, c'est l'essai d'écrasement à 7 jours et à 28 jours.

Aussi, la qualité et la conformité des essais de laboratoire ont pris une partie importante dans cette étude telle que les essais de caractérisation des constituants du béton (Granulats, ciment, sable, eau de gâchage).

En dernier lieu, on a suivi d'autres ingénieurs pour le contrôle des tâches propres aux travaux de tunnel tels que la topographie, la géologie, reconnaissance géotechnique, etc.

Ce travail a été très bénéfique pour nous vu qu'on a appris à spécifier et à contrôler la qualité des travaux expérimentalement ou au niveau exécution des procédures en assistant aux différents phases et essais effectués en appliquant le plan assurance qualité (PAQ), le CCTP et les normes algérienne et internationales.

Références bibliographiques

[1] ANNE BOUVARD- LECOANETGUY COULOMBET
« *Ouvrage souterrains "Conception- réalisation- entretien"* » Edition l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées (1992).

[2] K.SZECHY. "Traité de construction des tunnels" K.SZECHY.

[3] AFTES – "G T 1 Texte de recommandation" version (15/04/2003).

[4] FASCICUL (Août 2000).

[5] programme d'exécution des travaux de revêtement « *document interne COJAAL* ».

[6] Procédure des travaux de drainage et d'étanchéité « *document interne COJAAL* ».

[7] Travaux d'excavation du stross « *document interne COJAAL* ».

[8] Lot Tunnel T1-CCTP *Lot "Tunnel" - Pièce 4 - B - 01/04.*
Lot Tunnel T1-CCTP *Lot "Tunnel" - Pièce 4 - A - 01/04.*

[9] Dossier Pilote 4 « *ventilations* » 11 – 2000.
Dossier Pilote 4 « *éclairages* » 11 – 2000.

[10] LES NORMES

Essai d'affaissement	<i>NFP 18-451.</i>
Essai de la résistance	<i>NF EN 12390-2.</i>
Essai de la viscosité	<i>NF API 13-B.</i>
Essais pour béton frais	<i>NF EN 12350.</i>
Essais pour béton durci	<i>NF EN 12350.</i>
Essai de la Perméabilité	<i>NF EN 12697-19+A1.</i>

[11] DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE « *D T R, B C 2.331* ».

[12] PAQ CAMP 4 -Version _2010 Procédure « *Procédure travaux tunnel* ».

[13] DOSSIER DE SECURITE - *Etat de Référence A-B Tunnel T1* - version (23/11/2009).

[14] DOCUMENT PROJET « *document interne COJAAL* ».

Liste des figures

Figure 1.1: Eléments constitutifs d'un ouvrage souterrain de type Tunnel	4
Figure 2.1: Emplacement du tunnel T1.....	9
Figure 2.2: Coupe Transversal Type de Tunnel T1	10
Figure 2.3: Trace en plan de tunnel T1	11
Figure 2.4: Profil en long de tunnel T1 (tube gauche).....	12
Figure 2.5: Profil en long de tunnel T1 (tube droit).....	12
Figure 2.6: Variante proposée pour le projet	14
Figure 2.7: implantation de la tête sud Par rapport aux courbes de niveau	18
Figure 2.8: implantation de la tête nord Par rapport aux courbes de niveau.....	19
Figure 3.1: Exemple creusement en section divisé.....	21
Figure 3.2: Creusement de la galerie de tête, abattage et stross.....	21
Figure 3.3: Creusement des galeries de piédroits, voûte et stross.....	21
Figure 3.4: Excavation au tunnelier par galerie pilote et alésage	22
Figure 3.5: La haveuse schématisée.....	23
Figure 3.6: Excavation en escalier d'un profil de tunnel perforé par l'avancement d'une galerie de tête.....	25
Figure 3.7: Chargeuse à bras de ramassage	27
Figure 3.8: Tubes GFRP sur un bras de Jumbo	30
Figure 3.9: Front de taille et système de voûte parapluie	31
Figure 3.10: Système de pré consolidation par système FIT	31
Figure 3.11: Emplacement du jumbo	32
Figure 3.12: Ordre de forage pour tubes FIT.....	33
Figure 3.13: Aperçu du tuyau d'insertion.....	33
Figure 3.14: Calfeutrage	34
Figure 3.15: Système d'injection du coulis de ciment dans les tubes FIT.....	35
Figure 3.16: Organisation du chantier au moment de l'excavation	38
Figure 3.17: Profil mixte boulons - béton projeté.....	42
Figure 3.18: Voussoirs préfabriqués en béton armé	43

Figure 3.19: Dispositifs d'assemblage de cintre	44
Figure 3.20: Boulon à ancrage ponctuel	45
Figure 3.21: Boulonnage à ancrage réparti à la résine.....	45
Figure 3.22: Type de boulon d'ancrage	46
Figure 3.23: Système de drainage et d'étanchéité dans le tunnel T1.....	58
Figure 3.24: Système d'étanchéité utilisé dans le tunnel T1	63
Figure 3.25: Travaux d'exécution du radier définitif.....	64
Figure 3.26: Ordre d'exécution du radier – Cas où les déformations < 75mm.....	65
Figure 3.27: Ordre d'exécution du radier – Cas où les déformations > 75mm.....	65
Figure 3.28: Ordre d'exécution du radier – Cas où les déformations > 100mm.....	66
Figure 3.29: Plan d'ordre d'exécution des travaux de la première demie section.....	67
Figure 3.30: Plan d'ordre d'exécution des travaux de la deuxième demie section.....	68
Figure 3.31: Détermination du temps de décoffrage du radier définitif	70
Figure 3.32: Coupe transversale du tunnel T1	72
Figure 3.33: Mise en place de coffrage de la voûte	77
Figure 3.34: Mise en place du masque en bois pour le coffrage métallique.....	78
Figure 3.35: Phasages de coulage pour la voûte	79
Figure 3.36: Détermination du temps de décoffrage.....	80
Figure 3.37: terminaison de décoffrage	82
Figure 3.38: les vides entre le béton projeté et revêtement définitif après décoffrage	82
Figure 3.39: remplissage des vides entre le béton projeté et revêtement définitif.....	83
Figure 3.40: Schéma des différents systèmes de ventilation en situation Normale d'exploitation	85
Figure 3.41: Implantation de ventilateurs en voûte de tunnel.....	86
Figure 3.42: Exemples de configurations de gaines de ventilation en tunnel voûte AV est mis pour la gaine d'air vicié et AF pour la gaine d'air frais.....	87
Figure 3.43: Principe de ventilation en mode sanitaire.....	89
Figure 3.44: Principe de ventilation lors d'un incendie dans le tube Ouest.....	89
Figure 3.45: Principe de ventilation lors d'un incendie dans le tube Est.....	90

Figure 3.46: Coupe type au droit d'une batterie d'accélérateur pour le tunnel T1 (tube gauche)	92
Figure 3.47: Exemple détection d'un véhicule accidenté avec un système DAI (Détection Automatique d'Incident)	97
Figure 3.48: Détail de l'implantation du PAU et des extincteurs	99
Figure 3.49: Implantation des sous-stations et le système de ventilation	100
Figure 4.1: Coupe longitudinal du tunnel et l'inclinaison des forages	102
Figure 4.2: Moule de cône d'ABRAMS	112
Figure 4.3: dispositifs pour essai d'arrachement de boulon	116
Figure 4.4: Courbe type d'essai d'arrachement	117
Figure 4.5: Modes de rupture possibles pour un boulon	118
Figure 4.6: essai de compression avec la presse	130
Figure 4.7: Type rupture correct	130
Figure 4.8: Type rupture incorrecte	130
Figure 4.9: Poste de contrôle commande (PCC)	136

Liste des photos

Photo 1.1: exemples des tunnels	1
Photo 1.2: exemples des tunnels	2
Photo 2.1: la tête sud	18
Photo 2.2: la tête nord	19
Photo 3.1: Tunnelier	22
Photo 3.2: Le chargement des trous par Une plate forme élévatrice	26
Photo 3.3: Chargeuse sur pneus, type « charge et rôle »	27
Photo 3.4: Chargeuse sur chenilles, pinces de homard	28
Photo 3.5: Levé topographique pour le positionnement des forages	32
Photo 3.6: Tuyau d'insertion	34
Photo 3.7: la pompe d'injection du coulis de ciment dans les tubes FIT	35
Photo 3.8: creusement de la calotte	36
Photo 3.9: Chargement des déblais	37
Photo 3.10: Profil mixte cintres - béton projeté	42
Photo 3.11: Soutènement par cintres	44
Photo 3.12: la projection du béton projeté au front de taille	49
Photo 3.13: profilés Métalliques (poutre HEB)	50
Photo 3.14: Excavation sur le front de taille	52
Photo 3.15: Traitement des pierres	52
Photo 3.16: pose des cintres	53
Photo 3.17: pose 1 ^{ère} nappe de treillis soudés	53
Photo 3.18: 2 ^{ème} nappe de T-S +2 ^{ème} couche de béton projeté	54
Photo 3.19: les boulons d'ancrage	54
Photo 3.20: Pose des cintres (le contre vouté)	56
Photo 3.21: terminaison de contre vouté	57
Photo 3.22: split et rondelle	62

Photo 3.23: la membrane sur la surface	62
Photo 3.24: l'excavation de la première demie section.....	67
Photo 3.25: Mis en place de Ferraillage et coffrage.....	70
Photo 3.26: Radier définitif.....	70
Photo 3.27: coffrage de la niche	77
Photo 3.28: et niche définitif.....	77
Photo 3.29: Éclairage de renforcement d'entrée allumé 'Tunnel de la Grand-Mare à Rouen.....	94

Photo 3.30: éclairage pour section courante Tunnel de Nogent sur a 86 dans le val de marne	95
--	----

CHAPITRE 4

Photo 4.1: Marquage des trous	101
Photo 4.2: Longueur réelle du tube	102
Photo 4.3: L'inclinaison de forage	102
Photo 4.4: Méthode de mesure la viscosité	104
Photo 4.5: Méthode de mesure la densité par la balance BAROID (MUD BALANCE)..	104
Photo 4.6: Méthode de mesure de la résistance à la compression.....	105
Photo 4.7: Centrale d'injection équipée de manomètre de pression.....	105
Photo 4.8: Injection de coulis par tube et par front	106
Photo 4.9: Control topographe.....	107
Photo 4.10: essai pressionmêtre.....	108
Photo 4.11: cibles optique	109
Photo 4.12: assemblage des cintres par boulons	110
Photo 4.13: assemblage des cintres par soudure.....	111
Photo 4.14: Cône d'ABRAMS.....	111
Photo 4.15: Méthode de mesure d'affaissement.....	113
Photo 4.16: Méthode de mesure.....	114

Photo 4.17: méthode de mesure la résistance à la compression sur caisse...	115
Photo 4.18: essai d'arrachement au COJAAL.....	118
Photo 4.19: méthode de mesure la résistance à la compression.....	124
Photo 4.20: essai de perméabilité pour le béton poreux sur laboratoire de COJAAL	124
Photo 4.21: Le tuyau pour drains	125
Photo 4.22: la fixation de la Géotextile (par split) et la Géomembrane (par rondelle).....	126
Photo 4.23: Essai des jonctions avec air comprimé (à 2 bar).....	126
Photo 4.24: nettoyage des armatures.....	128
Photo 4.25: les cales en béton (5cm).....	128
Photo 4.26: ferraillage de radier.....	128
Photo 4.27: coulage de radier (la première demic section).....	128
Photo 4.28: méthode de mesure la résistance à la compression.....	129
Photo 4.29: marquage des éprouvettes	130
Photo 4.30: ferraillage voûte section complet	131
Photo 4.31: ferraillage voûte demi-section	131
Photo 4.32: emplacement le coffrage glissent.....	132
Photo 4.33: coulage de la voûte.....	132
Photo 4.34: Les sorties des gaines	135
Photo 4.35: la sous-station à la tête Nord de tunnel T1.....	136

Liste des tableaux

Tableau 3.1: Les caractéristiques exigées pour le feutre protecteur (géotextile).....	59
Tableau 3.2: Les caractéristiques exigées pour la membrane.....	59
Tableau 3.3: Les machines utilisé dans ces travaux	71
Tableau 3.4: exemples des résistances de décoffrage.....	81
Tableau 3.5: Tableau de synthèse des dispositions de l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 pour les tunnels de longueur supérieure à 300 m	91
Tableau 4.1: Exemples de viscosité et densité de Fit Mil.....	104
Tableau 4.2: relevés de tassement.....	109
Tableau 4.3: classification des bétons et la puissance de serrage nécessaire pour les mettre en œuvre.....	113
Tableau 4.4: âge et la résistance en compression simple de béton projeté (RN30).....	115
Tableau 4.5: exemples d'affaissement pour le béton (RN40)	128
Tableau 4.6: Nombre d'éprouvettes prélevées en vue des essais.....	129
Tableau 4.7: Les différents types de bétons.....	134

Liste des annexes

Annexe A : Système de drainage adopter par COJAAL.

Annexe B : Plan de l'implantation des trous de forage (FIT).

Annexe C : Levé géologique réalisé par les géologues.

Annexe D : Prospection géophysique lors de l'étude préliminaire du projet.

Annexe E : Notes RMR.

Annexe F : Fiche de contrôle (affaissement, température et l'écrasement) pour le béton projeté.

Annexe G : Essai d'arrachement.

Annexe H : Levé topographique (cible optique).

Annexe I : Fiche de l'essai de la perméabilité.

Annexe J : Fiche de réception du complexe d'étanchéité.

Annexe K : Exemple de plan DEX pour le ferraillage de radier définitif.

Annexe L : Fiche pour l'essai de l'écrasement de béton RN40 à 7jours et 28 jours.

Annexe M : Le bon de livraison.

Annexe N : Exemple de plan DEX pour le ferraillage de la voûte.

Annexe O : Fiche pour l'essai de l'écrasement sur Mortiers / coulis d'injection.

ANNEXE

A

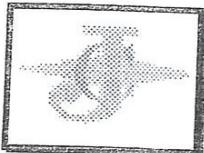
ANNEXE

E



ANNEXE

F



C O J A A L
Consortium Japonais pour l'Autoroute Algérienne

Laboratoire Camp 04	Procès verbal de laboratoire		Lab/Rap/Béton
PV N° 640	ESSAI MECANIQUE SUR CAROTTE EN BETON		Document de référence
			NF EN 12390-3

Date de prélèvement : 30/04/11

Type de Béton : Béton projeté

Mode de Prélèvement: Essai sur caisse

Gravier : Carrière Bounouara

Sable : Carrière Bounouara+Dune Oum Ali

Ciment : CPJ CEM II 42,5 Hamma Bouzéne

Eau : Oued Skhoune Hamma Bouzéne

Aditif : Glenium 27

Forme et dimension: Ø5,4 x 10,8 cm Affaissement : 20,0 cm Température 18,6 °C

Référence : SH 01

Destination : T1 Nord

Partie d'ouvrage : Tube droit

Elément de construction :

Galerie pilote plot "129"

Référence	Date coulage	Date d'essai	Age (j)	Poids (g)	Charge (Kn)	Re (Mpa)	Moy (Mpa)	Obsevation
SH 01	30/04/2011	7/05/2011	7J	560,50	65,00	28,30	28,4	On éliminant Rmax et Rmin, Rc= La moyenne des 3 résistances restantes
				578,50	59,70	26,00		
				571,60	63,90	27,90		
				570,20	66,20	28,90		
				571,40	69,00	30,10		
SH 01	30/04/2011	28/05/2011	28J	586,2	107	46,7	41,4	On éliminant Rmax et Rmin, Rc= La moyenne des 3 résistances restantes
				588,1	100,1	43,7		
				581,3	80,1	34,9		
				584,7	65,8	28,7		
				580,1	105,1	45,7		

Approuvé Par:	Contrôle Interne :	Contrôle Externe :	Etat Présents:
Chef Labo : Lethied Karim	Contrôle Interne : * A. Zoghlami * A. Zoghlami * A. Zoghlami	Contrôle Externe : Télescopique Warda maintenant	BCS /ANAS(Labo) : Hamiaoui Boudjamaa DPN : 102AMAAB

ANNEXE

G

J**Procès - verbal d'essai de Tube FIT****J****Plan d'implantation**

Tunnel: Tunnel 01

Portail: Sud

Tube:

partie:

Cintre:

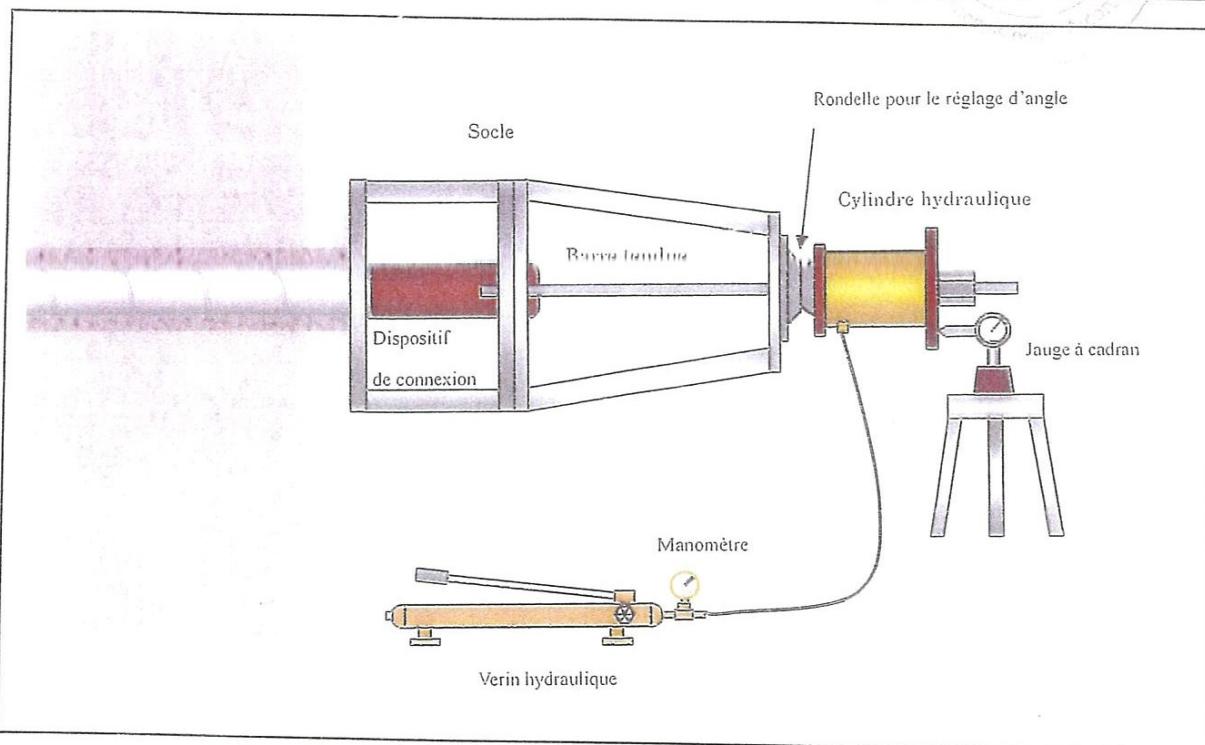
Coté:

Date essai : / / 2009

PV D'essai n° :

Tube d'essai : feré diam $\phi 90$ mmLongueur de Tube: 1500..m , diam $\phi 76$ mm

Type d'ancrage: scellé par le coulis de ciment

**Tableau des Résultats Constatés**

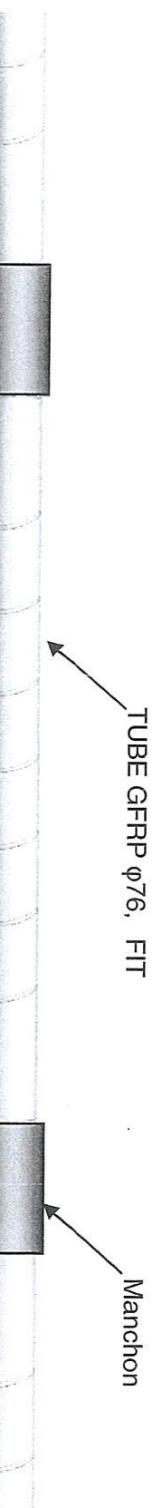
Force						KN
Masse						T
Pression						Bars
Temps						min
Déplacement						mm
Retour						mm

Conclusion de l'Essai de Contrôle

Essai Concluant	Ancrage Correct	<input type="checkbox"/>
Essai Non Concluant	Ancrage Incorrect	<input type="checkbox"/>
Autre:		

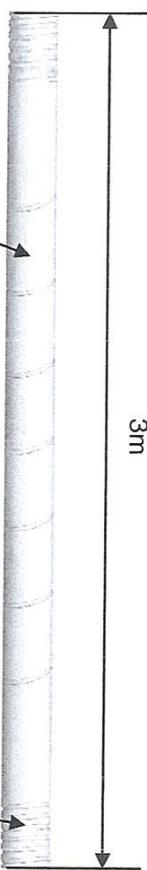
Contrôle interne	contrôle externe	BCS / ANAS	Autre
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

ESSAI D'ARRACHEMENT DE TUBES FIT



TUBE GFRP $\varnothing 76$, FIT

Manchon

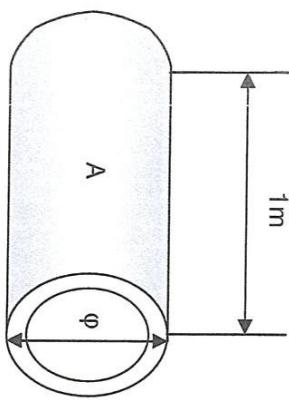


FORAGE:

Résistance à la traction 1000KN

FILETAGE:

Résistance à la traction 200KN



φ : Diamètre de forage (mm) = 76 mm

A : Superficie d'adhésion (mm^2/m) = $\varphi \times \pi \times 1000\text{mm} = 76 \times 3.14 \times 10^3 = 238 \times 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$

Si le poids de charge minimum nécessaire à l'arrachement (Contrainte d'adhésion) des tubes FIT est supérieur à la résistance du filetage,

Contrainte d'adhésion

$$200\text{KN} / 3\text{m} / A \doteq \underbrace{70\text{KN} / \text{m} / A}_{\text{à savoir, Pour } 500\text{mm de long de la partie de fixation } 35\text{KN} / 50\text{cm} / A}$$

Poids de charge à l'arrachement



Procès - verbal d'essai de clou



Plan d'Implantation

Tunnel: Tunnel 01

Date essai : 23 / 05 / 2010

Portail: Sud

PV D'essai n° :

Tube: droit

Clou d'essai : foré diam $\phi \dots 25$ mm

partie: calotte

Longueur de clou: ... 6 ... m , diam ϕ 25 mm

Cintre: C.P. 2

Type d'ancrage: scellé par le coulis de ciment

Coté: droite

Cravache

Matériel Utilisé Pour l'Essai de Contrôle

1) Vérin Creux Hydraulique, Marque: ENERPAC

Capacité de Pression Maximale à 700 bars

2) Pompe hydraulique adaptée, Marque: ENERPAC

3) Comparateur (1/100 ème , course 50mm)

4) Manomètre mécanique 700 bars pour la pompe

NB: Etat de l'ensemble du matériel: Neuf, et avec des certificats d'étalonnage

Tableau des Résultats Constatés

Force	50	100	150	200	KN
Masse	5	10	15	20	T
Pression	100	200	290	385	Bars
Temps	1	3	3	3	min
Déplacement	2,45	5,52	7,15	9,46	mm
Retour	3,93	8,51	9,27	9,40	mm

Force de traction appliquée: force exigée par le CCTP

Conclusion de l'Essai de Contrôle

Essai Concluant	Ancre Correct	<input checked="" type="checkbox"/>
Essai Non Concluant	Ancre incorrect	<input type="checkbox"/>
Autre:		

Contrôle interne

Contrôle externe

BCS / ANAS

Autre

ANNEXE

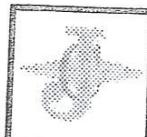
H

TABLEAU DES COORDONNEES DU TUBE DROIT DU TUNNEL 1 (POUR L'INSPECTION DU REVETEMENT)

End line	PK 205 + 407.50	C.L.	S.L.(GAUCHE)	S.L.(DROIT)	BOUT(GAUCHE)	BOUT(DROIT)
1plot	N	4030230.986	4030227.247	4030235.116	4030227.714	4030234.817
	E	291194.452	291188.132	291200.524	291188.682	291199.867
	Z	797.849	792.054	792.054	789.561	789.561
	PK 205 + 413.50	C.L.	S.L.(GAUCHE)	S.L.(DROIT)	BOUT(GAUCHE)	BOUT(DROIT)
	N	4030236.051	4030232.312	4030240.181	4030232.779	4030239.882
	E	291191.236	291184.916	291197.308	291185.466	291196.651
	Z	798.089	792.294	792.294	789.801	789.801
2plot	PK 205 + 425.92	C.L.	S.L.(GAUCHE)	S.L.(DROIT)	BOUT(GAUCHE)	BOUT(DROIT)
	N	4030246.535	4030242.796	4030250.666	4030243.264	4030250.367
	E	291184.578	291178.258	291190.650	291178.808	291189.993
	Z	798.586	792.790	792.790	790.297	790.297
3plot	PK 205 + 438.42	C.L.	S.L.(GAUCHE)	S.L.(DROIT)	BOUT(GAUCHE)	BOUT(DROIT)
	N	4030257.088	4030253.349	4030261.218	4030253.816	4030260.919
	E	291177.877	291171.557	291183.949	291172.107	291183.292
	Z	799.086	793.290	793.290	790.797	790.797
4plot	PK 205 + 450.96	C.L.	S.L.(GAUCHE)	S.L.(DROIT)	BOUT(GAUCHE)	BOUT(DROIT)
	N	4030267.674	4030263.935	4030271.804	4030264.402	4030271.505
	E	291171.155	291164.835	291177.227	291165.385	291176.570
	Z	799.587	793.792	793.792	791.299	791.299
5plot	PK 205 + 463.50	C.L.	S.L.(GAUCHE)	S.L.(DROIT)	BOUT(GAUCHE)	BOUT(DROIT)
	N	4030278.260	4030274.521	4030282.390	4030274.988	4030282.091
	E	291164.433	291158.112	291170.505	291158.663	291169.848
	Z	800.089	794.294	794.294	791.801	791.801
6plot	PK 205 + 476.00	C.L.	S.L.(GAUCHE)	S.L.(DROIT)	BOUT(GAUCHE)	BOUT(DROIT)
	N	4030288.812	4030285.073	4030292.942	4030285.540	4030292.643
	E	291157.732	291151.412	291163.804	291151.962	291163.147
	Z	800.589	794.794	794.794	792.301	792.301
7plot	PK 205 + 488.50	C.L.	S.L.(GAUCHE)	S.L.(DROIT)	BOUT(GAUCHE)	BOUT(DROIT)
	N	4030299.364	4030295.625	4030303.494	4030296.092	4030303.195
	E	291151.032	291144.711	291157.103	291145.261	291156.446
	Z	801.089	795.294	795.294	792.801	792.801

ANNEXE

L



C O I A A L
Consortium Japonais pour l'Autoroute Algérienne

Laboratoire Camp 04	Procès verbal de laboratoire ESSAI MECANIQUE SUR EPROUVETTES DE BETON	Lab/Rap/Bét/00 Document de référence NF EN 12390-3
PV N° 4018C C4-3		

Date de prélèvement 21/05/2011

Type de Béton: RN 40 (HVT 01)

Référence: RN 40 (HVT 01)

Mode de Prélèvement: Eprouvettes

Destination: TI Nord

Gravier: Carrière Baounouara

Partie d'ouvrage:

Sable: Carrière Baounouara +Dune Oum Ali

Tube droit

Ciment: CPJ CEM II 42,5 Hamma Bouziane

Elément de construction:

Eau: Oued Skhoune Hamma Bouziane

Voute plot "98"

Aditif: Viscocrete 3045+Tempo 22

pk= 206+606,5~206+617,5

Forme et dimension: Ø16 x32 cm Affaissement : 23,3 cm Température 18,6 °C

Référence	Date coulage	Date d'essai	Age (j)	Poids (Kg)	Charge (Kn)	Rc (Mpa)	Moy (Mpa)	Obsevation
RN 40 (HVT 01)	21/05/2011	28/05/2011	7J	15,367	899,00	44,70	44,6	
				15,240	891,40	44,30		
				15,189	904,00	44,90		
RN 40 (HVT 01)		18/06/2011	28J					

Approuvé Par:	Etaient Présents:			
Chef Labo :	Contrôle Interne:	Contrôle Externe:	BCS /ANAS(Labo) :	DPN :
Lethied Karim	S A Zaghmair	Kebjoune Warda	Hamlaoui Boudjamaa	DRAMAAR

ANNEXE

M

DELIVERY NOTE

No. 1

Plant : Centrale à Beton-02

Address : Camp-04

Tel : 000.00.00.00

Customer : /T1SUD

Address : Camp04-Constantine

Tel : 000.00.00.00

Recipe : RN30HG04 Description : RN30HG-04-

Truck : ISUZU-6- Driver : XXX

Mixed Date : 3/24/2011

m3 produced 9 m3 Delivery : 9.00

No.	Time	Quantity	Add 01	Add 02	Add 03	Add 04	Ce01	Ce02	Ce03	Ce04	Water	Add01	Add02
			SAND	PL	12.5-20	5-12.5	HAMMA	HAMMA	ACFM03	CFM04	FAH	ADD1	ADD1
1	8:55 AM	1	407	306	481	506	386	0	0	0	157	2.98	0
2	8:56 AM	1	373	395	452	562	387	0	0	0	157	2.99	0
3	8:57 AM	1	385	397	498	502	391	0	0	0	157	2.97	0
4	8:59 AM	1	392	372	465	553	401	0	0	0	157	2.97	0
5	9:00 AM	1	381	394	475	501	378	0	0	0	157	2.97	0
6	9:02 AM	1	377	409	470	547	389	0	0	0	157	2.97	0
7	9:03 AM	1	373	352	454	505	390	0	0	0	157	2.97	0
8	9:04 AM	1	393	397	463	580	387	0	0	0	157	2.97	0
9	9:06 AM	1	383	408	450	489	393	0	0	0	157	2.97	0
total :		9	3464	3520	4208	4745	3502	0	0	0	1413	26.76	0

CUSTOMER

SUPPLIER

E/C

115.6

ANNEXE

N