

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

2/88

Ministère de l'Enseignement Supérieur

2 es

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE L'ETANCHEITE DES FONDATIONS
DU BARRAGE KOUDIAT AFFREN (W. BOUIRA)

6 PLANCHES

Proposé Par :

A.N.B

Dirigé : par

- Mr HAMOUL A.
- Mr. AMRANE K.
- Melle ZERFA

Etudié Par :

- BEHIDJ Ferhat
- BERMAD Abdelmalek

PROMOTION 1988

Ministère de l'Enseignement Supérieur

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDES

**ETUDE DE L'ETANCHEITE DES FONDATIONS
DU BARRAGE KOUDIAT AFFREN (W. BOUIRA)**

Proposé Par :

A.N.B

Dirigé : par

- Mr HAMOUL A.
- Mr. AMRANE K.
- Melle ZERFA

Etudié Par :

- BEHIDJ Ferhat
- BERMAD Abdelmalek

PROMOTION 1988

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique



DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce modeste travail

A:

ma mère, à mon père qui ont tant fait pour moi.
mes frères et soeurs ainsi qu'à leurs maris et enfants.
tous mes amis.

Abdelmalek

إهداء

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ وَبِهِ نَسْتَعِينُ

إلى أبي وأمي.

إلى إخوتي.

إلى إخوتي وأصدقائي.

أهدي هذا العمل المتواضع

فرحات

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement les personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce projet :

M^r HAMOUL Directeur technique des études à l'ANB.

M^r AMRANE Geologue à l'ANB.

M^{lle} ZERFA Enseignante à l'ENP.

M^r BENBLIDIA Directeur général à l'ANAT.

M^r MOKRANE Docteur ingénieur en Hydraulique à l'ANB.

M^r BEHIDJ pour son aide technique. (Abdelkrim)

L'ensemble du personnel de la salle des archives de l'ANB.

SOMMAIRE

	<i>pages</i>
INTRODUCTION	1.
PRESENTATION DU PROJET	2
ETUDE GEOLOGIQUE .GEOTECHNIQUE	7
FORMULATION DU PROBLEME	22
DIFFERENTS DISPOSITIFS D'ETANCHEITE	25
CHOIX DES DISPOSITIFS D'ETANCHEITE	34
CONTROLES	74
ORGANISATION DU CHANTIER	76
RECOMMANDATION	81
CONCLUSION	85.
BIBLIOGRAPHIE	

INTRODUCTION

Le traitement des fondations représente une importante partie des travaux de construction des barrages. Il influence le programme d'exécution d'une part et les coûts d'autre part.

La détermination de la perméabilité d'une fondation est d'une importance primordiale pour définir le dispositif d'étanchéité à réaliser.

L'art de dresser un projet d'étanchement exige, le plus souvent, non seulement une connaissance parfaite des données théoriques mais encore une longue pratique.

Les problèmes posés par l'étanchéité peuvent toujours être résolus par la combinaison des trois solutions élémentaires suivantes :

- Zapis étanche,
- Paroi moulée,
- Voile d'injection,

Les techniques qui étaient autrefois qualifiées de "spéciales" et employées pour le traitement des fondations des barrages sont maintenant considérées comme classiques et d'usage courant.

Des progrès récents ont été faits pour les rendre d'emploi plus économique, plus général et plus sûr.

Le thème qui sera développé dans ce projet de fin d'études, est l'étanchéité des fondations du barrage de KOUDIAT AFFREN dans la wilaya de BOUIRA.

Ce projet nous a été proposé par l'agence nationale des barrages (A.N.B).

PRESENTATION DU PROJET

Dans les plaines des Aribis et des Beri-Slimane qui se trouvent dans une région généralement pauvre en ressources, il y'a des sols dont la production agricole pourrait être accrue par l'irrigation. La source d'eau la plus proche, l'oued Zaiane, se trouve à une distance de 30 Km vers l'Est.

Afin de mettre en valeur ces deux plaines potentiellement irrigables, il faudrait emmagasiner cette eau dans une retenue.

A l'heure actuelle une partie importante du débit de l'oued Zaiane s'écoule chaque année dans les oueds Sahel et Soummam et se perd sans utilisation dans la mer.

Le barrage proposé sur l'oued Zaiane au site de Koudiat Affren, objet de notre étude, contrôlerait les 49 millions de mètres cubes d'eau douce qui passent par le site en une année moyenne. Une retenue ayant un volume total de stockage de 115 millions de mètres cubes fournirait une source régularisée et garantie d'au moins 39 millions de mètres cubes chaque année. Ce volume représente 80% du débit moyen de l'oued. Les crues seront en même temps écrêtées.

Cette eau serait refoulée vers les plaines mentionnées ci-dessus par une station de pompage située au pied du barrage.

Les caractéristiques principales du barrage de Koudiat Affren sont resumées dans le tableau I ;

Tableau I

Caractéristiques principales du barrage de Koudiat Affren

Oued Zaiane à Koudiat Affren	
Superficie du bassin versant	682 Km ²
Débit annuel moyen	49 Mm ³
Barrage principal	
Côte de la crête du barrage	566m
Côte du lit de l'oued	508m
Hauteur au dessus des fondations les plus basses	66m
Longueur de la crête	750m
Type de barrage	Barrage en enrochement
Volume du remblai	2,5 Mm ³
Evacuateur	
Capacité nominale	2620 m ³ s ⁻¹
Type	à surface libre avec coursier et saut de ski
Cote du seuil de l'évacuateur	559m
Retenue	
Capacité de la retenue pleine nominale	115 Mm ³
Débit annuel régularisé au barrage	39 Mm ³

I.1.SITE DE KOUDIAT AFFREN :

I.1.1. Emplacement :

Le barrage proposé de KOUDIAT AFFREN tire son nom d'une colline arrondie, ou Koudiat, située au bord de l'oued. Cette colline devrait constituer l'appui gauche du barrage.

À une distance d'environ 100 m seulement en amont de l'axe du barrage, l'oued Sidi Haïch se jette dans l'oued Hammam et forme l'oued Zaïane. Ces oueds drainent une région montagneuse au sud de Bouira, dont les sommets s'élèvent à plus de 1400 m. L'oued coule généralement vers le nord de sa source jusqu'au site du barrage et au delà du site sur 5 Km encore, avant de se joindre à l'oued Eddous, à 23 Km environ du site du barrage. Ces deux oueds forment l'oued Sahel, qui coule généralement en direction nord-est et prend le nom d'oued Soummam avant de se jeter dans la mer méditerranéenne à une distance d'environ 100 Km du confluent des oueds Zaïane et Eddous.

I.1.2. Accès :

Il n'y a pas de routes aménagées qui conduisent jusqu'au site.

Pour traverser les 9 Km séparant la route principale du site du barrage il faut emprunter des pistes difficilement carrossables par temps pluvieux. La route nationale RN-5, route principale reliant Alger à Sétif et Constantine, est la route la plus proche du site. Un embranchement se trouve à 17 Km à l'ouest de la ville de Bouira, au point où la RN-5 traverse l'oued Zaïane.

I.2. TOPOGRAPHIE :

I.2.1 Topographie du site :

Le cours de l'oued Zaiane se dirige généralement vers le nord. Toutefois, l'oued contourne Koudiat Affren vers l'est, et coule en direction du nord à l'axe du barrage proposé.

Koudiat Affren, qui forme l'appui gauche du barrage est une crête est-ouest, longue et étroite, qui avance dans le cours général de l'oued. Elle s'élève jusqu'à une hauteur de 621 m (113 m au dessus de la cote du lit de l'oued). Cette crête est en général arrondie, ayant des pentes de 3,5 H sur 1 V soit 16° environ, à l'exception de l'endroit où l'oued a érodé le front de la colline, où les pentes sont d'environ 2,5 H sur 1 V. L'appui droit est formé par la crête de Koudiat Bograra, une colline plus raide (2 H sur 1 V soit 26°) et plus élevée (jusqu'à la cote 622 m). Par endroits, le versant est formé de roches calcaires dures en saillie, ce qui donne un aspect irrégulier à la topographie.

Ces deux collines forment une gorge où le lit majeur est d'environ 210 m de largeur.

Le lit majeur s'élargit tant en amont qu'en aval de l'axe du barrage, sans devenir très étendu.

I.2.2 Cartographie :

Les plans du présent projet sont traés à l'échelle 1/1000.

I.2.3 Retenue :

La région de la retenue ne semble contenir que des pâturages. Il n'y a pas d'ouvrages importants du point de vue économique et social.

I.3. GEOLOGIE DU SITE :

Lors de notre visite du chantier effectuée en compagnie du géologue de l'A.N.B nous avons constaté sur la base d'inspections sommaires de surface que :

Koudiat Bograra, l'appui droit, est constitué par une série de marnes et de calcaires intercalés. Les couches qui se trouvent en dessous du niveau de la crête du barrage sont constituées par des marnes schisteuses et calcaires en couches peu épaisses.

Les marnes sont grises, d'une granulométrie fine et cassable, se brisant en aiguilles et en lames. Dans ces formations l'on trouve également des minces couches de calcaires, toutes ces couches sont plus ou moins fissurées.

Koudiat Affren, l'appui gauche, est formé de conglomérats de grés et d'argiles. Les conglomérats qui prédominent, existent en couches d'une puissance de 0,5 à 5m. Ces formations sont constituées d'éléments d'origine variée, durs, plus ou moins arrondis, et d'un diamètre d'à peu près 10cm. La masse liante est argileuse, avec des vides dans certaines couches.

Les grés sont formés de grains grossiers, également cimentés par de l'argile. Les couches argileuses sont peu épaisses.

Le lit actuel de l'oued est formé d'alluvions, consistant d'une façon générale, en graviers et sables grossiers, mais avec une proportion importante de limons et d'argiles.

Nous avons aussi assisté à l'exécution de sondages à carottages continu, ainsi qu'à des essais d'eau dans les forages (Essai Lugeon).

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Aux fins d'acquérir des connaissances exhaustives et sûres en ce qui concerne la nature du sous sol du site prévu pour le barrage et les ouvrages annexes envisagés, il a été procédé à un programme de reconnaissance géotechnique, avec des essais en laboratoires consécutifs. Des résultats de ces activités nous ont été présenté sous forme d'un rapport, d'où on a tiré les caractéristiques géologiques et géotechniques de l'assise du barrage ;

II.1. ETUDE GEOLOGIQUE :

La structure géologique et lithologique des formations qui apparaissent dans la zone du barrage proposé suggère l'existence de 3 zones distinctes au point de vue géologique, comme suit :

II.1.1. Appui droit :

Dans la zone d'appui droit du barrage, des marnocalcaires et calcaires affleurent largement en bancs de 8 à 15m d'épaisseur. L'inclinaison des couches est en général de 25-35° vers l'ouest. Des forages exécutés ont pénétré le complexe de marnocalcaires et calcaires jusqu'à des profondeurs de 80-100m. Les carottes extraites confirment le fait que la structure géologique et la composition lithologique, observées en surface, se mentionnent aussi bien en profondeur.

II.1.2. Zone centrale :

À la surface, cette zone est couverte de dépôts quaternaires (alluvions, colluvions) dont l'épaisseur varie entre 4,0 et 14m.

Ces dépôts sont en totalité formés d'une mixture hétérogène de cailloux, graviers, sables et argiles à grandes variations granulométriques d'un endroit à l'autre.

Au dessous des dépôts quaternaires, les forages de reconnaissance ont pénétré dans la zone axiale du barrage, un complexe conglomératique dont l'épaisseur varie de 10 à 20 m. Après ils ont traversé un gros paquet de marnes schisteuses.

En amont et en aval de l'axe du barrage, les marnes se trouvent directement au dessous des dépôts quaternaires. La carapace conglomératique manque ici.

Il reste à mentionner en plus le fait que les forages KA-537 et KA-540 ont intercepté une lentille de gypse compacte partiellement argileuse.

II.1.3. Appui gauche:

L'appui gauche du barrage est constitué exclusivement d'un complexe conglomératique.

Dans le cadre de ce complexe conglomératique qui dépasse 100 m d'épaisseur, des intercalations rares des calcaires et des grès grossiers (d'environ 3-5 m d'épaisseur), font apparition.

Le conglomérat lui-même est hétérogène tant au point de vue granulométrique que lithologique. Les éléments composants ont des dimensions de quelques centimètres jusqu'à quelques mètres en diamètre.

Le type de conglomérat est du type conglomérat à matrice argileuse.

II.2. ETUDE GEOTECHNIQUE:

Des sols de fondation et d'ancrage doivent d'une part avoir de bonnes qualités mécaniques et une faible perméabilité d'autre part.

At la cuvette, il est principalement demandé d'être étanche. Cela nécessite des travaux de reconnaissances préalables importants et des études

géologiques et géotechniques soignées. On n'insistera jamais assez sur ces études car les dépenses qu'elles occasionnent peuvent paraître élevées avant la réalisation du barrage, mais on s'aperçoit toujours après le démarrage des travaux, qu'elles ont été plus ou moins insuffisantes.

But: la présente étude géotechnique a pour buts:

- d'établir la constitution lithologique et tectonique de la zone du barrage.
- la détermination des caractéristiques géotechniques des sols et des roches dans la zone du barrage.
- la détection dans la proximité du barrage des zones d'emprunt qui assurent les matériaux nécessaires pour son exécution.
- la détermination des caractéristiques physico-mécaniques des matériaux naturels de construction du corps du barrage et de la fondation.

Procédé: afin de pouvoir réaliser les buts mentionnés ci dessus, un programme complexe d'investigations a été exécuté, il a été conçu pour les objectifs suivants: site du barrage, évacuateur de crues, vidange de fond, matériaux de construction.

* Étude du site du barrage:

Dans cette zone du barrage, 30 sondages mécaniques à carottage continu (KA-S1-KA-S14; KA-S28-KA-S43; KA-S47) ont été exécutés à une profondeur de 40 à 100m.

Tous les échantillons obtenus par carottage ont été visuellement décrits et les échantillons représentatifs ont été soumis aux essais de laboratoire:

- analyse granulométrique,
- limites d'Atterberg,
- teneur en eau;

- standard penetration test (S.P.T);
- Poids spécifique;
- Cisaillement, consolidation, triaxial, Oedomètre, gonflement;
- Analyse chimique et minéralogique;

En vue d'établir le degré de fissuration des roches, des essais in situ ont été exécutés dans les forages:

Essai Lugeon et essai de franc;

* Emplacement de l'évacuateur:

Pour les deux emplacements possibles de l'évacuateur de crues, 4 forages carottés de 30m de profondeur ont été exécutés (KA-S16 - KA-S18, KA-S42) et un forage mécanique (KA-S15) exécuté à une profondeur de 55m.

Les échantillons récoltés ont été soumis aux différents essais de laboratoire cités ci-dessus.

* Emplacement de la vidange de fond:

Pour l'emplacement éventuel de la vidange de fond et la prise d'eau, on a exécuté le forage KA-S19 à carottage continu de 40,8m de profondeur.

Les échantillons récoltés ont été soumis aux mêmes essais que précédemment.

* Matériaux de construction:

Pour obtenir des réserves d'enrochements, 3 forages (KA-S22 - KA-S24) à carottage continu ont été réalisés. Les échantillons récoltés ont été soumis aux essais suivants:

- Résistance à la compressibilité, essai brésilien, essai Los Angeles;

D'autre part, pour obtenir des réserves de sols qui peuvent être utilisées dans un barrage zoné, 33 puits de reconnaissance ont été creusés à une

profondeur qui varie de 3,0 m à 5,0 m.

II.2.1. Les essais d'eau :

Afin de déterminer la manière et l'ampleur de la circulation d'eau souterraine, et d'évaluer la nature de fracturation des roches ainsi que la réponse de cette fracturation aux pressions variables de l'eau, des essais *in situ* (dugeon et defranc) ont été exécutés dans les différents forages.

II.2.1.1. Essai LUGEON :

Cet essai reste l'outil principal pour l'évaluation de la perméabilité des barrages et pour l'évaluation de l'efficacité atteinte par les travaux d'injection. Il consiste à injecter de l'eau sous pression dans un tronçon de forage isolé par des obturateurs (voir schéma de principe de cet essai). L'unité dugeon (U.L) est définie par un débit de fuite de un litre par minute et par mètre de forage à la pression de 10 Kg/cm^2 , celle-ci étant maintenue pendant 10 minutes. Une pression de 10 Kg/cm^2 est généralement considérée comme trop élevée de nos jours et on a l'habitude d'extrapoler à partir d'un essai réalisé à une pression inférieure.

Pour le barrage de Koudiat Affren, l'eau a été injecté sous des pressions croissantes et décroissantes tout en respectant les mêmes paliers (1-3-5-7-9-7-5-3-1) bars, dans des tranches de 5,0 m de profondeur, chaque pression a été maintenue constante pendant 10 minutes; la pression P_m est lue au manomètre placé en surface, de sorte que la pression réelle régnante au centre de la tranche est donnée par la formule suivante:

$$P = P_m + (h-j) \bar{\omega} \quad \text{avec}$$

P_m : pression lue au manomètre;

$\bar{\omega}$: poids volumique de l'eau,

h : différence de cote entre le manomètre et le centre de la tranche testée,

j : perte de charge dans les canalisations d'injection;

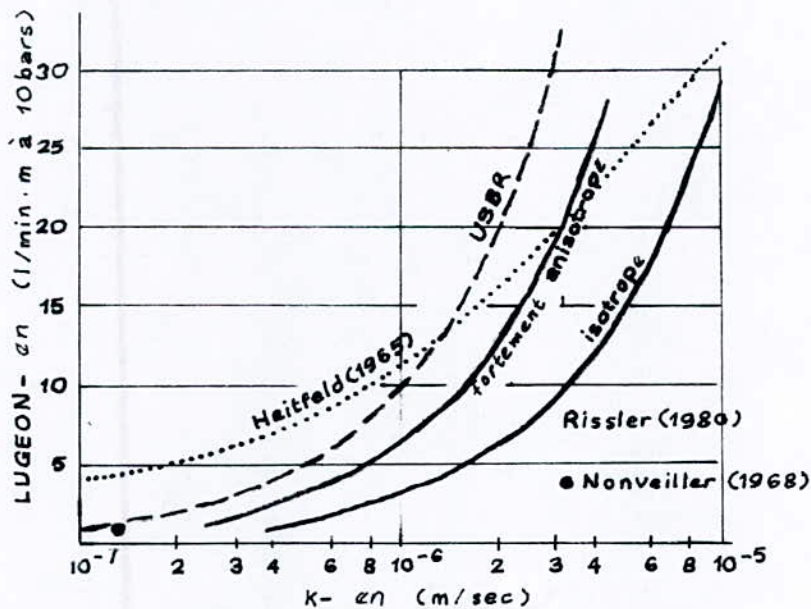
Les résultats de ces essais effectués, sont représentés sur la planche N°2,

en outre, ils permettent de tracer les différentes courbes $Q_u = f(P)$ où

Q_u représente le débit de fuite en (l/min.m).

La liaison entre la perméabilité du rocher exprimée en unités dugeon, et le coefficient de perméabilité (K) selon de DARCY est une fonction complexe qui dépend de la nature de la fracturation et de la déformabilité de la roche.

Pour une évaluation approximative de la valeur de l'unité dugeon en fonction de K , on peut utiliser les courbes suivantes :



- Perméabilité (K) en fonction de l'absorption (LU) -

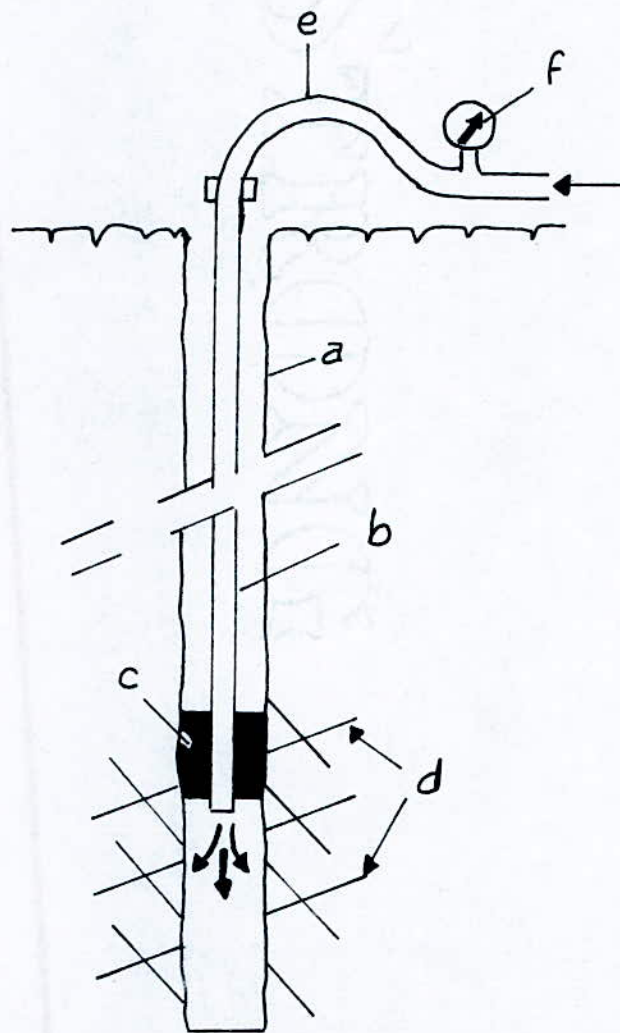


Schéma de principe de l'essai d'UGEON

- a - Sondage
- b - Tube
- c - Obturateur
- d - Joints
- e - Flexible
- f - Manomètre

ESSAI LUGEON

Forage N° KA-S9

Diametre du forage 0,096m

Tronçon essayé 62,0 - 67,0m

Niveau statique avant l'essai 6,40m

Inclinaison verticale

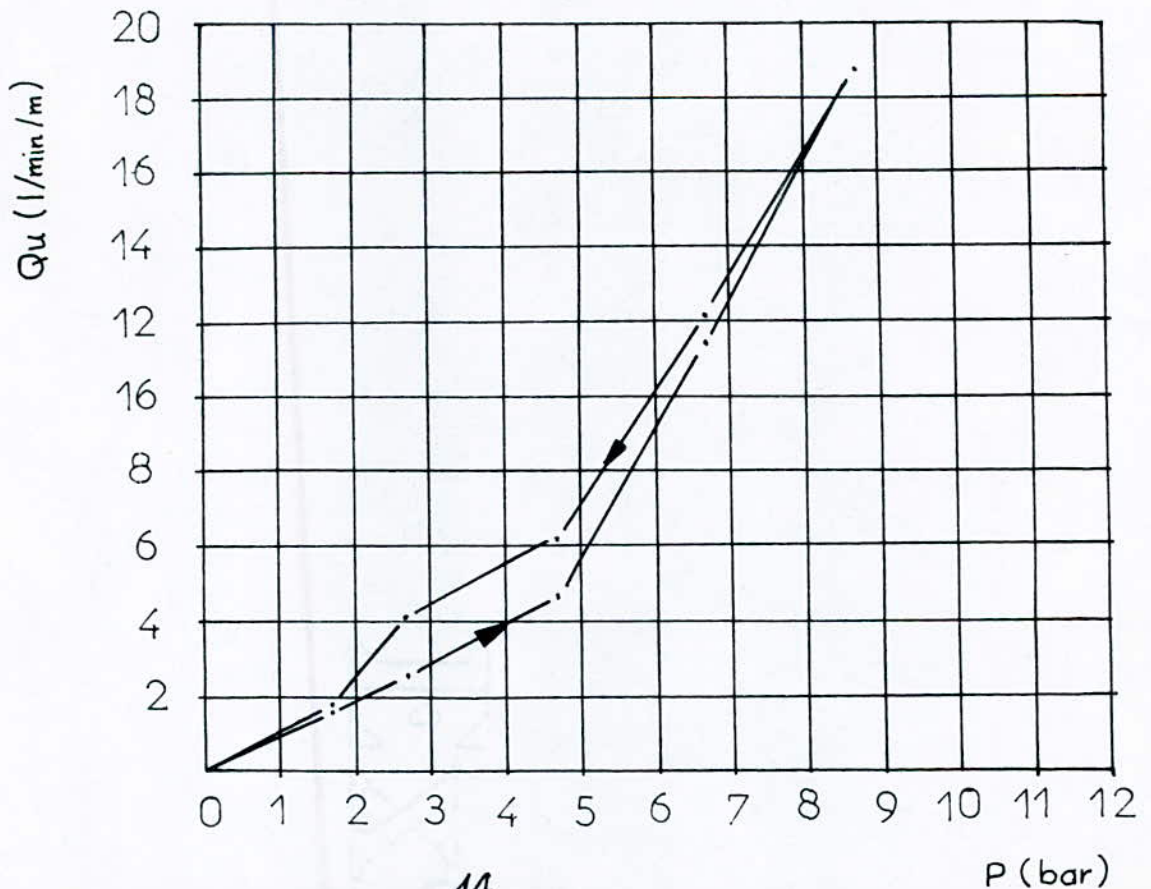
Hauteur manometre 0,5m

Pocker gonflable

après l'essai 6,40m

L	q	t	Q	Qu	Pm	b	Pc	U,L
m	J	min	l/min	l/min/m	bar	m	bar	l/min/m/bar
5,0	79	10	7,9	1,58	1	0,5	1,69	0,93
	129	10	12,9	2,58	2	0,5	2,69	0,96
	232	10	23,2	4,64	4	0,5	4,69	0,98
	570	10	57,0	11,40	6	0,5	6,69	1,70
	937	10	93,7	18,74	8	0,5	8,69	2,15
	607	10	60,7	12,14	6	0,5	6,69	1,81
	311	10	31,7	6,22	4	0,5	4,69	1,32
	207	10	20,7	4,14	8	0,5	2,69	1,53
	88	10	8,8	1,76	1	0,5	1,69	1,04

Régime laminaire



II.2.1.2. Essai LEFRANC:

cet essai joue un rôle semblable à l'essai Lugeon, quoiqu'avec une fréquence subordonnée, il consiste à injecter ou à pomper de l'eau dans une cavité appelée lanterne ouverte dans le terrain à une pression constante.

Pour une quantité d'eau écoulée Q , sous une pression hydrostatique h , la perméabilité est donnée par la formule :

$$Q = C \cdot K \cdot h$$

où C est un coefficient qui dépend de la forme de la cavité dans le sol, par exemple, pour une cavité sphérique de rayon r : $C = 4\pi r$.

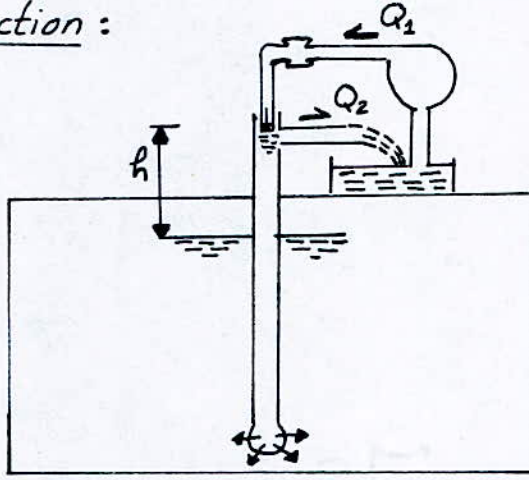
D'après CAMBEFORT, la forme de la cavité a peu d'influence sur le calcul de la perméabilité.

Pour alimenter le tube d'injection avec un débit constant, on utilise un réservoir d'alimentation à niveau constant au dessus de l'orifice de sortie et afin d'éviter le colmatage on injecte de l'eau propre.

II.2.1.3. Conclusion:

Les essais d'infiltration ont l'avantage de permettre l'emploi des pressions élevées et donc de simuler la charge qui sera appliquée au rideau d'injection par l'eau accumulée dans les barrages élevés. Ils ont pour inconvénient, que l'eau injectée peut entraîner des particules des parois du trou ou des fissures, même si elle était initialement claire, et que ces particules ont tendance à colmater le sol injecté et à réduire par là sa perméabilité.

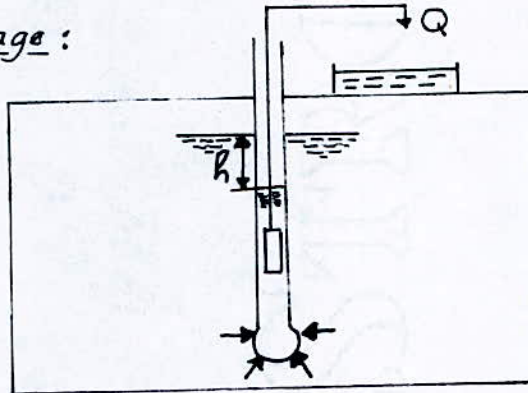
* Par injection :



$$Q = Q_1 - Q_2$$

$$Q = CKh$$

* Par pompage :



- Schéma de principe de l'essai d'FRANC -

II.2.2. Interprétation des résultats :

Des recherches géotechniques effectuées par forages carottés, essais de perméabilité in situ (dugeon et de franc), essais de laboratoire etc..., ont permis la détermination des conditions géotechniques existantes dans chacune des zones d'assise du barrage mentionnées dans l'étude géologique.

II.2.2.1. Appui droit :

Des calcaires et les marno-calcaires interceptés par les forages sont des roches dures, relativement compactes avec de grandes résistances à la compression. Des essais de compressions simples effectués en laboratoire montrent pour la roche non altérée, les valeurs suivantes :

- Calcaires : $R_c = 200-250 \text{ Kgf/cm}^2$
- Marno-calcaires : $R_c = 250-500 \text{ Kgf/cm}^2$

La capacité portante de ces roches assure une bonne stabilité à l'encastrement du barrage dans l'appui droit.

Des résultats obtenus à partir des essais dugeon mettent en évidence de grandes valeurs pour l'absorption unitaire (Q_u : en l/min.m à pression constante). Cette grande perméabilité des calcaires et marno-calcaires est vraisemblablement due à la stratification des couches qui est parallèle aux voies d'infiltrations possibles et l'on présume qu'il y aurait des fuites d'eau en l'absence d'un dispositif d'étanchéité.

On peut grouper les valeurs de l'absorption unitaire (Q_u) à 10 bars comme suit :

- * $Q_u > 24 \text{ l/min.m}$: zone fortement fissurée avec des fissures ouvertes où l'absorption est totale.

* $10 \text{ l/min}\cdot\text{m} < Q_u < 24 \text{ l/min}\cdot\text{m}$: zone fissurée formée de fissures fermées ou avec une communication réduite. Ce fait est mis en évidence par la diminution de l'absorption avec l'augmentation de la pression.

II.2.2.2. Zone centrale:

Les sols de dépôts quaternaires (alluvions, colluvions) présentent les caractéristiques géotechniques suivantes:

* Une très grande perméabilité $K = 10^{-3}$ à 10^{-4} m/s .

* Une compressibilité élevée, ils produisent des tassements différentiels. C'est pour cela, qu'il faudra enlever totalement ou partiellement, ces dépôts de l'emprise du barrage.

Les caractéristiques géotechniques des roches du complexe conglomératique seront exposées dans l'appui gauche.

Les marnes de l'emprise du barrage sont des roches schisteuses et consolidées dans le passé géologique, ces roches sont friables et ont une résistance à la compression réduite de 8 à 18 Kg/cm^2 .

Les essais de laboratoire exécutés sur des échantillons ont donné les valeurs suivantes: * Cisaillement: - cohésion $C = 1,00$ à $1,20 \text{ Kg/cm}^2$.

- angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$ à 32° .

* Consolidation: - Pression de consolidation $P_c = 3,9 - 2,0 \text{ bars}$.

- Coefficient de consolidation $C_c = 0,075 - 0,065$

Les essais de perméabilités ont mis en évidence une très faible perméabilité, on peut grouper les valeurs de l'absorption unitaire (Q_u) comme suit:

* $6 < Q_u < 12 \text{ l/min}\cdot\text{m}$: zone altérée présentant des fissures

* $Q_u < 1 \text{ l/min}\cdot\text{m}$: zone pratiquement imperméable, $K = 3,3 \cdot 10^{-9}$ à $1,6 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$.

Le gypse intercepté par les forages est une roche compacte, partiellement argileuse.

L'analyse spectroscopique sur un échantillon extrait à la profondeur de 34,5 à 34,9 m a mis en évidence la composition minéralogique suivante :

80% gypse = $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$

15% anhydrite = CaSO_4 .

5% caolinite = $\text{Al}_2[\text{OH}]_6 \text{Si}_2\text{O}_5$

II.2.2.3. Appui gauche :

Les forages exécutés dans le complexe conglomératique ont intercepté une roche dure, compacte, non fissurée, à matrice argileuse.

Les essais de compression simple exécutés en laboratoire sur des échantillons représentatifs mettent en évidence les valeurs suivantes :

* Conglomérat : $R_c = 30 - 40 \text{ Kg/cm}^2$

* Grès grossiers : $R_c = 80 - 85 \text{ Kg/cm}^2$

* Calcaire : $R_c = 100 - 150 \text{ Kg/cm}^2$

La capacité portante des roches de l'appui gauche du barrage est donc suffisamment grande pour assumer pratiquement sans tassements les charges exercées par le corps du barrage.

Les résultats des essais d'ugeon montrent de faibles valeurs pour l'absorption unitaire (Q_u) en profondeur et une absorption moyenne en surface, ce qui est en concordance avec le degré de fissuration des roches. Les fissures sont rares et elles ne présentent pas des indices évidentes pour la circulation des eaux souterraines.

L'explication pour les hautes valeurs d'absorption unitaire données par les

forages F1 et F2 est de nature technique (packer non-étanche); par conséquent, elles ne doivent pas être prises en considération.

On peut grouper les valeurs de l'absorption unitaire (Q_u) à 10 bars dans cette zone, comme suit:

- * $Q_u < 1,2 \text{ l/min.m}$: zone pratiquement imperméable, ne présentant pas des indices de fissures. Le coefficient de perméabilité est de l'ordre de 10^{-9} m/s .
- * $5 \text{ l/min.m} < Q_u < 10 \text{ l/min.m}$: zone altérée, présentant des fissures qui grandissent localement, la perméabilité K est d'environ 10^{-6} m/s .

Conclusions:

En résumé de ce que nous venons d'exposer, on peut affirmer que les conditions géologiques et géotechniques de l'emprise du barrage Koudiat Affren sont acceptables.

La capacité portante de toutes les roches rencontrées, à l'exception des marnes schisteuses de la zone centrale, est bonne.

La résistance à la compression a les valeurs moyennes suivantes:

Zone	Type de roche	R_c (Kgf/cm ²)
Appui droit	Calcaires	200 - 250
	Marno-Calcaires	250 - 500
Zone centrale	Marnes schisteuses	8 - 18
	Conglomérats	30 - 40
Appui gauche	Calcaires	100 - 150
	Grés	80 - 85

La perméabilité des roches de l'appui droit du barrage est en général

très forte ($K \approx 10^{-4} \text{ m/s}$).

Les marnes schisteuses de la zone centrale sont pratiquement imperméables ($K \approx 10^{-10} \text{ m/s}$).

Le complexe conglomératique présente une perméabilité réduite ($K \approx 10^{-6} \text{ m/s}$).

FORMULATION DU PROBLEME

la synthèse des études géologique et géotechnique met en évidence les problèmes de fondation suivants:

III.1. PERMEABILITE DES RIVES:

D'après LUGEON: une perte d'eau inférieure à $1 \text{ l/min}\cdot\text{m}$ à la pression de 10 bars (on peut aller jusqu'à $3 \text{ l/min}\cdot\text{m}$) est acceptable, et dans ce cas là la roche ne demande pas de traitement, or les résultats obtenus pour les roches constituant les deux rives montrent des valeurs de perméabilité supérieures à $1 \text{ l/min}\cdot\text{m}$ (1 U-L), ce qui engendrera des fuites d'eau considérable en l'absence d'un dispositif d'étanchéité.

III.2. PROBLEME DU GYPSE:

la présence de la lentille de gypse sous l'emprise du barrage pose différents problèmes:

1. Risque de dissolution au contact de l'eau, d'où formation de vides qui peuvent prendre des proportions énormes, et entraîner des effondrements des couches de terrain superficielles. Ces effondrements appelés fontis sont très dangereux pour les constructions. Le phénomène est observé dans les Alpes, avec les classiques «entonnoirs de dissolution» qui parsèment les massifs de gypse.

2. la lentille de gypse contient de l'anhydrite, qui est un minéral absorbant facilement beaucoup d'eau et par conséquent tend à se gonfler fortement. Le gonflement de l'anhydrite entraîne la remontée de la lentille de gypse en surface ce qui risque de désorganiser l'assise du barrage.

3. Des ennuis ultérieurs pourrait provenir des dissolutions

provoqués, à la longue, par la présence de l'eau de la retenue.

4- L'établissement du contour exact de la lentille de gypse, dont l'extension (200m x 50m x 40m) est inquiétante.

N

S

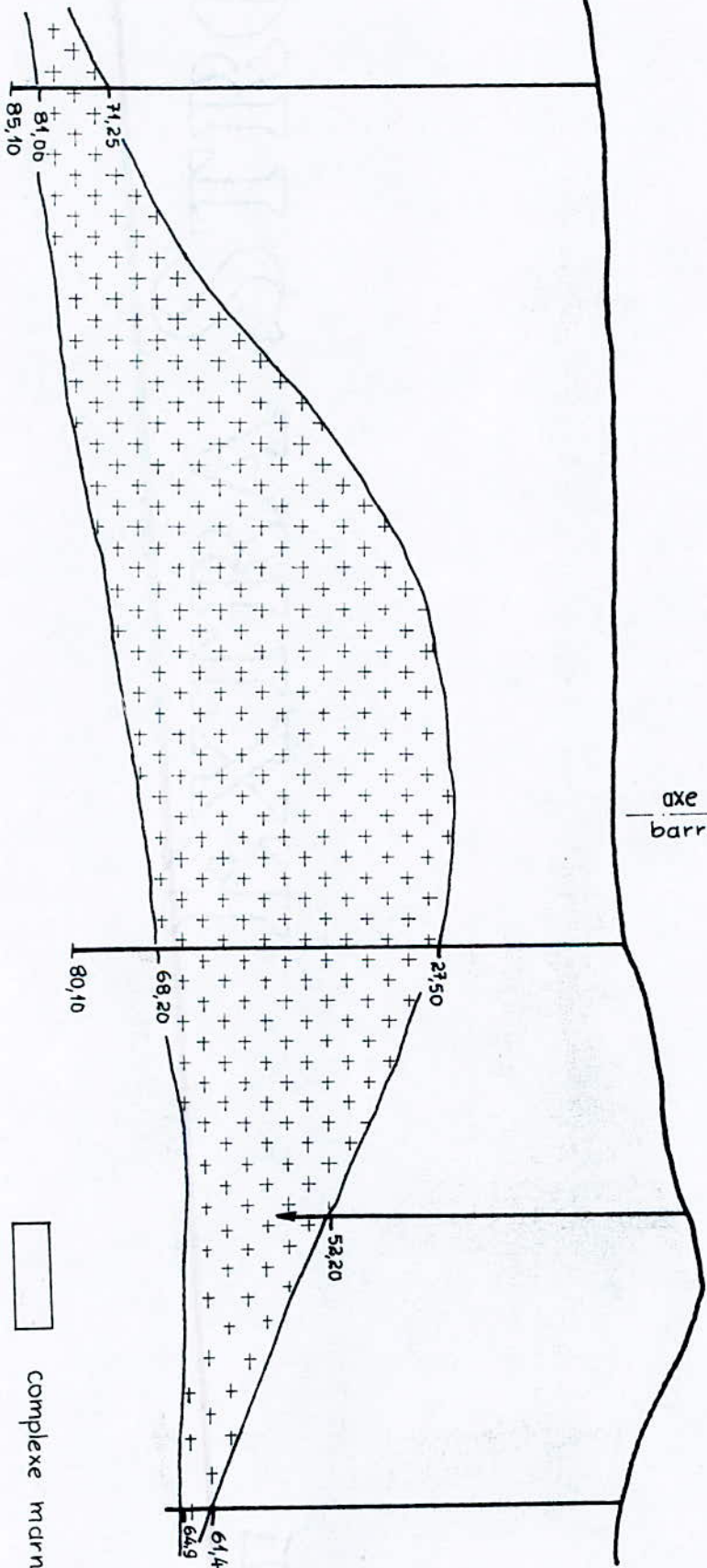
KA-S38

KA-S37

KA-S40

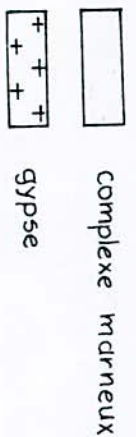
KA-S29

axe du barrage



- Fig III.1 -

COUPE GEOLOGIQUE



LES DIFFERENTS DISPOSITIFS D'ETANCHEITE

Le traitement des fondations pour le contrôle des infiltrations a un double but :

- * La réduction des sous pressions et des gradients de sortie pour assurer la stabilité ;

- * La réduction des fuites ;

Le premier objectif est une nécessité catégorique qui doit être assuré au delà de tout doute raisonnable. Le second objectif est une catégorie économique qu'on doit optimiser en considérant les conditions concernant chaque cas.

Il existe différentes techniques d'étanchéité ; pour notre cas nous en avons étudié trois types :

- * Tapis étanche,

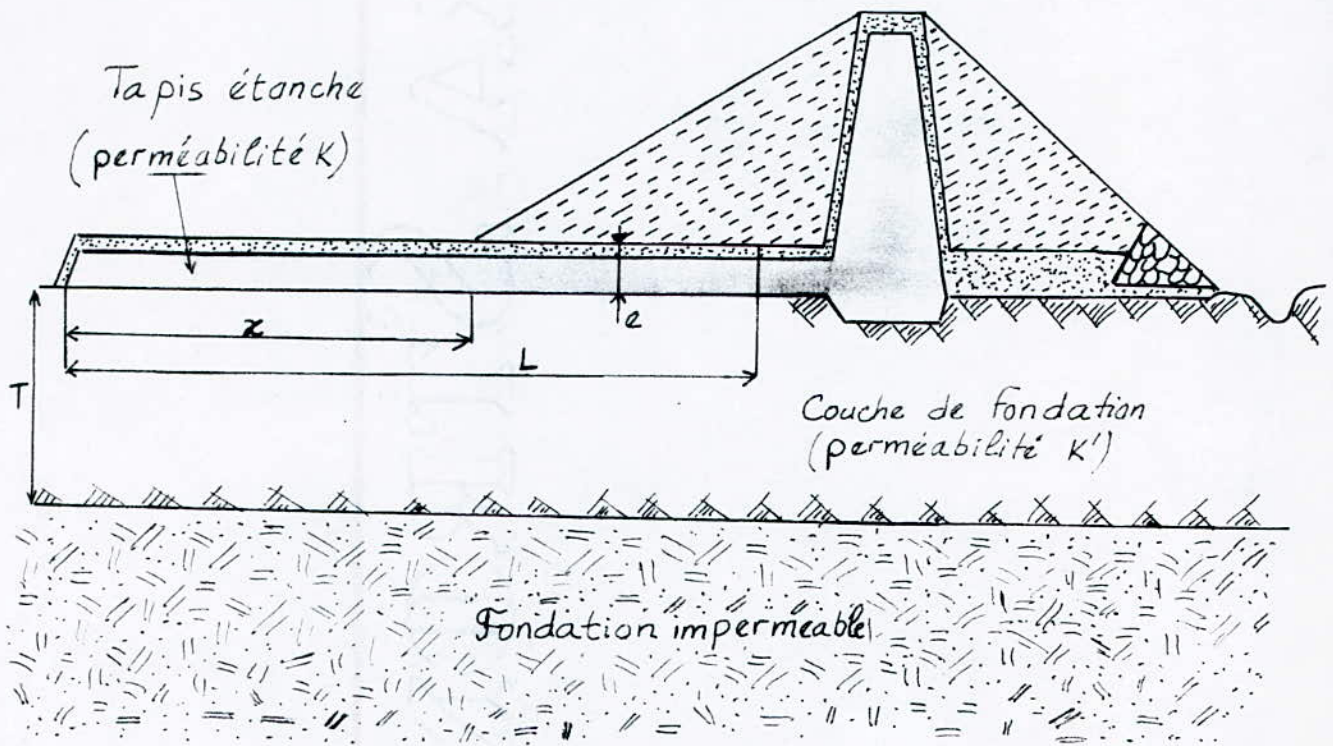
- * Parois moulées,

- * Voile d'injection ;

IV.1. TAPIS ETANCHE :

C'est un tapis d'étanchéité horizontal amont, son rôle est de diminuer les fuites et les risques de renards, en allongeant vers l'amont les lignes d'infiltration.

Il est difficile d'obtenir une bonne étanchéité au moyen d'un tapis étanche, il est donc recommandé d'adjoindre aux matériaux argileux des produits d'étanchéité tels que les polymères synthétiques et de la bentonite qui améliorent la continuité et l'efficacité du tapis étanche.



- Tapis amont étanche -

L'épaisseur du tapis peut être calculée par la formule :

$$e = x \cdot \frac{L}{T} \cdot \frac{K}{K'}$$

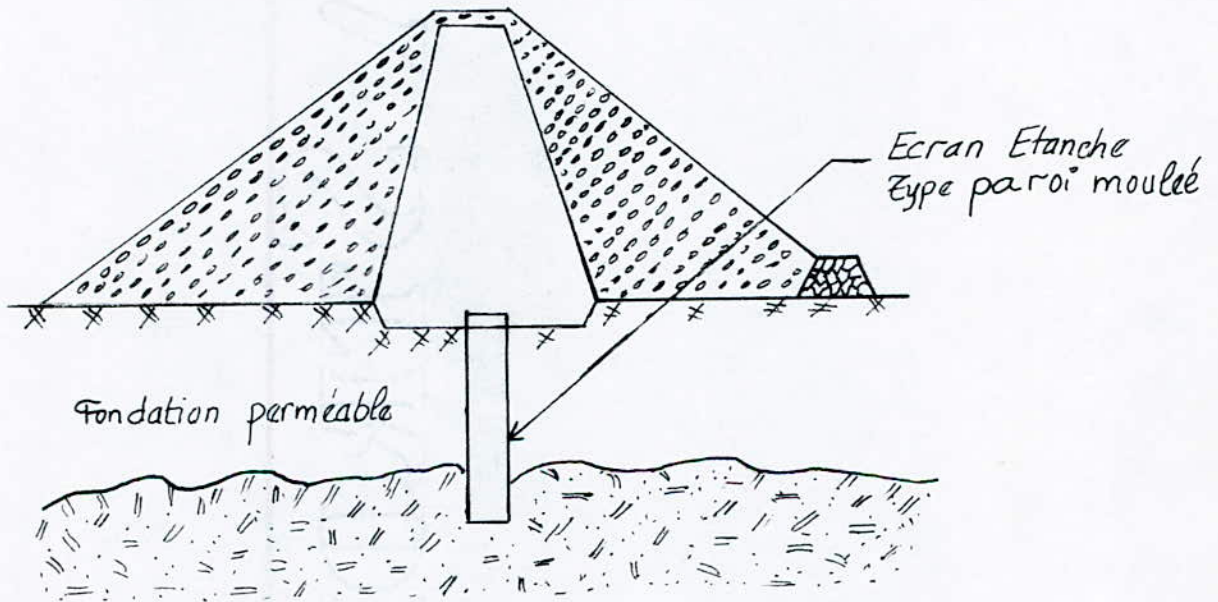
K : perméabilité du tapis étanche

K' : ——— // ——— des fondations

des tapis étanches ne doivent être envisagés que dans les cas limites où la perméabilité du sol pourrait paraître trop forte, pour éviter l'exécution du parafoiille allant jusqu'au substratum imperméable.

IV.2. PAROI MOULEE :

La technique de la paroi moulée consiste à réaliser une excavation à partir de la surface, la tranchée excavée étant maintenue stable par remplissage au moyen d'une boue bentonitique directement chargée en ciment et qui fait prise en quelques jours, donnant naissance à une paroi étanche; ce mur est suffisamment plastique pour subir d'importantes déformations sans se fissurer. Les parois peuvent être descendues sans difficulté jusqu'à des profondeurs dépassant 50 m.



- Paroi moulée -

On peut distinguer deux catégories dans les techniques de mise en oeuvre des parois moulées :

IV.2.1. Parois épaisses :

IV.2.1.1. Paroi à la bentonite ou "slurry trench"

Ce type d'écran, surtout utilisé en Amérique du nord, consiste en une paroi forée en continu au moyen d'une drague, sous boue bentonitique puis remblayée à l'aide d'un conglomérat composé d'agrégats issus de la perforation et de boue de forage.

Cette technique nécessite une large tranchée importante (1,5m à 3,0m) pour assurer une coupure efficace et reste limitée aux profondeurs moyennes. En outre, la liaison avec un substratum rocheux constitue un problème délicat.

IV.2.1.2. Paroi en béton rigide ou plastique:

Il s'agit d'une paroi moulée classique perforée sous boue bentonitique et bétonnée à la colonne plongeuse avec un béton plastique contenant de l'argile ou avec un béton ordinaire. On opère par panneaux alternés, les liaisons étant faites au tube-joint.

On peut atteindre de grandes profondeurs (plus de 50m). L'épaisseur est généralement de 0,60m. Toutefois, pour limiter le risque de fentes au droit des joints dues aux déviations inhérentes au procédé, il est prudent d'augmenter l'épaisseur (1m à 1,20m) des parois très profondes.

IV.2.1.3. Paroi au coulis autodurcissable:

Il s'agit d'une paroi moulée, d'épaisseur moyenne 0,60m, perforée à l'aide d'une boue de forage spéciale, qui fait prise en quelques heures et sert directement de matériau d'étanchéité.

IV.2.2. Diaphragme mince:

Le procédé du diaphragme mince consiste à injecter un coulis de ciment à la bentonite sous le sabot d'un profil qui est enfoncé dans le sol puis arraché.

Le fonçage et l'arrachage peuvent s'effectuer soit par battage, soit par vibrofonçage.

IV.3. LES INJECTIONS :

Le but des injections est de faire pénétrer dans les interstices du terrain empruntés par les eaux souterraines, un produit qui s'épaissit progressivement de manière à arrêter l'eau sans être entraînés par celle-ci.

Le produit appelé coulis d'injection, contient l'un ou l'autre des corps suivants, ou l'un de leur mélange : ciment, argile, sable fin, produit chimique ou corps hydrocarboné etc..., presque toujours dilués dans l'eau. L'injection sert à étancher ou à consolider les terrains de fondation.

Les injections de consolidation consistent à injecter un coulis de ciment dans les fissures ouvertes d'un massif rocheux, ce traitement est couramment appliqué dans les zones superficielles des fondations des grands barrages.

Les injections d'étanchéité ont pour but de créer un rideau étanche dans le rocher. Selon une ou plusieurs lignes de trous, on envoie un coulis sous pression pour boucher les chemins par où l'eau passe.

IV.3.1. Caractéristiques des coulis :

Les principales catégories de coulis normalement utilisés sont indiquées sur le tableau de la figure (Fig IV.1), on est en présence de deux grandes classes :

* des suspensions de grains :

(ciment, argile, bentonite, à la rigueur sable très fin) qui suivant leur vitesse de décantation donnent des coulis stables ou instables.

* des liquides :

qui sont le plus généralement des solutions colloïdales se transformant en

gel au bout d'un temps réglable à l'avance appelé temps de prise.

Type de COULIS	Ciment	Bentonite +	Bentonite	Produits Chimiques		Résines organiques
		Ciment	Déflocculé	Silicate de Soude Gel dilué	Gel dur	
Nature	SUSPENSIONS			LIQUIDES		
	Instables	Stables				
Domaine d'utilisation	Fissures	Sables et Gravier				
		$k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s	$> 10^{-4}$ m/s	$> 10^{-5}$ m/s	$> 10^{-6}$ m/s	$> 10^{-6}$ m/s
Conduite de l'injection	Pression de REFUS	Quantités limitées				

. Fig. IV.1 .

IV.3.1.1. Décantation:

Pour un coulis instable, les grains de ciment en suspension dans l'eau se déposent rapidement en l'absence d'agitation, les coulis stables par contre se caractérisent par une décantation négligeable en l'absence d'agitation.

IV.3.1.2. Temps de prise:

Par définition, un coulis doit faire prise après son injection afin d'éviter son débouillage.

Les ciments sont fabriqués de manière à avoir une prise normalisée. Mais lorsqu'ils ont été fortement dilués, leur dépôt peut quelquefois ne jamais faire prise.

L'adjonction d'argile ou de bentonite retarde encore la prise de ciment.

IV.3.1.3. Viscosité. Rigidité:

La viscosité et la rigidité sont deux caractéristiques rhéologiques qui conditionnent

l'écoulement des coulis dans les vides des sols.

Les coulis de ciment pur dont le coefficient C/E atteint rarement 1, se comportent à peu près comme de l'eau.

L'adjonction de bentonite ou d'argile dont le but est justement d'épaissir le coulis pour le rendre stable, ne doit pas être trop important.

L'augmentation de rigidité réduit la longueur du cheminement du coulis dans les fissures.

IV.3.2. Technique de l'injection :

Pour déterminer la méthode d'injection, la mieux adaptée au traitement envisagé, il faut avoir quelques précisions sur l'état de fissuration de la roche et sur la possibilité de circulation des eaux.

On peut injecter :

- * Et l'avancement, c'est à dire au fur et à mesure de la perforation,
- * En remontant,

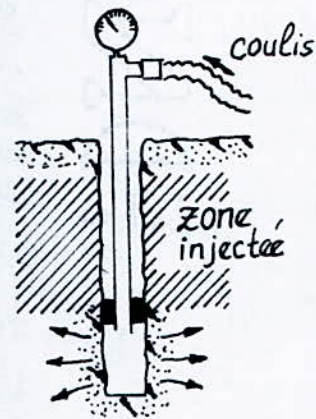
IV.3.2.1. Injection à l'avancement :

Comme son nom l'indique, elle se fait après la perforation de chacune des passes. d'injection terminée, on reperfore la passe injectée.

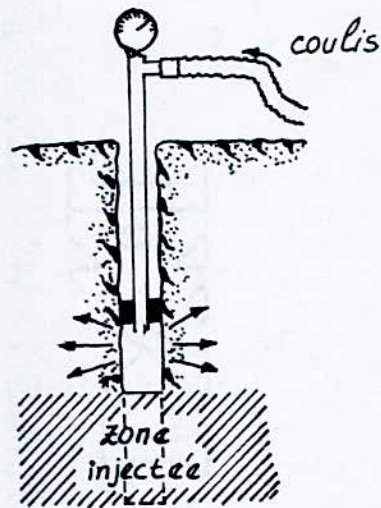
Les premières injections servent de « toit » aux injections suivantes, qui en principe, doivent pouvoir être injectées à une pression plus élevée que s'il n'existait pas.

IV.3.2.2. Injection en remontant :

Après avoir exécuté le forage sur toute sa longueur, on commence par injecter la passe la plus profonde, puis successivement, les passes supérieures, en progressant donc du bas vers le haut.



- Injection à l'avancement -



- Injection en remontant -

IV.3.2.3. Volume à injecter:

Le volume injecté est limité de façon à ne pas injecter trop de coulis qu'il faille à revenir par la suite pour compléter le travail.

Lorsque les fissures sont fines, le coulis utilisé doit être très fluide et le volume consommé est faible; lorsque la roche comporte de grandes fissures, un premier coulis épais est suivi d'un second coulis fluide, le poids consommé varie alors entre 200 et 400 Kg par mètre de forage. Seuls des cas très difficiles peuvent justifier une consommation moyenne de l'ordre de 1000 Kg par mètre de forage.

IV.3.2.4. Pression d'injection:

La pression d'injection ouvre les fissures et favorise l'introduction du coulis surtout celle du coulis instable, elle a donc une influence directe sur la qualité du résultat, il faut cependant prendre garde de ne pas soulever le terrain ou les ouvrages.

Profondeur du tronçon injecté	Pression d'injection
0 - 5 m	5 Kg/cm ²
5 - 10 m	10 Kg/cm ²
10 - 15 m	15 Kg/cm ²

Sans jamais dépasser 40 à 50 Kg/cm².

Lorsque le terrain de fondation n'admet pas une forte pression d'injection ou que le rayon d'action d'un forage risque d'être petit on adopte souvent deux ou trois fils de forages en quinconce.

Conclusion : à la lecture de tous les documents qui nous ont été présentés, nous pouvons dire qu'aucune règle générale ne peut être établie pour le traitement des fondations.

CHOIX DES DISPOSITIFS D'ETANCHEITE

Les problèmes que posent les terrains d'assise sont toujours solubles, mais l'élégance de la solution est liée directement, à sécurité égale, à l'économie du projet, dans notre cas nous avons choisi les dispositifs suivants:

V.1. PAROI MOULEE :

Les résultats des essais d'ugeon effectués dans le complexe conglomératique du versant gauche de l'emplacement du barrage Koudiat Affren, suggèrent un claquage de la roche (ou ouverture des fissures) à la pression de 3 à 5 bars. Cet effet est dû en particulier à la faible résistance du liant argileux du conglomérat et il est à attendre qu'il se continue à mesure que la pression croît.

La solution d'exécuter un rideau d'injection a été par conséquent rejetée en raison de la faible couche à traiter et le risque de claquer le terrain imperméable qui se trouve au dessous de cette couche.

Toutefois, ce complexe conglomératique peut être injecté sans être claqué, en choisissant des coulis très fluides et des débits d'injection très petits pour que la pression dans le forage n'atteigne jamais la pression de claquage mais ce type de traitement est très onéreux et conduit à des travaux d'un tel prix, que l'on arrive presque toujours à trouver une solution de génie civil meilleur marché. D'où la nécessité d'une paroi moulée.

V.1.1. Caractéristiques de la paroi :

La paroi moulée à exécuter aura pour dimensions:

* épaisseur : $e = 0,60 \text{ m}$

* longueur : $L = 460 \text{ m}$

* profondeur : $h = 22 \text{ m}$.

La seule qualité demandée à cette paroi moulée est d'être étanche, ce qui conditionne pour son matériau constitutif les 3 caractéristiques suivantes :

* Avoir un faible coefficient de perméabilité,

* Garder ce faible coefficient quelque soit le milieu ambiant,

* Ne pas se fissurer en dépit des mouvements du milieu environnant,

Elle doit être réalisée en "Béton plastique" ou en "Coulis".

V.1.2. Stabilité de la tranchée à la bentonite :

V.1.2.1. Historique :

Les boues thixotropiques sont employées dans les sondages pétroliers et autres depuis de nombreuses années.

C'est vers 1906, que pour la première fois, au TEXAS, on a employé des suspensions colloïdales dans l'eau, d'une certaine argile fine, la montmorillonite, dont le gisement était situé à fort BENTON, d'où le nom de la bentonite.

Utilisées pour la réalisation des sondages profonds, les boues remplissent des fonctions complexes telles que soutènement des parois de sondages, la remontée des déblais, le refroidissement des outils de forages.

Les premières applications de la bentonite dans les travaux de génie civil datent des environs de 1950 et elle a été utilisée pour la construction de la première paroi moulée exécutée aux U.S.A par Aaron.D. Rhodes.

V.1.2.2. Caractéristiques des boues thixotropiques :

Les boues bentonitiques présentent 3 propriétés principales :

* Elles sont colloïdales, c'est à dire qu'elles constituent un système de particules très ténues appelées micelles, en suspension

dans un liquide qui est en général de l'eau.

* Elles sont thixotropiques, c'est à dire, présentant un phénomène par lequel certains mélanges passent de l'état de gel ou de pseudo-solide au repos à l'état liquide par une légère agitation mécanique et inversement. Le processus est réversible et peut être répété un nombre infini de fois.

* Elles ont une densité supérieure à 1.

V.1.2.3. Stabilité de la tranchée :

d'exécution sans précaution spéciale d'une fouille verticale d'une grande profondeur risque d'entraîner l'effondrement des parois. Pour assurer sa stabilité, celle-ci est remplie de boue bentonitique pendant l'exécution.

Lorsque cette boue est dans la tranchée, son eau libre tend à filtrer à travers le terrain. Cette percolation entraîne et accumule sur la paroi de la tranchée les micelles en suspension et il se forme sur la paroi, un film plastique imperméable, appelé "cake". La boue agit alors de la même façon qu'un sac en plastique rempli de liquide placé dans la fouille.

Grâce à sa densité et à la présence du film, la boue compense les poussées des terres et permet donc le maintien de la fouille ouverte.

V.1.3. Théories relatives à l'étude de la stabilité de la tranchée :

Parmi les théories qui ont justifié la stabilité des tranchées remplies de boue, on peut citer les suivantes :

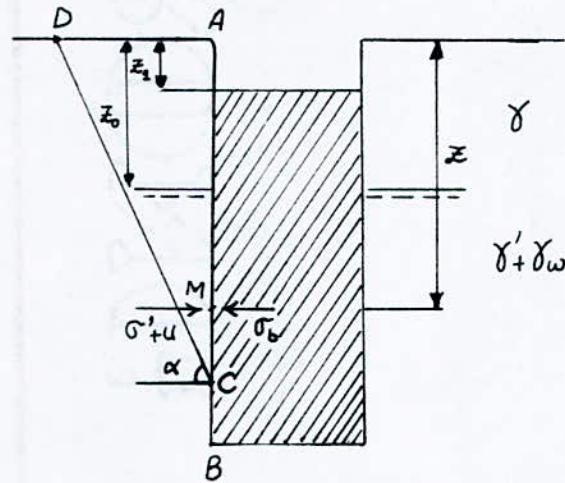
* Théorie du coin de NASH et JONES ;

* Théorie de SCHNEEBELI ;

* Théorie du coin de KOWALEWSKI ;

Nous donnons dans ce qui suit un résumé sur chaque méthode.

V.1.3.1. Coin de NASH et JONES :



- la tranchée : le coin de Nash et Jones -

- z_1 : profondeur du sol sec,
- z_0 : profondeur de la nappe à partir de la surface du sol,
- α : angle d'éroulement du massif par rapport à l'horizontale,
- σ' : Contrainte effective,
- σ_b : contrainte due à la boue,
- u : pression hydrostatique due à l'eau,

Cette méthode repose essentiellement sur l'équilibre de Rankine. Les poussées des terres sont supposées être équilibrées en totalité par celle de la bentonite :

$$\sigma' + u \leq \sigma_b$$

À partir de l'équilibre limite de poussée on obtient :

$$\sigma' = K_a \gamma' (z - z_0) + K_a \gamma z_0$$

La condition d'équilibre évoquée plus haut s'écrit pour $z > z_0$:

$$K_a \gamma' (z - z_0) + K_a \gamma z_0 \leq \gamma_b (z - z_1) - \gamma_w (z - z_0)$$

(dans cette formule, γ_b représente le poids volumique de la boue).

En ordonnant en z , on trouve :

$$z(K_a \gamma' + \gamma_w - \gamma_b) \leq [\gamma_w - K_a (\gamma - \gamma')] z_0 - \gamma_b z_1$$

D'où

$$z \leq z_c = \frac{[\gamma_w - K_a (\gamma - \gamma')] z_0 - \gamma_b z_1}{K_a \gamma' + \gamma_w - \gamma_b}$$

On met ainsi en évidence une profondeur critique z_c en dessous de laquelle on ne pourrait théoriquement approfondir la tranchée.

Cette méthode suppose que les lignes de glissements sont rectilignes, ce qui est loin des formes constatées lors des éboulements qui se sont produits. On remarque aussi dans cette théorie, que les dimensions de la tranchée n'interviennent pas dans le calcul de stabilité alors que ce sont des facteurs jouant un très grand rôle dans la stabilité. L'expérience montre qu'on accroît cette dernière en raccourcissant la largeur de la tranchée. C'est ce qui explique que cette théorie établie pour des tranchées infinies conduit à des conclusions fausses sur la stabilité de certaines tranchées concrètes.

V.1.3.2. Théorie de SCHENEEBELI :

Elle présente un nouveau phénomène intervenant en faveur de la stabilité des tranchées remplies de bentonite : c'est l'effet de voûte.

Ce phénomène est la conséquence directe de la prise en compte dans les calculs de stabilité, des dimensions de la tranchée.

Après les hypothèses faites par cet auteur, telle que :

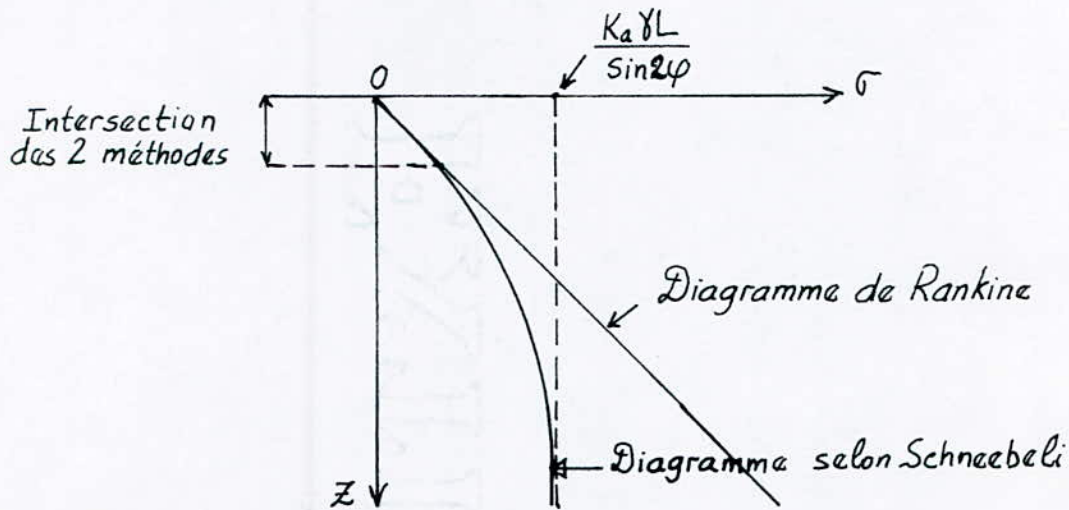
- Poids spécifique γ du sol constant (c'est à dire que la nappe phréatique est supposée atteindre la surface du sol).

Il aboutit à la contrainte que doit équilibrer la bentonite :

$$\sigma = \frac{K_a \gamma L}{\sin 2\varphi} \cdot [1 - e^{-\sin 2\varphi (z/L)}] \quad L: \text{étant la largeur de la tranchée}$$

On remarque que la contrainte maximum est : $\sigma_{\max} = \frac{K_a \gamma L}{\sin 2\varphi}$

On peut tracer le diagramme des contraintes sur la paroi de la tranchée selon Rankine et Schneebeli :



- Diagramme des contraintes -

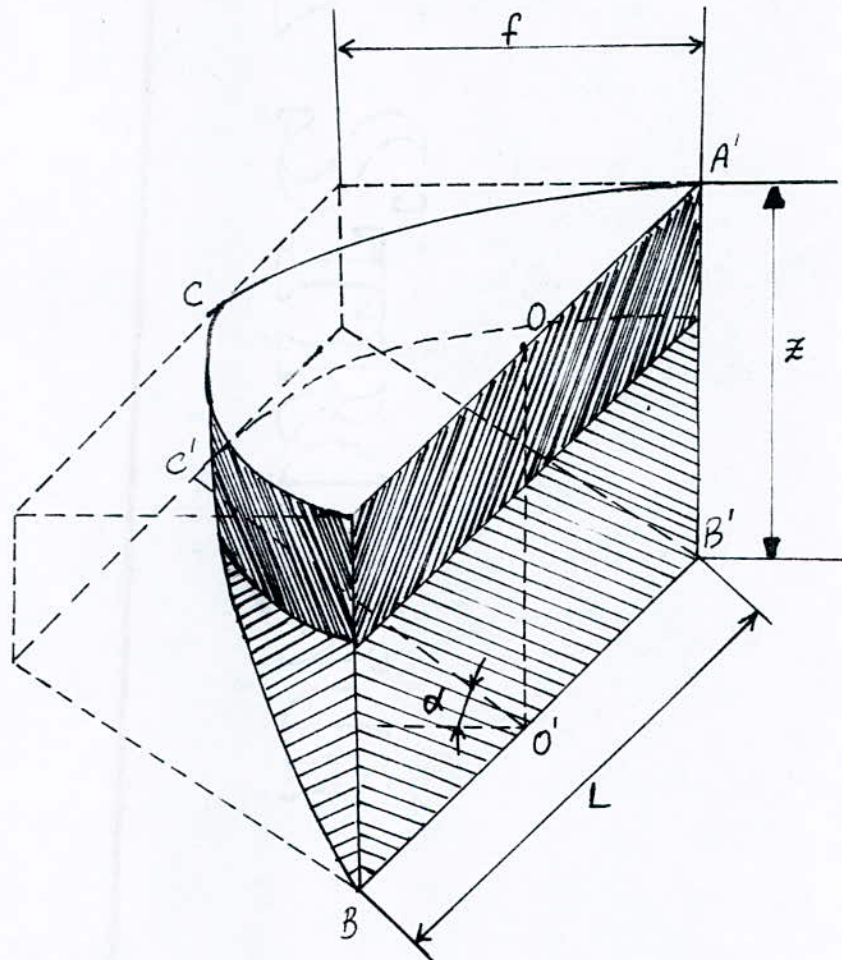
On remarque que les deux méthodes ont un domaine commun, puis à partir d'une certaine profondeur, elles divergent : - la théorie de Rankine donne des contraintes surestimées à partir d'une certaine profondeur.

la théorie de Schneebeli n'a pas été généralisée pour justifier la stabilité des tranchées, puisqu'aucune expérience n'a été menée pour confirmer ou infirmer cette théorie. C'est pour cela que nous avons opté pour la théorie de Kowalewski.

V.1.3.3. Coin de KOWALEWSKI :

Cette théorie donne la forme de rupture du massif. L'existence de l'effet de

voûte au sein du massif, conduit lors d'un éboulement de la tranchée, à des formes de rupture assez différentes de celles du traditionnel coin de Coulomb. La figure suivante donne l'allure de la masse de terre qui est sujette au glissement



- Parabole de Kowalewski -

Géométriquement, le coin dépend de quatre paramètres:

- largeur de la tranchée : L
- Hauteur de la tranchée : z
- Epaisseur de la tranchée : f
- Angle entre la base du coin et l'horizontale : α

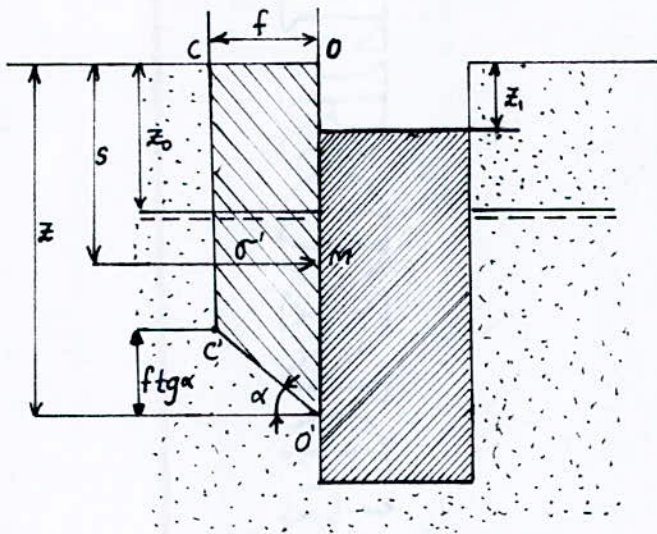
Mécaniquement, le coin dépend de quatre paramètres :

- Profondeur de la nappe phréatique: z_0
- Poids volumique du terrain au dessus de la nappe: γ
- Poids volumique de jaugé du terrain sous la nappe: γ'
- Angle de frottement interne du sol: φ

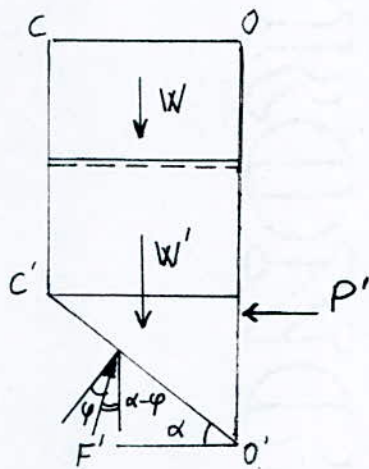
* Equilibre du coin :

On s'intéresse à l'équilibre du coin, pour cela, il faut faire l'inventaire des forces en présence, Kowalewski admet qu'il n'y a pas de forces latérales sur la surface verticale du cylindre parabolique limitant le coin. On peut admettre donc que lors du glissement, il n'y a pas de contact le long de cette surface, entre le coin et le reste du terrain.

On peut écrire l'équilibre des forces d'après le schéma suivant :



- Coin de Kowalewski -



- Equilibre du coin de Kowalewski -

$$P' = (W + W') \operatorname{tg}(\alpha - \varphi)$$

$$W + W' = \frac{2}{3} \cdot f \cdot L \left[\gamma z_0 + \gamma' \left(z - z_0 - \frac{2}{5} f \operatorname{tg} \alpha \right) \right]$$

Kowalewski a choisi pour f la valeur : $f = \frac{L}{2 \operatorname{tg} \varphi}$

$$P' = \frac{L^3}{3} \cdot \frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{\operatorname{tg} \varphi} \cdot \left[\gamma \frac{z_0}{L} + \gamma' \left(\frac{z}{L} - \frac{z_0}{L} - \frac{1}{5} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \right]$$

Pour déterminer la valeur maximale de P' , il suffit de dériver P' par rapport à α avec $z = \text{constante}$.

L'équation $\frac{dP'}{d\alpha} = 0$ est équivalente à :

$$\left[\gamma \frac{z_0}{L} + \gamma' \left(\frac{z}{L} - \frac{z_0}{L} - \frac{1}{5} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \right] \cdot \frac{1}{\cos^2(\alpha - \varphi)} - \frac{\gamma' \operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{5 \operatorname{tg} \varphi \cdot \cos^2 \alpha} = 0$$

En posant $t_0 = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{z_0}{L}$ et $t = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{z}{L}$
l'équation ci-dessus devient après réduction :

$$5 \cdot \frac{\gamma}{\gamma'} \cdot t_0 + 5(t - t_0) - 1 = \frac{\sin 2(\alpha - \varphi)}{\sin 2\alpha}$$

Posons : $A = 5 \frac{\gamma}{\gamma'} t_0 + 5(t - t_0) - 1$ et $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}$

L'équation qui définit α s'écrit de la manière suivante:

$$A = \frac{\sin 2(\alpha - \varphi)}{\sin 2\alpha} = \cos 2\varphi + \sin 2\varphi \operatorname{tg} \theta$$

$$\text{Soit } \operatorname{tg} \theta = \frac{A - 1}{\sin 2\varphi} + \operatorname{tg} \varphi$$

On résoud cette équation par la méthode des approximations successives; pour les données suivantes:

$$z_0 = 8 \text{ m}; z = 12 \text{ m}; \operatorname{tg} \varphi = 0,8; \gamma = 2,6 \text{ t/m}^3; L = 6 \text{ m}; \gamma' = 1,6 \text{ t/m}^3.$$

En effectuant toutes les opérations nécessaires on tire:

$$\theta = 60^\circ.$$

$$\text{D'où } \alpha = 75^\circ$$

* Détermination du coefficient de KOWALEWSKI

Kowalewski préfère vérifier à toute profondeur, l'inéquation:

$$\gamma_0(z - z_0) \geq \sigma'(z) + \gamma_\omega(z - z_0)$$

ce qui l'oblige à calculer la distribution $\sigma'(z)$ des contraintes à partir de l'expression de P' , pour cela on dérivera l'expression $\frac{P'}{L} = \int_0^z \sigma'(s) ds$,

$$\text{on obtient: } \frac{1}{L} \cdot \frac{dP'}{dz} = \sigma'(z)$$

De l'expression de P' considérée comme une fonction de deux variables z et α ,

$$\text{on tire } \frac{dP'}{dz} = \frac{\partial P'}{\partial z} + \frac{\partial P'}{\partial \alpha} \cdot \frac{d\alpha}{dz}.$$

Mais comme α a été choisi précisément de manière à annuler $\frac{\partial P'}{\partial \alpha}$, il

$$\text{reste: } \sigma'(z) = \frac{1}{L} \cdot \frac{dP'}{dz} = \frac{1}{L} \cdot \frac{\partial P'}{\partial z} = \frac{\gamma' \cdot L}{3} \cdot \frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{\operatorname{tg} \varphi}$$

Pour faciliter la présentation de ses résultats, l'auteur écrit $\sigma'(z)$

$$\text{sous la forme: } \sigma'(z) = K_a \left[1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma} \right) k \right] \gamma \cdot z$$

$$\text{Avec } \begin{cases} k = 0 & \text{lorsque } z \leq z_0 \\ k = 1 - \frac{z_0}{z} & \text{lorsque } z > z_0 \end{cases}$$

c'est-à-dire, en explicitant k

$$\begin{cases} \sigma'(z) = K'_a \gamma z & \text{lorsque } z \leq z_0 \\ \sigma'(z) = K'_a [\gamma z_0 + \gamma'(z - z_0)] & \text{lorsque } z > z_0 \end{cases}$$

On constate immédiatement qu'on retrouve la distribution de l'équilibre de poussée de Rankine lorsque $K'_a = K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$.

L'expression littérale de K'_a se déduit sans peine des deux expressions de $\sigma'(z)$ données plus haut :

$$\sigma'(z) = \gamma \cdot \frac{L}{3} \cdot \frac{\tan(\alpha - \varphi)}{\tan \varphi} = K'_a \left[1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right) k \right] \gamma z.$$

Soit

$$K'_a = \frac{1}{3} \cdot \frac{L}{z} \cdot \frac{\tan(\alpha - \varphi)}{\tan \varphi} \cdot \frac{\frac{\gamma'}{\gamma}}{1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right) k}$$

* Détermination de la profondeur critique :

La stabilité est obtenue en écrivant la condition d'équilibre relative aux poussées des terres et de la bentonite :

$$\gamma_b (z - z_1) \geq K'_a \gamma z + \gamma_w (z - z_0)$$

Soit :

$$z \leq z_c = \frac{\gamma_w z_0 - \gamma_b z_1}{K'_a \gamma + \gamma_w - \gamma_b}$$

Application numérique :

$$k = 1 - \frac{z_0}{z} \quad \text{soit } k = 0,333$$

$$K'_a = \frac{1}{3} \cdot \frac{L}{z} \cdot \frac{\tan(\alpha - \varphi)}{\tan \varphi} \cdot \frac{\frac{\gamma'}{\gamma}}{1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right) k} \quad \text{soit } K'_a = 0,108$$

Alors que le coefficient de poussée des terres de Rankine :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \approx 0,231.$$

soit près de 2 fois supérieur à celui de Kowalewski, ainsi la poussée des terres est en partie réduite par l'effet de voûte.

$$z \leq z_c = \frac{\gamma_w z_0 - \gamma_b z_1}{K_a' \gamma + \gamma_w - \gamma_b}, \text{ on prendra pour la densité de la boue } \gamma_b = 1,08 \text{ t/m}^3$$

Généralement on exécute un préfouille de 1m de profondeur pour guidage,

$$\text{d'ou } z_1 = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Soit } z_c = 34,46 \text{ m.}$$

Il est recommandé de remplacer la profondeur critique (z_c) par la profondeur critique calculée (z'_c), en adoptant un coefficient de sécurité, Piaskowski suggère la valeur minimale de 1,1.

$$\text{Soit } z'_c = \frac{z_c}{1,1} ; z'_c = 31,33 \text{ m.}$$

V.1.4. Etude de la déformation du mur :

* Hypothèses :

Considérons un panneau de 6m de long et de 20m de profondeur, coupons ce panneau en deux parties inégales, dont une de 5m de longueur avec la même profondeur et l'autre de 1m de longueur, retenons ce dernier cas. Les dimensions

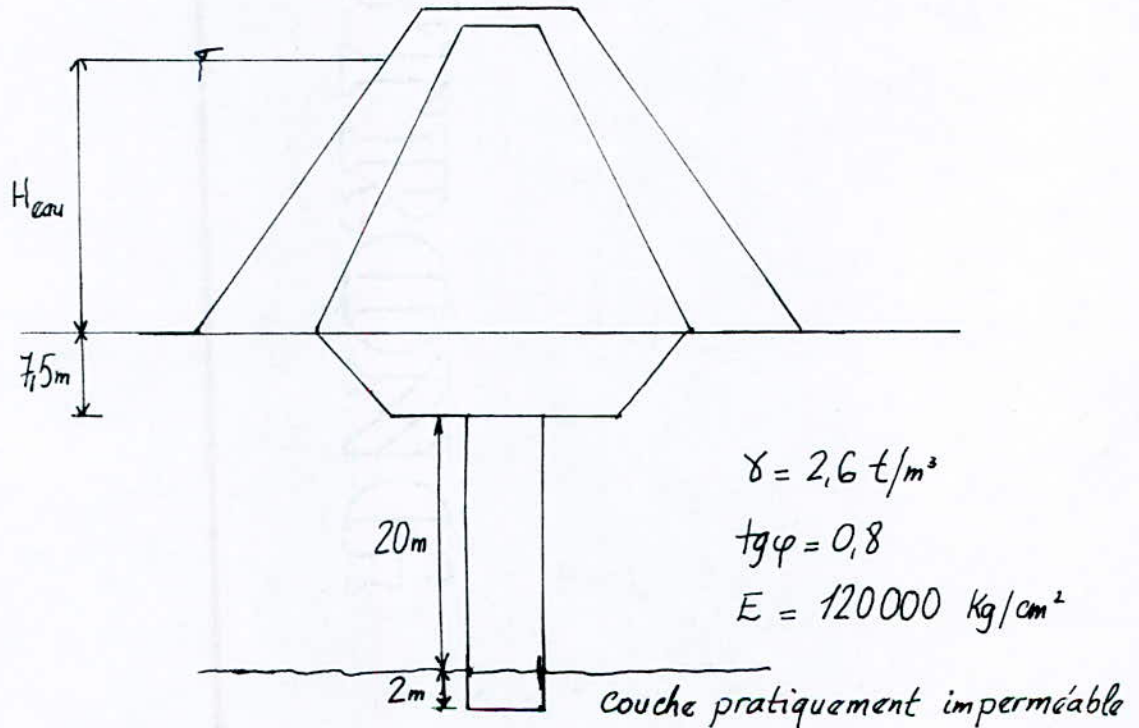
sont alors : - profondeur : 20 m.

- longueur : 1,00 m.

- épaisseur : 0,60 m.

Le panneau devient une poutre prismatique reposant suivant toute sa profondeur sur le sol.

Ainsi, on a affaire à une poutre présentant une rigidité constante et si cette poutre est chargée elle imprimera au sol de la fondation une réaction élastique, cette façon de travailler de la poutre nous conduit au cas d'une poutre continue sur appui élastique.



- Coupe longitudinale du barrage -

* Calcul des poussées:

Enfouies dans le sol, les parois moulées destinées à étancher les sols ne supportent pratiquement pas de charges dues aux poussées des terres, car elles s'exercent de part et d'autre du mur.

1. Poussée due à la charge d'eau du barrage:

$$P_w = \gamma_w \cdot H_{\text{eau}}$$

le mur est plus sollicité lors des crues, d'où $\gamma_w = 1,02 \text{ t/m}^3$ (eau chargée),

$$H_{\text{eau}} = 64,2 \text{ m}$$

$$\text{Soit } P_{\omega} = 65,5 \text{ t/m}^2$$

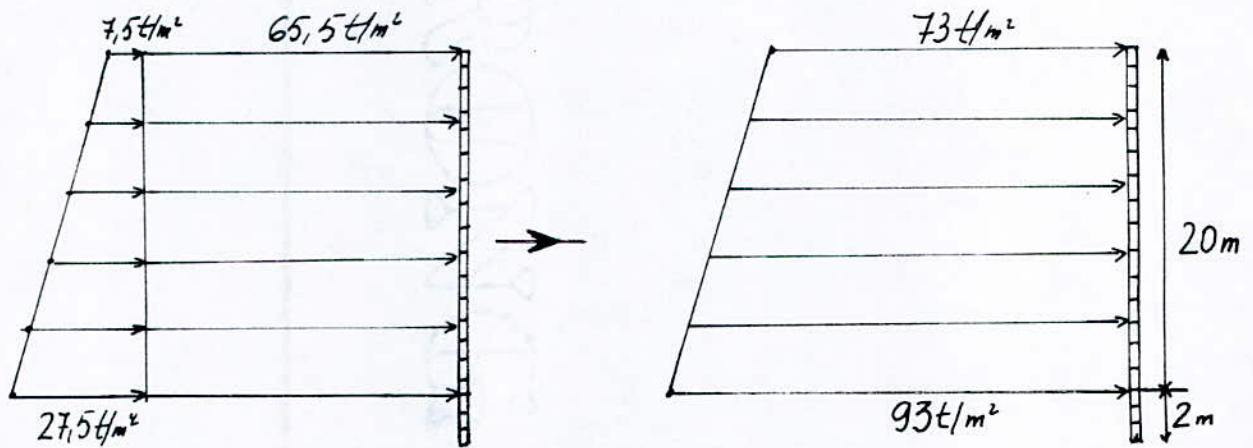
2. Poussée due à l'eau dans le sol:

$$P'_{\omega} = \gamma_{\omega} \cdot h \quad \text{avec } 7,5 \text{ m} \leq h \leq 27,5 \text{ m} \quad \text{et } \gamma_{\omega} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Pour } h = 7,5 \text{ m} \quad P'_{\omega} = 7,5 \text{ t/m}^2 ;$$

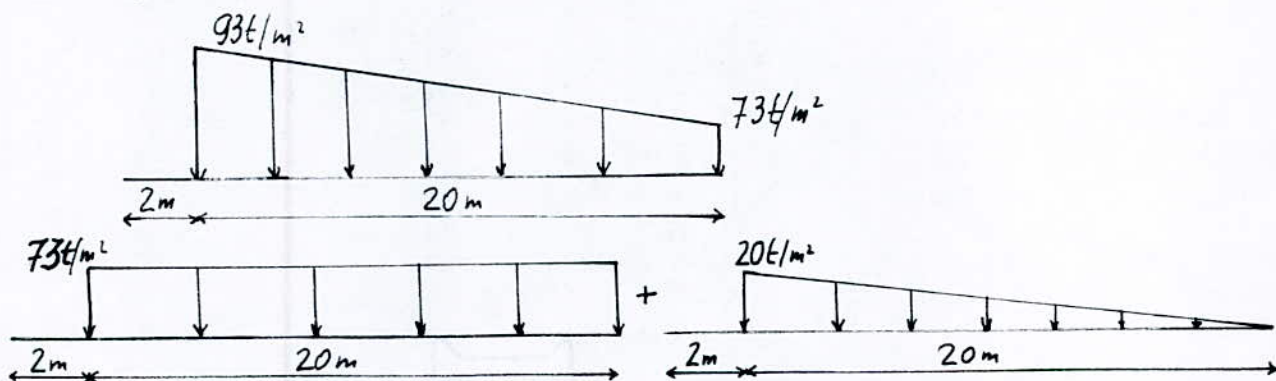
$$h = 27,5 \text{ m} \quad P'_{\omega} = 27,5 \text{ t/m}^2 ;$$

Diagramme des poussées:



* Schéma de calcul:

Si nous faisons tourner le mur par rapport à sa base inférieure d'un angle $\frac{\pi}{4}$ dans le sens des aiguilles d'une montre nous obtenons le schéma suivant:



* Déformation de la poutre:

I : moment d'inertie de la section,

b : largeur de la section,

E : module d'élasticité du matériau,

y : la déformation,

q : la charge appliquée par unité de longueur,

K : coefficient de raideur,

E_0 : module d'élasticité du sol avec $E_0 = kb$.

la ligne élastique de la poutre chargée obéit à l'équation différentielle

suivante : $EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q - E_0 y$

qui est une équation différentielle du quatrième ordre.

la résolution de cette équation fait apparaître le terme $\sqrt[4]{\frac{4EI}{E_0}}$, appelé longueur élastique L_e .

Pour le 1^{er} cas: charge répartie uniformément $q = 73t/m^2 = \text{constant}$.

$$y = \frac{q}{E_0} \left[1 - e^{-\left(\frac{x}{L_e}\right)} \cos\left(\frac{x}{L_e}\right) \right]$$

Pour le 2^{ème} cas: charge triangulaire $q(x) = q_0 - \frac{q_0}{l} x$.

$$y = \frac{q_0 L_e}{4E_0 x} \left[2 \frac{x}{L_e} - e^{-\frac{x}{L_e}} \left[\sin\left(\frac{x}{L_e}\right) - \cos\left(\frac{x}{L_e}\right) \right] - 1 \right]$$

1^o - Coulis: $E = 480 \text{ Kgf/cm}^2$.

Cas I: charge uniformément répartie:

$q = 730 \text{ Kg/cm}$ et $E_0 = 120000 \text{ Kgf/cm}^2$.

$$EI = 8,64 \cdot 10^8 \text{ Kgf} \cdot \text{cm}^2 \quad \text{d'où} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{E_0}} = 13,03 \text{ cm}.$$

$$y_1(x = 1000 \text{ cm}) = 0,00608 \text{ cm}.$$

$$y_2(x = 667 \text{ cm}) = 0,00608 \text{ cm}.$$

cas II : charge triangulaire :

$$q_0 = 200 \text{ Kg/cm} \quad \text{et} \quad E_0 = 120000 \text{ Kgf/cm}^2.$$

$$y'_1(x = 1000 \text{ cm}) = 0,00083 \text{ cm}.$$

$$y'_2(x = 667 \text{ cm}) = 0,00082 \text{ cm}.$$

On calcule la déformation totale de la poutre sur la base du principe de la superposition des charges au point $x = 667 \text{ cm}$.

$$y = y_2 + y'_2 = 0,0069 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad y \approx 0,07 \text{ mm}.$$

$$2^\circ - \text{Béton:} \quad E_0 = 160000 \text{ Kgf/cm}^2$$

cas I : charge uniformément répartie :

$$q = 730 \text{ kg/cm} \quad \text{et} \quad E_0 = 120000 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$EI = 2,88 \cdot 10^{11} \text{ Kgf} \cdot \text{cm}^2 \quad \text{d'où} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{E_0}} \approx 56 \text{ cm}.$$

$$y_1(x = 1000 \text{ cm}) = 0,00608 \text{ cm}.$$

$$y_2(x = 667 \text{ cm}) = 0,00608 \text{ cm}.$$

cas II : charge triangulaire :

$$q_0 = 200 \text{ Kg/cm} \quad \text{et} \quad E_0 = 120000 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$y'_1(x = 1000 \text{ cm}) = 0,00081 \text{ cm}.$$

$$y'_2(x = 667 \text{ cm}) = 0,00080 \text{ cm}$$

la déformation totale sera :

$$y = y_2 + y'_2 = 0,00688 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad y \approx 0,07 \text{ mm}$$

V.1.5. Choix du matériau à utiliser:

Pour le choix du matériau, nous avons opté pour le coulis autodurissable au lieu du béton pour les raisons suivantes:

* Mode d'exécution:

* Le processus traditionnel de mise en œuvre est caractérisé par la figure V.1:

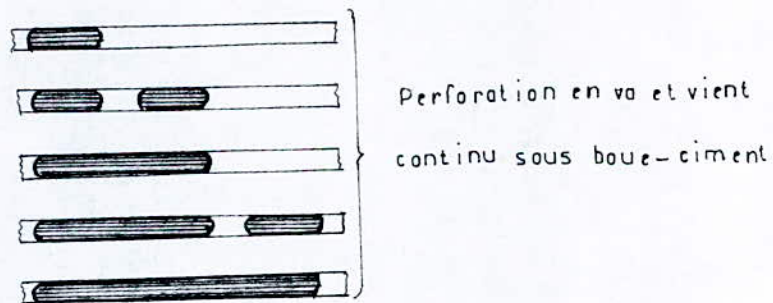
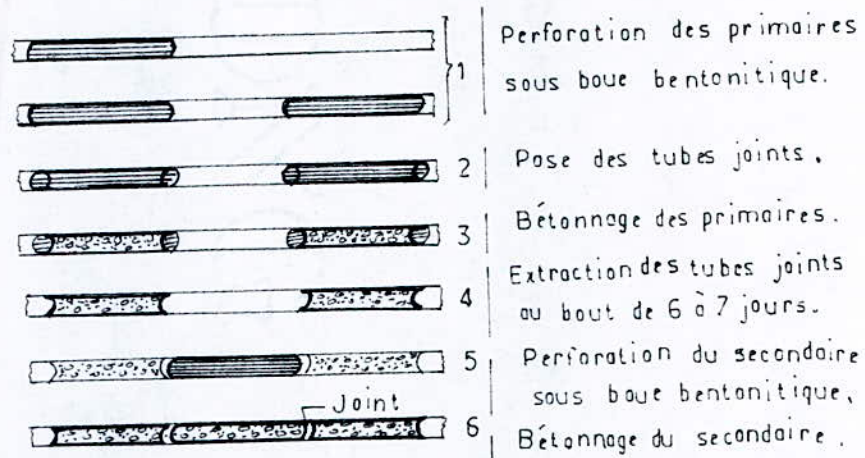
- 1 - creusement à l'abri de la boue bentonitique d'une série d'éléments primaires,
- 2 - mise en place des joints,
- 3 - "bétonnage" des primaires avec un conglomérat ciment - bentonite - agrégats,
- 4 - extraction des tubes-joints une semaine après,
- 5 - creusement, à l'abri de la bentonite, du panneau secondaire, entre les deux primaires "bétonnés",
- 6 - "bétonnage" du secondaire,

* Par le système de la perforation directe au coulis, ces six opérations sont ramenées à une seule c'est-à-dire à une perforation en continu (figure V.1).

Cette simplification va non seulement dans le sens de l'économie et du raccourcissement des délais mais encore et surtout dans celui de la sécurité puisque les deux uniques points faibles du système traditionnel sont supprimés, à savoir:

- 1 - Dans le système traditionnel par panneaux primaires et secondaires, le nombre de joints a certes été diminué par rapport au système par pieux jointifs ou sécants mais non annulé (il en reste un tous les 5m environ). Or, la paroi idéale ne devrait avoir aucun joint puisque le débit de fuite, à travers un joint défectueux, est bien plus grand que celui existant pour tout

PAROIS D'ÉTANCHÉITÉ EN BÉTON PLASTIQUE



PAROIS D'ÉTANCHÉITÉ EN BOUE AUTO-DURCISSABLE

- Fig V.1 -

le reste de la paroi. Avec le nouveau procédé, le fluide de perforation servant directement, c'est-à-dire sans substitution, d'étanchéité définitive, il n'est plus nécessaire d'opérer par tranche et l'on a donc bien ainsi une paroi sans joint.

2. En cas de déformation du terrain environnant, ce coulis d'étanchéité bentonite-ciment apporte un plus grand coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de fissuration que le conglomérat agrégats-bentonite-ciment utilisé dans la méthode traditionnelle. En effet, dans le domaine plastique, le coulis pur peut supporter sans fissuration une déformation plus importante qu'un conglomérat dans lequel seule la phase bentonite-ciment est déformable, les agrégats ne l'étant évidemment pas.

En outre, pendant la perforation, dans un milieu perméable, le coulis injecte littéralement le terrain. Ainsi, après la prise, il participe efficacement à la sécurité de l'ouvrage, tout en minimisant les conséquences des déviations éventuelles à grande profondeur.

* Temps d'exécution :

- Béton :

- Volume théorique de la tranchée : V_1

$$V_1 = L \cdot e \cdot h$$

avec $L = 460 \text{ m}$ (longueur de la paroi)

$e = 0,60 \text{ m}$ (épaisseur de la paroi)

$h = 20 \text{ m}$ (profondeur de la paroi)

soit $V_1 = 5520 \text{ m}^3$

- Volume réel : V_r

$V_r = k V_1$ avec k : coefficient tenant compte des pertes du béton dans le sol.

$$V_r = 1,20 V_1$$

$$\text{Soit } V_r = 6624 \text{ m}^3.$$

Pour une cadence moyenne de 450 m^3 de béton plastique par mois, il faudra à l'entreprise pour achever les travaux un temps de :

$$t = \frac{V_r}{V_m} = \frac{6624}{450} = 14,72 \text{ mois soit } t = 15 \text{ mois}$$

— Coulis :

Volume du coulis à mettre en place :

En tenant compte des paramètres suivants :

- retrait du coulis,
- perte du coulis lors de l'excavation,
- perte du coulis dans la tranchée (remplissage),

le volume théorique de la tranchée s'écrit :

$$V_e = L \cdot e \cdot h$$

Adoptons un coefficient pour l'ensemble des paramètres cités ci-dessus soit $k = 1,3$.

$$\text{Le volume corrigé : } V_c = 1,3 V_e \quad \text{soit } V_c = 1,3 (460 \times 0,6 \times 20) = 7176 \text{ m}^3$$
$$V_c = 7176 \text{ m}^3.$$

Pour une cadence moyenne de 130 m^3 par jour, il faudra à l'entreprise pour réaliser les travaux un temps de :

$$t = \frac{V_c}{V_j \cdot 22} \quad \text{avec } V_j = 130 \text{ m}^3/\text{j}$$

On suppose que l'entreprise travaille 22 jours par mois.

D'où $t \approx 3$ mois.

Remarque: Les cadences de travail ont été déterminées sur l'expérience des autres chantiers.

Conclusion:

Vu la diversité des matériaux (sable, gravier, ciment en quantité double) et du matériel (bétonnière, tubes-joints, vérins, camions toupies) utilisés pour le béton fluide et du fait de la réduction des installations à une simple station de préparation du coulis, au lieu de deux stations distinctes pour la boue et pour le béton, il y va sans dire que le prix de ce dernier sera plus élevé que celui du coulis.

En outre un gain de 12 mois est constaté lors de l'exécution de la paroi moulée en coulis autodurcissable.

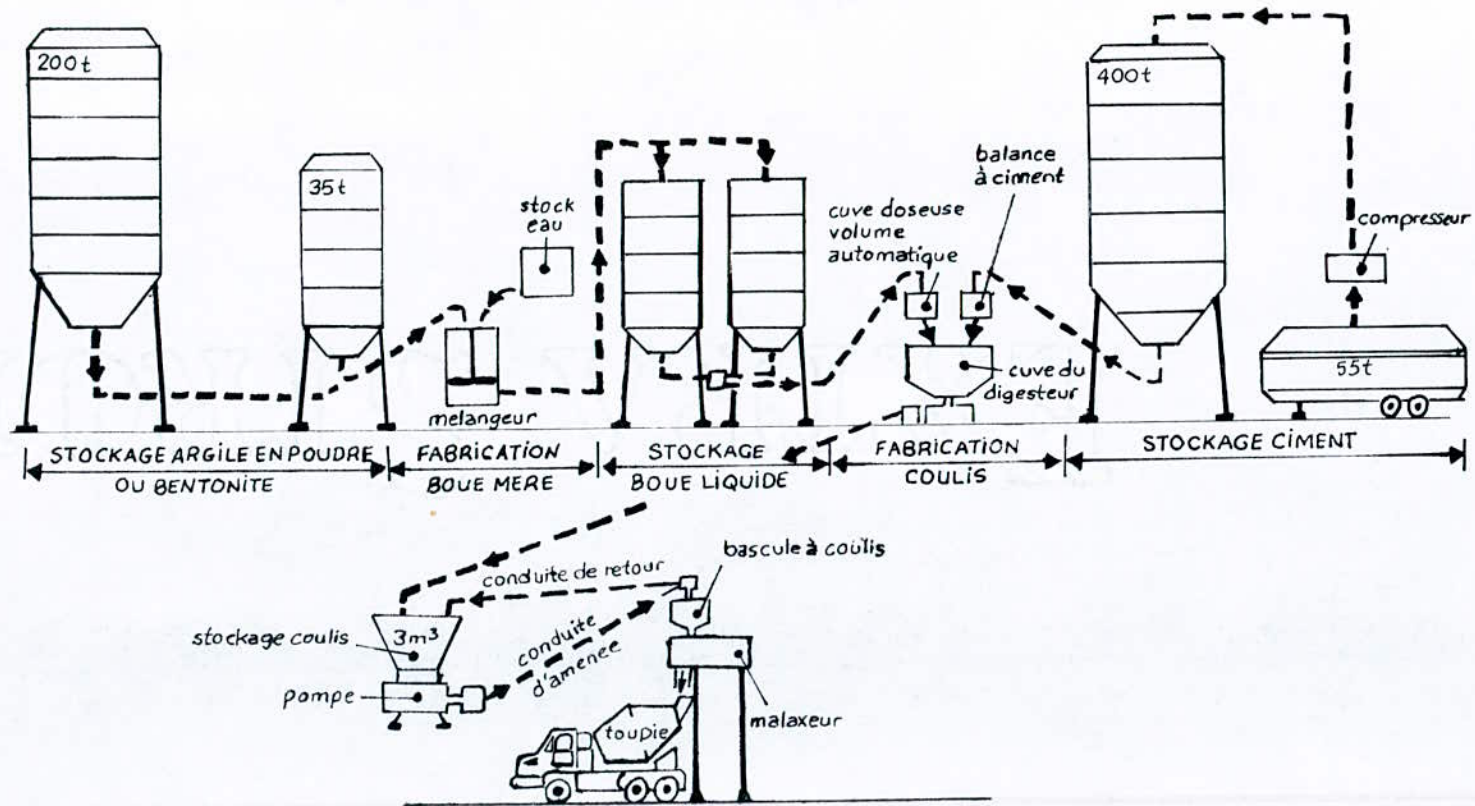
V.1.6. Préparation du coulis:

Les coulis sont généralement fabriqués dans des centrales composées des éléments suivants:

- silos de stockage du ciment et de la bentonite,
- silos de stockage de boue primaire bentonite-eau,
- silos de stockage de coulis proprement dit,
- systèmes de brassage, de pesage, de dosage, pompes, canalisations, etc.

De plus en plus, les centrales sont à fonctionnement automatisé, ce qui assure une meilleure régularité du produit final. Le débit normal d'une centrale type est situé dans la fourchette des valeurs 20-50 m³/h.

SCHEMA DE PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT
D'UNE CENTRALE: FABRICATION DE COULIS



V.2. VOILE D'INJECTION :

des calcaires et les marno-calcaires de la rive droite, sont caractérisés par une forte perméabilité et une altération moyenne dans leur partie supérieure, leur partie inférieure est par contre moins perméable et peu altérée.

Ces roches étant fissurées, leur étanchement se fait par des injections.

Le voile d'injection proposé sera conçu de 1 à 3 rangs en fonction des particularités des zones fissurées. Suivant la verticale, le voile sera prévu en deux étages.

V.2.1. Généralités :

L'injection des sols, telle qu'on la pratique dans les travaux publics est très ancienne puisque BERIGNY l'utilisa pour la première fois en 1802, mais ce n'est que depuis quelques dizaines d'années qu'elle est devenue un véritable procédé de construction.

Les méthodes utilisées évoluent lentement, et si tout ingénieur sait que le coulis s'injecte dans des forages, en descendant, en remontant, avec un tube à manchettes ou encore avec un tube broché, il ne sait pas toujours choisir le coulis et le processus d'injection les mieux adaptés au résultat recherché. Le plus souvent, il recherche simplement le coulis le plus économique susceptible de donner une grande résistance finale dans le cas d'une consolidation ou une bonne étanchéité dans le cas d'un étanchement, et il impose de faibles pressions d'injection afin de réduire les absorptions et de ne pas désorganiser le sol. Aussi ne faut-il pas s'étonner que les résultats soient quelques fois mauvais comme par exemple au Hoover Dam (U.S.A).

V.2.2. Principe :

L'injection consistant à faire pénétrer dans le sol un coulis durcissant avec

Le temps, il convient de connaître les propriétés des coulis utilisables et de savoir comment ils se propagent dans les fissures du rocher ou des interstices du sol. C'est la base indispensable qui permet de réaliser des traitements satisfaisants au plus juste prix.

V.2.3. Géométrie du voile:

V.2.3.1. Dimensionnement:

l'ampleur du voile, latéralement et en profondeur est d'habitude déterminée, suivant la condition d'atteindre les couches avec perméabilité (définie par les essais d'ugeon) au dessous de 1UL. Des formules variées qui expriment la profondeur du traitement en fonction de la hauteur du barrage, ont seulement une valeur indicative. Avec l'augmentation de la profondeur du traitement (excluant les conditions karstiques), les débits de fuite et les gradients de sortie diminuent eux aussi, de manière à ce que les voiles très profonds, sous conditions normales, ne soient pas justifiés.

l'épaisseur du voile d'injection sera déterminé à partir du gradient maximum qu'il peut supporter à savoir:

$$J_{\max} = \frac{H_{\max} \cdot \Delta}{l} \leq J_{\text{adm}} \quad (*) \quad \text{avec}$$

l : étant l'épaisseur du voile d'injection,

H_{\max} : hauteur d'eau maximale dans le barrage,

Δ : coefficient empirique, donné en fonction de $\frac{B}{h_v}$ avec

B : étant la largeur de la base du barrage,

h_v : la profondeur du voile,

J_{adm} : gradient hydraulique admissible, déterminé à partir de la

classe du barrage (H_b) ainsi que du débit de fuite admissible à vouloir atteindre (q_u).

Le tableau suivant donne les valeurs de J_{adm} :

H_b : hauteur du barrage (en m)	q_u (l/min) à 10 bars	J_{adm}
$H_b > 100$ m	1	10
$60_m < H_b < 100_m$	3	15
$H_b < 60_m$	5	20

Le tableau suivant donne les valeurs de Δ :

B/h_v	Δ
< 1	$0,75 \div 0,80$
$1 \div 2$	$0,70 \div 0,75$
> 2	$0,65 \div 0,70$

À partir de l'inégalité (*) on tire :

$$l \gg \frac{H_{max} \cdot \Delta}{J_{adm}}$$

Dans notre cas :

$$H_{max} = 66 \text{ m} ; B = 300 \text{ m} ; h_v = 100$$

$$\frac{B}{h_v} = \frac{300}{100} = 3 \text{ soit } \Delta = 0,69$$

$$q_u = 3 \text{ l/min à 10 bars soit } J_{adm} = 15$$

$$l \gg \frac{H_{max} \cdot \Delta}{J_{adm}} = 3,04 \text{ m soit } l = 4 \text{ m.}$$

$$\text{or } l_c = k \cdot l$$

avec l_c : épaisseur corrigée

k : coefficient de sécurité

$$k = 1,5$$

soit $l_e = 6 \text{ m}$.

Théoriquement le coulis se répand radialement autour du forage, mais le rayon d'action est loin d'être illimité. Il dépend de :

- * l'état du terrain,
- * la pression d'injection,
- * la nature du coulis,

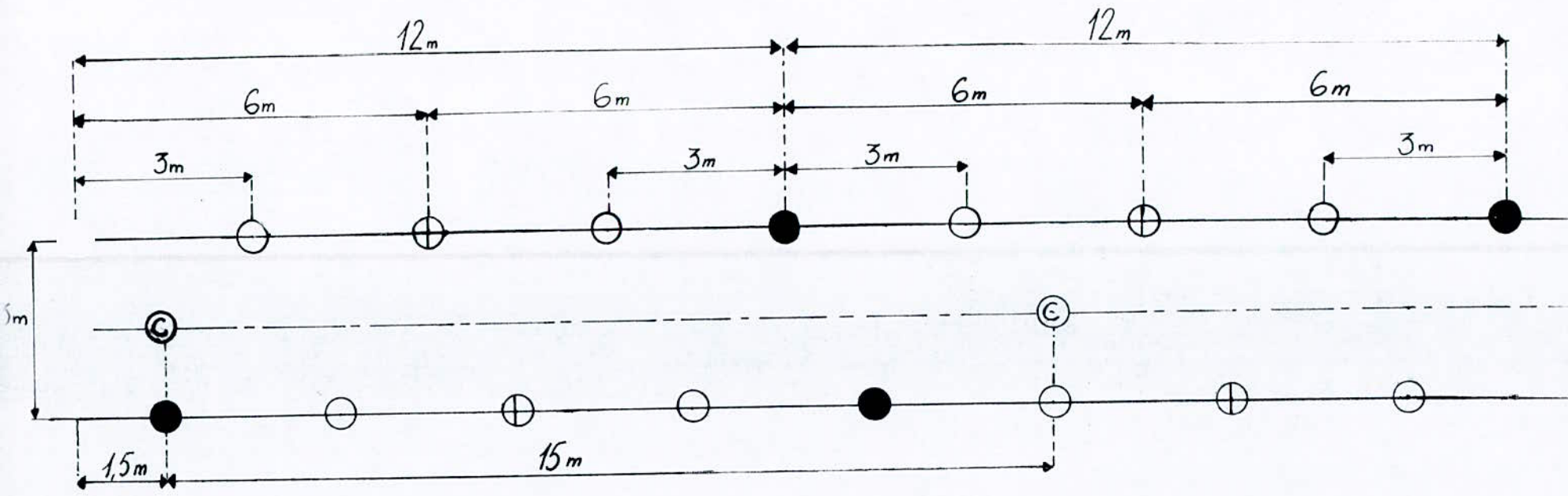
En admettant cette répartition théorique, le volume du coulis injecté augmente avec le rayon d'action. Il y a donc forcément un écartement des forages au delà duquel le procédé n'est plus économique.

Le calcul de cet écartement maximum est assez facilement accessible à l'analyse mathématique, mais par suite de l'hétérogénéité du sol, il vaut toujours mieux se fier aux enseignements des travaux analogues, ou procéder à des essais in situ quoique ceux-ci soit assez difficile à interpréter correctement.

Dans notre cas, fixons le rayon d'action à 1,5 m, le voile d'injection sera composé donc de 2 lignes espacées de 3 m dans sa partie supérieure, et d'une seule ligne dans sa partie inférieure.

En général, les injections se font par la méthode de convergence, en diminuant la distance entre les forages jusqu'à l'obtention du débit de fuite admissible ou jusqu'à ce que l'absorption du coulis baisse au dessous d'une certaine limite. Il est recommandé de forer d'abord les sondages tous les 12 m, ceux-ci étant injectés, on peut procéder aux sondages secondaires espacés également de 12 m et continuer jusqu'à ce que le voile sera suffisamment dense.

Les forages seront disposés de la façon suivante :



● : Forage primaire

⊖ : Forage tertiaire

⊕ : Forage secondaire

Ⓢ : Forage de Contrôle

DISPOSITION DES FORAGES

- * Ecartement entre les primaires : 12m,
- * Ecartement entre les primaires et les secondaires : 6m,
- * Ecartement entre les primaires et les tertiaires : 3m,
- * Ecartement entre les forages de contrôle : 15m,

V.2.3.2. Nombre de forages :

- la longueur de la première couche à injecter est de 282m, la profondeur est de 45m
- la longueur de la deuxième couche à injecter est de 369m, la profondeur est de 65m.

Soit n_1 : le nombre de forage dans la première couche,

n_2 : le nombre de forage dans la deuxième couche,

$$n_1 = \frac{282}{3} = 94 \text{ forages, par conséquent on aura :}$$

$$2.45.94 = 8460 \text{ ml de forage à injecter.}$$

$$n_2 = \frac{369}{3} = 123 \text{ forages, par conséquent on aura :}$$

$$1.65.123 = 7995 \text{ ml de forage à injecter.}$$

Soit au total : $8460 + 7995 = 16455 \text{ ml de forage à injecter.}$

V.2.3.4. Estimation du volume à injecter :

Tout en nous basant sur l'expérience des études et de la réalisations des voiles d'injection dans les conditions analogues en Algérie et à l'étranger, la consommation moyenne de coulis de ciment pour injection sera la suivante:

- Dans les zones constituées de terrains à faible et moyenne perméabilité:

100 kg par mètre linéaire de forage.

- Dans les zones constituées de terrains à forte et très forte perméabilité:

200 kg par mètre linéaire de forage.

Afin d'assurer une meilleure pénétration du coulis dans les fissures étroites,

on prévoit l'addition de la bentonite.

La consommation prévue dans la première couche est de :

$$0,200 \times 8460 = 1692 \text{ tonnes de coulis de ciment,}$$

Pour la deuxième couche on a :

$$100 \times 7995 = 799,5 \text{ tonnes de coulis de ciment,}$$

Soit au total : 2491,5 tonnes de coulis de ciment.

V.2.3.5. Diamètre des forages :

Pour réduire l'importance de la sédimentation du coulis dans le forage, on a intérêt à utiliser des forages de tout petit diamètre, soit $\phi 75$ mm.

V.2.3.6. Inclinaison et déviation des forages :

En général, l'inclinaison des forages doit être choisie de façon à couper le maximum de fissures et de joints.

Nous projetons d'exécuter des forages, perpendiculairement au pendage des couches du terrain de fondation.

Une dispersion considérable des distances entre les forages peut être attendue vers le fond du voile d'injection, une déviation éventuelle de 1% est acceptable.

V.2.4. Les essais d'eau :

Les essais d'eau à pratiquer sont de 2 types :

V.2.4.1. Essai à plusieurs pressions :

Ce type d'essai est employé pour les forages de reconnaissance et de contrôle. C'est une succession d'essais LUGÉON à plusieurs pressions croissantes et décroissantes. Les pressions d'essais sont :

$$\frac{P_m}{3}, \frac{2P_m}{3}, \frac{P_m}{1}, \frac{2P_m}{3}, \frac{P_m}{3}.$$

ou P_m : est la pression maximum fixée pour la tranche considérée.

V.2.4.2. Essai d'eau préalable à l'injection :

Ils sont effectués à la pression maximum de refus pour la tranche considérée, en tenant compte des pressions maximum définies pour l'injection. Le débit d'eau étant maintenu pendant 10 minutes.

V.2.5. Principe de l'injection :

V.2.5.1. Choix du coulis :

Si le choix du coulis d'injection est mal fait, l'injection est vouée à l'échec, quelles que soient les dispositions adoptées en cours de travaux et les quantités de coulis injectées.

Dans certains cas, un seul coulis bien déterminé peut convenir, dans d'autres plusieurs types de coulis sont nécessaires.

La nature du sol, le résultat recherché, le prix des produits, leur possibilité d'approvisionnement, la plus ou moins grande facilité de fabrication du coulis, sa pénétrabilité, le mode d'exécution des forages et des travaux, le climat du chantier, etc..., sont autant de paramètres conditionnant le choix du coulis.

Nous n'essaierons de traiter ici que l'aspect technique du problème, par exemple, le résultat recherché, la pénétrabilité du coulis et la nature du sol.

La zone à traiter est constituée de deux couches :

- Terrain faiblement fissuré en profondeur :

Le coulis qu'on utilisera est à base de ciment, il s'agira d'un coulis instable dilué.

On commencera l'injection avec des C/E faibles ($\frac{1}{10}$ ou $\frac{1}{5}$), tout en les augmentant progressivement s'il n'y a pas de montée en pression. Dans tous les cas l'injection doit se terminer par une montée en pression qui resserre le terrain et essore le coulis.

- Terrain fortement fissuré en surface:

On utilisera un coulis ciment-bentonite à cause des fissures qui sont largement ouvertes. Ce type de coulis présente l'avantage de faire une prise apparente immédiate grâce à ses propriétés thixotropiques.

On peut fermer progressivement les fissures en utilisant d'abord un coulis épais, puis un coulis fluide.

d'expérience a montré qu'en utilisant un coulis instable, le risque d'un haussement des couches à cause des sous pressions est plus grand qu'en cas d'utilisation d'un coulis stable.

1.2.5.2. Pressions d'injection:

Les pressions à utiliser au cours des injections ne suivent aucune règle absolue. Elles varient avec la nature du rocher, sa fissuration, et la nature de l'ouvrage. La pression d'injection doit être au moins égale à la charge d'eau, retenue pleine et ne doit pas dépasser, en bas, la hauteur maximale de l'eau au dessus de la zone injectée.

Les pressions d'injection changent entre le primaire et le secondaire, elles varient en fonction de la concentration du coulis, lorsque le coulis diminue de concentration, on augmente la pression pour colmater les fissures fines.

V.2.6. Processus d'injection :

Les travaux d'injection se déroulent selon la méthode conventionnelle consistant à préparer et mélanger les coulis dans une installation centrale et à les pomper jusqu'aux différents forages par un système adéquat de tuyauterie.

V.2.6.1. Injection par tranches remontantes :

Cette méthode consiste à forer le trou sur toute sa longueur en faisant les essais d'eau en descendant, puis à injecter par passes de 5m en plaçant l'obturateur juste au sommet de la tranche à injecter.

Nous avons opté pour cette méthode pour l'aspect économique qu'elle présente :

- * Déplacement de la sondeuse sur un autre emplacement pendant l'injection,
- * Les deux chantiers, perforation et injection sont séparés l'un de l'autre.
- * Possibilité ainsi de spécialiser les équipes et de réduire au minimum les temps morts.
- * En plus, on n'a plus à reperforer le ciment obturant le forage à chaque fin d'injection.

V.2.6.2. Pertes d'eau :

En cas de pertes d'eau totales en cours de forage, la consigne est de forer 1mètre au-delà de la perte totale et d'injecter sans tenir compte de la longueur de la passe prévue au départ. Cette pratique nous conduit à admettre un prix supplémentaire par passe supplémentaire d'injection. Pour appliquer ce prix, on doit compter le nombre de passes théoriques par forage (passes de 5m), le nombre de passes effectivement traitées. La différence donne le nombre de passes supplémentaires à régler.

V.2.6.3. Galerie d'injection :

d'emploi des galeries d'injection n'est pas pratiqué comme règle générale. L'emploi de ces galeries est dans la plupart des cas une exigence économique additionnelle par les avantages qu'elles offrent :

- * Permettre la réalisation du voile d'injection indépendamment des travaux en surface.
- * Offrir après mise en eau, un lieu d'observation privilégié des infiltrations dans la fondation.
- * Faciliter ultérieurement, en cas d'anomalies, après mise en eau, dans la percolation des eaux à travers la fondation, le diagnostic précis par installation locale de nouveaux drains et piézomètres et des travaux d'injection, bien circonscrits à la zone en cause.

Dans ce but, on prévoit une galerie d'injection semi-enterrée de 2m de diamètre et 3m de hauteur avec la forme d'un fer à cheval, le long des dispositifs d'étanchéité.

V.2.6.4. Mode de perforation :

des forages pour injection peuvent être pratiqués par la rotation ou par roto-percussion. Dans les roches fissurées on utilise souvent la rotation.

V.2.7. Matériel employé :

V.2.7.1. Centrale d'injection :

Elle comprend :

- * Des malaxeurs, avec pour chacun une cuve de reprise pour l'injection.
- * Des silos à ciment de 25 tonnes chacun, disposant d'un appareil de lavage à commande électrique et d'une balance, et alimentant chacun des malaxeurs.

- * Des cuves graduées, une par malaxeur, et permettant le dosage de l'eau et du coulis mère en fonction du type de coulis demandé.
- * Des injecteurs marchant à air comprimé pour l'injection du coulis préparé, et équipés de bouteilles d'air pour amortir les à coups de pression, et d'un manomètre de contrôle.

V.2.7.2. Matériels d'injection:

A la sortie de chaque pompe, il y'a le dispositif suivant:

- * 1 manomètre à lecture directe,
- * 1 bouteille d'air
- * 1 obturateur.

la centrale d'injection est reliée par téléphone au forage en cours d'injection.

V.2.8. Conclusion :

La réalité des choses veut que tous les paramètres d'injection et les caractéristiques du coulis ne peuvent être obtenus que par des essais d'injection, dans ce but on recommande d'exécuter plusieurs plots d'essai dans la rive droite du barrage :

V.2.8.1. But :

Le but principal de ces essais est d'évaluer, avec une certaine approximation, le dosage et la quantité de coulis, l'efficacité de l'injection dans les calcaires et les margocalcaires dans lesquels sera exécuté le voile d'injection.

V.2.8.2. Implantation :

Les essais s'exécuteront dans une zone considérée caractéristique sur la rive droite du barrage.

Le schéma des forages prévu pour un plot d'essai est le suivant :

- 3 forages d'injection $\phi 96$ mm (A, B, C) situés chacun au sommet d'un triangle équilatéral de 3m de côté.
- 1 forage de contrôle vertical (D) au centre du triangle.
- Les forages auront une inclinaison de 60° par rapport à l'horizontale.

V.2.8.3. Exécution de l'essai :

1. Perforation à rotation, avec carottage continu d'une tranche de 5m, du forage "A". Des essais d'eau y seront effectués.
2. Injection du coulis de la tranche de 5m, du bas vers le haut, avec contrôle de la pression par un manomètre placé en surface. Maintenir la pression

- pendant 10 minutes dès que l'on a obtenu la pression de refus.
- 3 - Après 24h., reperforation de la tranche injectée et perforation de la tranche suivante de 5m. Essais d'eau.
 - 4 - Continuer comme aux points 1, 2, 3. jusqu'au calcaire.
 - 5 - Perforation dans les calcaires avec exécution des essais d'eau jusqu'à la profondeur de 110m.
 - 6 - Injection du coulis du bas vers le haut, en tranches de 5m, avec contrôle de la pression à l'aide d'un manomètre placé en surface.
 - 7 - Maintenir la pression constante à la valeur indiquée au paragraphe "Pressions d'injection" pendant 10 minutes, à partir du moment où l'injection a atteint le refus.
 - 8 - Après 24h., continuer avec l'injection de la tranche de 5m supérieure, comme au point 7.
 - 9 - Continuer comme au point 8. jusqu'en surface.
 - 10 - Perforation à rotation d'une tranche de 5m du forage "B" et essais d'eau (5m dans les margocalcaires et 5m dans les calcaires).
 - 11 - Injection du coulis de la tranche de 5m du bas vers le haut, avec contrôle de la pression par un manomètre placé en surface. Maintenir la pression pendant 10 minutes dès que l'on a obtenu la pression de refus.
 - 12 - Après 24h., reperforation de la tranche injectée et perforation de la tranche suivante de 5m. Essais d'eau.
 - 13 - Continuer comme aux points 11. et 12. jusqu'à la profondeur de 110m.
 - 14 - Exécution des injections avec pression augmentée, à partir du fond, en

travaillant avec des tranches de 5m, décalées par rapport aux tranches de perforation mais sans atteindre la prise du coulis.

15 - Exécution du forage "C" en suivant le même procédé appliqué pour le forage "B".

16 - Exécution du forage de contrôle "D" en tranches de 5m et faisant l'essai d'eau jusqu'à la profondeur 115m.

V.2.8.4. Type de coulis :

* Dans les calcaires :

On utilisera des coulis de ciment pour lesquels le rapport ciment/eau sera de $1/10 \div 1/7$ au début de l'opération d'injection. Si on n'obtient pas le refus à la pression établie avec ce mélange, on augmentera progressivement le dosage jusqu'à une limite comprise entre $1/5 \div 1/3$.

L'injection finale, exécutée en remontant, doit se faire avec un coulis léger de $1/10$, afin de colmater les dernières fissures capillaires et les fentes de retrait.

* Dans les marnocalcaires :

On utilisera un coulis stable pour lequel le rapport ciment/eau sera de $1/1 \div 2/1$, avec 3 à 4% en volume de bentonite. La bentonite aura, en outre, une limite de liquidité $w_L > 300\%$.

V.2.8.5. Pressions d'injection :

On propose les pressions de refus suivantes :

* En descendant :

$$P = 0,15.z \quad (\text{Pour les marnocalcaires})$$

$$P = 0,20.z \quad (\text{Pour les calcaires})$$

* En remontant :

$$P = 0,20 \cdot z \quad (\text{Pour les marnocalcaires})$$

$$P = 0,25 \cdot z \quad (\text{Pour les calcaires})$$

Avec

P : Pression d'injection exprimée en bars.

z : Profondeur moyenne de la tranche à injecter exprimée en mètre.

En principe, la pression ne devra pas dépasser la contrainte due aux poids des terrains sus-jacents.

Le refus sera considéré obtenu si l'absorption de la tranche soumise à la pression de refus se maintiendra inférieure à 10 litres/minute, pendant la durée de 10 minutes.

Au moment où le refus est atteint, on doit maintenir la pression pendant 10 minutes supplémentaires.

Ces travaux d'injection doivent être conduits avec un soin particulier par l'entrepreneur qui doit remettre un rapport journalier comportant toutes les indications (résultat de l'essai d'eau, pression d'injection, dosage, etc.).

V.3 : PAROI MOULEE

La zone centrale du barrage est constituée de masses parfaitement étanches enveloppant une lentille de gypse qui s'étend de l'amont vers l'aval avec une épaisseur de 40m au niveau de l'axe du barrage, cette lentille présente une bonne résistance à la compression mais au contact de l'eau elle se dissout et risque de mettre en péril le barrage lui-même.

L'étanchéité de cette zone consiste à protéger cette lentille des venues des eaux de l'amont.

La coupe géologique de la figure III.1 présente l'extension du gypse de l'amont vers l'aval, on y remarque au niveau du sondage KA-529, une faible épaisseur de la lentille d'environ 5m.

La solution envisagée dans ce cas, est de claquer cette passe de 5m et de l'injecter avec un coulis étanche. A l'aval du barrage, un puit de contrôle muni de piézomètres est prévu. L'analyse chimique des eaux recueillies sera effectuée régulièrement.

Les derniers sondages effectués pour le compte du programme de reconnaissance géotechnique ont révélé une inquiétante extension du gypse vers les deux rives comme il est indiqué sur la planche N°5.

Les nouvelles données, nous amène à changer la première solution et à adopter un dispositif d'étanchéité qui empêchera non seulement la venue des eaux de l'amont mais aussi des deux rives.

On a opté pour une paroi moulée en coulis auto durcissable de 0,6m d'épaisseur et de 64,2 m de profondeur et qui sera raccordée aux dispositifs d'étanchéité des rives.

* Calcul de la densité de bentonite:

des calculs seront effectués par la méthode de Kowalewski, avec les données suivantes:

$$z = 12\text{m}; \varphi = 31^\circ; L = 6\text{m}; \gamma = 1,8\text{t/m}^3; z_1 = 1\text{m}.$$

la nappe phréatique se trouve au dessous de la zone à étudier.

on a trouvé les valeurs suivantes:

$$\alpha = 68,2^\circ; k'_a = 0,211.$$

Dans ce cas on compare seulement les poussées respectives de la boue et du terrain; la condition d'équilibre s'écrit comme suit:

$$\gamma_b(z - z_1) \gg k'_a \gamma z \quad \text{d'où} \quad \gamma_b \gg \frac{k'_a \gamma z}{z - z_1}$$

$$\gamma_b \gg \frac{0,211 \cdot 1,8 \cdot 64,2}{64,2 - 1} = 0,385\text{t/m}^3$$

Mais sachant que γ_b doit être supérieure à 1, on prendra

$$\gamma_b = 1,01\text{t/m}^3.$$

CONTROLES

au cours des travaux d'exécution de la paroi moulée et du voile d'injection, des contrôles sont nécessaires afin d'apprécier la qualité et la fiabilité de ces travaux.

VI.1: PAROI MOULEE :

La fabrication doit être contrôlée à tous les stades :

- * à l'arrivée des matériaux (caractéristiques).
- * avant le stockage de la boue mère (densité et teneur en argile).
- * à la production du mélange boue-ciment (quantités relatives de chaque constituant).
- * pour les coulis bentonite-ciment, contrôle de la viscosité et de la rigidité.
- * Sur le matériau durci, on peut par exemple soumettre un premier échantillon à un essai de compression simple au bout de 7 jours.

L'intérêt de cet essai est que l'évolution de la résistance à la compression en fonction du temps étant connue, on peut rapidement déceler une éventuelle anomalie et aussitôt, effectuer les corrections nécessaires.

L'ensemble de ces mesures de contrôle permet d'assurer la fabrication d'un matériau présentant effectivement les caractéristiques requises.

Après la fin des travaux, il est nécessaire de poursuivre les contrôles, afin de connaître le comportement de la paroi dans son ensemble et son évolution dans le temps.

VI.2: VOILE D'INJECTION

En cours des travaux il faut contrôler :

- * d'implantation et l'orientation des forages.

- * la réalisation des essais d'eau.
- * la préparation du coulis : proportion et mélange.
- * les caractéristiques du coulis (vitesse de décantation, viscosité, résistance mécanique, temps de prise...).
- * des pressions d'injection (manomètre enregistreur et manomètre indicateur sur chaque appareil).
- * des volumes injectés.
- * des résurgences du coulis.

Il appartient à l'entreprise chargée des travaux, de fournir un rapport sur lequel sont notés toutes les caractéristiques mentionnées ci-dessus.

VI.3 : AUSCULTATION DU BARRAGE

VI.3.1. Déformations :

Plusieurs dispositifs d'auscultation permettent de suivre les déplacements, les principaux sont les extensomètres, les clinomètres et les tassomètres.

VI.3.2. Niveaux piezométriques :

La propriété fondamentale de la paroi et du voile d'injection étant l'étanchéité de l'ensemble, le critère essentiel de l'efficacité est le débit résiduel recueilli à l'aval de l'écran d'étanchéité. Celui-ci pourra être déterminé à l'aide d'un double réseau de piezomètres disposés de part et d'autre de l'écran et judicieusement crépinés. L'analyse chimique et physique des eaux recueillies sera utile pour préciser leur provenance. Un tel dispositif peut rester indéfiniment en place et permet de suivre l'évolution du barrage dans le temps. Si un incident se produit à long terme, il permet de localiser les fuites, donc de faciliter les réparations.

ORGANISATION DU CHANTIER

Le coût d'un projet varie suivant son adaptation ou du type de dispositif d'étanchéité que l'on envisage d'utiliser et des moyens pour son exécution. En tenant compte de l'utilisation des moyens d'exécution d'un ouvrage on peut réaliser des économies qui peuvent atteindre jusqu'à 20% du prix prévu, pour cela il faut connaître ces moyens sur le plan technique et sur le plan économique.

VII.1. ORGANISATION DU CHANTIER :

VII.1.1. Les moyens de chantier :

La construction de notre ouvrage dont le volume en terre est important nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux.

On peut distinguer le matériel de terrassement et le matériel de compactage. Pour que le rendement des différents engins soit optimal, il est indispensable de les choisir tels que leurs caractéristiques principales soient concordantes.

VII.1.2. Succéssion des opérations de chantier :

Un des aspects caractérisant le mieux un barrage, réside dans le fait de le protéger pendant toute la durée de sa construction contre les risques de submersion par une crue de rivière.

La saison favorable à la mise en exécution de notre barrage peut se situer entre les mois d'Avril et d'octobre, période au cours de laquelle les engins de terrassements peuvent travailler à leur rendement optimal, cela exige une organisation stricte du chantier et la mise à disposition d'un parc matériel important.

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier comprend

Les opérations suivantes :

VII.1.3. Travaux préparatoires :

VII.1.3.1. Installation du chantier :

Elle comprend les éléments suivants :

Les clôtures et les signalisations, voies de circulation, installation de bureau, cité ouvrière, installation de magasin de stockage, les différents ateliers de travaux, installation des centrales de production du béton et du coulis, parc matériel, dépôts de matériaux, lieu de dépôt des terres excavées, laboratoire de contrôle.

VII.1.3.2. Implantation du barrage :

mise en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaire des ballastières, construction de la dérivation provisoire du cours d'eau et du batardeau, décapage des fondations, préparation des zones d'emprunt, déboisement et défrichage de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructure noyée.

VII.2 : EXECUTION DES TRAVAUX :

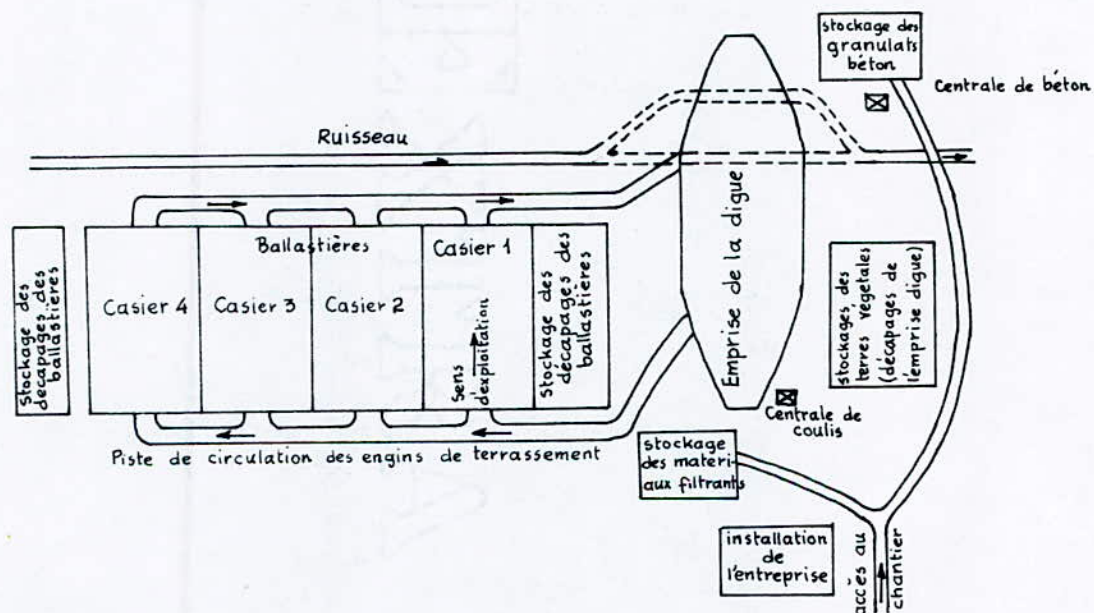
VII.2.1. Les travaux préparatoires :

VII.2.1.1. La préparation des terrains :

La mise en place d'importantes quantités de matériaux prélevés dans le site ou approvisionnés de l'extérieur, nécessite de larges dégagements d'espace autour de l'emprise du barrage, afin de ménager des aires de stockage et des pistes de circulation d'engins. Les décapages de l'emprise du barrage, ainsi que des zones d'emprunt entraînent la mise en dépôt provisoire d'importantes quantités de terre végétale qu'il importe de stocker au

voisinage de leur lieu de réutilisation afin de minimiser les distances de transport.

Il y a lieu d'établir un plan de masse prévoyant les dispositions générales du chantier de notre barrage en localisant les différents postes de chantier, ainsi que les aires de stockage et les pistes de circulation. Il convient en particulier de dissocier sans croisement les pistes de desserte nécessaires aux approvisionnements provenant de l'extérieur et les pistes de circulation des engins de terrassement.



PLAN DE MASSE DU CHANTIER

la préparation du terrain inclut également les décapages et les dessouchages de l'emprise totale des installations de chantier. Le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'à la mise en eau de l'ouvrage.

VII.2.1.2. Implantation de l'ouvrage :

L'implantation de l'ouvrage consiste à matérialiser par rapport aux points de base mentionnés sur les plans topographiques à grande échelle les éléments suivants :

- * axe du barrage à matérialiser d'une manière pérenne;
- * assiette du barrage définie par les profils en travers;
- * axe des ouvrages annexes;

Tous ces éléments sont à matérialiser par rapport aux coordonnées rectangulaires du plan de base.

VII.2.2. Dérivation des eaux :

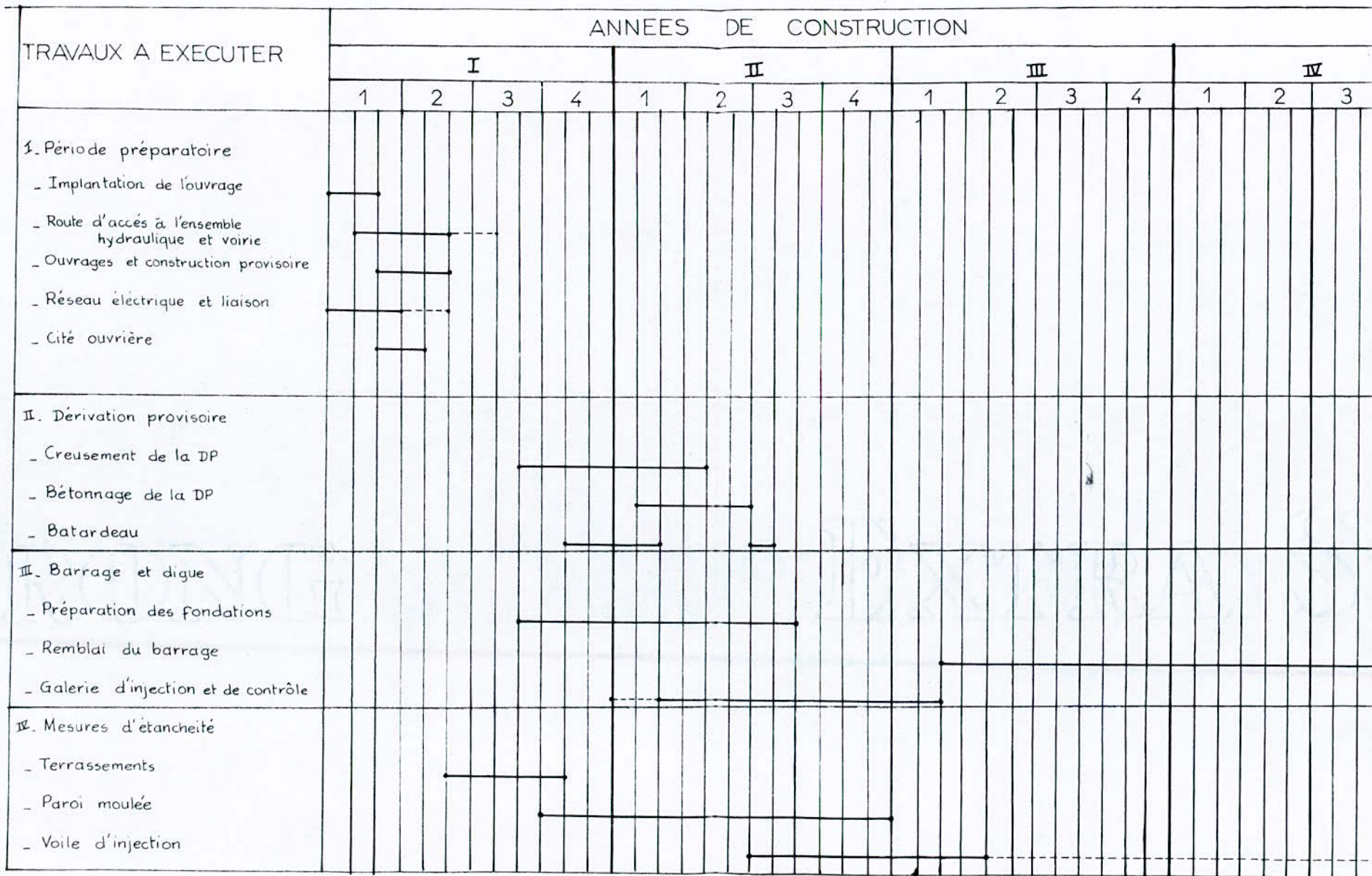
Du fait de l'importance du barrage et du régime hydrologique du cours d'eau, il sera nécessaire de prévoir des ouvrages de dérivation des eaux provisoires relativement importants.

Dans notre cas on prévoit la construction d'un batardeau à l'amont du barrage ainsi que d'une galerie de dérivation provisoire des eaux capable de supporter une crue décennale.

Cette galerie est obstruée dans sa partie amont après exécution du barrage et de l'évacuateur de crue définitif.

VII.2.3. Mise en œuvre des dispositifs d'étanchéité :

La mise en œuvre des dispositifs spéciaux d'étanchéité dont les différents types ont été décrits précédemment est indiquée sur le tableau suivant



RECOMMANDATION

L'exécution des dispositifs d'étanchéité choisis pour les fondations du barrage de Koudiat Affren est classique, l'entreprise suivra les directives nécessaires à leur aménagement.

Si l'entrepreneur ou le maître de l'ouvrage trouve des difficultés dans le creusement et la réalisation de la paroi moulée dans les conglomérats, nous recommandons l'utilisation du procédé "Jet Grouting" qui trouve dans la méthode CCP (Compagnia Consolidamenti e Pali) une bonne application en remplacement au dispositif d'étanchéité prévu initialement.

VIII.1. Description du procédé :

Dans les injections classiques, les vides du terrain sont remplis de coulis par imprégnation. Les caractéristiques granulométriques du sous-sol ne sont pas ou peu changées. Par contre, la méthode Jet Grouting provoque la destruction du terrain sous l'effet de hautes pressions qui engendrent, à la sortie des buses d'injection, des vitesses de jet de plus de 100 m/s. Le jet pénètre dans le terrain et conduit à la constitution d'un mélange des éléments du sol en place avec le coulis injecté. Après durcissement du coulis, le résultat obtenu peut être, à la profondeur choisie, soit une série de colonnes (obtenues par rotation à la remontée du train de tige d'injection) soit un mur consolidé (obtenu en remontant les tiges sans rotation). Le diamètre ou l'épaisseur de la masse consolidée, comme sa résistance et sa perméabilité sont déterminés par la nature du sol, celle du coulis utilisé, ainsi que la vitesse des opérations de Jet Grouting.

VIII.2. Limites d'utilisation :

Le procédé a été utilisé jusqu'à 27 m de profondeur en ALLEMAGNE

et jusqu'à 50m au JAPON.

En fait, la profondeur est limitée pratiquement par la précision de l'exécution du forage. Par ailleurs, à paramètres de fonctionnement de la pompe constants, le rayon d'action diminue avec la profondeur du fait de l'accroissement de la pression active du terrain.

VIII.3. Diamètre des colonnes :

Les colonnes peuvent atteindre des diamètres de 1,5 à 2m, qui peuvent être augmentés de 15 à 25 cm, avec enveloppe d'air injecté.

VIII.4. Paramètres de travail :

- Vitesse de remontée en cm/min : 4 à 10.
- Vitesse de rotation en tr/min : 3 à 6.
- Diamètre des buses en mm : 2 à 2,5.
- Pression de la pompe en bars : 300 à 400.

VIII.5. Degré d'étanchéité :

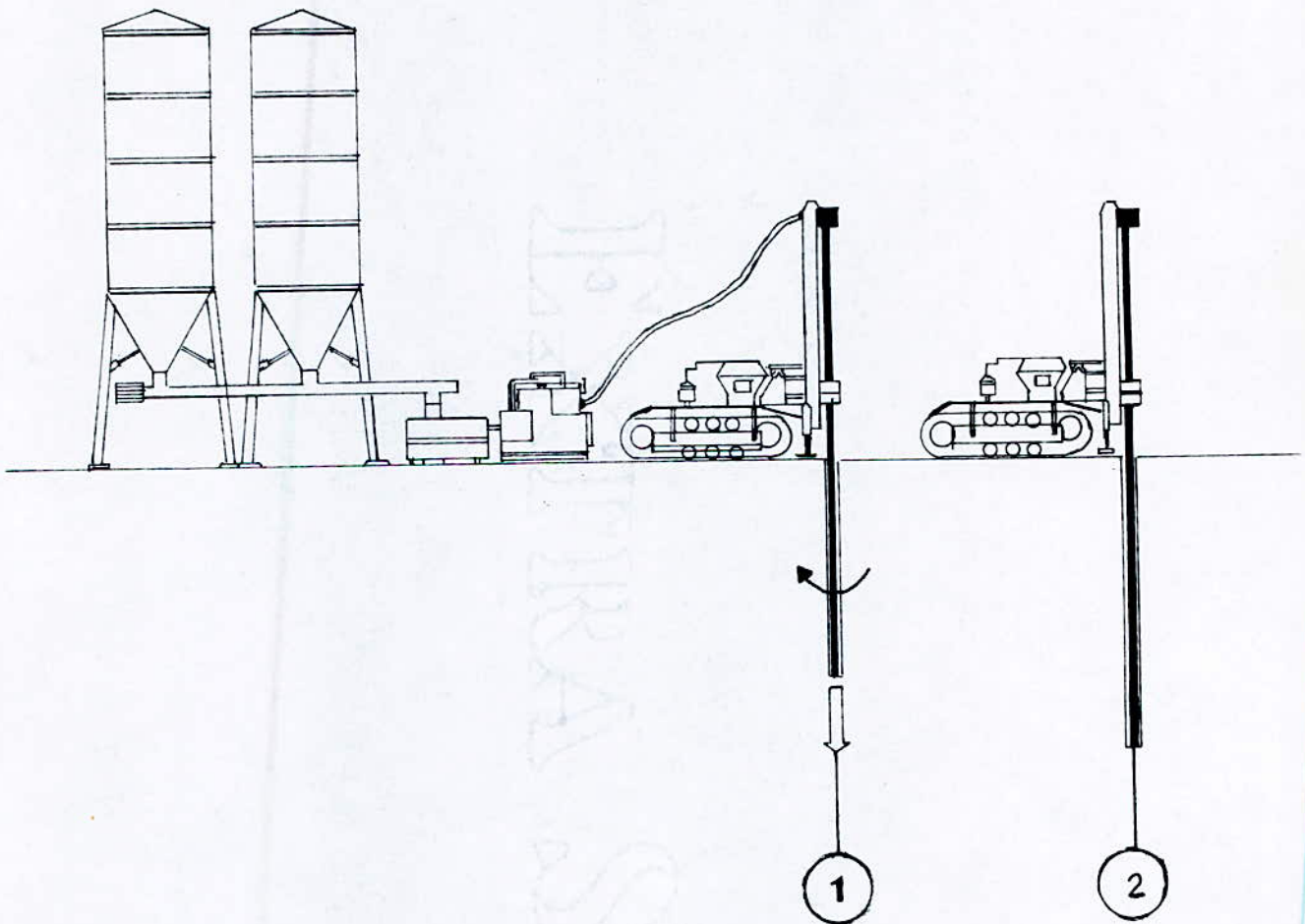
Sur la base des résultats des travaux effectués sur d'autres chantiers, on peut retenir les conclusions suivantes :

- * La valeur de K diminue encore après 29 jours et atteint sa valeur finale au bout de 180 jours. Des mesures ont été effectuées pendant plus de 2 ans.
- * Avec le jet Grouting on peut obtenir des corps injectés qui, après 180 jours, montrent une perméabilité K comprise entre 10^{-9} et 10^{-11} m/s. Plus on ajoute de bentonite à la suspension, plus le coulis s'épaissit.
- * Même avec des liquides très agressifs ($\text{pH} < 1,5$) on n'obtient pas de valeurs très différentes de celles obtenues en utilisant de l'eau de ville.

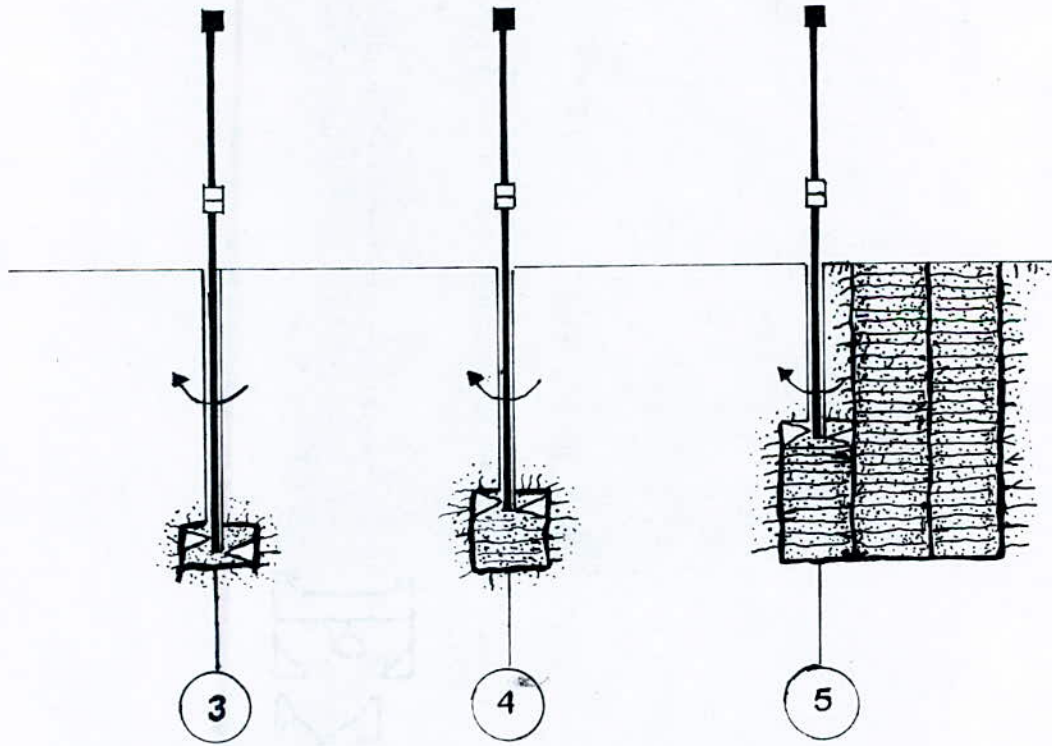
SCHEMA OPERATIF DU SYSTEME CCP

1 — PHASE DE PERFORATION A ROTATION

2 — FIN DE PERFORATION



3-	DEBUT DU PROCEDE CCP
4-	REMONTÉE ET ROTATION A VITESSE PREREGLÉE
5-	ACHÈVEMENT ET RÉPÉTITION DU PROCÉDÉ



CONCLUSION

Le traitement des fondations des barrages est considéré comme l'un des problèmes les plus difficiles à réaliser, vu la diversité des travaux qu'il nécessite.

La présence des conglomérats en rive gauche et l'extension inquiétante de la lentille de gypse de la zone centrale vers les rives, nous ont amené à se pencher vers des solutions qui vont plutôt dans le sens de la sécurité que dans le sens de l'économie.

Les solutions proposées sont donc des solutions radicalisées, sinon le projet risque d'être abandonné.

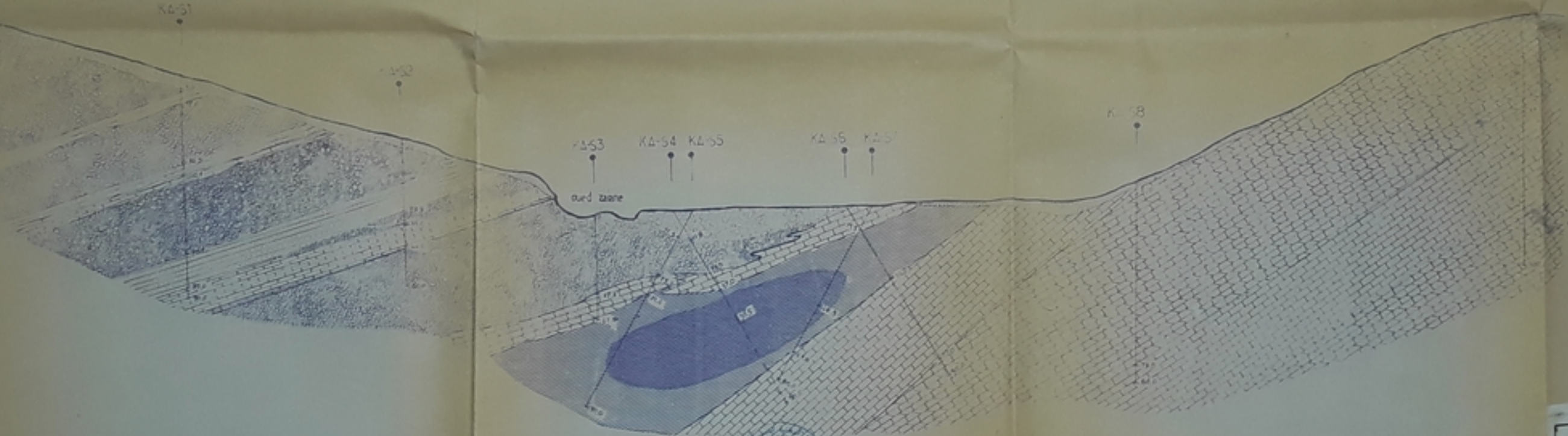
Une étude complémentaire pourra être faite sur le comportement futur du dispositif d'étanchéité choisi pour la lentille de gypse, afin d'estimer la durée de vie du barrage.

BIBLIOGRAPHIE

- Cours pratique de mécanique des sols _____ G. SANG
Géologie des barrages et aménagement hydr _____ R. BARE
Méthodes de traitement des sols instables _____ F.G. BE
Résistance des matériaux _____ TIMOS
Injection des sols (tome 1) _____ H. CAM
Technique des barrages en aménagement _____ Gr. d'in
10^e et 15^e Congrès des grands barrages Montréal (1971)
Annales I.T.B.T.P Boue Autodurcissable _____ C. CA
Matériaux de remplissage pour coupures étanche _____ D.T.

LEGENDE

- | | | | | |
|-------------------------------|--|------------------------------|--|----------|
| HOLOCENE | | argile | | marne |
| | | marne | | calcaire |
| BURDIGALIEN
Δ
AQUITANEN | | calcaire | | gypse |
| | | | | sondage |
| | | VRACONIEN
Δ
BERRIASIEN | | marne |
| | | | | calcaire |

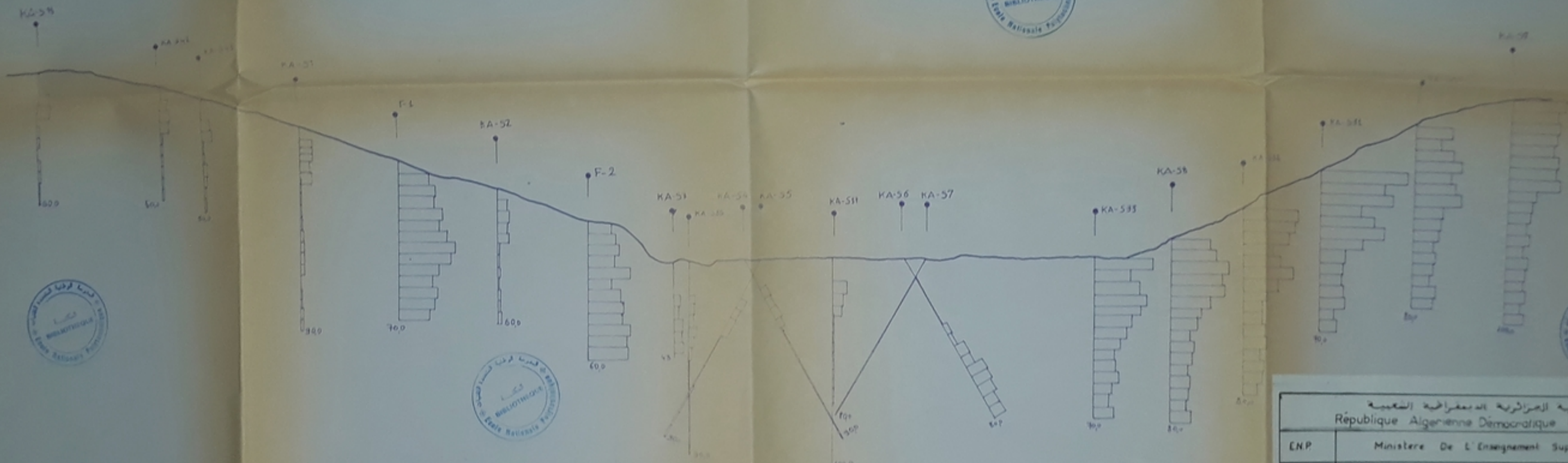


2/88
- 1 -



coupe geologique avec sondages de reconnaissance

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية République Algérienne Démocratique Et Populaire Ministère De L'Enseignement Supérieur		
ENP		
Titre De L'étude	ETUDE DE LETANCHEITE DES FONDATIONS DU BARRAGE KOUDIAT AFFREN (W. BOUIRA)	Specialite Hydraulique
Titre Du Dessin	Coupe géologique avec sondages de reconnaissance	Echelle 1/1000
Dressée Par	BEHIDJ Ferhat BERMAD Abdelmalek	Préparé Janvier 1986



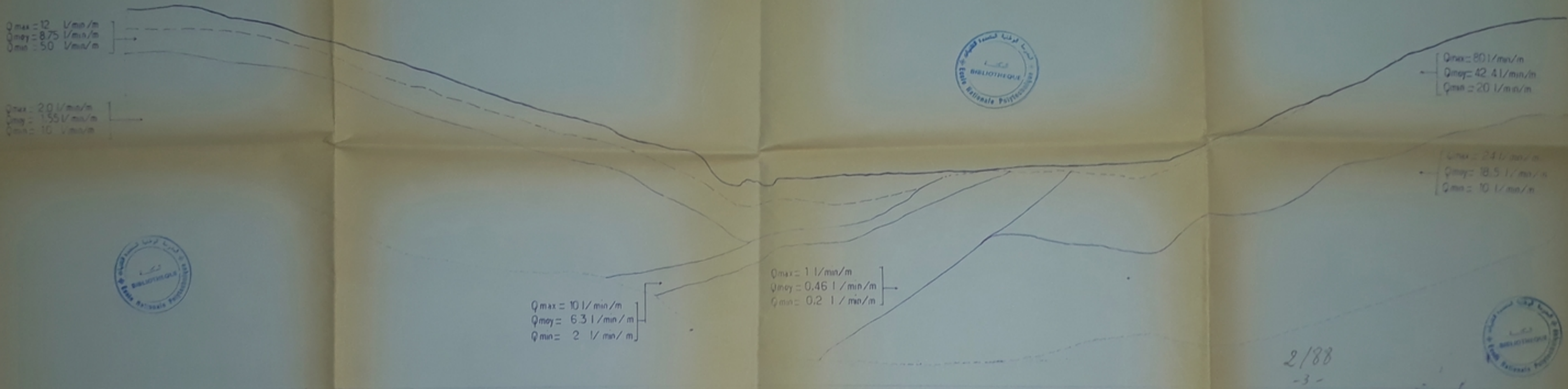
2/88

000

LES RESULTATS DES ESSAIS LUGEON A LA PRESSION DE 10 BARS

20 UL → 1cm

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية République Algérienne Démocratique Et Populaire		
ENP	Ministère De L'Enseignement Supérieur	
Titre De L'Etude	ETUDE DE L'ÉTANCHEITÉ DES FONDATIONS DU BARRAGE KOUDIAT AFFREN (W BOUIRA)	Spécialité Hydraulique
Titre Du Dessin	- Résultats des essais LUGEON -	
Dressée Par	BEHIDJ Ferhat BERMAD Abdelmalek	Echelle 1/1000 Promotion Janvier 1986



2/88
-3-

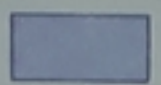
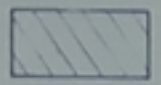


Q : DEBIT DE FUITE



COUPE SIVANT L'AXE DU BARRAGE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية République Algérienne Démocratique Et Populaire		
ENP.	Ministère De L'Enseignement Supérieur	
Titre De L'Etude	ETUDE DE L'ETANCHEITE DES FONDATIONS DU BARRAGE KOUDIAT AFFREN (W. BOUIRA)	Spécialité Hydraulique
Titre Du Dessin	N°13 - Délimitation des zones de perméabilité.	Echelle : 1/1000
Dressée Par	BEHIDJ Ferhat BERMAD Abdelmalak	Promotion Janvier 1986

LEGENDE

-  PARI MOULEE
-  VOILE D'INJECTION PRINCIPAL
-  RENFORCEMENT DU VOILE
-  FORAGE DE CONTROLE



coupe suivant l'axe du barrage

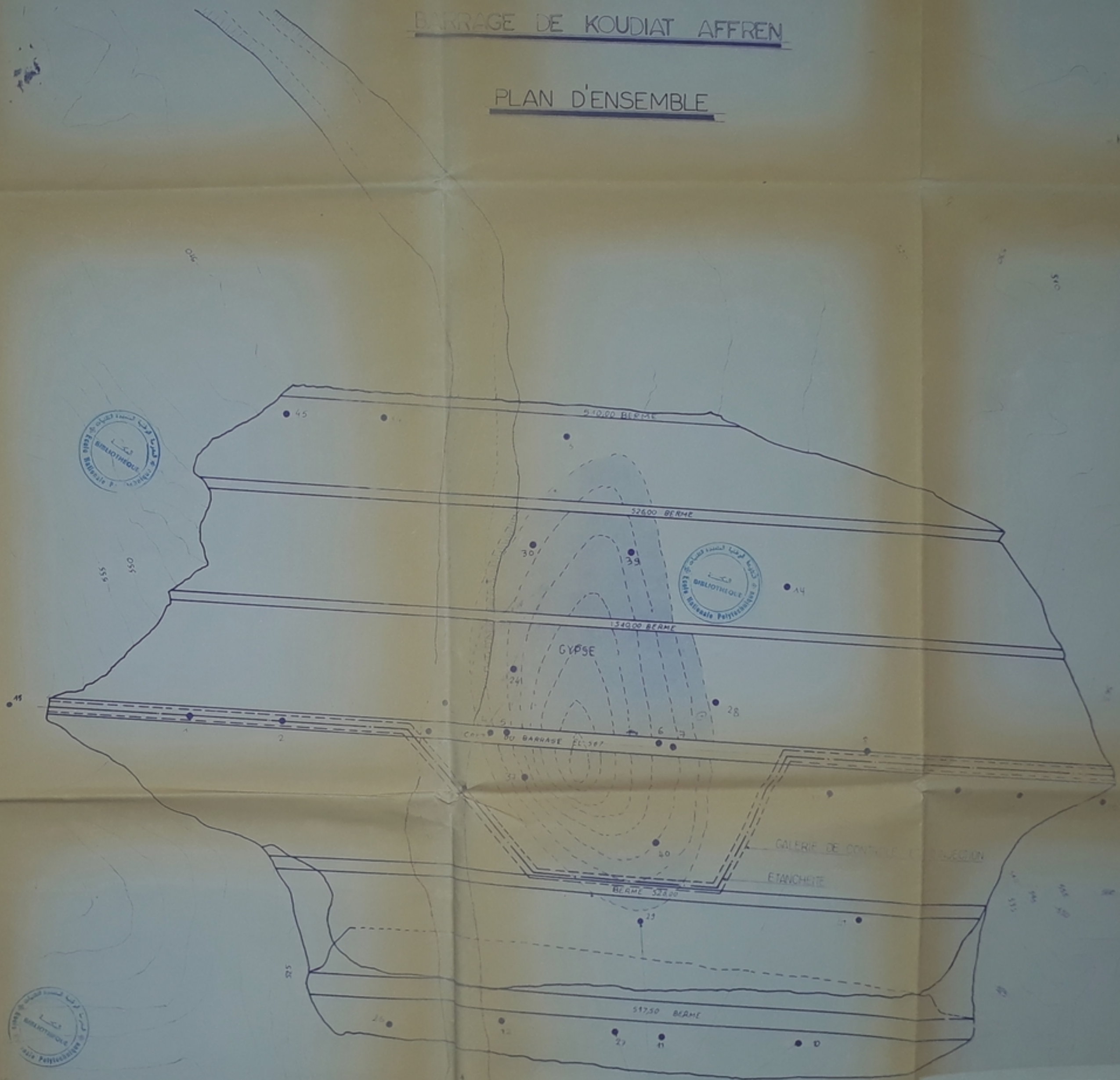


2188
-4-

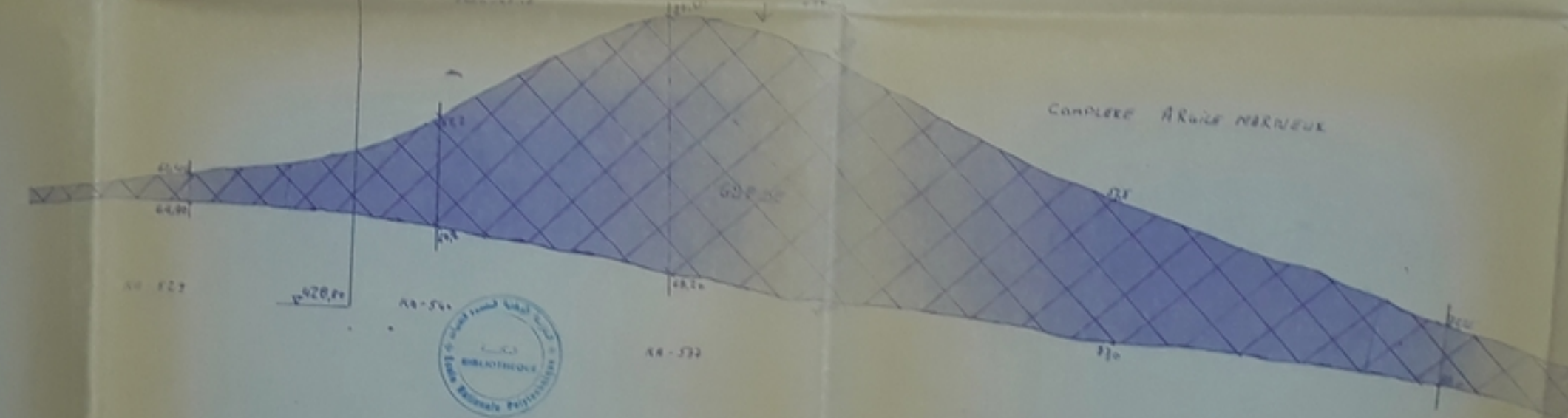
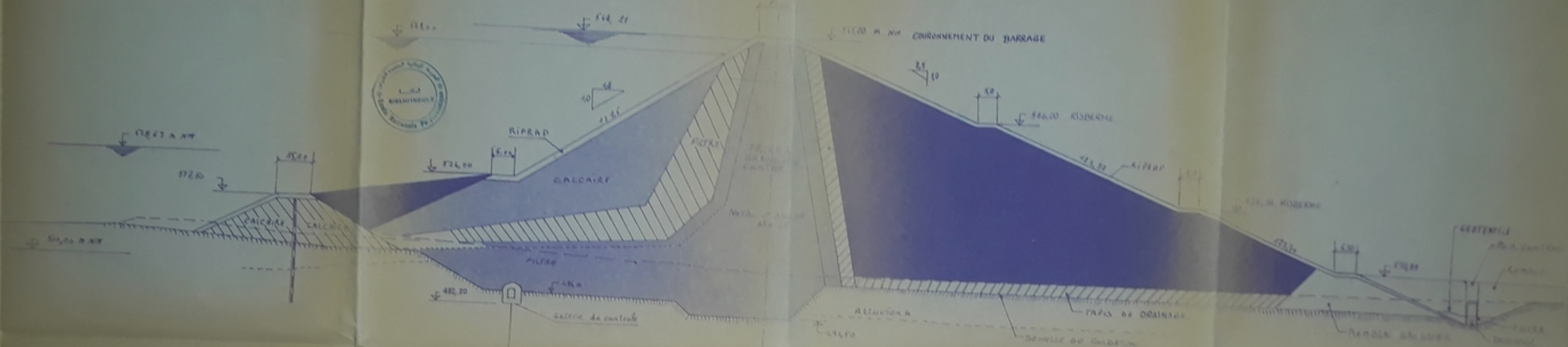
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية République Algérienne Démocratique Et Populaire		
EN.P	Ministère De L'Enseignement Supérieur	
Titre De L'Etude	ETUDE DE L'ÉTANCHEITÉ DES FONDATIONS DU BARRAGE KOUDIAT AFFREN (W. BDUIRA)	Spécialité Hydraulique
Titre Du Dessin	N°4 - Dispositifs d'étanchéité des rives -	Echelle: 1/1000
Dressée Par	BEHIDJ Ferhat BERMAD Abdelmalek	Promotion Janvier 1988

BARRAGE DE KOUDIAT AFFREN

PLAN D'ENSEMBLE



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية République Algérienne Démocratique Et Populaire		
ENP	Ministère De L'Enseignement Supérieur	
Titre De L'Étude	ÉTUDE DE L'ÉTANCHÉITÉ DES FONDATIONS DU BARRAGE KOUDIAT AFFREN (W. BOUIRA)	Spécialité Hydraulique
Titre Du Dessin	- Plan d'ensemble -	
Dressé Par	BEHIDJ Ferhat BERMAD Abdelmalak	Echelle 1/1000 Prémotion Janvier 1986



COUPE TRANSVERSALE

2/88
-6-

République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de l'Équipement National		
Titre	ÉTUDE DE L'ÉTANCHÉITÉ DES FONDATIONS DU BARRAGE MOUDET AÏCHEN (W. BOUJAI)	
N°	816	
Objet	Coupe transversale	
Élaboré par	BENHOUJ ABDEL	
Approuvé par	BENHOUJ ABDEL	

EXCURSA STIRBINGE