

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية

3/94

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية

MINISTRE DE L'EDUCATION NATIONALE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Département : *Génie Minier*

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

METHODES D'EXCAVATION DE L'OUVRAGE DE
DERIVATION DE L'OUED CHIFFA

10 PLANCHES

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

Mr Rabah BELOULOU

Mr BENKECHIDA Ahmed

Mr Rabah BELOULOU

Promotion 1994

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE



Département : *Génie Minier*

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**METHODES D'EXCAVATION DE L'OUVRAGE DE
DERIVATION DE L'OUED CHIFFA**

Proposé par :

Mr Rabah BELOULOU

Etudié par :

Mr BENKECHIDA Ahmed

Dirigé par :

Mr Rabah BELOULOU

Promotion 1994

DEDICACES.

A la mémoire de mes parents qui m'ont tant donné.

A mes frères et ma soeur.

A toute ma famille.

A mes amis (es).

Je dédie ce modeste travail à BENKECHIDA Ahmed.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

REMERCIEMENTS

Je tiens a remercier tous ceux qui ont contribués a ma formation et a la réalisation de ce travail, en particulier mon promoteur Monsieur R. BELOULOU qui m'a vivement orienté.

SOMMAIRE



INTRODUCTION :

CHAPITRE I:

Présentation du projet du tunnel de dérivation du oued CHIFFA.

1- Description de l'ouvrage	8
2- Facteur a considère lors de l'implantation d'un tunnel	12
2-1 Choix du tracé	12
2-2 Choix de la section	13

CHAPITRE II:

Contexte géologique de la région de CHIFFA

1- Reconnaissances préliminaires géologique, hydrogéologique et géotechnique.	14
2- Etude alternatives et solution adoptée	14
3- Etude géologique du trace	16
3-1- généralité	16
3-2- géologie du site du barrage	18
3-3- géologie de la dérivation	19

3-4- hydrogéologie de la dérivation	21
3-5- geotechnique de la dérivation	22

CHAPITRE III:

Méthode de réalisation du tunnel de CHIFFA

1-Généralité	31
2-Principe et avantage de la nouvelle methode autrichienne	
3- Méthode de creusement	34
3-1- introduction	34
3-2- excavation du tunnel	35
3-3- évacuation des deblais	40
3-4- organisation des travaux de transport	48
3-5- soutènement	48
4- Revêtement définitif	50
4-1- rôle de revêtement	50
4-2- forme de revêtement	50
5- Etanchéité	50

CHAPITRE IV:



Hygiène et sécurité:

1 - Introduction	52
1-1- Eclairage de travail	52
1-2- Epuisement des eaux	52
1-3- Ventilation	54
1-3-1- Lutte contre les poussières	56
1-3-1- Lutte contre les gaz	56
1-4- Electrocutation	56
2 - Conclusion	57

CHAPITRE V

Comparaison économique des variantes d'évacuation des déblais

1- Introduction	58
1-1- Calcul du prix de revient de chargement d'une tonne de déblais par pelle à pince	60
1-2- Calcul du prix de revient de chargement d'une tonne de déblais par pelle de type CAVO	64

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

2 - Conclusion	67
- Conclusion générale	68
- Annexe	69
- Bibliographie	71

Introduction :

Les constructions souterraines ont de tout temps suscité un intérêt certain. Ces réalisations qui, dès le début, demandèrent un effort soutenu et présentèrent des dangers évidents, furent créées dans des buts divers, ces tunnels forment donc un des groupes importantes des constructions souterraines destinés à créer une liaison entre deux points en vue d'instaurer des possibilités de transport et de transfert d'eau ou de communication par l'élimination des obstacles topographiques qui les séparent.

ils sont des voies de communication souterraines réalisées sans l'excavation des couches supérieures du terrain.

CHAPITRE I

Présentation du projet du tunnel de dérivation du oued CHIFFA

1- Description de l'ouvrage

1-1- But de l'ouvrage

L'ouvrage de dérivation de l'oued de Chiffa a pour but de dériver les eaux du dit oued jusqu'au bassin du Bou-Roumi où le barrage de retenus est en phase d'achèvement.

1-2- Description succincte de l'ouvrage:

1-2-1- Dérivation :

Prise d'eau **(fig:1.2.1)**

Le barrage-déversoir de cette dérivation est en béton et il a une longueur de 80 m comprise entre les caissons latéraux. La fermeture de la rivière est complétée, à la rive droite, par une culée faite de matériaux en vrac **(en béton)**.

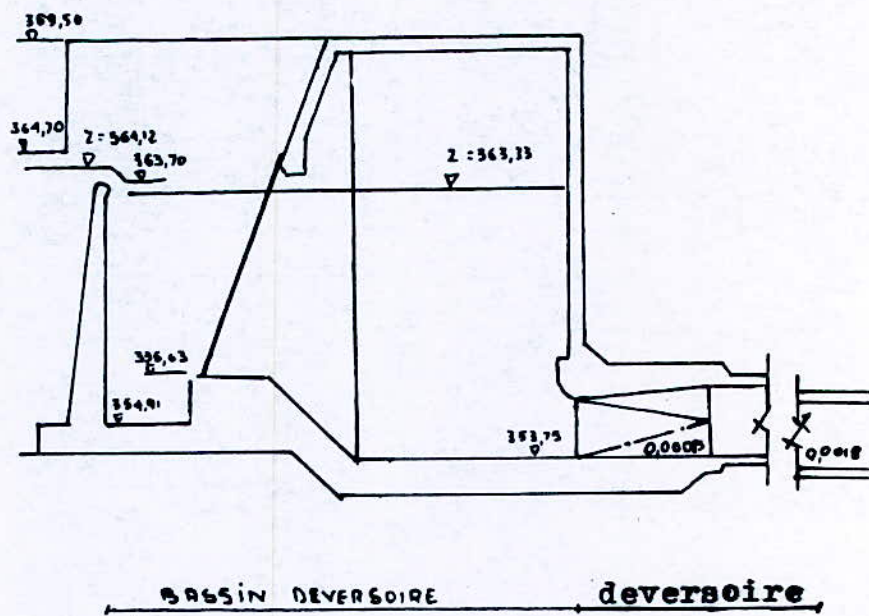
La crête du déversoir se trouve à la cote de 364,70 m ce qui représente une hauteur de 12 ou 13 m au-dessus du niveau du lit et de 18 à 20 m par rapport aux fondations.

A deux mètres du parement amont, on a installé une galerie de contrôle de 2,40 m de haut et de 1,20 m de large, à laquelle on peut avoir accès du mur latéral de la rive droite.

Le couronnement de la culée de matériaux en vrac a 4,30 m de large et il se trouve à la cote 369,50 m. La hauteur maximale au-dessus du terrain naturel est d'environ 10m.

L'imperméabilisation est assurée jusqu'à la roche par le remplissage avec des matériaux imperméable d'une tranchée placée au centre de la section.

fig:1.2.1 prise d'eau



Dans le sens du courant, la prise, située sur la rive gauche de l'oued, comprend un déversoir de 16,50 m environ d'écoulement, culminant à la cote 363,70 m, Un bassin de décantation de gravier de 3,50 m de large sur 14 m de long, une grille métallique d'une surface brute d'environ 65 m², divisée en 3 filets et un autre bassin antérieur à l'embouchure du faux tunnel, où est situé un batardeau de 2,60 m x 2,00 m.

Les enceintes, antérieure et postérieure, à la grille possèdent un écoulement à la zone aval du barrage, ce qui permet le nettoyage ces sorties sont commandées par des vannes de section de 3,50 x 2,00 m Avec un glissement de 1,50 x 2,00 m respectivement Chaque sortie est munie des correspondants batardeau de garde.

Les vannes sont manoeuvrées par des servomoteurs et les batardeaux le sont par des moteurs qui actionnent des broches.

On a prévu l'installation d'un poste de commande des servomoteurs, des dispositifs électriques et aussi d'un magasin de pièces de rechange dans la zone de la prise.

On peut accéder à la prise par une passerelle métallique traversée à pied au dessus du barrage-déversoir, et qui peut éventuellement permettre le passage de véhicules légers.

1.2.2- Tunnel de dérivation de l'oued Chiffa

Le tunnel de dérivation de l'oued Chiffa a une longueur totale d'à peu près 12,5 km et dérive les eaux de l'oued Chiffa de la retenue constituée par le barrage jusqu'au bassin du barrage du Bou-Roumi (**fig: 1.2.2**).

Le premier tronçon de la galerie, d'environ 5,20 km, sera pour des raisons hydrauliques et constructives en charge jusqu'à arriver à une chambre de rupture de charge à partir de laquelle, la dérivation se fait jusqu'à sa fin en régime libre.

Coïncidant avec cette chambre de rupture de charge, on a prévu la construction d'un puits d'environ 280 m de profondeur, destiné à assurer l'aération ainsi que, durant les travaux d'extraction de la tunnéleuse.

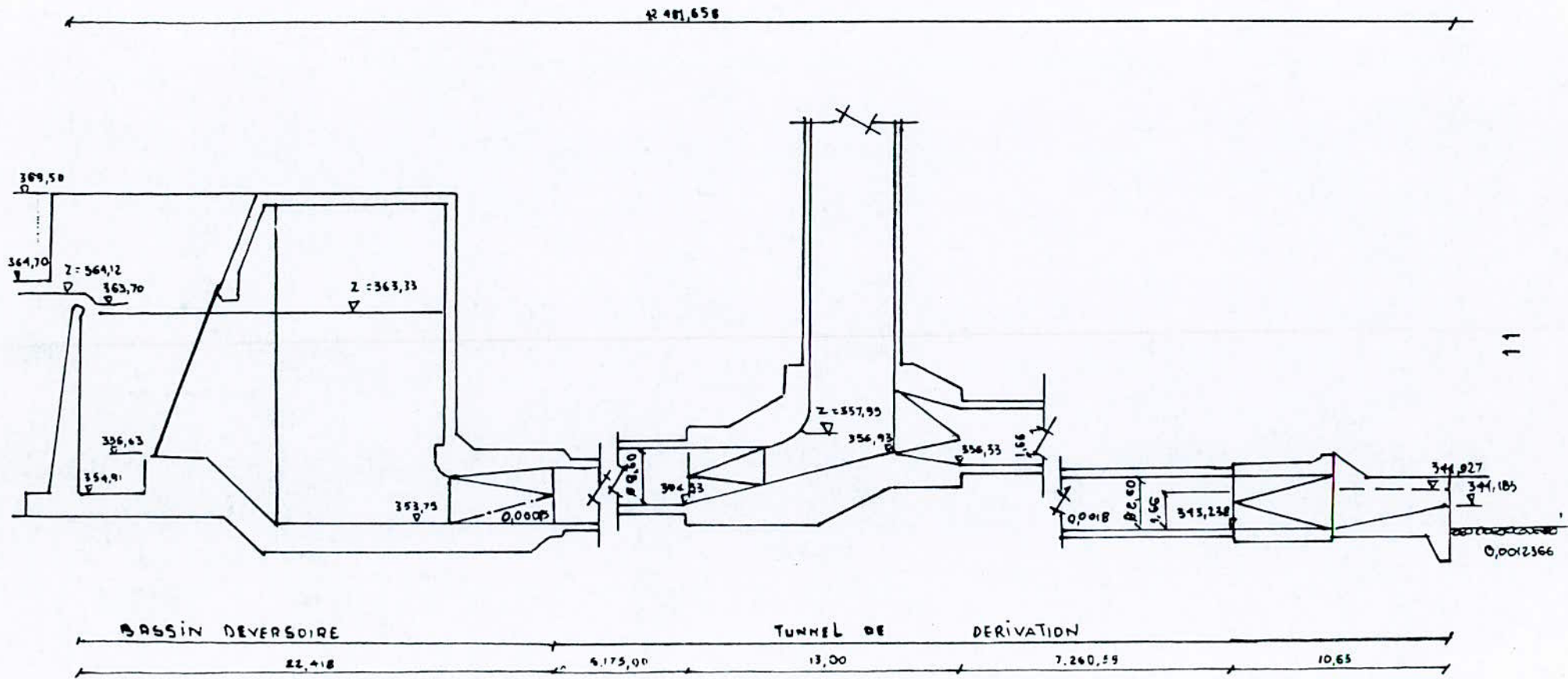


fig:1.2.2- SCHEMA DU PROFIL EN LONG DE LA DERIVATION DE L'OUED CHIFFA

L'aménagement des portails d'entrée et de sortie, a été réalisé en tenant compte des caractéristiques de la roche de façon à assurer une stabilité satisfaisante. En ce qui concerne la bouche de prise, et pour des raisons hydrauliques, le raccordement entre les structures de prise et le tunnel proprement dit, se fait au moyen d'un faux tunnel situé dans une tranchée postérieurement remblaiée.

Les caractéristiques géométriques du tunnel de dérivation sont les suivants:

- Diamètre extérieur d'excavation: 3,00 m.
- Diamètre intérieur: 2,50 m

Les soutènements et revêtements varient selon les caractéristiques des divers tronçons et sont indiqués sur les plans.

2 Facteurs à considérer lors de l'implantation d'un tunnel

2-1- Choix du tracé:

Le tracé d'un tunnel sera choisi en tenant compte des critères suivants:

1/- garder l'axe du tunnel droit pour permettre de diminuer la longueur de l'ouvrage, améliorer la visibilité et rendre la construction plus économique, cela facilite en outre la construction.

2/- l'implantation devra s'impregner dans les régions de terrain stable, de bonne tenue afin de réduire les coûts occasionnés par le soutènement et par la même rendre l'exécution plus simple et sûre.

3/- l'implantation en élévation du tunnel d'adduction d'eau dépend de l'altitude des cours d'eau ou des bassins d'alimentation a relier, mais l'on tiendra compte également des données géologiques important non seulement pour la construction mais aussi au point de vue de l'étanchéité exigée a l'interieur du tunnel, la pente sera limité a une valeur minimale sachant que les exigences de l'écoulement (pression statique, la pression dynamique) imposent la limitation des pentes maximales a des valeurs inférieurs a celles adoptées sur les lignes extérieures, et ceci pour réduire la pression et les frottements sur les parois interne du tunnel.

2-2- :Choix de la section:

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

- 1/- section utile du flus d'eau (ou débit) a transférer.
- 2/- le mode du soutènement
- 3/- la méthode de travail à adopter
- 4/- le choix du profil conditionné par la nature du terrain à traverser (sa résistance, sa teneur en eau, les poussées géologiques du souterrain)

CHAPITRE II

1-RECONNAISSANCES PRELIMINAIRES GEOLOGIQUES

ET HYDROGEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUES :

Avec les connaissances acquises on a effectué une première reconnaissance sur le terrain afin d'obtenir des renseignements **qui sont** destinés à décider sur la convenance de retenir une ou plusieurs des alternatives proposées.

2-ETUDE DES ALTERNATIVES ET SOLUTION ADOPTEE

Dans le cas de l'Oued Chiffa la possibilité de choisir des variantes de tracé est limitée par les facteurs suivants:

- limitation du tronçon de l'Oued adéquat pour la situation du barrage.
- cotes de prise et de restitution.

Par ailleurs, la géologie de la zone impose au tracé en ligne droite un inconvénient principal consistant en l'existence de nombreuses failles ou à l'occasion de l'étude préliminaire ,on avait des débits d'eau parfois importants.

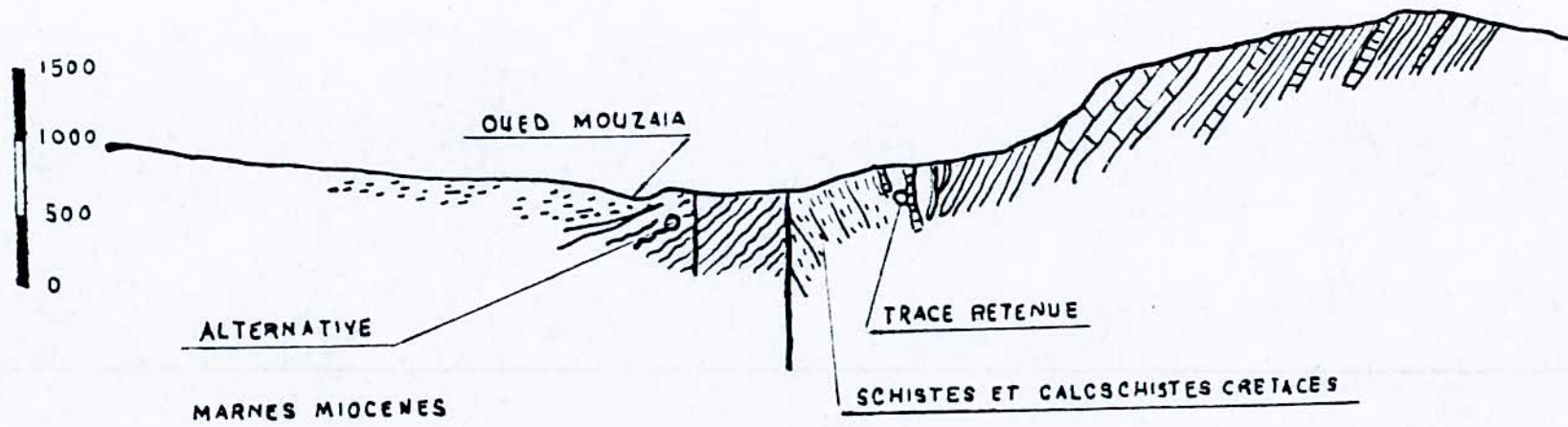
dans notre cas ces débits n'ont pas été rencontrés malgré la durée de la campagne de sondages qui annulerait l'effet saisonnier.

peut être devrait on chercher l'explication dans l'existence d'une période sèche s'étalant entre 1973-74 et 1981 qui aurait eu pour effet la limitation des débits des aquifères

le problème ,cependant, reste là et il faut lui attacher l'importance due étant donné l'incidence des problèmes d'eau dans la construction d'un tunnel.

SSW

NNE



15

fig2.1: COUPE NORD SUD

Pour y remédier on a pensé à un tracé entre 1 et 2 km .au sud de celui en ligne droite situé presque entièrement dans les marnes miocènes de façon à éviter les problèmes d'eau (voir **fig2.1**) en fait l'étude géologique a révélé que les problèmes posés par la présence des marnes sont plus importants que ceux que l'on cherche à éviter étant donné , surtout , la longueur de la galerie.

en effet , non seulement il s'agit de marnes gonflantes mais aussi le tracé longerait pendant presque 4 km. une grande fracture, ce qui risquerait de poser de graves problèmes d'instabilité.

en conséquence , on a décidé de retenir le tracé en ligne droite avec une légère variation par rapport à celui de l'étude préliminaire du au changement de l'emplacement du barrage quelques cent mètres vers l'aval pour des raisons hydrauliques. le tracé forme en réalité un angle droit ayant pour sommet l'emplacement du puits.

3.ETUDE GÉOLOGIQUE DU TRACE

une fois les tracés retenus, on a fixé une bande de terrain pour effectuer l'étude géologique et géotechnique de façon à couvrir les variations locales que le déroulement postérieur des études puissent imposer.

Dans le but de donner une homogénéité à ce mémoire on donne ici un bref aperçu du résultat de l'étude géologique.(voir fig. 1).

3.1 Généralités

La zone d'étude se situe dans la zone sud des Chaînes Tellienes dans la zone qui met en contact des matériaux Crétacés qui constituent l'anticlinorium des Bidans dans la région de BERROUAGHIA avec les matériaux Miocènes du Bassin de MEDEA.

Les matériaux Crétacés sont constitués par des schistes et calcschistes; à son tour, le Miocène présente une série de marnes avec à la base un niveau de grès.

Il existe, en outre, des formations superficielles constituées par des alluvions formant des terrasses et des dépôts de pente provenant de l'altération des matériaux rocheux.

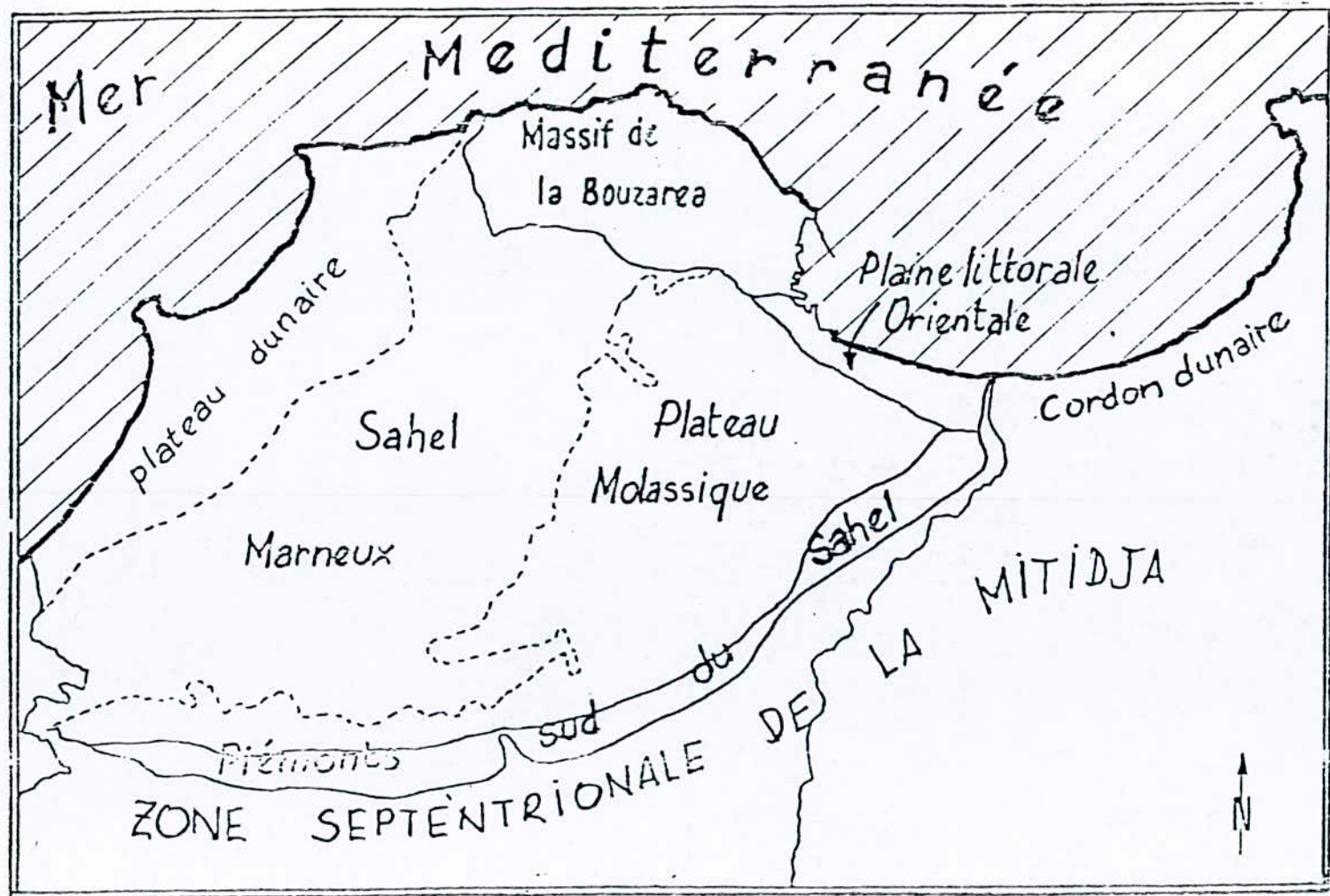


Fig. Localisation des ensembles géographiques (d'après K. BENALLAL 1988)

3.2 Géologie du site du barrage

Le barrage se situe au début (côte amont) de la Gorge de la Chiffa et 350 m. environ à l'aval de la traversée de l'Oued Chiffa par la R.N. - 1 et la voie ferrée.

L'oued présente dans la zone d'emplacement du barrage lui-même un vaste lit de 90m de largeur avec, sur la rive droite, une terrasse de 50m de largeur et une hauteur sur le lit de 2-3 m qui est limitée dans sa partie extérieure par un remblai de 5 m de hauteur appartenant à la voi ferrée.

Le lit de l'Oued se divise, dans la zone du barrage, en deux bras, qui s'unissent quelques mètres à l'aval du barrage, en laissant un dépôt de galets et blocs entre les deux.

Les matériaux qui se situent aux alentours du barrage comprennent ceux du socle rocheux et des formations superficielles.

- Socle rocheux

Il est constitué par les matériaux allochtones d'âge Paléocène-Crétacé Supérieur et lithologiquement, par une alternance de marnes avec une schistosité très marquée, parallèle à la stratification et des paquets calcaires avec une épaisseur moyenne de 0,20-0,40 m., et, localement, plus grande dans des zones de marnes.

Sous les dépôts du lit, le socle rocheux présente une altération superficielle de 2 à 4 m. d'épaisseur environ.

Les formations superficielles

Elles s'intègrent en deux groupes d'origine différentes: les dépôts alluvionnaires et les dépôts de versant.

Dans les dépôts alluvionnaires on distingue les terrasses de la rive droite de l'Oued avec une largeur moyenne de 50-60 m. et 6 m. d'épaisseur, constituées par des limons, sables, graviers et galets calcaires et les dépôts des crues qui se trouvent dans le lit et sont formés, fondamentalement, par des blocs et des galets calcaires et de grés englobés dans une matrice sablimoneuse peu abondante. L'épaisseur de ces dépôts du lit sont de l'ordre de 3 m.

Structure et tectonique

Le socle rocheux, comme il correspond à une formation allochtone, présente, à l'échelle du barrage, une structure complexe avec des fractures et des plis locaux ainsi que des changements fréquents dans la direction de la stratification.

Dans la rive droite, la direction de la stratification change, la moyenne de celle du pendage étant vers l'Ouest. En termes généraux, la direction des couches est transversale ou oblique à l'axe du barrage avec le pendage vers l'amont. Les diaclases présentent une grande dispersion.

Etant donné la nature marneuse et calcaire avec une schistosité très marquée du socle rocheux et l'absence de fractures importantes et une fois la couche altérée, pouvant atteindre 2-3 m., excavée, il ne semble pas y avoir des problèmes en ce qui concerne l'étanchéité du vase. On doit néanmoins prévoir la réalisation d'injections dans les zones les plus superficielles et décomprimées du socle rocheux jusqu'à une profondeur de 5-6 m.

3.3- Géologie de la dérivation

La galerie de l'Oued Chiffa, avec une longueur d'environ 12.500 m., est située à l'extrémité occidentale du Massif de Blida.

On peut distinguer, dans ce massif, trois grands ensembles structuraux généraux.

a) Une série autochtone qui apparaît en fenêtre dans l'anticlinal de Blida et à l'emplacement du barrage de Bou-Roumi, affectée de schistosité et de métamorphisme de faible intensité.

b) Un ensemble d'unités allochtones qui, provenant du nord, recouvre en partie les formations autochtones et dont la surface de glissement apparaît jalonnée de matériaux triasiques.

c) Des formations de transgression et discordantes postérieures à la mise en place des formations allochtones, principalement formées par des terrains du Miocène qui remplissent le bassin de Médéa.

Les dépôts quaternaires sont formés par les terrasses qui jalonnent les cours des oueds et par des restes d'anciens glacis que l'on distingue dans le bassin de MEDEA, et encore par quelques dépôts alluvionnaires et de versant.

On ne décrira que les formations affectant le tracé de la galerie et correspondant aux formations autochtones du Néocomien-Barrémien et de l'Albien inférieur et moyen, l'unité allochtone du Crétacé supérieur-Paléocène et les formations Post-Nappes du Miocène et Quaternaire.

a) Formations autochtones

NEOCOMEIN_BARREMIEN_APTIEN

IL s'agit d'une formation considérable de plus de 3.000 m. d'épaisseur que l'on observe dans la gorge de la Chiffa et qui est formée, à la partie inférieure de la série, par des schistes pelithiques intercalant de fréquents paquets de calcschistes dont la fréquence augmente vers le toit jusqu'à devenir franchement prédominants et même exclusifs formés par des paquets de couleur gris-noir ou bleuâtre, tout en conservant une schistosité incipiente qui se manifeste quand on trempe l'échantillon dans de l'eau.

ALBIEN INFERIEUR ET MOYEN

Formation de 600 à 1.000 m. d'épaisseur constituée par des argilites à nodules ferrugineux et schistosité accentuée intercalant sporadiquement des paquets de grès quartzeux ferrugineux très durs, en paquets de 0,20 à 1 m. Cette formation est facilement reconnaissable sur le terrain par une couleur brune rougeâtre et son altération typique en fragments anguleux à dimension millimétrique;

b) Formation allochtone

La seule formation allochtone affectant le tracé appartient au Crétacé Supérieur Paléocène étant formée par un paquet d'environ 300m. de marnes schisteuses grises foncées intercalant d'une façon plus ou moins fréquente des paquets calcaires gris dont l'épaisseur est de 0,20 à 0,40 m. Ces paquets sont souvent sans intercalations marneuses, à d'autres niveaux; les paquets sont absents.

c) Dépôts Post-Nappes

MIOCENE

Les matériaux miocéniques qui comblent le bassin de Medéa sont fondamentalement formés par des marnes argileuses grises se succédant d'une façon monotone au centre du bassin et de la colonne stratigraphique, une monotonie qui est interrompue à la base de la formation où sont intercalés des paquets décimétriques de grés calcaire grossier ou lumachelle dont l'épaisseur dépasse 15-20 m. Cet intercalage de paquets de grés est observé vers le sommet de la colonne.

QUATERNAIRE

Les matériaux quaternaires n'intéressent pas directement le tracé, mais affectent les ouvrages de prise, ils sont formés par les dépôts alluvionnaires et de terrasses qui jalonnent le cours des rivières et qui, dans leur ensemble, ne paraissent pas dépasser 8 à 10 m. d'épaisseur, et par des restes de glacis se situant sur les rives miocéniques, ainsi que par des dépôts colluvionnaires et de versant associés à des zones de contact par failles du miocène avec des reliefs accusés du crétacé.

3-4 hydrogéologie de la dérivation

En partant de l'étude hydrologique du massif de Mouzaia réalisé par COYNE ET BELLIER et sans avoir de données en contradiction avec cette étude, nous allons résumer par la suite les risques de venues d'eaux au long du tracé, tenant compte de la lithologie et du comportement normal des matériaux rencontrés.

Sur les 4 km. du début du parcours, le risque de venues d'eaux douces dans les zones de schistes et de marnes et calcaires seront faibles et uniquement causés par l'eau de circulation libre dans les fissures. Il ne pourra y avoir des manifestations d'eau profonde que sur les derniers kilomètres, mais ses pressions et ses débits seront toujours faibles.

Du kilomètre 4 au kilomètre 6,5 les venues d'eaux seront progressives et présenteront, au début, un mélange d'eau douce et d'eau salée, avec des pressions non excessives et une décharge éventuelle de la couche captive du massif puisque les aquifères semblent être en communication.

Du kilomètre 6,5 au kilomètre 8,3, les venues d'eaux salées dans des terrains schisteux ou à calcschistes, pourront être parfois brutales aux points de rencontre des fractures et des grandes fissures qui contiennent de l'eau en état de charge, mais on peut espérer que ces aquifères soient associés, aux précédents et que les pressions théoriques au niveau de la galerie, de 25 bars, soient plus faibles en raison du drainage apportée par l'excavation. Des sondages d'avancement seront nécessaires dans cette zone, tout au moins dans le but de contribuer au drainage.

Du kilomètre 8,3 au kilomètre 9, les débits d'eau dans les terrains marneux auront un débit plus faible, mais les pressions continueront à être importantes, par suite d'un manque de drainage, ce qui rend également utiles des sondages à l'avancement.

Du kilomètre 9 jusqu'à la fin, les venues d'eaux ne seront pas à craindre.

Malgré qu'il soit difficile d'indiquer un chiffre exact du débit total des venues d'eaux auxquelles on s'attend dans la zone de l'aquifère, on pourrait l'estimer à 100 à 200 l/mm. environ, en tenant compte du gradient de circulation relativement élevé de la couche phréatique.

3-5- géotechnique de la dérivation

3-5-1- caractéristiques et classement géomécanique des matériaux

Par la suite nous allons définir les caractéristiques géomécaniques les plus importantes des formations géologiques intéressant le tunnel, en estimant des paramètres simples. (voir tableau 3.5.a)

a) Formations autochtones

NEOCOMIEN-BARREMIEN-APTIEN

Ces formations affectent le tracé entre les P.K.2 + 200 et 8 + 300, approximativement

Elles sont formées par des zones de schistes aux passages de calcschistes, zones de schistes à intercalage de bancs de calcschistes puissants et des zones à prédominance de bancs épais de calcschistes.

Selon le classement de BARTON, la valeur de Q se situe entre 0,1 et 0,02. Roche extrêmement mauvaise.

b) Formation allochtone

CRETACE SUPERIEUR, PALEOCENE

Cette formation intéresse la galerie entre la bouche de prise et le P.K. 0+700, en dépendant du degré de pendage du plan de chevauchement.

Elle est formée par des marnes grises à schistosité accentuée, intercalant des paquets de calcaires à fréquence variable, passant de très abondants à l'inexistence.

Les plans de stratifications présentent en général une orientation subparallèle au tracé, ce qui est peu favorable au piédroit droit, avec un pendage de 40°_50°.

- La séparation de discontinuités varie entre 6 cm. et 6-20 cm.
- La compression simple varie entre moins de 100 kg/cm² dans les marnes, et plus de 300 Kg/ cm² dans les calcaires.
- L'abrasivité sera moyenne-basse.
- Le RQD sera en général inférieur à 25%, en raison du degré de tectonicité.

A la suite de ces caractéristiques, il s'agit d'une roche mauvaise, de la classe IV selon BIENIAWSKI, proche à la classe V.

Pour le classement BARTON, les valeurs de Q varient entre 0,1 et 0,05, il s'agit d'une roche extrêmement mauvaise.

c) Miocène

Cette formation intéresse le tracé entre le P.K. 8+300 jusqu'à la sortie de la galerie.

Elle est constituée par des marnes généralement massives qui dans certaines zones peuvent intercaler des paquets fins de grès calcaires à grains fins.

- Selon les essais réalisés, la compression simple se situe aux alentours de 250-400 kg/cm², avec des chiffres extrêmes variant entre 200 et 500 kg/cm².

- L'abrasivité sera moyenne à basse, avec un pourcentage de silicium libre de 15 à 30%.

- Le RQD est variable selon les zones, en variant de moyenne aux alentours de 50%, avec des chiffres de 25 à 75%.

- La séparation moyenne des discontinuités se situe entre 6 et 20 cm., quoiqu'il y ait des zones avec moins de 6cm et des zones proches de 60 cm.

Selon ces caractéristiques et en raison de l'existence d'eau et la schistosité parallèle au tunnel, cette roche peut-être classée, selon le classement de BIENIAWSKI comme appartenant à la classe IV, avec des zones de roche de la classe III (voir profil géologique).

Selon le classement de BARTON, avec des valeurs comprises entre 0,1 et 2,5, il s'agirait d'une roche mauvaise à très mauvaise.

Cette formation intéresse le tracé entre le P.K.0+700 (selon le pendage du plan de chevauchement des marnes allochtones) et le P.K.2+200.

Elle est constituée par des argilites à schistosité accentué intercalant sporadiquement des bancs de grès quartzeux ferrugineux sur des bancs de 0,20 à 1 m. La schistosité est généralement oblique au tracé du tunnel.

La fréquence des discontinuités est généralement inférieur à 6 cm., avec des zones de 6-20 cm.

On estime la compression simple à 100-200 kg/cm². Localement elle pourrait dépasser 800 kg/cm².

- L'abrasivité sera en général baisse, localement élevée.

- Le RQD moyen sera inférieur à 25%.

Selon ces caractéristiques, il s'agit d'une roche mauvaise à très mauvaise, de la classe IV, proche à la classe V, selon le classement de BIENIAWSKI.

tableaux 3.5.a

1_ methode de Z. BIENIAWSKI

parametres de classification des roches et notes de ponderation

PARAMETRES			COEFFICIENTS						
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	> 8 MPa	4 - 8 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	> 200MPa	100-200MPa	50-100MPa	25-50MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		> 3 m	1 - 3 m	0,3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 m		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Epointes en contact Epointes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epointes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epointes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou Joint ouvert 1 à 5 mm Joints continus	Remplissage mou > 5 mm ou Joints ouverts > 5 mm Joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau		< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0,0 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		suintements (eau interstitielle)	pression d'eau modérée	problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note		10		7	4	0		

2_ Note d'ajustement pour l'orientation des joints

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		pendage 45-90°	pendage 20-45°	pendage 0 -20°
pendage 45-90°	pendage 20-45°	pendage 45-90°	pendage 20-45°			
T- fav_ orable	Favorab_ le	Moyen	Defavo_ rable	Trés défavorable	Moyen	Défavo_ rable

Orientation des joints	Trés favorable	Favorable	Moyen	Defavorable	Trés defavorable
Note d'aj_ ustement	0	- 2	- 5	- 10	- 12

Tableau
Classe de rocher suivant la classification de Z.BIENIAWSKI
après application de la note d'ajustement.

Note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Classe de ro- cher et description	1 Trés bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher mediocre	5 Rocher très mediocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1.5m de portée	10 minutes pour 0.5m de portée

3L recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement

d'après Z.BIENIAWAKI
(tunnels de 5a 12 M de portée, excavés a l'explosif)

Classe de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÈ			CINTRES METALLIQUES	
	Espace- ment	Complè- ment d'ancrage	Voûte	Pié- droit	Complè- ment de soutène- ment	Type	Espa- cement
1	GÈNERALEMENT PAS NÈCESSAIRE						
2	1,5-2,0 m	Occasion- nellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable	
3	1,0-1,5 m	Treillis soudé + 30 mm de béton pro- jeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasion- nellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	Treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espace- ment	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5 m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	Treillis soudé bou- lons et cintres légers	Immédiat- ement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avance- ment	0,7 mm

4 Coefficients de résistance d'après Protodiakonov et prescriptions du métro de Moscou

Catégorie	Degré de résistance	Désignation du rocher (du terrain)	Poids volumique (kgf/m ³)	Résistance à la rupture σ , kgf/cm ²	Coefficient de résistance: f	Angle de frottement interne φ°
I.	Résistance supérieure	Quartzites et basaltes de grande résistance, autres roches de résistance élevée	2800 - 3000	2000	20	87
II.	Roches très résistantes	Granits très résistants, porphyre quartzifère, grès et calcaires à haute résistance	2600 - 2700	1500	15	85
III.	Roches de bonne tenue	Granits et roches granitiques, grès et calcaires de très bonne tenue, quartz, druses, Conglomérats compacts	2500 - 2600	1000	10	82°30'
III/a	Roches de bonne tenue	Calcaires, granits légèrement délités, Grès de bonne tenue, marbre, dolomites, Pyrites	2500	800	8	80
IV.	Roches assez résistantes	Grès ordinaire	2400	600	6	75
IV/a	Roches assez résistantes	Schistes siliceux, grès schisteux	2300	500	5	72°30'
V.	Roches de résistance moyenne	Schistes argileux, Grès et calcaires de résistance moyenne, Conglomérats inconsistants	2400 - 2800	400	4	70
V/a	Roches de résistance moyenne	Divers schistes, Marnes compactes	2400 - 2600	300	3	70
VI.	Roches assez inconsistantes	Schistes inconsistants, calcaires très inconsistants, Marnes communes, Gypses, terrains gelés, Grès fracturés, graviers cimentés, Sols graveleux	2200-2600	200-150	2	65
VI/a	Roches assez inconsistantes	Terrains graveleux, Schistes fracturés, galets et graviers comprimés, argiles dures	2200-2400	—	1,5	60
VII.	Roches inconsistantes	Argiles (compactes), Alluvions cohérentes, Sols argileux	2000-2200	—	1,0	60
VII/a	Roches inconsistantes	Sables argileux légers, loess, gravillons	1800-2000	—	0,8	40
VIII.	Terrains meubles	Terrains contenant des substances organiques, tourbes, sables argileux tendres, sables mouillés	1600-1800	—	0,6	30
IX.	Terrains granuleux	Sables, gravillons, remblais	1400-1600	—	0,5	27
X.	Terrains fluants	Vases, loess fluants et autres sols plastiques	—	—	0,3	9

- Le degré d'abrasivité des marnes sera bas, avec un pourcentage de silicium libre entre 5 et 20%.
- La compression simple est en général inférieure à 80 kg/cm².
- Le comportement géomécaniques de cette formation dépend fondamentalement du degré de plasticité et du gonflement modéré des marnes.

3-5.2 Sondages:

Ces sondages ont permis d'effectuer des mesures in situ et, éventuellement, des prélèvements d'échantillons (cas des sondages carottés) pour des essais de laboratoire.

Les principaux essais et mesure in situ qui ont été effectués sont.

- * l'établissement du Rock Qualité désignation (R.Q.D).

Le R.Q.D fut proposé par D. DEERE en 1964, il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté.

$$R. Q. D = \frac{100 \cdot \text{Longueur totale des morceaux} > 10\text{cm}}{\text{Longueur de la passe de carottage}}$$

Nota:

Par longueur des morceaux d'une dimension supérieur à 10 cm, il faut entendre morceaux de roche SAINES.

On utilise la valeur de R.Q.D pour classer le rocher suivant sa qualité.

Classification du rocher en fonction du R.Q.D.
d'après D.DEERE)

R.Q.D	Désignation
0 - 25	Très médiocre
25 - 50	Médiocre
50 - 75	Moyen
75 - 90	Bon
90 - 100	Excellent

CHAPITRE III

Méthode de réalisation du tunnel de chiffo

1- Généralité :

Les progrès récents dans le domaine de la construction des tunnels et le développement des nouvelles techniques ont permis d'expliquer certains phénomènes (caractéristiques optimales des excavations, les poussées du terrain) qui interviennent , plus ou moins directement dans les travaux d'excavation, ainsi que dans le choix de la méthode d'exécution.

En raison de la multitude des caractéristiques géologiques et géomécaniques des roches, les méthodes d'exécution des tunnels peuvent être classées comme suit :

- Exécution des tunnels dans la roche stable.
- Exécution des tunnels dans les terrains et les roches de tenue moyenne.
- Exécution des tunnels dans les terrains inconsistants.

2- Principe et avantage de la nouvelle Méthode Autrichienne :

La nouvelle méthode Autrichienne est caractérisée par la mise en place d'un soutènement aussi rapidement que possible. Il est constitué de béton projeté avec treillis soudé associé a des boulons d'ancrages, ce qui permet la mise en garde des efforts de déformation provoqué par le terrain avoisinant et de garantir la stabilité.

Dans cette méthode, l'excavation s'effectue en plein section étayée par des cintres métalliques, le tassement ne sera que de l'ordre de quelques centimètres et la poussée ne dépassera pas le poids du terrain correspondant, soit la moitié de la largeur, soit a la portée de la masse non étayée (d'après RABCEWICZ).

Ceci s'explique par le fait que grâce a la mécanisation poussée, des divers phases des travaux sont exécutés en autant de jours qu'il fallait de semaines pour réaliser le même travail, il en est de même le clouage du rocher et en principe a même de limiter les tassements a des valeurs encore plus petite que celle de la méthode.

traditionnel qui peut entraîner des désordres importants dans le massifs et mobiliser des surcharges supplémentaires agissant sur le revêtement qui n'ayant que des contacts ponctuels avec le massif entraînant l'apparition des zones de décompression très étendues qui provoque par suite des dilatances du massif et des dislocations localisées surtout en couronne ceci et montre par la fig 2.1 a ou le passage de la courbe de 0 à 1 montre des contraintes important et apparition des désordres et des ruptures plus ou moins important dans le massif En effet, par contre dans la méthode Autrichienne (fig 2.2 b) , il ne reste plus aucun vide entre le soutènement et la roche excavé.

La décontraction du rocher et par conséquent, l'augmentation de la pression souterraine doivent être inférieure a celle d'un soutènement, par cintre. Par ailleur cette methode peut etre renforcée par les injections exécutées en vue de remplir les vides subsistant derriere le revetement car ce travail remplace le bourrage du vide par des pierres (cas de la méthode traditionnelle voir fig 2.2 a) ces injections sont appellés a remplir un role multiple non seulement elle assure un remplissage parfaite du vide et par la meme une bonne homogeneite entre le rocher et le revetement et en remplissant les fissures et les vides elle augmentent sensiblement la resistance de la masse de rocher , l'effet de voute se faisant plus surement et le module d'elasticite du rocher s'accroit ce qui augmente fortement la stabilité du syteme (ouvrage plus revetement).

L'utilisation du beton projete mis en place dans les minutes qui suivent l'excavation la decomposition du massif n'a pas le temps d'intervenir (section d'abattage et choisie de maniere a respecter ces imperatifs), la premiere couche de beton projete bloque le massif en surface, soude les blocs rocheux, cimente les fissures et les joints et ameliorer ainsi la cohésion du massif toute en apportant un leger confinement radial ce confinement joue un role très important dans ce cas les caracteristiques intrinsèques sont amelioré ceci et montré par les cercles de MOHR voir fig 2.1.b qui montre le passage de la courbe de 0 à 1 suivé d'un transfert du cercle de contrainte dans le sens des contraintes normales positives, en raison de la reaction au confinement apportée par le revetement qui contiennele beton projete , ferailage, ancrage .

Les injections jouent le role d'etancheite et creent une certaine précontrainte de la roche, d'une grand utilite dans le cas des tunnels d'adduction d'eau et galeries sous pression . Dans la nouvelle méthode Autrichienne tout risque est écarté, en effet le revêtement en béton projeté renforcé avec le boulonnage du terrain est définitif dès l'ouverture de la cavite. Cette manière de procédé permet surtout de mesure les déformation du terrain (avec tassometre), d'éliminer les effets néfastes a la décompression et d'attenuent rapidement les mouvements lors de l'abattage, les

A. methode traditionnelle

B. methode autrichienne

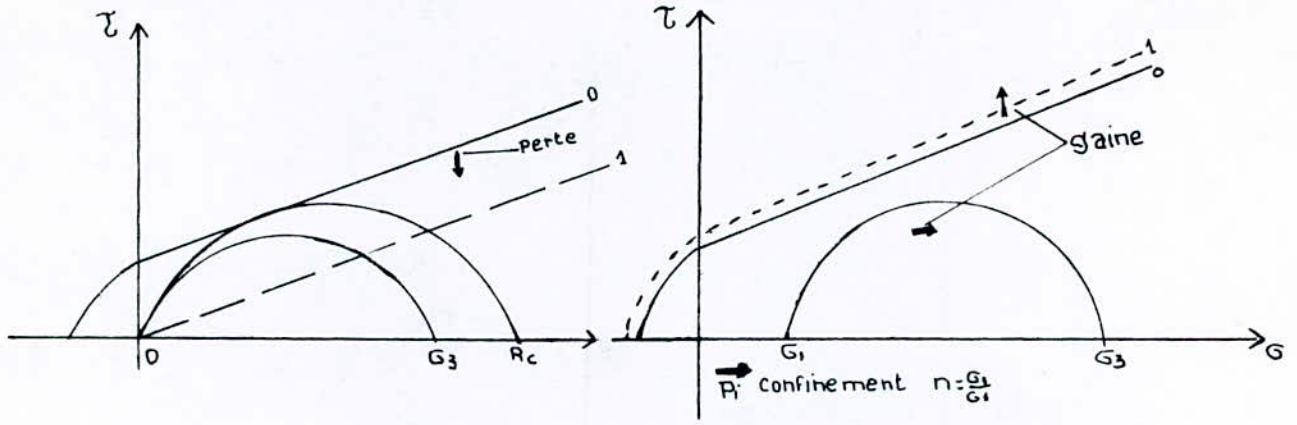


fig:2.1 courbes intrinseques et etat de contraintes (en Piedroit) au voisinage d'un tunnel

A. methode traditionnelle

B. methode autrichienne

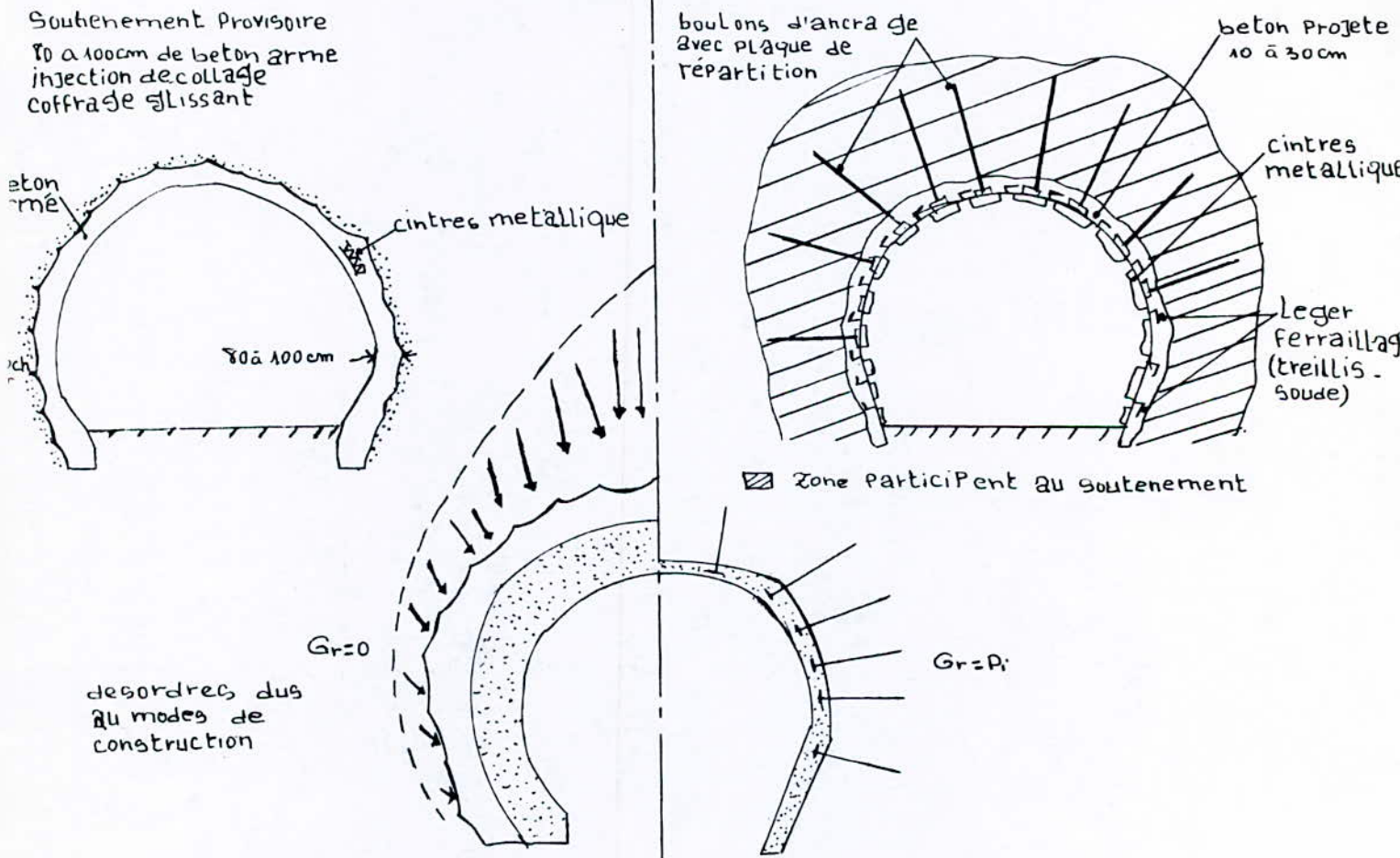


fig:2.2 methode traditionnelle et la methode autrichienne

premiers efforts consécutifs à la décompression sont en effet, supportent dès leur apparition, si bien que toute dégradation du massif se trouve écartée.

De façon générale cette méthode Autrichienne moderne est basée sur l'utilisation du béton projeté (avec épaisseur de 20 à 30 cm) comme revêtement définitif , mis en place dès l'ouverture de l'excavation en section partielle ou totale, le béton projeté, renforcé par treillis soudé, et éventuellement des cintres métalliques en terrain très difficiles, bloque le massif pour réduire au maximum la décompression et les désordres qui en résultent. Le revêtement es rendu solidaire du terrain par des ancrages qui contribuent à accroître la pression de confinement stabilisatrice engendrée par effet voute au contact béton-rocher. Cette nouvelle méthode Autrichienne peut s'adopter à la plupart des terrains, elle est limitée :

- par le temps de cohésion du terrain
- par l'hétérogénéité du terrain et sa fracturation
- par l'inaptitude du terrain au boulonnage
- par l'importance de venues d'eau ou de charge piézométrique qui empêche la mise en place du béton projeté, sans les dispositions spéciales (captage d'eau).

Dans les limites fixés ci dessus le domaine d'utilisation des techniques autrichiennes est très vaste c'est uniquement dans les terrains bouillants sans cohésion ou trop plastique qu'elle ne peut s'appliquer elles nécessitent en effet de pouvoir ouvrir une excavation d'une vingtaine de mètres cubes sable pendant un temps suffisant pour mettre en place le revêtement , cette méthode autrichienne nouvelle constitue un progrès certain dans le domaine de la construction des tunnels, elle présente en plus l'avantage majeur que le passage d'une catégorie de roche à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires, il suffit d'adopter, la densité de soutènement , le pas d'avancement , modifier les phases d'excavation. Cette méthode autrichienne il s'avère qu'elle est économique et nécessite pas des moyens d'investissement important du matériel.

3- Méthode de creusement

3-1- Introduction:

La réalisation de l'excavation de la taille varie selon la nature du terrain soit que l'on a ou que l'on n'a pas recours à l'utilisation d'explosif. Mais cette distinction en abattage mécanique et à l'explosif recouvre en fait le choix des méthodes de creusement qui

peuvent être très variées. Ainsi, lorsque l'on a affaire à un terrain meuble ou peu cohérent (c'est le cas du long profilé sortant du tunnel de dérivation du oued Chiffa voir planche II).

L'abattage mécanique est exigé est imposé par l'instabilité même du terrain. Soulignée par l'existence des marnes Schisteuses très fissurées le long du profilé de façon alternée, d'autre part il en va tout autrement des terrains rocheux signalés par l'apparition des roches calcaires Schisteuses accompagnées par des marnes et des argiles qui nécessitent un abattage à l'explosif ou le choix se fera en fonction de la nature de la roche et aussi des conditions de l'environnement, d'une manière générale les méthodes mécaniques ont pour avantage de réduire les dépenses de main d'œuvre et d'assurer un meilleur découpage de la section avec de meilleure cadence, dans notre cas le creusement du tunnel de dérivation du oued Chiffa se fait en plein section en exécutant toutes les techniques d'avancement donnant lieu au dégagement complet de la section de l'ouvrage suivi d'un étayage provisoire beaucoup plus important formé par (cintre métallique , gunitage , boulons d'ancrage) .

Le tunnel de dérivation du oued Chiffa s'imprègne tantôt dans les terrains marnés , tantôt dans les terrains schisteux peu compactes métamorphisés. Le soutènement adopté varie selon la nature du terrain rencontré :

Pour des marnes le soutènement est composé de cintre métallique HEB 160 fermé suivi du béton projeté, dans les terrains Schisteux semi altéré le recours aux cintres métalliques n'est pas nécessaire il suffit d'adopter le soutènement constitué par le béton projeté, treillis soudé avec boulons d'ancrages Scelles à la résine.

3-2- Excavation du tunnel de Chiffa:

Comme moyen d'excavation il est recommandé, selon les caractéristiques géomécaniques hétérogènes de la roche ainsi que la longueur des galeries, d'effectuer l'excavation (du côté amont et du côté aval du tunnel de Chiffa) avec une tunnéléuse . Il en existe actuellement des techniques d'excavations très adoptées pour des petites sections et elles présentent l'avantage de réduire le personnel au minimum sur le front d'attaque et permettent des rendements élevés; le béton projeté sera mis en place par voie humide, il sera transporté sur voie avec des remélangeurs pneumatiques ou hydrauliques, la pose du béton se fera par pompe le long de la section à soutenir ce qui permet d'assurer la sécurité et la continuité des travaux d'excavations.

3-2-1- Excavation a l'explosif.

Dans les travaux de constructions du tunnel Chiffa, le procédé d'excavation consiste a faire un havage de la roche a l'aide des trous de forations et de tir en site, les faire évacués au moyen des trains, en outre l'ordre de mise a feu des trous de mine, réalisé par un détonateur de type D M R électrique associer a des explosifs (gelanite II) de 30 mm de diamètre ayant une charge de 250 g.

La caractéristique principale du minage par amorces a micro-retard (à 20 millisecondes) c'est l'amplification de l'effet de choc dans le voisinage du lieu de la déflagration et la diminution de son influence dans les zones plus éloignées Les trous de mine sont disposés sur le front d'attaque selon un schéma (voir plan : |) et la mise a feu se fait d'abord en explosant les charges du milieu (bouchon canadienne), de les faire suivre par celle situées sur le pourtour de a section du tunnel (trous d'abattages et de contours) en réalisera par suit l'aménagement total de la section excavé.

3-2-1-1- Paramètres de tire:

- Données du calcul:	
- Air de la section excave (voir Annexe)	11,79 m ²
- Longueur du trous	2,4 m
- Diamètre des trous Φ	34 mm
- Dureté des roches f	6
- Type d'explosif utilisé	GELANIT II
- Diamètre de la cartouche	30 mm
- Charge de la cartouche	0,25 kg
- Détonateurs	électrique ordinaire a micro retard de la série (0-12) a 20 milliseconde
- Type de roche	Schiste

3-2-1-2- Calcul des paramètres du plan de tire:

1- Longueur d'avancement:

$L_{av} = L_{tr.n.} [m]$.

n: coefficient d'utilisation des trous il est en fonctions de la dureté de la roche. n = 0,83

Ltr: longueur du trou de mine, Ltr = 2,4 m.

$$L_{av} = 2,4 \cdot 0,83$$

$$L_{av} = 2 \text{ m.}$$

2- Charge spécifique d'explosif

$$q = q_i \cdot f_i \cdot v \cdot e \text{ [kg/m}^3 \text{]}$$

q_i: charge d'explosif pour les conditions standardisées (voir tableau N° a)

$$q_i = 0,1 \cdot f = 0,1 \times 6 = 0,6 \text{ kg/m}^3$$

f_i: coefficient tenant compte de la structure des roches (voir tableau N° b)

$$f_i = 1,4$$

v: coefficient tenant compte du nombre de surface autour de la charge

$$v = \frac{6,5}{\sqrt{St}}$$

$$St = \frac{SG}{1,03} \text{ [m}^2 \text{]}$$

SCR: section de creusement (voir ANNEXE)

$$SCR = 11,79 \text{ m}^2$$

$$St = \frac{11,79}{1,03} = 11,4 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{6,5}{\sqrt{11,4}} = 1,93$$

e: coefficient de capacité de travaille

$$e = \frac{380}{p} = \frac{380}{350} = 1,1$$

p: puissance de travaille relative au type d'explosif Gelanit II

$$q = 0,6 \times 1,4 \times 1,1 \times 1,93 = 1,78 \text{ kg/m}^3$$

3- Volume en place des roches a abattre V:

$$V = SG.Lav.n[m^3]$$

$$V = 11,79 \times 2 \times 0,83 = 19,5m^3$$

4- Consommation d'explosif total pour une volée Qex:

$$Qex = 19,5 \times 1,78 = 35kg$$

5- Calcul du nombre de trous total Ntr:

$$Ntr = \frac{1,27.q.Scr.n}{d^2.D.Kr}$$

d: diamètre des cartouches d'explosifs, $d = 3 \cdot 10^{-2}$ [M]

D: masse volumique de l'explosif, $D = 1,2 \cdot 10^3$ [kg/m³]

Kr: coefficient de remplissage du trou par l'explosif, $Kr = 0,6$ (voir tableau .c)

$$Ntr = \frac{1,27.11,79.1,78.0,83}{(3 \cdot 10^{-2})^2 \cdot 1,2 \cdot 10^3 \cdot 0,6} = 34$$

Utilison 47 trous en total, c'est-à-dire 34 trous + 13 trous ajouter à l'abattage Pour obtenir une bonne fragmentation des roches abattues

6- Nombre de chaque type de trous:

*Trous de contour

$$Ntrc = \frac{34 \times 1,6}{2,6} = 21$$

*Trous bouchon

$$Ntrb = \frac{34 \times 0,4}{2,6} = 5$$

tableau a

coef de durete des roches	charge specifique de l'explosif pour les conditions standardisees en kg/m3
f	q1
15-20	1.2-1.5
10-15	1.0-1.1
8-9	0.8-0.9
4-7	0.4-0.7
2-3	0.2-0.3
2	0.15

tableau b

caracteristique des roches	coefficient f1
roches elastique, poreuses	2.0
roches fissurees, roches schistiques disoliquees	1.4
roches schistiques et plans de stratification de roches sont perpendiculaires a l'axe des trous	1.3
roches cassantes sans fissureite	1.1
roches dures homogenes	0.8

tableau c

diametre de la cartouche [mm]	coefficient de durete f=2/10 f=10/20
28-40	0.7-0.6 / 0.75-0.7
45	0.45-0.35 / 0.5-0.45

$$* N_{trab} = 34 - 26 = 8 + 13 = 21$$

7- Consommation moyenne d'explosif

$$q_m = \frac{Q_{ex}}{N_{tr}} = \frac{35}{34 + 13} = 0,75 \text{ kg}$$

8- Charge des frous:

$$* q_{trb} = (1,1 \text{ a } 1,66) \times q_m = 1,66 \times 0,75 = 1,25 \text{ kg}$$

$$* q_{trab} = q_m = 0,75 \text{ kg}$$

$$* q_{trc} = (0,8-0,9) \times q_m = 0,9 \times 0,75 = 0,70 \text{ kg}$$

9- Nombre de cartouches dans chaque trous

$$* N_{trb} = \frac{q_{trb}}{q_c} = \frac{1,25}{0,25} = 5$$

$$* N_{trab} = \frac{q_{tab}}{q_c} = \frac{0,75}{0,25} = 3$$

$$* N_{trc} = \frac{q_{tc}}{q_c} = \frac{0,70}{0,25} = 3$$

10- Consommation totale d'explosif corrigée:

$$Q = q_c (N_{ctb} \times N_{tb} + N_{ctab} \times N_{tab} + N_{ctrc} \times N_{tc})$$

$$= 0,25 (5 \times 5 + 3 \times 21 + 3 \times 21) = 37,8 \text{ kg.}$$

3-2-2- Excavation mécanique:

L'excavation par la méthode dite mécanique est effectuée au moyen d'une excavatrice à attaque ponctuelle, le décrochement est réalisé grâce à une fraise, montée sur un bras télescopique, qui tourne suivant un axe et qui se déplace longitudinalement balayant tout le front. Le produit abattu, est chargé dans les wagonnets par un transporteur à raclette alimenté par le mécanisme de chargement du type à pinces situé à la base de l'excavatrice voir planche N° II.

3-3 EVACUATION DES DEBLAIS

L'evacuation des déblais se fait par des wagonnets de 1,5 m³ de capacité tractés par les locotracteurs à accumulateur de puissance 100kw et d'un poids de 15 t.

Le chargement du convoi s'effectue en deux volées séparées par un temps de 45 MN durant lequel la volée restante est utilisée comme échafaudage servant pour effectuer les travaux de forations des trous de mine situés à la calotte de la taille.

Actuellement nous disposons de deux variantes pour le marinage:

du côté Amont du tunnel (entrée du tunnel Chiffa) le marinage se fait par voies en moyen des chargeuses classiques du type CAVO qui charge les déblais sur des wagons de 1,5 m³ de capacité qui sont menés par une locomotive à batterie vers l'extérieur où ils sont repris pour être déchargés dans les terrils.

Du côté Aval du tunnel (sortie de tunnel Chiffa) les décombres sont enlevés du front par une chargeuse à pince qui les envoie sur le tapis roulant à souterelles, à son tour, le décharge sur des wagons de même capacité. Ceux-ci sont déchargés à l'extérieur dans un fossé d'où ils sont repris pour être conduits à la zone de dépôt (voir plan N° III)

3.3.1- Calcul du transport par locotracteur à batterie en Amont du tunnel de Chiffa:

Le calcul se fait par les étapes suivantes.

3.3.1.1- traitement des données de départ

3.3.1.2- Détermination des caractéristiques du transport

3.3.1.3- traitement des données:

a- Caractéristique technique du locotracteur situé au front:

. type	A G V
. puissance (N)	4 k W
. poids (G a)	2 t
. vitesse a vide	8 km/h
. vitesse a charge	6 km/h

b- Caractéristique technique du locotracteur se trouvant en gare:

type	A V G
puissance (N)	100 k W
poids (G a)	15 t
vitesse a vide	8 km/h

vitesse a charge 6 km/h

c- Caractéristiques des éléments de l'itinéraire voir fig N°: 3.3.1.a

paramètres	i 1-2	i 2-3	i 3-4
longueur (m)	2000	2000	2000
pents %	0,3	0,05	0,25

d- détermination de la pente moyenne:

$$I_m = \frac{\sum_k^3 L_k \cdot I_{k-k+1}}{\sum_k^3 L_k}$$

$$I_m = \frac{2000 \cdot 0,003 + 0,0005 \times 2000 + 2000 \times 0,0025}{6000} = 2 \text{‰}$$

3.3.1.2- détermination des caractéristiques du transport

- Données:

W' coefficients de résistance (W'ch = 0,006 , W' v = 0,008)

W: résistance spécifique W = 1000 W' [kg/t]

ld: monte directrice id = 0.3%

im: pente moyenne im = 0,2%

γ : coefficient d'adhérence et dans le cas d'un roulement à sec $\gamma = 0,25$

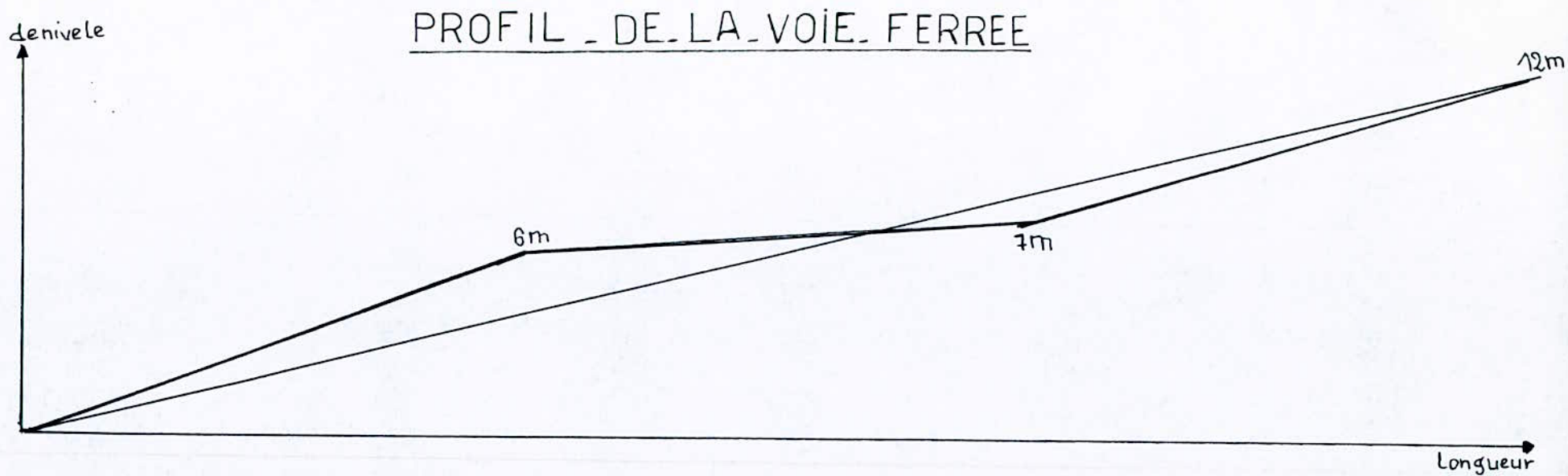
Wch: résistance spécifique au mouvement des wagonnets chargé Wch = 6 kg/t

WV: résistance spécifique au mouvement des wagonnets a vide wv = 8 kg/t

Wd: résistance spécifique supplémentaire lors du démarrage Wd = 0,5 W

a min: accélération minimale du démarrage a min = 0,04m/s²

μ : rendement de transmission



42

parametres	i_{1-2} (pente directrice)	i_{2-3}	i_{3-4}
Longueurs (m)	2000	2000	2000
Pentes (‰)	0,3	0,05	0,25

echelle: 1:20000 denivele
 1:24009,6 longueur

fig^o: 3.3.1.a

3.3.1.2.1- Calcul des paramètres du transport par locotracteur (N = 100 kw

1- Masse du convoi lors du démarrage

a)- masse du convoi a charge

$$M_{ch} = \left[\frac{1000 \psi}{W_{ch} + W_{dch} + i_m + 108 a_{min}} - 1 \right] G_a$$

$$M_{ch} = \left[\frac{1000 \cdot 0,25}{6 + 3 + 20 \cdot 10^{-4} + 108 \cdot 0,04} - 1 \right] \cdot 15$$

$$M_{ch} = 266,5 \text{ (t)}$$

b)- masse du convoi a vide

$$M_{cv} = \left[\frac{1000 \psi}{W_v + i_d} - 1 \right] G_a$$

$$M_{cv} = \left[\frac{1000 \cdot 0,25}{8 + 0,003} - 1 \right] \cdot 15$$

$$M_{cv} = 453,6 \text{ t}$$

2- Nombre de wagonnets a vides

$$Z_v = \frac{M_{cv}}{G_o + 0,1G}$$

G_o : masse morte d'un wagon, $G_o = 0,20 \text{ t}$

G : capacité de charge d' un wagon, $G = 2,25 \text{ t}$

$$Z_v = \frac{453,6}{0,2 + 0,1 \times 2,25} =$$

$$Z_v = 1067$$

3- Nombre de wagonnets a charge:

$$Z_{ch} = \frac{M_{ch}}{G_o + G}$$

$$Z_{ch} = \frac{266,3}{0,2 + 2,25}$$

$$Z_{ch} = 109$$

4- La vérification de la masse du convoi selon le freinage et effectuée à condition que le convoi soit freiné sur la descente moyenne

a- force de traction du locotracteur (locomotive)

$$F_t = Mch (Wch - im)$$

$$F_t = 266,5 (6 - 20 \cdot 10^{-4})$$

$$F_t = 1598,33 \text{ (dan)}$$

b- pour F_t calcule on détermine la vitesse initiale de freinage

$$V = \frac{100 \cdot N \cdot \mu}{F_t \cdot 1,36}$$

μ : rendement de la transmission, $\mu = 0,8$

F_t : force de traction de la locomotive

$$V = \frac{100 \times 100 \times 0,8}{1598,33 \times 1,36} = 3,7 \text{ km/h}$$

c Cette vitesse doit être comparée avec la vitesse admissible d'après le freinage

$$v_{ad} = \sqrt{(qtp)^2 + 2L\mu} - qtp$$

t_p : temps préparatoire freinage

$L\mu$: norme de la distance d'arrêt, $L\mu = 40 \text{ m}$

q : décélération du train [m/s^2]

$$q = \frac{Wch - im + \frac{B}{Mcch}}{108}$$

B : force de freinage de la locomotive

$$B = 1000 \cdot Ga \cdot \mu = 1000 \cdot 15 \cdot 0,25 = 3750 \text{ daN}$$

$$q = \frac{6 - 2 \cdot 10^{-3} + \frac{3750}{266,5}}{108} = 0,19 \text{ m/s}^2$$

$$t_p = 1,4 + t_{mv}$$

t_{mv} : temps de marche à vide du système de freinage, $t_{mv} = 2 \text{ s}$

$$t_p = 1,4 + 2 = 3,4 \text{ s}$$

$$V_{ad} = \sqrt{(0,19 \times 3,4)^2 + 0,19 \times 2 \times 40} - 0,19 \times 3,4$$

$$V_{ad} = 3,31 \text{ m/s} = 11,92 \text{ km/h}$$

$V_{ad} > V$ la relation est vérifiée.

5- faisons la vérification de la masse du convoi d'après la puissance du moteur du locotracteur qui est conditionné par le mouvement stationnaire du train vide sur la montée directrice.

$$M'_{cv} = \frac{F_t}{W_v + id} - G_a$$

$$F_t = \frac{270 \cdot N \cdot \mu}{V_v} = \frac{270 \cdot 100 \cdot 0,8}{8}$$

$$F_t = 2700 \text{ daN}$$

$$M'_{cv} = \frac{2700}{8 + 0,003} - 15 = 322,37(t)$$

on choisie la plus petit valeur entre M_{cv} et M'_{cv}

$$M_{cv} = 453,6 (t)$$

$$M'_{cv} = 322,37 (t)$$

on doit prendre $M'_{cv} = 322,37 (t)$

6- déterminant la masse du convoi corrigé

$$a- M_{ch} \text{ corrigé} = G_a + Z (G_o + 0,1 G)$$

$$M_{ch} \text{ corrigé} = 15 + 109 (0,2 + 0,1 \times 2,25) = 61,3 (t)$$

$$b- M_{cv} \text{ corrigé} = G_a + Z (G_o + G)$$

$$M_{cv} \text{ corrigé} = 15 + 109 (0,2 + 2,25) = 282,05 (t)$$

3.3.1.2.2- Calcul des paramètres du transports par locotracteur ($N = 4 \text{ k}\cdot\text{w}$)

1- masse du convoi lors du démarrage:

a- masse du convoi a charge:

$$M_{ch} = \left[\frac{1000 \psi}{W_{ch} + W_{dch} + im + 108 a_{min}} - 1 \right] G_a$$

$$M_{ch} = \left[\frac{1000 \cdot 0,25}{6 + 3 + 2 \cdot 10^{-3} + 108 \times 0,04} - 1 \right] \cdot 2$$

$$M_{ch} = 35,53 (t)$$

b- masse du convoi a vide

$$M_{cv} = \left[\frac{1000 \cdot \psi}{W_v + id} - 1 \right] \cdot G_a$$

$$M_{cv} = \left[\frac{1000 \cdot 0,25}{8 + 0,003} - 1 \right] \cdot 2$$

$$M_{cv} = 60,48 \text{ (t)}$$

2- nombre de wagon a vide

$$Z_v = \frac{M_{cv}}{G_o + 0,1G} = \frac{60,48}{0,2 + 0,1 \times 2,25} = \frac{60,48}{0,425} = 142$$

3- nombre de wagon a charge:

$$Z_{ch} = \frac{M_{ch}}{G_o + G} = \frac{35,53}{0,2 + 2,25} = 15$$

4- vérification de la masse de convoi selon le freinage est effectué a condition que le convoi soit freiné sur la descente moyenne.

a- déterminons la force de traction du locotracteur

$$F_t = M_{ch}(W_{ch} - im) = 35,53(6 - 2 \cdot 10^{-3})$$

$$F_t = 213,1(\text{daN})$$

b- pour F_t calculé on détermine la vitesse initiale de freinage par:

$$V = \frac{100 \cdot N \cdot \mu}{F_t} = \frac{100 \cdot 4 \cdot 0,8}{213,1 \cdot 1,36} = 1,1 \text{ km / h}$$

c- Cette vitesse doit être comparée à la vitesse admissible d'après le freinage

$$V_{ad} = \sqrt{(qtp)^2 + 2q \cdot L\mu} - qtp$$

$$q = \frac{W_{ch} - im + \frac{B}{Mcch}}{108} =$$

$$B = 1000 \cdot Ga \cdot \psi = 1000 \cdot 2 \cdot 0,25 = 500$$

$$q = \frac{6 - 2010^{-4} + \frac{500}{35,53}}{108} = 0,19 \text{ m / s}^2$$

$$tp = 1,4 + tmV = 1,4 + 2 = 3,4 \text{ s}$$

$$V_{ad} = \sqrt{(0,19 \times 3,4)^2 + 2 \cdot 0,19 \cdot 40} - 0,19 \cdot 3,4$$

$$V_{ad} = 3,31 \text{ m / s} = 11,9 \text{ km / h}$$

$V_{ad} > V$ la condition **est vérifiée**

5- faisons la vérification de la masse du convoi d'après la puissance du moteur ceci est conditionné par le mouvement stationnaire du train vide sur la montée directrice.

$$M'_{cv} = \frac{F_t}{W_v + id} - Ga$$

$$F_t = \frac{270 \cdot N \cdot \mu}{V_v} = \frac{270 \cdot 4 \cdot 0,8}{8} = 108 \text{ daN}$$

$$M'_{cv} = \frac{108}{8 + 0,003} - 2 = 11,5(t)$$

On choisie la plus petite entre

M_{cv} et M'_{cv}

$$M_{cv} = 60,48t$$

$$M'_{cv} = 11,5t$$

On doit prendre $M'_{cv} = 11,5t$

6- déterminons les valeurs corrigé de la masse du convoi

$$M_{ch} \text{ corrigé} = 2 + 15 (0,2 + 0,1 \times 2,25) = 8,4 t$$

$$M_{cv} \text{ corrigé} = 2 + 15 (0,2 + 2,25) = 38,8 t$$

3.4- Organisation du transport:

dans le tunnel de dérivation du oued Chiffa l'organisation s'effectue comme suivant:

-Un locotracteur ($N = 4 \text{ kw}$, $G_a = 2t$) assure la navette du front jusqu'à la gare distant de 2 km et l'évacuation de la volet s'effectue en deux cycle

1- dans le premier cycle ce locotracteur transportera 12 wagons

2- dans le deuxième cycle ce même locotracteur transportera 11 wagons

- un locotracteur ($N = 100 \text{ kw}$, $G_a = 15 t$) assure l'évacuation du convoi de la gare au jour distant de 5 km.

3-5 Soutènement:

l'étude géologique et géotechnique a montré que le terrain a excavé en souterraine du tunnel de dérivation du oued Chiffa nécessite quatre type de soutènement qui sont en fonction des classification geomecanique des roches (Beniaowski, Barton), des dimensions de la galerie, et la nature des matériaux d'étayage on distingue (voir tableau 3.5 a).

1- Un soutènement primaire imprégnée:

a/- dans les roches stable (calcaire schisteux avec plus ou moins des marnes et des argiles voir plan: IV.5.4 il se compose de:

- béton projeté
- treillis soudé
- boulonnes d'anrage scelles a la resine:.

b/- dans les roches inconsistant (marnes et argiles voir plan: IV.5.5) il se compose de:

- cintres métalliques (Type H E B.160)
- béton projeté
- treillis soudé

2- un revêtement définitif constitue en béton de type hydraulique et de forme circulaire.

3- des injections son effectués le long du tunnel qui peuvent être:

- des injections de collage (ciment, coulis)
- des injections d'étanchéité te de renforcement, d'aménagement.

tableau:3.5.a

classes de terrains et caracteristiques de soutènement
pour la construction de tunnels

Types de terrains	Excavation	Soutènement
Rocher sain, très compact, stable.	Excavation en pleine section Volées importantes Explosif - Prédécoupage	Soutènement inutile. Béton projeté (10 cm) de protection contre l'altération.
Rocher sain, compact peu fracturé.	Excavation en pleine section Volées importantes Explosif - Prédécoupage	Béton projeté (20 cm) renforcé par treillis soudé léger pour protection contre chute de blocs et altération. Ancrage suivant la section du tunnel.
Rocher sain assez fracturé Rocher légèrement altéré Conglomérats bien cimentés.	- Idem - avec réduction des volées ou si possible excavation mécanique (Machine foreuse)	Béton projeté (30 cm) renforcé par treillis soudé fort. Ancrages systématiques à faible densité en couronne (1/4 ou 1/3 supérieur).
Rocher assez altéré ou très fracturé Roches tendres Conglomérats	Excavation en section partielle peu profonde à l'explosif Excavation mécanique	Béton projeté (30 cm) treillis soudé renforcé Cintres métalliques légers Ancrages systématiques denses.
Terrain très difficile Rocher altéré et très fracturé avec joints argileux. Roches tendres à faible de cohésion. Conglomérats mal cimentés. Marnes, argiles ou en général terrains meubles à forte cohésion.	Excavation en section partielle (très réduite 5-10 m ²) passés inférieures à 1,50 m Excavation mécanique	Béton projeté (30 cm ou plus) systématiquement sur la surface du tunnel et les fronts de taille en section partielle. Treillis, soudé renforcé en deux couches. Cintres métalliques légers. Ancrage très denses. Revêtement continu fermé en radier Effet voûte multiple entre les cintres (distants de 1,20 à 1,50 m).

4- REVÊTEMENT DÉFINITIF:

4.1- Rôle de revêtement

Le revêtement est conçu pour répondre aux exigences suivants:

- * Assurer la stabilité de l'excavation et notamment le maintien indéfini de sa forme et de ses dimensions suivi d'un contrôle permanent des déformations du terrain par tassomètre en fonction de l'avancement de l'excavation du tunnel .

- * Assuré une étanchéité solidaire aux eaux.

Le revêtement définitif prévu pour le tunnel de transfert de l'oued Chiffa se veut un revêtement hydraulique constitué de béton de structure non armé et non altérable aux agressions dû aux flux des eaux de l'oued Chiffa.

4.2- Forme de revêtement::

La forme choisie pour la section de creusement du tunnel de dérivation du tunnel du oued Chiffa et celle du fer a cheval accompagnée d'un revêtement définitif circulaire de type hydraulique.

5- Etanchéité:

L'étanchéité des tunnels sont des plus importants parmi les travaux complémentaire et d'une nécessité absolue du point de vu de l'exploitation et aussi une précaution à prendre pour protéger le revêtement et pour éviter le délavage et la décomposition de roche environnant et s'il s'agit d'un tunnel d'adduction d'eau ou d'un tunnel de canal, les pertes d'eau provoqués par fuites en diminuant le rendement et en même temps l'eau qui s'échappe au travers des joints ou des fissures du revêtement peut être à l'origine de la détérioration de l'ouvrage le rôle d'étanchéité est d'empêcher que des infiltrations ou des fuites d'eau ne se produisent ainsi que la circulation de l'eau autour du tunnel soit réduite au point que des risques de d'élévation ou d'imprégnation puissent être évité donc l'étanchéité sera toujours accompagnée par un système de drainage soigné.

Matériaux d'étanchement sont:

- joints WATER STOP.
- joints de reprise
- injection au coulis, colmatage des fissures.
- traitement des irrégularité
- cimentation (ciment, bitumine et autre)

CHAPITRE IV

HYGIENE ET SECURITE

1- Introduction:

L'ambiance environnante de l'excavation, la bonne marche des travaux exige un climat favorable pour rendre sûres les lieux de travail ainsi que d'assurer la sécurité des personnel en éliminant toutes les salubrités, les risques imposés par les conditions géologiques et hydrogéologiques du terrain, nous devons référer aux contrôles et aux examens des connaissances générales dans le domaine de la sécurité de travail.

Pour réduire et prévenir les accidents, il est indispensable d'organiser un programme d'information et d'instruction pour mettre en évidence les questions relatives à la sécurité générale du tunnel, qui peuvent être:

- Eclairage du travail
- Ventilation (Lutte contre poussière, Lutte contre les gaz)
- Electrocutation

1.1- Eclairages de travail:

Les exigences concernant l'éclairage du tunnel sont fort différentes, selon qu'ils sont au service d'exploitation ou qu'ils sont destinés à la circulation, suivant les exigences, les différents modes d'éclairage veillent à la sécurité et la continuité des travaux d'excavation et la création des conditions de travail favorables et la diminution du nombre d'accidents, il est nécessaire d'assurer le bon éclairage de travail, qui améliore le rendement et permet des augmentations de production de 10 à 20% ce qui est le cas du tunnel de dérivation du oued Chiffa où l'éclairage sera plus important au niveau de la gare et le long du tunnel ainsi que le front.

Mais par contre, un mauvais éclairage entraîne une fatigue de l'œil qui se répercute sur l'état général des travailleurs (maux de tête). Donc l'éclairage doit répondre de façon suffisante aux exigences de travail et la sécurité.

1.2- Epuisement des eaux:

Les eaux d'infiltration recueillies dans le cas du tunnel de dérivation du oued Chiffa sont dirigées dans les canalisations, rigole, niche (puisards) situés sous le tunnel parallèlement à son axe (voir fig 1), ces collecteurs peuvent être implantés:

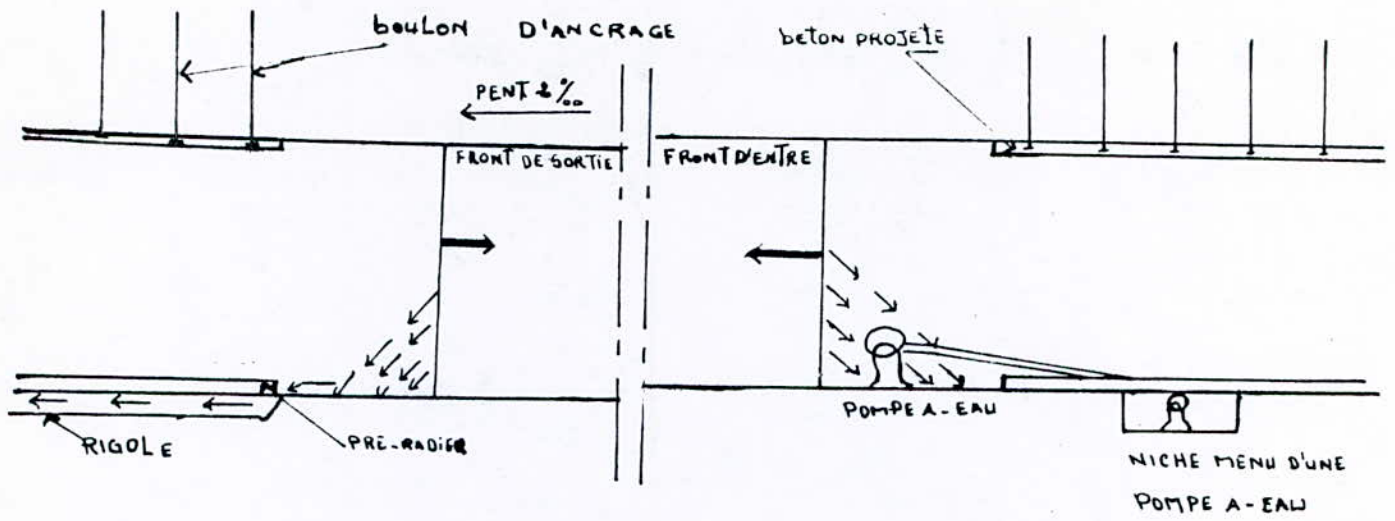


FIG:1 SYSTEME DE DRAINAGE DANS LE TUNNEL DE CHIFFA

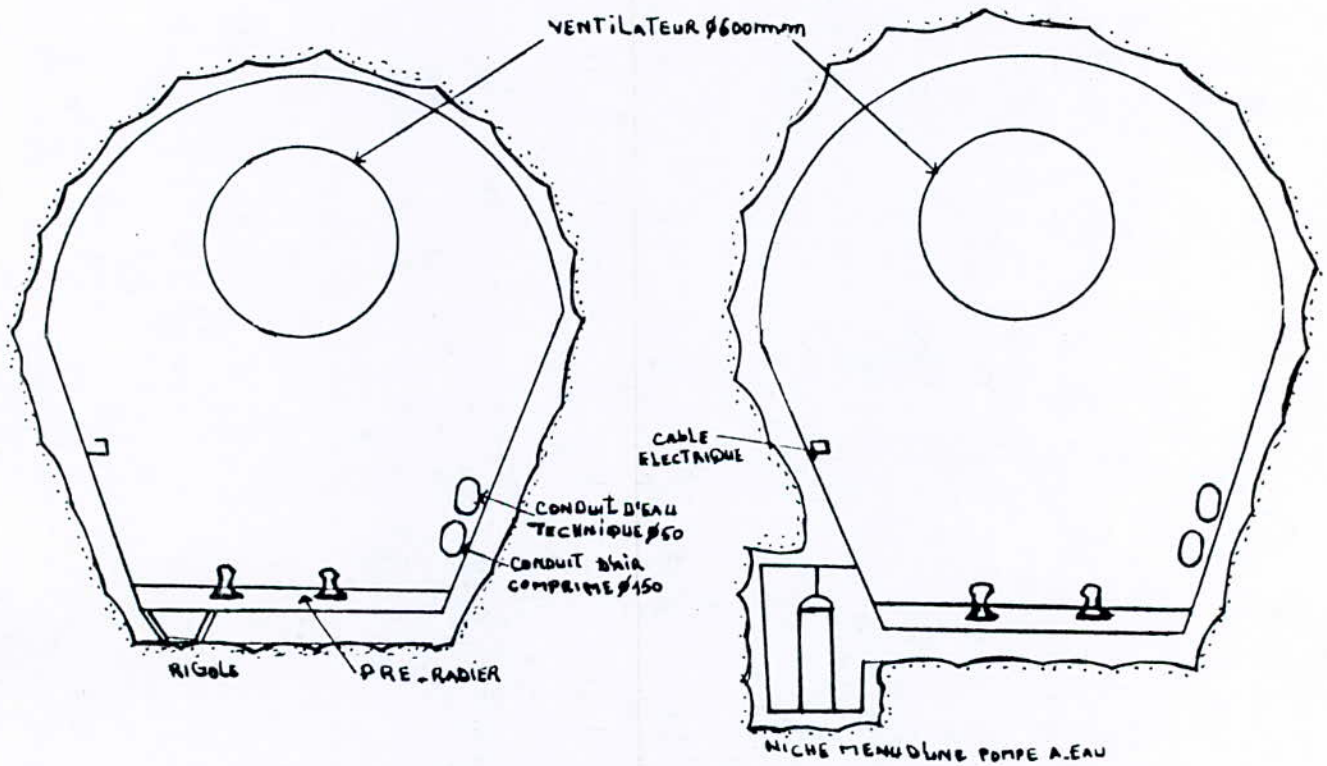


FIG:2 SYSTEME DE DRAINAGE PAR RIGOLE

FIG:3 SYSTEME DE DRAINAGE PAR NICHE

- soit dans l'axe du tunnel, sous les prés-radiers.
- soit de part et d'autre des murs des piédroits dans les niches.

Le principe de drainage dans le cas du tunnel de transfert d'eau du oued Chiffa est réaliser de la manière suivante:

- selon le front amont (entrée du tunnel), l'eau est évacué par pompage continu ou intermédiaire dans des niches (puisards) qui sont menu d'un système de pompage plus suffisant pour faire un drainage complet des eaux environnante vers l'extérieur (voir fig 2).
- selon le front aval (sortie du tunnel), l'eau est évacuée suivant une pente de 2 ‰ qui permet un écoulement par gravité des eaux d'infiltration a travers une rigole jusqu'à l'extérieur (voir fig 3).

1-3- VENTILATION:

Entre les agents susceptibles de causer des perturbations dans l'ambiance de travaille lors de l'excavation les seuls agents qu'il faudra éliminer dans notre cas sont la poussière provenant de l'excavation du front ainsi que celle causée par béton projeté et les gaz.

Quant aux besoins de ventilation dans le front qui est l'endroit le plus délicat on recommande l'emploi de ventilation dite "soufflante" qui consiste a prendre de l'air pur a l'extérieur et de l'amener jusqu'au front, le tunnel servant alors pour extraire l'air vicié. On doit attirer l'attention sur la convenance de placer la prise d'air pur suffisamment éloignée de la bouche du tunnel pour ne pas reprendre l'air vicié qui sort de celui-ci, on outre ces ventilateurs sont montés en séries dans des canalisations rigides et souples de 600 mm de diamètre ayant une puissance de 17,5 kw permettant une ventilation des travaux en cul-de-sac et une climatisation adéquate du chantier.

Calcul de la ventilation:

Le calcul de la ventilation consiste a déterminé les paramètres optimale pour assuré la sécurité de personnel, la conduite des travaux d'avancement, ceci en fonction du volume des roches abattues.

1- Détermination de la quantité d'air nécessaire pour l'aérage de l'excavation en fonctions des gaz produit lors du tir:

$$Q_a = \frac{2,3}{tv} \sqrt[3]{Q_{ex} \cdot b \cdot S^2 G_R \cdot L_e^2 \cdot km}$$

Q_{ex}: la consommation total d'explosif par volée en kg, Q_{ex} = 35 kg.

b: le dégagement de gaz lors du tir de 1 kg d'explosions on admet b = 40 l/kg.

SC_R: la section de creusement, SC_R = 11,79 m² (voir ANNEXE)

L: longueur d'avancement de l'excavation L = 2 m.

K_m: coefficient tenant compte de l'influence de l'eau se trouvant dans l'excavation, sur les réductions de la concentration des gazs, pour une atmosphère humide k_m = 0,8.

t_v: durée de ventilation du chantier après le tir t_v = 20 + 30 mn

S_n: section nette du tunnel après le soutènement par béton projeté (S_n = 10,3 m²)

$$Q_a = \frac{2,3}{20} \sqrt[3]{35 \cdot 40 \cdot (11,79)^2 \cdot 2^2 \cdot 0,8} = 9,8 \text{ m}^3/\text{mn}$$

Cette quantité d'air Q_a doit être vérifié par la formule suivant

$$\frac{Q_a}{60S_n} \geq 0,15 \text{ m/s}$$

$$\frac{9,8}{60 \cdot 10,3} = 0,016 < 0,15 \text{ m/s}$$

0,15 m/s et la vitesse minimale admissible pour le courant d'air, si la valeur de la quantité d'air calculée ne satisfait pas à cette condition que le Q_a corrigé est donc:

$$Q_a \text{ corrigée} = 9 \cdot S_n = 9 \times 10,3 = 92,7 \text{ m}^3/\text{m}$$

en prend donc Q_a = 100 m³/mn pour assurer une bonne ventilation de la taille.

2- détermination de la quantité d'air nécessaire pour l'aérage d'après le nombre de personne trouvant dans la taille:

étant donné que nous avons 10 personnes au front travaillant par équipe en groupe de 6 et 4 avec plus ou moins 2 personnes et la norme de besoin d'air pour une personne est de 6 m³/mn ; donc le calcul sera :

$$Q_p = 6 \cdot Z \cdot n$$

n : nombre de personne travaillant au front

$$Q_p = 6 \cdot Z \cdot n$$

$$Q_p = 6 \cdot 1,6 \cdot 10 = 96 \text{ m}^3/\text{mn}$$

On prend Q_p = 100 m³/mn a une vitesse admissible du courant d'air égale a 0,15 m/s ce qui vérifie le premier calcul.

3-1-1 Lutte contre les poussières:

La convenance problématique de ces poussières dégagées lors d'excavation du front ainsi que celle causée par le béton projeté, leur résiliation dans les tunnels peut se faire avec divers moyens:

- foration des trous de mine avec injection d'eau
- arrosage des tas au niveau de chargement et les voies de circulation des trains
- une aération active des galeries
- il est vivement recommandé d'employer la voie humide pour le béton projeté.

1-3-2- Lutte contre les gaz:

Les explosifs possèdent une propriété chimique leur conférant la capacité de produire à l'intérieur d'un espace très réduit (trou de mine) une quantité de gaz et de chaleur importante qui peut par suite polluer l'ambiance environnante de l'excavation, il convient de contrôler ces gaz pour assurer aux personnels une atmosphère ne causant ni risque, ni irritation, ni gêne, au moyen d'une ventilation très adéquate.

1-4- Electrocutation:

Les principaux facteurs qui provoquent des perturbations au niveau du corps humain lors d'une électrocution sont:

- L'intensité du courant électrique: des expériences on montre que:
 - * jusqu'à 10 mA. il y a sensation de mal dans les muscles.
 - * de 10 à 25 mA provoque l'augmentation de la pression du sang, des crampes dans les muscles.
 - * de 25 à 80 mA provoque la fin du fonctionnement régulier du cœur et perte de connaissance.
 - * de 80 à 120 mA provoque la mort.
 - * supérieur à 120 mA il y a carbonisation et brûlures internes du corps humain.
- le chemin de circulation du courant: il est dangereux que le courant passe par le thorax ou la tête.
- durée d'impulsion: des études en montrent que:
 - * pour un temps t inférieur à 0,5 s il n'y a pas de danger.
 - * pour un temps t égal à 1 s ce qui correspond à une période de travail du cœur ce qui entraîne une mort inévitable.

- la fréquence du courant:

les courants de faible fréquence sont plus dangereux que les courants de haute fréquences.

La lutte contre l'électrocution consiste à mettre à la terre tous les éléments métalliques des installations électriques cette prévention a pour but d'éviter ou de limiter dans les valeurs non dangereuses l'intensité du courant électrique susceptible de traverser le corps humain.

2- Conclusion:

La ventilation des excavations permet le renouvellement de l'air qui est vicié par la respiration du personnel qui s'évalue en fonction des salubrités (poussières) et les gaz environnant ce qui nécessite un contrôle permanent de la teneur de l'air en oxyde de carbone et un entretien parfait du système d'installation électrique du tunnel.

CHAPITRE V

Comparaison économique des variantes de chargements des déblais

1- Introduction:

Les méthodes de réalisation ne peuvent être adoptées que si les conclusions de l'étude économique sont positive (rentabiliter, coût). Cette étude est basée sur la comparaison des prix de revient et pour notre cas nous aurons a comparer deux méthodes d'évacuation des déblais sur le plan économique sans négliger leur performance au point de vue délais et sécurité.

1- La première variante comprend:

- * deux chargeuses sur rails du type CAVO
- * trois personnes par chargeuse (2 opérateurs plus un aide)
- * la chargeuse fonctionne à l'air comprimé

2- la deuxième variante comprend:

- * une chargeuse à pinces
- * deux personnes (un opérateur plus un aide)
- * la chargeuse fonctionne en énergie électrique

N.B: l'organisation du transport pour les deux variantes est identique.

DESIGNATION	TEMP (MN)	NOMBRE D'OUVRIER	HOMME HEURE	HOMME POST	UNITE DES NORMES	NORMES DES ENGINES
FORATION DES TROUS DE MINE	75	4	3,2	22,4	m/h	75,2
CHARGEMENT DES TROUS DE MINE	45	4	5,3	37,3	m/h	125,3
PURGEAGE DU FRONT	15	2	8	56	m ² /h	61,68
CHARGEMENT DES ROCHES ABATTUES PAR PELLE A PINCES.	121+130	4	1,98	28	m ³ /h	16,37
CHARGEMENT DES ROCHES ABATTUES PAR PELLE DE TYPE CAVO.	158	6	2,28	16,8	m ³ /h	12,54
FORATION DES TROUS POUR BOULONS D'ANCRAGE	30	2	4	28	m/h	32
MISE EN PLACE DES BOULONS D'ANCRAGE	15	4	16	112	m/h	64
MISE EN OEUVRE DU BETON PROJETE	60	4	4	28	m ³ /h	1,54
MISE EN PLACE DES TREILLIS SOUDE	30	4	8	56	m ² /h	30,84
AVANCEMENT DES RAILS	360	6	1	7	m/h	6,67
MISE EN OEUVRE DU BETON PRE-RADIER	360	6	1	7	m ³ /h	1,45
DIVERS	300	2 ÷ 4	0,8	5,6		

1-1- Calcul du prix de revient technique du chargement des roches abattues

- Elément du prix de revient:

- 1- frais de la main d'oeuvre
- 2- Amortissement
- 3- frais d'énergie
- 4- frais des lubrifiants
- 5- frais de réparation et pièce de rechange

1-1-1- Calcul du prix de revient technique du chargement par pelle à pince.

1/- Calcul des frais de la main d'oeuvre

$$C_1 = \frac{\sum_{k=1}^2 S_{rk}}{n_j \cdot n_{p_j}}$$

S_n : salaire net d'un mineur

n_j : nombre de journées ouvrables par mois, $n_j = 24$

n_{p_j} : nombre de poste par jour, $n_{p_j} = 3$

- calcul du salaire net d'un mineur.

salaire de base 9000 DA/mois

salaire brut 144000 DA/mois

charge patronale 4320 DA/mois

salaire net 10080 DA/mois

$$C_1 = \frac{2 \cdot 10080}{24 \cdot 3} = 280 \text{ DA/post}$$

2- Calcul de l'amortissement par poste:

$$C_2 = \frac{A}{n_{j/\text{ans}} \cdot n_{p/j}}$$

$n_{j/\text{ans}}$: nombre de journées ouvrables par ans $n_{j/\text{ans}} = 288$

$n_{p/j}$: nombre de poste par jour

$$n_{p/j} = 3$$

A: Amortissement par ans

$$A = \frac{FA}{n}$$

FA: frais d'acquisition de l'engin

$$FA = 20 \cdot 10^6 \text{ DA}$$

n: nombre d'années

$$n = 5 \text{ ans}$$

$$C_2 = \frac{20 \cdot 10^6}{288 \cdot 3} = 23148,2 \text{ DA/poste}$$

3/- Calcul des frais d'énergie électrique

$$C_3 = P \cdot Ke [\text{kwh}]$$

P: puissance électrique du moteur en Kw, P= 140 Kw

Ke : facteur d'emploi de l'engin

$$ke = 0,6$$

$$C_3 = 140 \cdot 0,6 = 84 \text{ Kw/h}$$

$$C_3 = 61 \text{ DA/h}$$

a)- Calcul du rendement technique de la chargeuse

$$R_{\text{tech}} = R_{\text{th}} \cdot K_i$$

R_{th} : rendement théorique

$$R_{\text{th}} = 18 \text{ m}^3/\text{h}$$

K_i : coefficient d'exploitation intensive

$$K_i = 0,8$$

$$R_{\text{tech}} = 18 \times 0,8 = 14,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

b)- Calcul du temps d'évacuation des déblais dans un post

$$t = t_1 + t_m$$

t_1 : temp d'evacuation des déblais

t_m : temps de manoeuvre

$$t_m = 20 \text{ mn}$$

$$t_1 = \frac{Q}{R_{\text{tech}}}$$

Q : quantité des roches abattues lors du tir en m^3

$$Q = 33,01 \text{ m}^3 \text{ ou } Q = 49,52 \text{ t}$$

$$t_1 = \frac{33,01}{14,4} = 2,3 \text{ h}$$

$$t = 2,3 + 0,33 = 2,63 \text{ h/poste}$$

c/- Calcul des frais d'énergies électrique par poste

$$C_{\%} = 61 \cdot 2,63 = 160,43 \text{ DA/poste}$$

4/- Calcul des frais des lubrifiants (huile + graisse) par poste

$$C_{\%} = \frac{100}{24 \cdot 3} + \frac{1}{5} \cdot \frac{100}{24 \cdot 3} = 1,67 \text{ } \frac{\text{DA}}{\text{poste}}$$

$$C_{\%} = 116,7 \text{ } \frac{\text{DA}}{\text{poste}}$$

5/- calcul des frais de réparation et pièce de rechange par poste.

$$C_{\%} = \frac{0,8 \cdot \text{FA}}{n_{\text{j/ans}} \cdot n_{\text{p/j}}}$$

FA: frais d'acquisition

$$\text{FA} = 20 \cdot 10^6 \text{ DA}$$

$n_{\text{j/ans}}$: nombre de journées ouvrable par an

$$n_{\text{j/ans}} = 288 \text{ j}$$

$n_{\text{p/j}}$: nombre de poste par jour

$$n_{\text{p/j}} = 3$$

$$C_{\%} = \frac{0,8 \cdot 20 \cdot 10^6}{288 \cdot 3} = 18518,52 \text{ } \frac{\text{DA}}{\text{post}}$$

6/- Calcul des frais total par poste

$$C_{\%} = 280 + 23148,2 + 160,43 + 116,7 + 18518,52$$

$$C_{\%} = 42223,85 \text{ DA/post}$$

7/- Calcul du prix de revient technique d'une tonne de deblais chargé par pelle à pince

$$P_{\text{RTECH}} = \frac{C_{\%}}{Q_{\text{IP}}} = \frac{42223,85}{49,52} = 852,66 \text{ } \frac{\text{DA}}{\text{t}}$$

1-1-2- calcul du prix de revient technique du chargement des roches abattues par pelle de type CAVO

1- calcul des frais de la main d'oeuvre par post

$$C_{\cancel{p}} = \frac{\sum_{k=1}^3 S_{nk}}{n_j \cdot n_{\cancel{p}_j}}$$

$$C_{\cancel{p}} = \frac{3 \cdot 10080}{24 \cdot 3} = 420 \text{ DA}_{\cancel{\text{post}}}$$

2- Calcul de l'amortissement par post

$$C_2 = \frac{A}{n_{\cancel{p}_{\text{ans}}} \cdot n_{\cancel{p}_j}}$$

$$A = \frac{FA}{n} = \frac{6 \cdot 10^6}{5}$$

$$A = 1200000 \text{ DA}_{\text{ans}}$$

$$C_2 = \frac{1200000}{288 \times 3} = 1388,9 \text{ DA}_{\cancel{\text{post}}}$$

3/- Calcul des frais d'énergie a air comprimé

$$C_3 = q \times K_1 \times K_2 \times K_c \left[\frac{\text{m}^3}{\text{mn}} \right]$$

q: consommation spécifique d'air comprimé

$$q = 5 \text{ m}^3/\text{mn}$$

K_1 : coefficient tenant compte de l'augmentation de consommation $K_1 = 1,1$

K_2 : coefficient tenant compte des fuites d'air, $K_2 = 1,2$

K_c : coefficient d'emploi de la chargeuse 30 à 60%

$$C_3 = 5 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot 0,6 = 3,96 \frac{\text{m}^3}{\text{mn}}$$

$$C_3 = 0,416 \text{ DA}_{\cancel{\text{mn}}} = 24,96 \text{ DA}_{\cancel{\text{h}}}$$

a)- Calcul du rendement technique de la chargeuse

$$R_{tech} = R_{th} \times K_i$$

$$R_{th} = 10 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$R_{tech} = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ m}^3/\text{h}$$

b)- Calcul du temps d'evacuation des déblais d'une chargeuse

$$t = t_1 + t_m$$

$$t_m = 20 \text{ mn}$$

$$t_1 = \frac{Q}{R_{tech}} = \frac{33,01}{8 \times 2} = 2,06 \text{ h}$$

$$t = 2,06 + 0,33 = 2,4 \text{ h}_{\text{post}}$$

c)- Calcul des frais d'énergie a air comprimé par poste sera:

$$C_{\frac{1}{p}} = 24,96 \times 2,4 = 59,5 \text{ DA}_{\text{post}}$$

4- Calcul des frais des lubrifiants (graisse)

$$C_{\frac{1}{p}} = \frac{1}{5} \cdot \left(\frac{100}{24 \times 3} \right) = 0,278 \text{ DA}_{\text{post}}$$

$$C_{\frac{1}{p}} = 19,44 \text{ DA}_{\text{post}}$$

5- Calcul des frais de réparation et pièce de rechange C_s :

$$C_{\frac{1}{p}} = \frac{0,8 \cdot FA}{n_{j/\text{ans}} \cdot n_{p/j}} = \frac{0,8 \cdot 6 \cdot 10^6}{288 \cdot 3} = 5555,56 \text{ DA}_{\text{post}}$$

6- Calcul des frais totale par poste:

$$C_{T_p} = 420 + 1388,9 + 59,5 + 1944 + 5555,56$$

$$C_{T_p} = 7445,15 \text{ DA/post}$$

7- Calcul du prix de revient technique d'une tonne de deblais chargé par pelle de type CAVO

$$P_{\text{Rtech}} = \frac{C_{T_p}}{Q_p} = \frac{2 \times 7430,01}{49,52} = \frac{C_{T_p}}{Q_p} = \frac{2 \times 7445,15}{49,52} = 300,7 \text{ DA/post}$$

1-2- Conclusion:

Le calcul du prix de revient technique concernant le marinage selon les deux variantes envisagées est:

FRAIS (DA/post) ENGIN	MAIN D'OELVRE	Amorti- ssement	Energie	Lubrifi- ants	réparation et pièces de rechanges
Pelle à pince	280	23148,9	160,43	116,7	18518,52
Pelle de type CAVO	420	1388,9	59,5	19,44	5555,56

- le prix de revient technique de la pelle de type CAVO est plus intéressant au point de vue charges par contre sur le plan technique présente:

- un rendement faible
- l'utilisation de deux pelles pour l'évacuation des roches abattues de la volée est nécessaire ce qui occasionne un encombrement du front et une organisation complexe du marinage
- de point de vue sécurité elle est peu recommandable

Pour la pelle à pince est caractériser par:

- un avantage économique sur le plan technique
- sécurité recommandable
- un rendement important
- moins intéressante du point de vue charges (prix de revient)

CONCLUSION GENERALE

L'élaboration de ce modeste travail, m'a permis d'apprécier les étapes d'exécution avec toute leur problématiques de faisabilité du point de vue organisation, économie et sécurité, qui concerne en particulier la réalisation des ouvrages de telles envergure.

ANNEXE

1- Calcul de la surface de creusement "SCR": (voir fig1)

$$* S_{CR} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_1 = OABO = \phi \cdot R^2 = \frac{192,82}{180} \pi (1,5)^2 = 7,57 M^2$$

$$S_2 = OEBO = \frac{R^2 \sin(\theta_2)}{2} = \frac{(1,5)^2 \sin(167,18)}{2} = 0,25 M^2$$

$$S_3 = ODCBO = 2R^2 \left[1 - \cos\left(\frac{\phi_1}{2}\right) \right] \sin\left(\frac{\theta_1}{2}\right)$$

$$S_3 = ODCBO = 2 (1,5)^2 [1 - \cos(83,59)] \sin(83,59) = 3,79 M^2$$

$$* S_{CR} = 7,57 + 0,25 + 3,97 = 11,79 M^2$$

2- Calcul de la surface net après un soutènement en béton de 0,1 m d'épaisseur

(même démarche que SCR)

$$R = 1,4 \text{ m}$$

$$S_n = 10,3 M^2$$

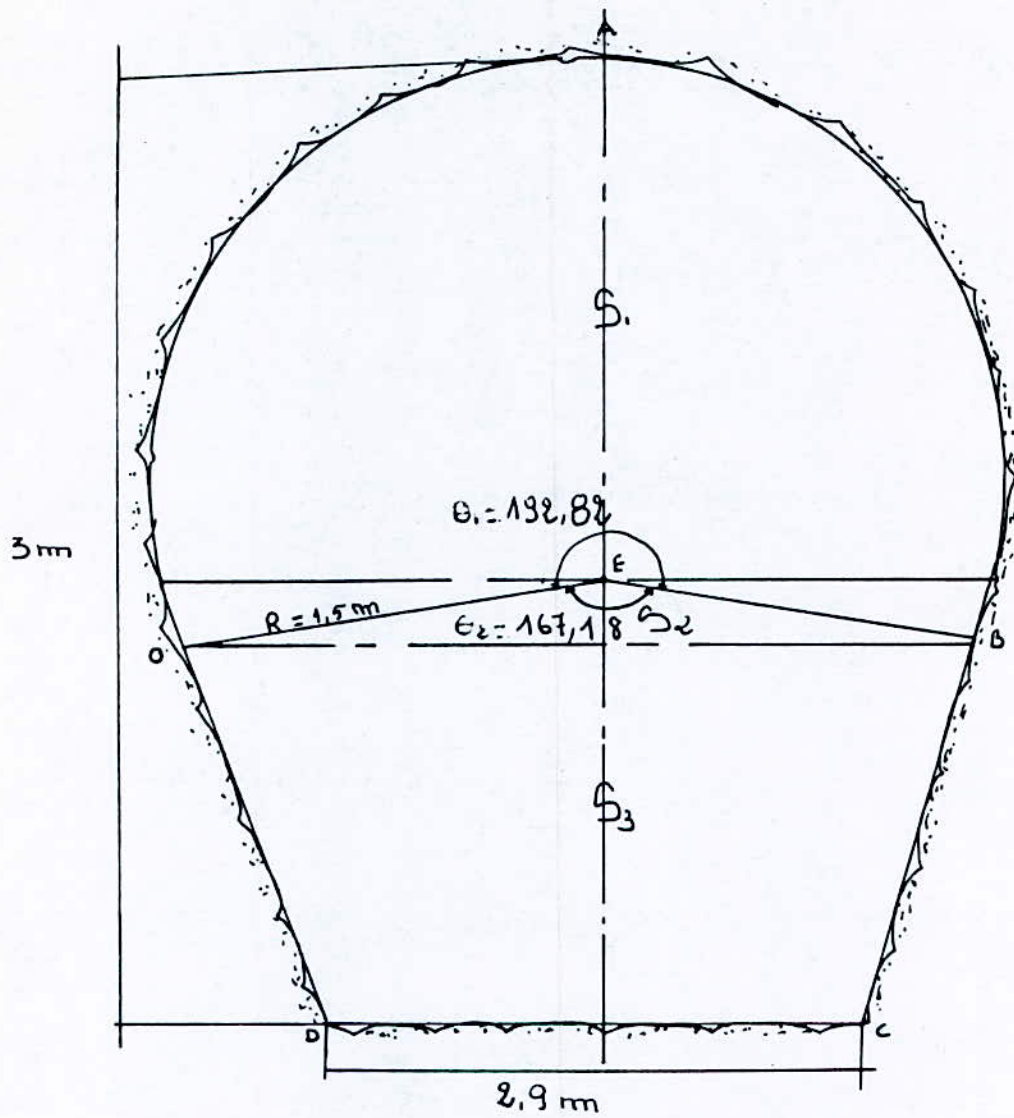


fig1:section de creusement (Annexe)

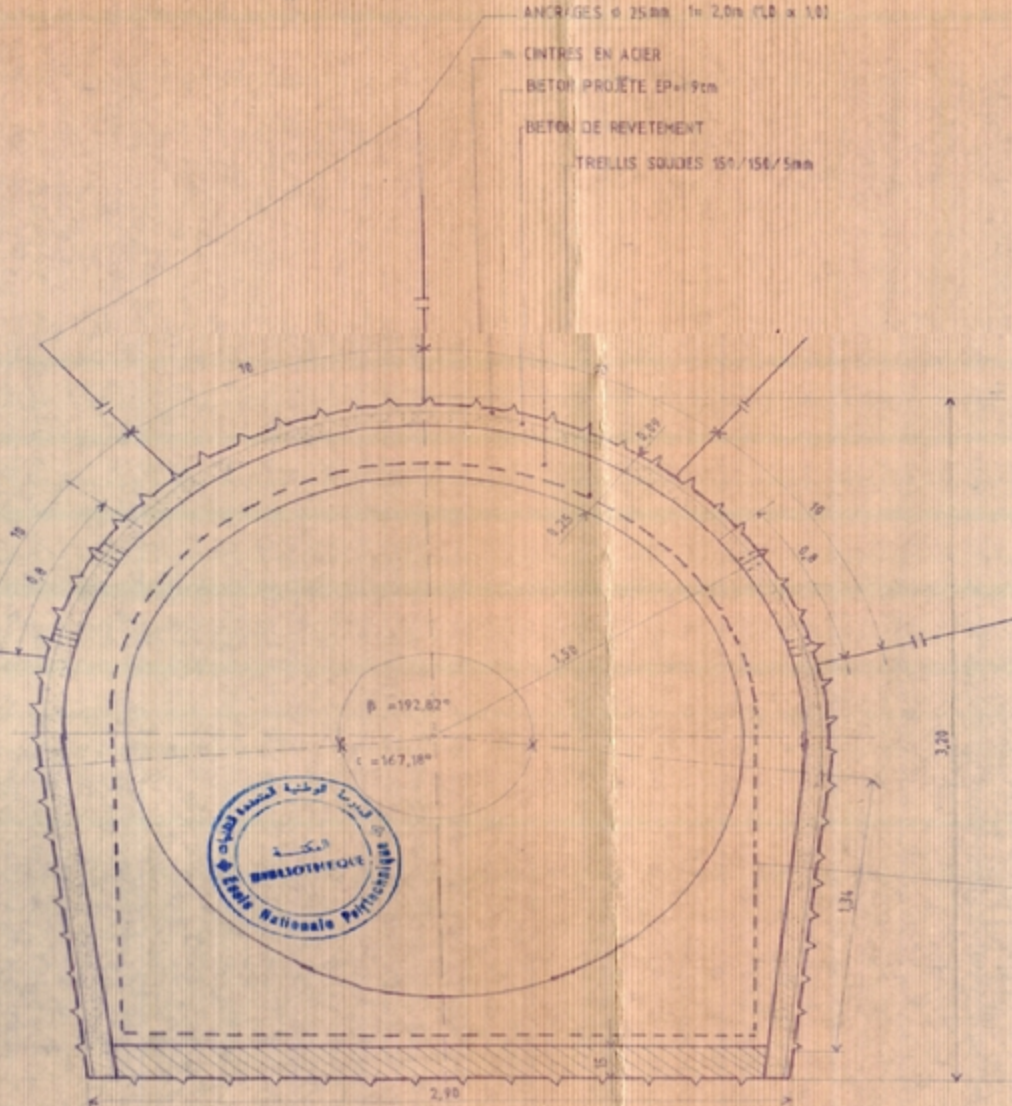
BIBLIOGRAPHIE

- 1)- Avant projet détaillé (A P D) des ouvrages de dérivation de l'oued Chiffa
(MEMOIRE)
INTECSA (international ingeenering).
- 2)- BELOULOU.R
Memoir technique de réalisation des ouvrages de dérivation de l'oued Chiffa (E.DEMINES)
- 3)- Tunnel et ouvrage souterrains 1981 Numéro spécial
- 4)- J.GUILLAUME 1987
Séminaire tunnels (INEDIT ENTP KOUBA)
- 5)- M.HASBELAOUI 1992
cours de machines minières
l'aerage dans les mines (INEDIT.ENP.ALGER)
- 6)- Series des ventilateurs secondaires COGEMACOUSTIQUE
- 7)- R.BELOULOU 1984
projet d'exploitation souterraines du gisement de fer pour les conditions de l'entreprise minière de Boukhadra (MEM.ING.ANNABA)
- 8)- F.MALEK 1991
influence des travaux souterrains à l'explosif en site urbain sur les ouvrages en surface (MEM.ENG.ENP.ALGER)
- 9)- Encyclopedia univerrsalis 1980 (ED.France S.A)
- 10)- K.SZECHY 1970
Traite de construction des tunnels (ED.DUNOD)
- 11)- Centre d'étude des tunnels 1976
Dossier pilote des tunnels 3. GENIE CIVIL

- 12)- Ouvrages souterrains 1988
Conception réalisation Entretien (ED.AFTES)
- 13)- S.CHABANE 1988
contribution technologique au creusement d'un tunnel cas du métro d'Alger
(MEM.ING) (INEDIT ENP ALGER)
- 14)- S.CHRISTON 1977
Pratique des explosifs (ED.EYROLLES)
- 15)- H.KURT 1971
Précis de forage des roches (ED.DUNOD)
- 16)- M.IDRIS 1987
Elaboration de la technologie et de la mécanisation et de l'organisation du
creusement de l'ouvrage minier souterrain horizontale à l'explosif(MENM.ING)
(INEDIT ENP.ALGER)
- 17)- Régie publicitaire industrielle 1990 MOMENTO des mines et carriers
- 18)- K.A.RAHMOUNE 1992
Technique de réalisation d'un tunnel (cas du métro d'Alger) détermination des
charges agissant sur les tunnels (théories relatives à la pression géologique)
- 19)- WOODS.1969
Guide pratique de ventilation (ED.DUNOD)
- 20)- C.LOUIS.1972
Traite de construction de tunnels par la nouvelle méthode Autrichienne (revue de
l'industrie minérale).

TYPES DE SOUTÈNEMENT EN GALERIE

- ANCRAGES ϕ 25mm 1m 2,0m (1,0 x 1,0)
- CINTRES EN ACIER
- BETON PROJETÉ EP=9cm
- BETON DE REVÈTEMENT
- TRELLIS SOUDÉS 151/156/5mm

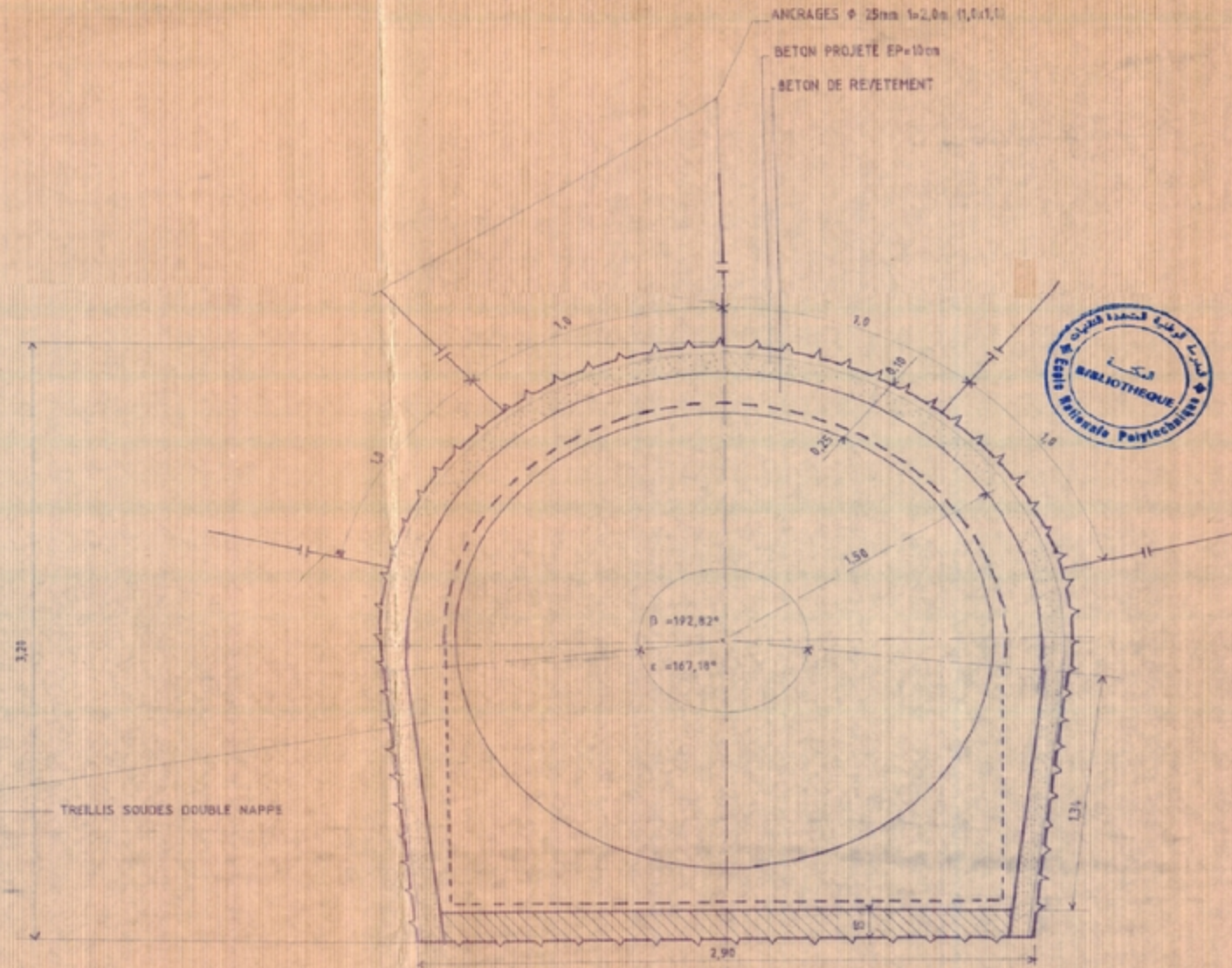


TYPE N° 1



ECHELLE: 1/28

- ANCRAGES ϕ 25mm 1m 2,0m (1,0 x 1,0)
- BETON PROJETÉ EP=10cm
- BETON DE REVÈTEMENT

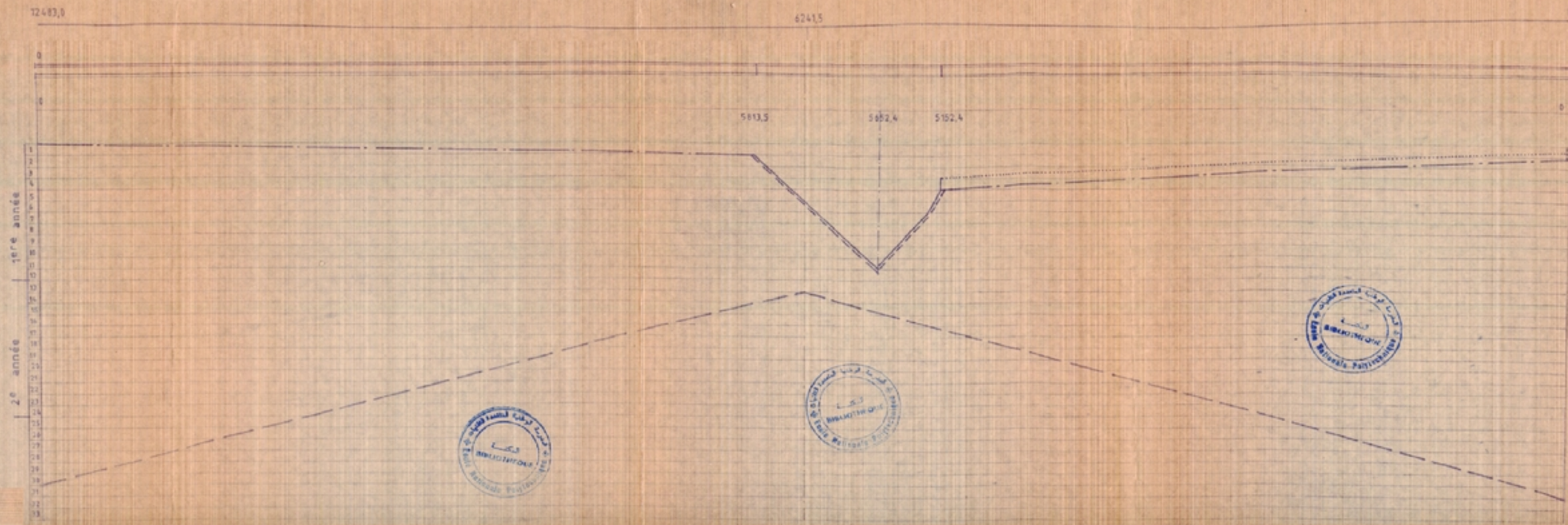


TYPE N° 2



TRELLIS SOUDÉS DOUBLE NAPPE

PLANNING DES TRAVAUX

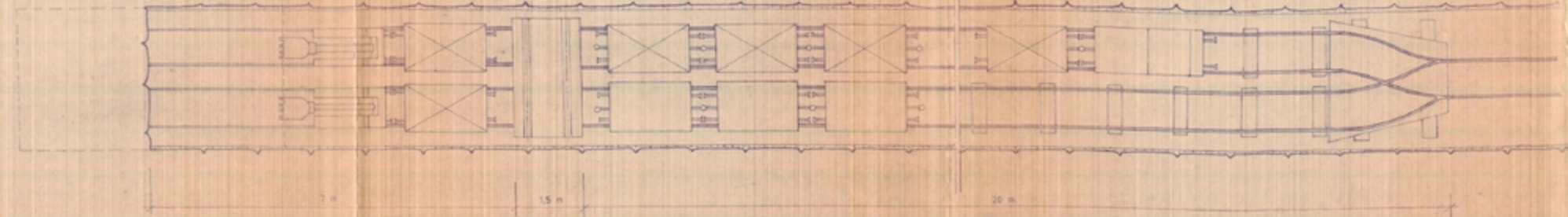
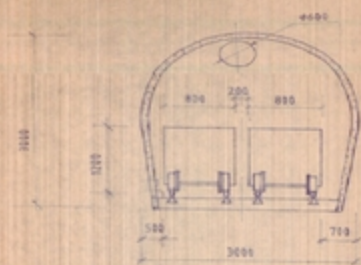
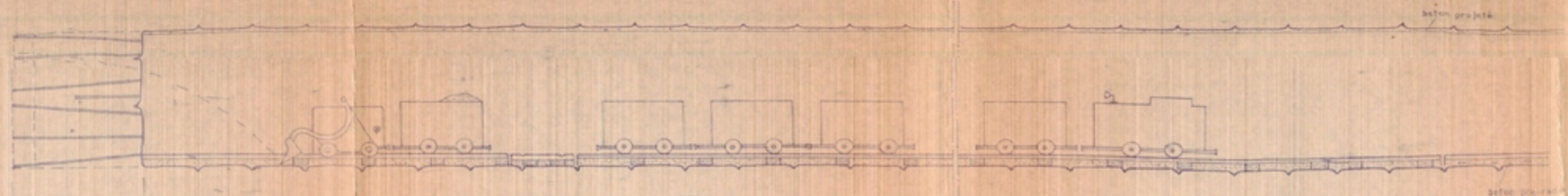


LEGENDE

- Installation et refaçon
- Excavation et mise en oeuvre du soutènement Principal
- Bétonnage tunnel
- Bétonnage pré-radial
- Mise à sec du tunnel
- Installation au jour

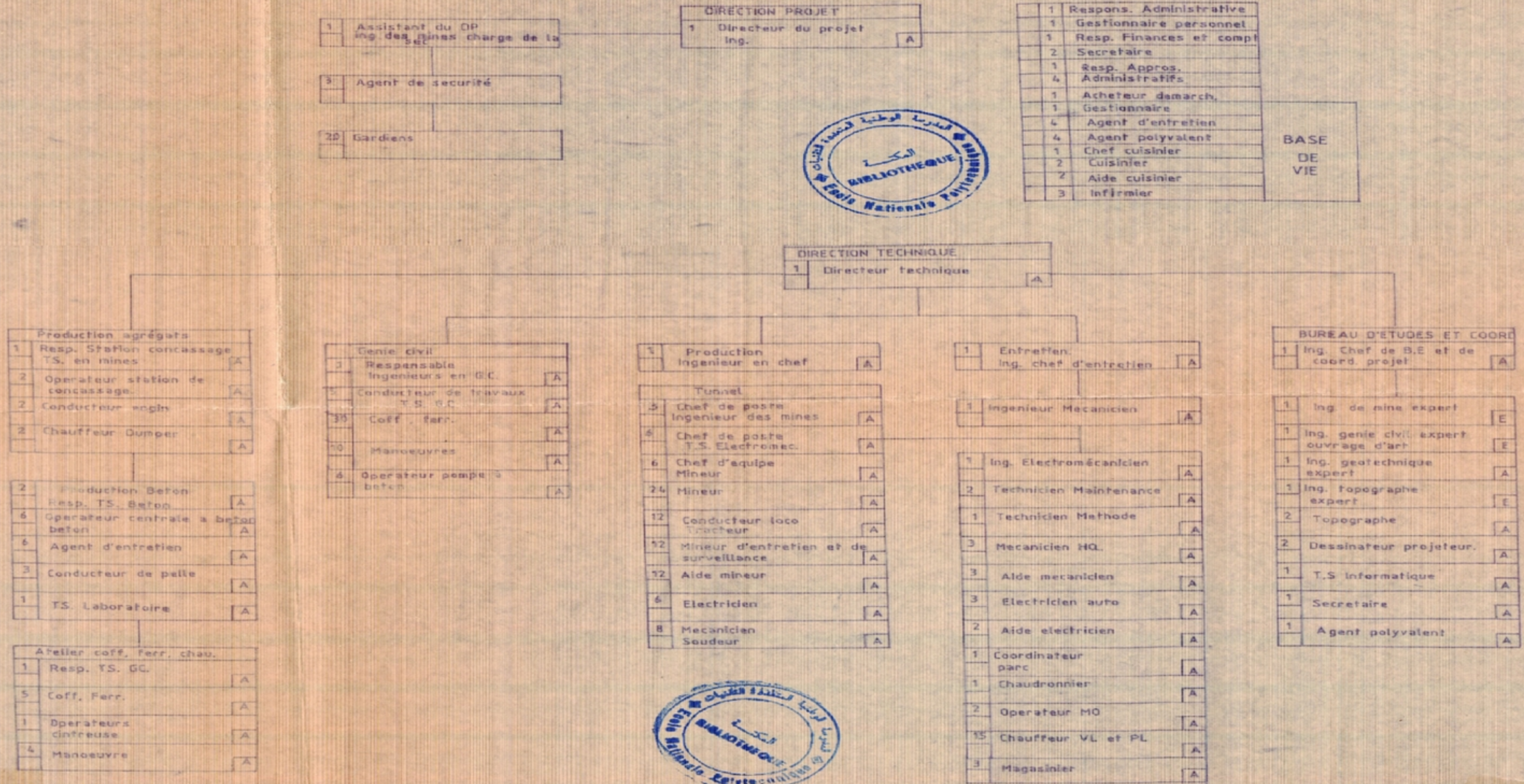
ÉCOLE		MINISTÈRE D'ÉDUCATION		NATIONALE	
E.M.D.					
REVISION		DESCRIPTION			
PLAN	PROJETÉ	DATE	PLANNING DES TRAVAUX		
ÉTUDES	RECHERCHES	TRACÉ			
ANNÉE	Projet DERIVATION DE L'OUED				
CLASSEMENT	CHFFA				

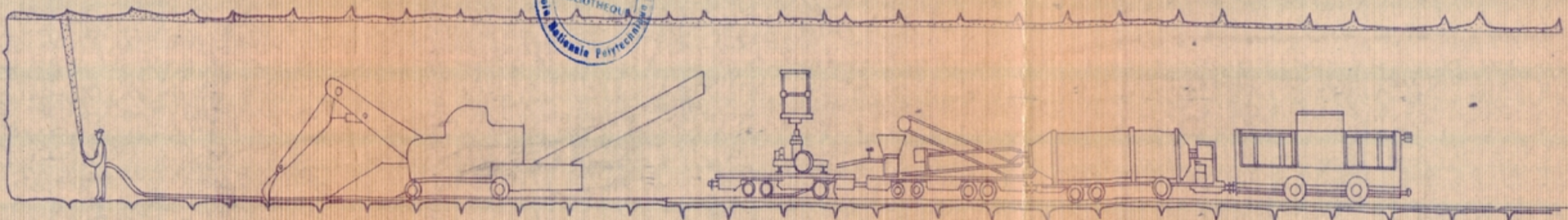
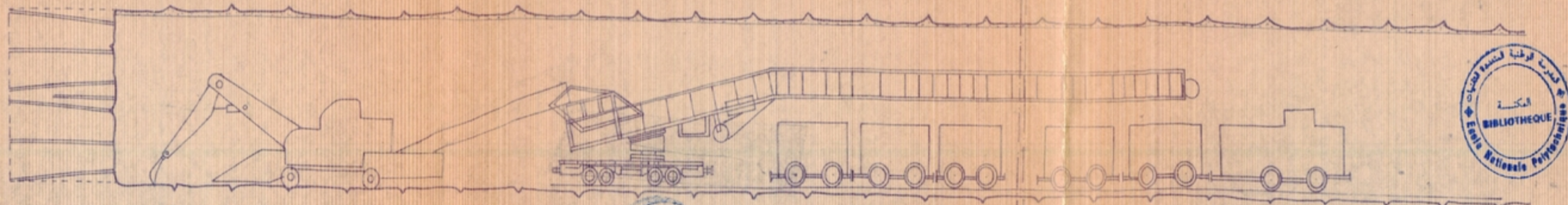
METHODE D'EXECUTION. TUNNEL CHIFFA. ENTREE.



PLAN III

ORGANIGRAMME



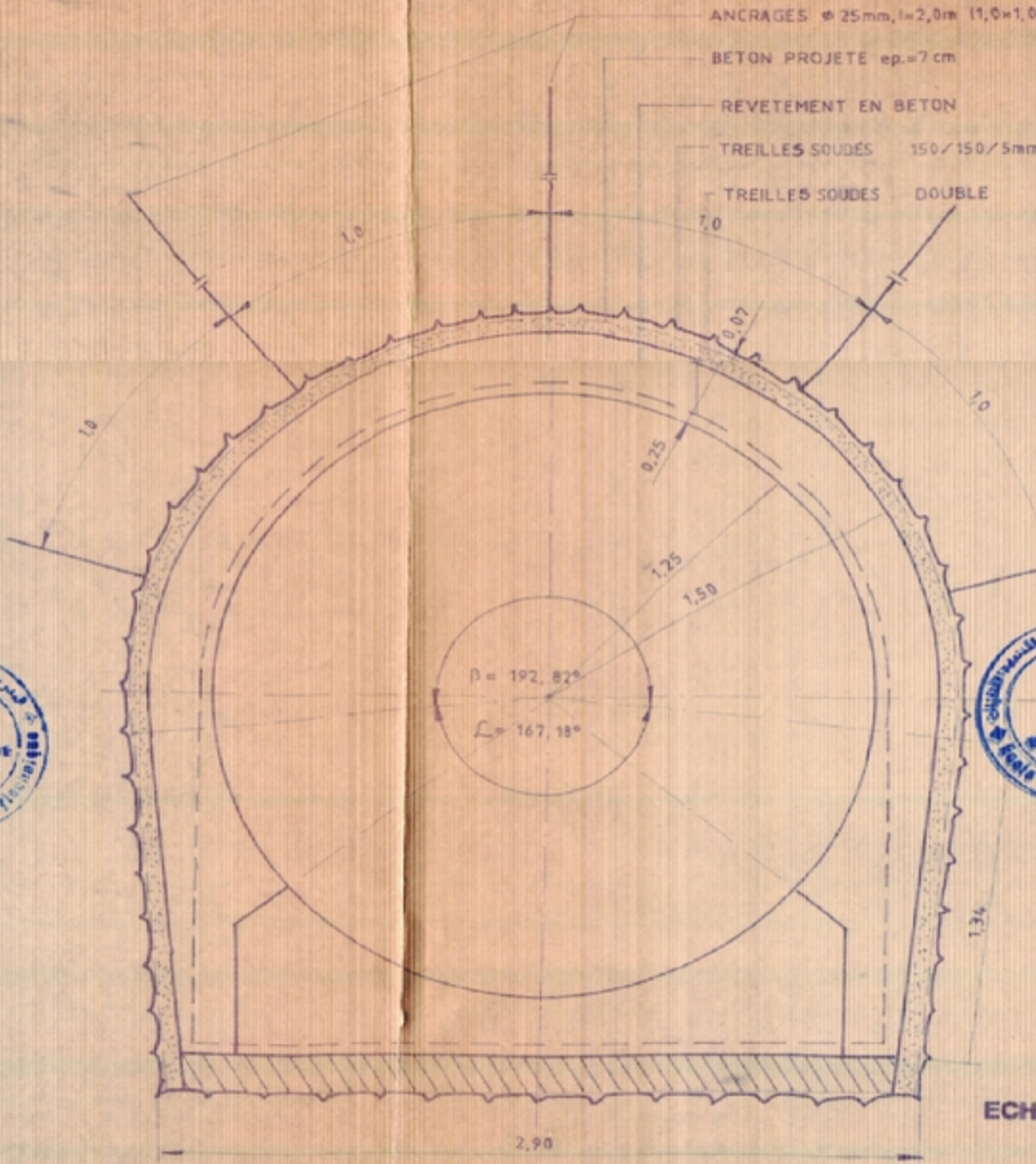


PROJET: DERIVATION
DE L'OUED CHIFFA
A.N.B.

TYPES DE SOUTÈNEMENT EN GALERIE

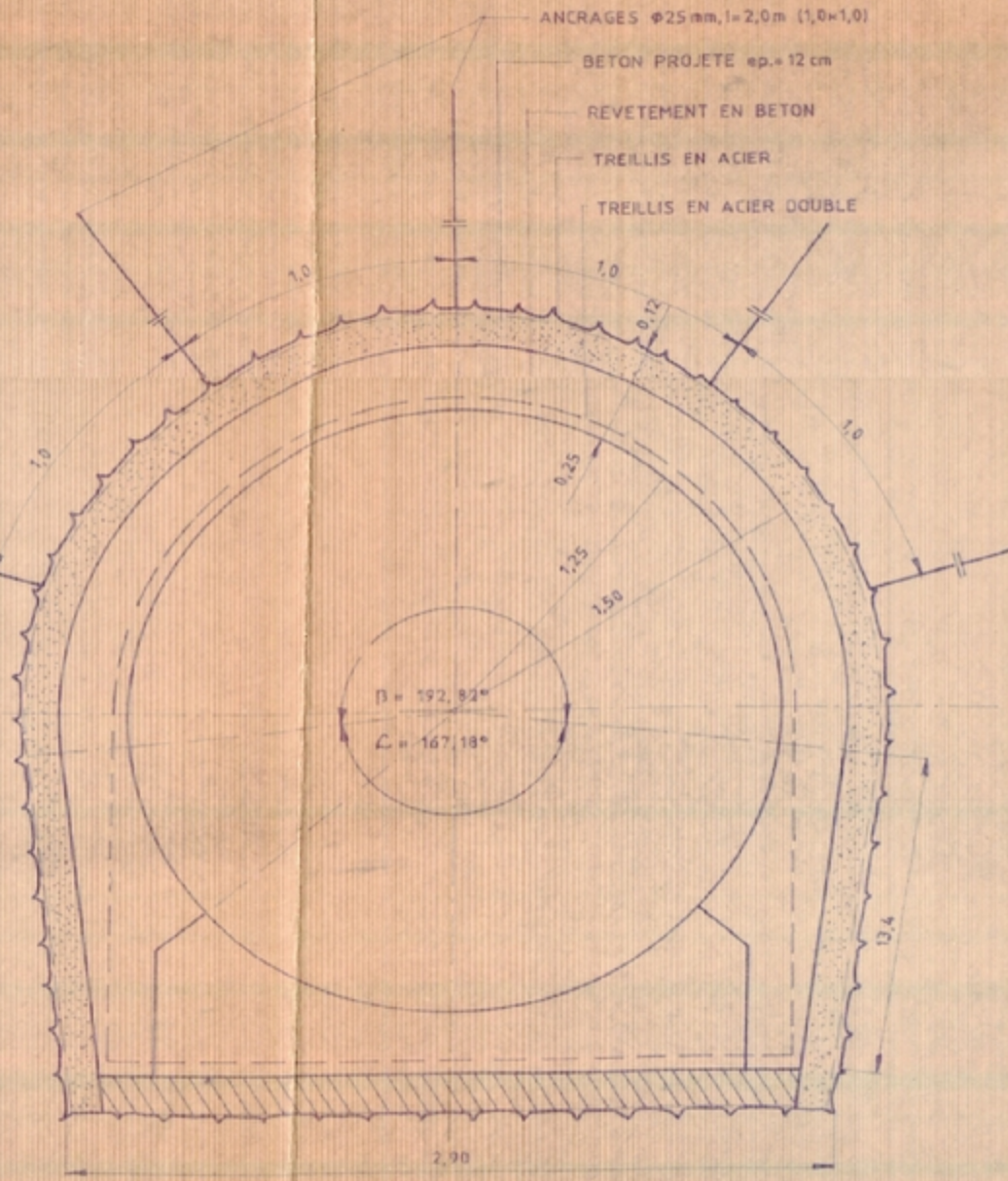
- ANCRAGES $\phi 25\text{mm}$, $l=2,0\text{m}$ (1,0x1,0)
- BETON PROJETE ep.=7 cm
- REVETEMENT EN BETON
- TREILLES SOUDES 150/150/5mm
- TREILLES SOUDES DOUBLE

- ANCRAGES $\phi 25\text{mm}$, $l=2,0\text{m}$ (1,0x1,0)
- BETON PROJETE ep.=12 cm
- REVETEMENT EN BETON
- TREILLIS EN ACIER
- TREILLIS EN ACIER DOUBLE

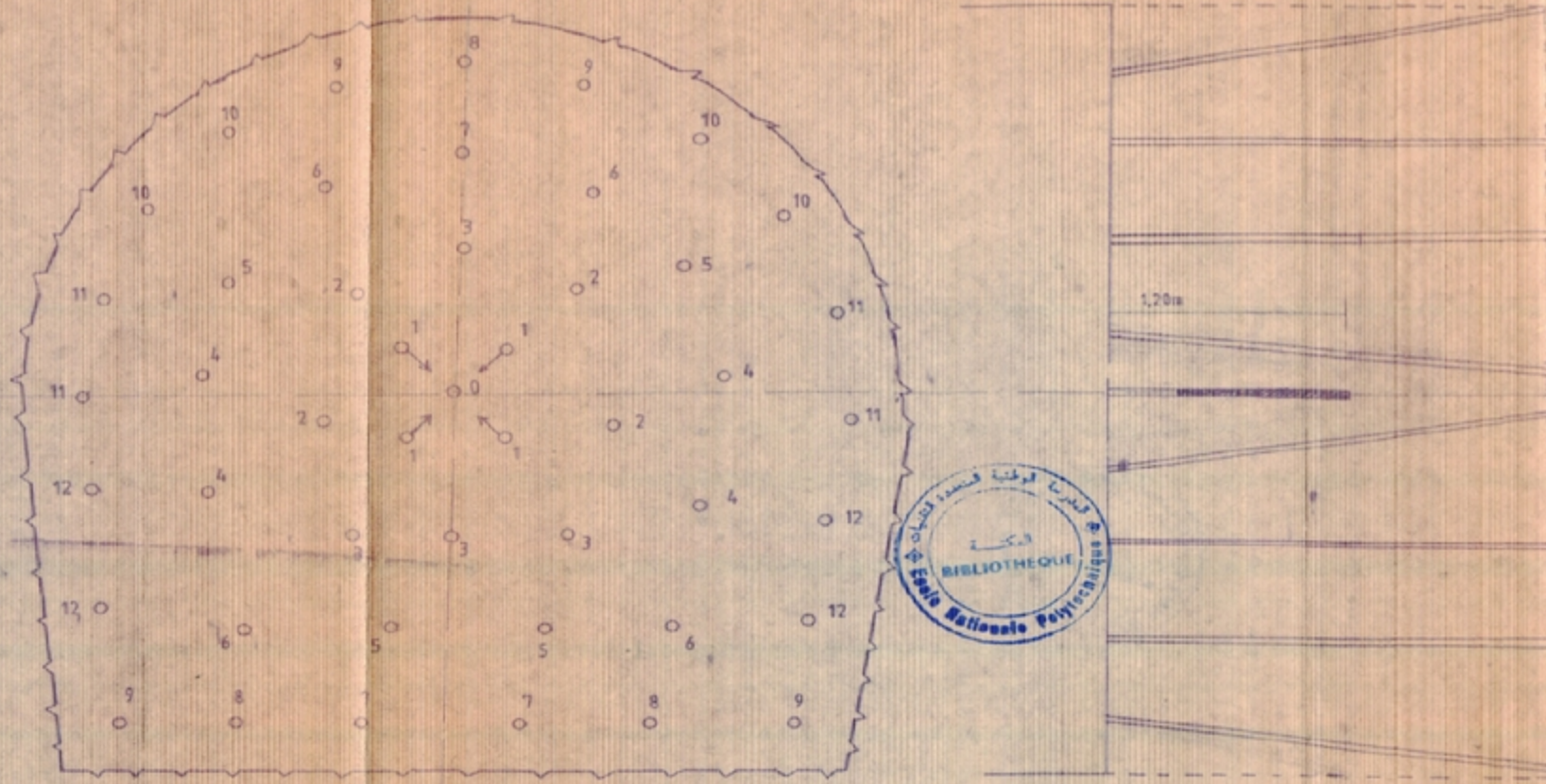


TYPE N°3

ECHELLE 1:20



TYPE N°4



Parametres des travaux de Tir

Detonateur type DMR electriques serie (1-12)+0 instantané

Designation	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Bouchon	1	4												5
Abattage			4	4	4	4	4	4						21
Contour								3	3	4	4	4	4	21
														47



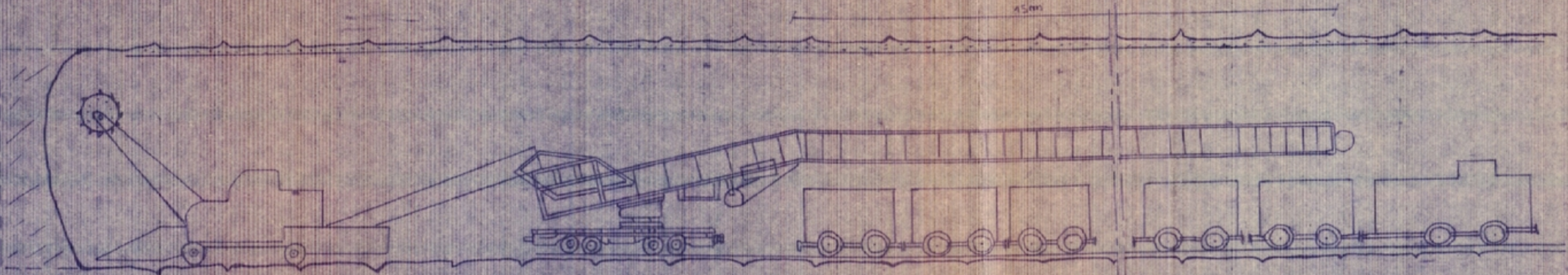
Gelanit II encartouchée $\phi 30$ de 250g

Designation	long	Nbre	Quantité par trou	Quantité totale
Bouchon	1,20	1	500	3500
	2,30	4	750	
Abattage	2,20	21	750	15750
Contour	2,30	19	750	15750
				35000g

Consommation spécifique
 $q = 1,6-1,8 \text{ Kg/m}^3$

MINISTERE D'EDUCATION NATIONALE		N° DE PLAN I
NOM	DESCRIPTION	NOM
PROM BELAÏLOU, B	PLANT DE TIR	ENP
ETUD BENKECHIDA, A		
DEPT GENIE MINIER		
NOM DU PROJET	DERIVATION DE LOUED CHIFFA	

METHODE D'EXCAVATION. MECANIQUE. TUNNEL CHIFFA



MINISTRE D'EDUCATION NATIONALE		N° DE PLAN II
NOM	DESCRIPTION	NOM
PROF BELOULI RABAH	METHODE D'EXCAVATION - TUNNEL CHIFFA	E.N.P
ETUD BENKECHIDA AHMED		
DEPT GENIE MINIER		
NOM DE PROJET DERIVATION DE LOUED CHIFFA		

TUNNEL "CHIFFA" (L = 12 481 m)



REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE