

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

3/81

1. ex.

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE FAISABILITE ET CALCUL DE STABILITE PAR LA
METHODE DES ELEMENTS FIN'S DU BARRAGE FAKRA
WILAYA DE BOUIRA

Proposé par la :

D. G. I. H.

Etudie par :

M. BENABED

Y. MOULOUDI

Dirigé par :

Mr. le Prof. Dct. Ing. L. ILIE

Mme. L. NECULEE Ing.

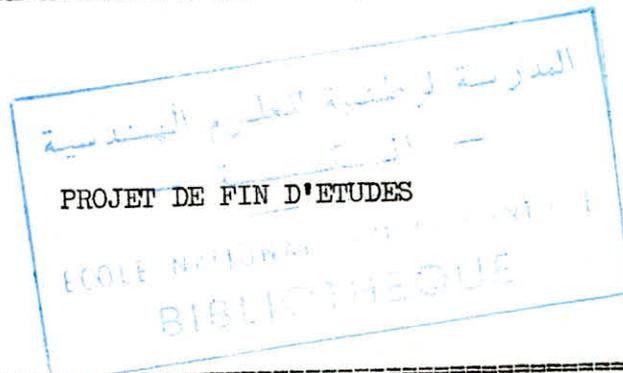
PROMOTION JUIN 1981

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

- HOUARI BOUMEDIENNE -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE



ETUDE DE FAISABILITE ET CALCUL DE LA STABILITE PAR
LA METHODE DES ELEMENTS FINIS DU BARRAGE FAKRA SUR
L'OUED SBISSEB

Proposé par la D.G.I.H.

Etudié par :

- M. BENABED
- Y. MOULOUDI

Dirigé par :

- Prof. D^r Ing. L. ILIE
- Ing. L. NECULEE

PROMOTION JUIN 1981

à mes parents
à mes frères et sœurs
à tous mes amis

Y. MOULOUDI

à mon père . . .
à ma mère
à mes frères et sœurs
à mes oncles et tantes
à leurs enfants
à tous mes amis et ceux qui
m'ont aidés.

M BENABED

REMERCIEMENTS

La présente étude a été réalisée sous la direction de Mr L. ILIE et Mme Luminita NECULEE respectivement professeur et assistante à l'école Nationale Polytechnique d'ALGER.

C'est un devoir agréable pour nous de les remercier pour les encouragements et les conseils qu'ils n'ont cessés de nous prodiguer tout au long de cette étude avec sérieux et abnégation.

Que Monsieur ILIE soit assuré de notre gratitude, on doit avouer que sans son aide cette thèse ne serait pas ce qu'elle est.

Nos remerciements les plus sincères à Monsieur G. LAPRAY, chef du département hydraulique à l'E.N.P.A. qui nous a confié le fruit de ses recherches, qu'il soit assuré de notre profond respect.

Que Monsieur MATARI responsable de la division Est des barrages ainsi que l'équipe d'ingénieurs chargée de l'étude du barrage FAKRA à sa direction Monsieur ZERROUK trouvent ici l'expression de nos remerciements pour les services qu'ils ont bien voulu nous rendre et ce malgré les nombreux travaux qui les sollicitent au sein de la D.G.I.H.

Nos remerciements les plus sincères aux techniciens du centre de calcul du ministère de l'Hydraulique pour tous les efforts qu'ils ont consentis.

Nous ne saurions terminer sans remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation ainsi qu'aux personnes qui nous ont aidés.

M. BENABED

Y. MOULOUDI

S O M M A I R E

TITRE

Thème

Introduction

CHAPITRE I: HYDROLOGIE

- 1- Caractères géomorphologiques, climatologiques et géologiques du bassin versant.
- 2- Données disponibles
- 3- Pluviométrie
- 4- Analyse des crues
- 5- Analyse des apports liquides
- 6- Evaporation
- 7- Analyse des apports solides

CHAPITRE II : GEOLOGIE

- 1- Volume et méthode de travail
- 2- Géomorphologie et orohydrographie
- 3- Géologie régionale
- 4- Géologie du site du barrage
- 5- Phénomènes physiques et géologiques
- 6- Propriétés physico-mécaniques des roches
- 7- Perméabilité des roches
- 8- Géologie de la réalisation du barrage
- 9- Ouvrage contre infiltrations
- 10- Géologie de la réalisation des ouvrages annexes
- 11- Sismicité
- 12- Zone d'emprunt des matériaux de constructions

CHAPITRE III : BARRAGE A MASQUE EN BETON

- Caractéristiques principales du barrage
- Choix du site - axe du barrage
- 1- Principes et méthodes de calcul des masques en béton armé
- 2- Coupe type du barrage
- 3- Matériaux utilisés

CHAPITRE IV : OUVRAGES ANNEXES

- 1- Digue de col
- 2- Prise d'eau
- 3- Chambre de vannes
- 4- Vidange de fonds
- 5- Tapis de béton et d'argile

CHAPITRE V : EVACUATION DES CRUES

- 1- Généralités
- 2- Choix du type de l'évacuateur
- 3- Choix de l'emplacement
- 4- Profil optimum du déversoir
- 5- Forme de l'évacuateur
- 6- Etude de l'écoulement dans le canal
- 7- Dispositions constructives

CHAPITRE VI : STABILITE

- 1- Principes
- 2- Méthodes de calcul de stabilité
- 3- Méthode utilisée pour le barrage FAKRA
- 4- Rappels de théorie d'élasticité (problème plan)
- 5- Théorie des éléments finis
- 6- Description du programme SAP IV
- 7- Hypothèses de calcul

CHAPITRE VII : CONSOLIDATION DES ARGILES

- 1- Introduction
- 2- Rappels théoriques sur la consolidation des argiles
- 3- Hypothèses et données de calcul
- 4- Résultats
- 5- calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS

CHAPITRE VIII : INFILTRATIONS

- 1- Position de la ligne d'infiltration
- 2- Calcul du débit de fuite

CONCLUSION

=====

THEME

=====

En vue d'assurer les besoins en eau de la nouvelle zone industrielle de la ville de Bouira, il est prévu la réalisation d'une retenue sur l'oued Sbisseb.

Dans le cadre du projet de fin d'études d'ingénieur, sera étudiée la faisabilité d'un barrage en matériaux locaux.

La hauteur de l'ouvrage est établie d'après les caractéristiques géologiques et topographiques du site.

Le projet comporte:

- 1- Mémoire justificatif
- 2- Notes de calcul hydrauliques
- 3- Calculs de stabilité (résultats sur listing)

Pièces dessinées:

- Vue en plan du barrage
- Coupes longitudinales et transversales
- Evacuateur de crue
- Ouvrages annexes
- Vérification de la stabilité et pression intersticielle

Les données de base ont été fournies par la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques, D.G.I.H.

INTRODUCTION

Les ressources en eau de l'Algérie sont relativement abondantes sur la zone côtière, mais le climat méditerranéen, caractérisé par une forte irrégularité nécessite pour leur exploitation interannuelle que soient réalisées d'importantes infrastructures. 21 grands barrages ont déjà été réalisés en Algérie depuis la fin du siècle dernier; 9 sont actuellement en projet ou en construction et l'on prévoit que 50 ouvrages devront être réalisés au cours des 20 prochaines années. Tous ces barrages ont pour but d'accumuler de l'eau pour l'agriculture et pour l'alimentation en eau potable et industrielle.

Parmi ces ouvrages projetés, le barrage FAKRA est situé sur l'oued Sbisseb (affluent rive gauche de la Soummam) à une vingtaine de kilomètres environ au sud de Bouira, wilaya de Bouira. Le barrage devra subvenir aux besoins en eau de la future zone industrielle de Bouira.

L'ouvrage d'une hauteur de 31 m au dessus du talweg va constituer une accumulation de 45 mio M³.

PARAMETRES GEOMORPHOLOGIQUES DU BASSIN ETUDIE

Qued Sbisseb au site du barrage FAKRA

Type de paramètres

-Supérficie (Km ²)	104
-Périmétre (Km)	42
-Longueur du Talweg (Km)	17
Altitude Min (m)	620
" Max (m)	761
-Longueur du réctangle (Km)	13
-Largeur équivalent	8
-Coefficient de Gravellus (indice de compacité)	1.15
-Coefficient de torrentialité	13,09
-Densité de drainage (Km/Km ²)	3,24

CHAPITRE 1 HYDROLOGIE

Les coordonnées du site de Fakra sont (LAMBERT)

X = 599.450

Y = 331.950

Nom de l'Oued SBISSEB

Nom du Barrage FAKRA

Dans le cadre de ce chapitre nous donnons les paramètres principaux concernant:

- Les débits de pointe de crue
- Les apports liquides
- Les apports solides
- l'Evaporation

La faiblesse des données hydrologiques nous incite à estimer les valeurs cherchées par rapport aux bassins versants voisins.

1-1 Caractéristiques géomorphologiques, climatologiques et géologiques du bassin versant

Le bassin versant étudié se trouve dans la partie occidentale du bassin soummam, limité au nord par les chaînes du Djurdjura, au sud par les crêtes du djébel Dira à l'est par le bassin de Zaiane à l'ouest celui de l'Isser.

Au point de vue structural le bassin au site du barrage prévu est très hétérogène, la plus grande partie du bassin à l'amont est formée de coteaux et de vastes plaines dans toute la région (Bouira-Ain Bessem-Sour El Ghozlane) dont l'altitude varie entre 500 et 800 m et une série de petits bassins affluents descendants du Djurdjura dont les confluent se situent dans la partie aval.

Les structures géologiques sont hétérogènes, la zone amont (plaines et coteaux) forme un complexe semi-pérméable de calcaires et marnes crétacées, de grés oligocènes à passé marneux de colluvions, d'alluvions, de pente et de vallée.

Au point de vue climatique l'hétérogénéité est aussi importante le bassin amont est soumis au régime climatique subtropical aride alors que la partie aval du bassin sud est soumise au régime pluvieux

1-2 Données disponibles

1-2-1 Données de base : On relève une hétérogénéité dans le temps et dans l'espace des stations de longue durée, l'utilisation des stations des bassins voisins s'avère nécessaire.

1-2-2 Données hydrométriques: on ne dispose pas de données hydrométriques sur le bassin versant de Sbisseb, l'estimation est établie avec deux stations situées sur l'oued Eddous et Lekhal.

1-3 Pluviométrie

A la base des résultats de l'étude faite à la DEMRH (1979) ainsi que la cartes de précipitations de CHAUMONT, on a accepté pour notre bassin versant les chiffres fournis par ladite carte.

Pluie moyenne annuelle \bar{P} an:
 -sur le bassin versant 500 mm
 -sur la retenue 450 mm

Pluie de courte durée:

Fréquence	Période de crue	Pluie journalière (mm)
10 %	10 ans	66
1 %	100 "	95
0,1 %	1000 "	125
0,02 %	5000 "	145
0,01 %	10 000 "	155

1-4 Analyse des crues

Nous dresserons un tableau récapitulatif des crues par différentes méthodes.

Fréquence	Méthode synthétique	Mallet Gautier	Abaques Chaumont	C.M.P.
10 %	124 m ³ /s		345 m ³ /s	
1 %	213 "	226	680 "	
0,1 %	307 "	279	1010 "	886
0,02 %	369 "	312		
0,01 %	402 "	326		

Les valeurs prises en considération pour le projet sont

Fréquence	10 %	1 %	0,1 %	0,02 %	0,01 %
Q max m ³ /s	120	250	300	340	400

La crue maximale probable C.M.P. = 890 m³/s .

1-5 Analyse des apports liquides

Par manque de données hydrométriques au site du barrage nous avons été obligé de considérer les données des bassins versants voisins.

1-5-1 Apport moyen annuel. Par analogie nous avons réservé une valeur d'écoulement moyen annuel de 74 mm. L'apport moyen de l'oued Sbisseb est de $7,7 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Pour le projet nous avons retenu un apport moyen annuel de

$$7,1 \times 10^6 \text{ m}^3$$

1-6 Evaporation

Nous ne disposons d'aucune station de mesure, pour cela nous avons établi un apport altitude-évaporation. grâce aux stations existantes dans la région.

Stations	Altitude	Evaporation moyenne annuelle	
		observé	sur la retenue
Boughzoul	643 m	1780 mm	1390 mm
Bakhadda	606 "	1920 "	1500 "
Setif	1000 "	1400 "	1090 "
Kherrata	489 "	1570 "	1490 "
Douar Zarza	320 "	1860 "	1660 "

D'après ces valeurs on a déterminé l'évaporation moyenne pour notre bassin versant.

$$\bar{E}_a = 1400 \text{ mm}$$

1-7 Analyse des apports solides

On a utilisé: -Les données d'observations
-La formule empirique de TIXERONT

$$E_1 = T.A \frac{1}{\gamma_s}$$

E_1 Envasement annuel (10^6 m^3)
 T Transport solide $\text{T/Km}^2/\text{an}$
 A Surface du bassin versant (Km^2)
 γ_s Poids spécifique (t/m^3)

Nous retiendrons:

-Apport solide spécifique (taux d'abrasion)

1452 t/Km²/an

Apport solide: 151 . 10³ tonnes

~~ce~~ correspond à un volume mort de: 4,53 Hm³

(151.10³ x 30 ans) → période généralement prise en compte en Algérie.

La valeur de ce volume mort correspondra à une hauteur de 10 Mètres.

* Les données hydrologiques ont été établies par les services de la D.E.M.R.H.

CHAPITRE II : GEOLOGIE

Les études de reconnaissance ont permis de localiser in-situ les sites d'implantation éventuels des ouvrages annexes du barrage projeté et on a pu donner les premières estimations des propriétés physico-mécaniques et de filtration des roches et des sols, de la disponibilité des matériaux de construction locaux. Il a été proposé

-barrage en terre homogène réalisé en matériaux argileux graveleux

-barrage mixte terre enrochement

-barrage en enrochement avec masque en béton

Le seul inconvénient consiste en une importante perméabilité des roches cénomaniennes. Par conséquent on a dû envisager le problème d'étanchéité, on a constaté que les roches de fondation ont une résistance et une capacité assez importante et peuvent servir d'assise pour le barrage.

II-1 Volume et méthode de travail

-Neuf (9) sondages ont été réalisés suivant 2 lignes parallèles à l'axe du barrage, l'espacement des sondages a été choisi de façon à permettre l'établissement de coupes géologiques à direction parallèle et perpendiculaire à l'axe du barrage

-Essais Lugéon en prenant en considération une fissuration importante les essais ont été réalisés par passes de 3 mètres (1 à 10 bars), méthode de haut en bas.

-Essais géotechniques

état naturel

humidité optimale et densité maximum

densité maximum en état saturé

analyse granulométrique

teneur en eau

poids spécifiques des grains

poids spécifiques des grains solides

limites d'Atterberg

essai proctor normal

essai à l'oedomètre (charge max 10 Kg/cm²)

la cohésion et l'angle de frottement sont déterminés à l'aide d'appareils de cisaillement -état drainé et consolidé

-état non drainé consolidé

blocs de roches de construction

-état naturel

-après concassage

Toutes les valeurs s'y rapportant à ces caractéristiques figurent dans les tableaux * en annexe

II-2 Geomorphologie et Orohydrographie

Du point de vue orohydrographique toute la zone étudiée correspond au bassin versant de l'oued Eddous affluent rive gauche de la Soummam.

La zone étudiée géomorphologiquement peut se décomposer en deux unités de superficie entre lesquelles se situent le barrage projeté et ses ouvrages annexes.

La première unité correspond au terrain situé au sud du site du barrage représentant la cuvette. Cette zone essentiellement constituée de marnes albiennes homogènes a connu l'influence de l'oued Sbisseb qui se traduit par la formation de ravins peu profonds le relief a donc la forme d'un plateau arrondi a pouvoir d'accumulation d'eau.

La deuxième unité de superficie correspond au site du barrage et à la zone qui s'étend au nord, elle est représentée par des formations cénomaniennes résistantes et homogènes qui ont déterminé le relief.

- pentes raides
- versants à angles vifs
- ravins peu profonds
- rupture de pentes
- importante érosion

La rive gauche présente une pente très raide (les formations cénomaniennes ont été profondément entaillées par l'oued Sbisseb).

II-3 Géologie régionale

Selon la carte géologique régionale la zone étudiée est présentée par des roches carbonatées sédimentaires (crétacés) et 2 types génétiques.

- Marnes albiennes
- Calcaires cénomanien

Le cénomanien est représenté par des calcaires dures et marneux. Les roches sont très fissurées.

Les marnes albiennes sont masquées par une couche importante de cénomanien. Se sont des marnes consolidées homogènes de résistance moyenne (cuvette).

Quand aux formations quaternaires elles sont généralement rétreintes, seules les terrasses (épaisseur 10 m) et en particulier les terrasses d'accumulation sont relativement représentées dans la cuvette. La carte géologique EL ASNAM N° 89 (1/50 000) indique de nombreux accidents tectoniques de rupture accident confirmé par les sondages réalisés. Cette faille s'étend du N.O. au S.E. ayant le pendage N.E. le décrochement des roches

est de 40-50 mètres l'épaisseur est de 2-3 mètres.
Toute cette zone est remplie soit par des argiles tectoniques soit par des galets de gravier.

II-4 Géologie du site du barrage

Sur la base des reconnaissances géologiques réalisées les roches carbonatées, cénomaniennes, albiennes de même que les formations quaternaires meubles détritiques abondantes au niveau de la zone étudiée peuvent être subdivisées en des variétés lithogénétiques suivantes:

- ALBIEN: marnes dures, argileuses et schisteuses
- CENOMANIEN : calcaires marneux, sableux et bréchiques
- QUATERNAIRE ANCIEN : argiles limoneuses avec éléments anguleux.
- QUATERNAIRE ACTUEL : colluvions, limons sableux, éléments anguleux et graviers.
- ALLUVIONS : limons sableux, galets et graviers.

Les marnes sont généralement recouvertes par des formations quaternaires ou des produits d'altération rendant assez difficile la localisation de la zone de contact entre les marnes et les cénomaniens quasi toute la zone du site du barrage.

Les terrasses occupent la majeure partie de la superficie des formations quaternaires. Au niveau de la retenue la terrasse est la zone d'emprunt des matériaux argileux (60% de la superficie de la cuvette).

La cuvette de la retenue présente une plaine constituée par la formation de terrasses d'accumulation celle-ci repose sur des marnes albiennes imperméables. Les formations argileuses de la terrasse d'accumulation sont très étanches. On notera la présence d'une nappe capillaire alimentée par l'oued Sbisseb entre ces deux formations et quelques sources au débit moyen (1-2 l/s)

II-5 Phénomènes physiques et géologiques

Aucun glissement de terrain ou quelques autres phénomènes susceptibles de compromettre la stabilité des roches et des sols de la cuvette et de leurs versants n'ont été observés, cela est dû à l'état anhydre et sec des formations ici développées et également aux indices élevés des propriétés physico-mécaniques des roches et des sols. Après la mise en eau des phénomènes de glissement d'ampleur et de profondeur très réduites peuvent avoir lieu sur les versants ouest vue la zone importante des marnes altérées.

II-6 Propriétés physico-mécaniques des roches

Si l'on compare les valeurs caractéristiques des roches cénomaniennes et albiennes on voit qu'elles sont différentes la résistance à la compression simple des roches cénomaniennes est de 500-800 Kg/cm² tandis que pour les roches albiennes cette valeur n'est plus que 300 Kg/cm². Les roches albiennes ont une valeur relativement basse du poids spécifique apparent sec de 257 g/cm³, elle est de 264 g/cm³ pour les cénomaniens. Malgré ce que lesdites roches marquent une nette distinction, se sont en général des roches assez solides et résistantes, elles n'ont pas de propriétés spécifiques pouvant compromettre la stabilité de l'ouvrage projeté.

Les terrasses supérieures présentent une haute teneur en matière organique dans toutes les formations quaternaires modernes, ceci exclut toute éventualité de leur utilisation en tant que matériaux de remblai pour le barrage.

Les formations des marnes schisteuses altérées sont destinées à servir de fondations naturelles pour un petit barrage de col de 10 mètres de haut dans la partie est du site.

II-7 Perméabilité des roches

Trois groupes peuvent être distingués.

- Roches cénomaniennes (Perméabilité importante)
- Roches albiennes (Pratiquement imperméable)
- Roches quaternaires (En général imperméable)

La perméabilité des roches cénomaniennes atteint 50 Lugeons cette grande perméabilité est liée à la présence de fissures, de stratifications et de diaclases. Par contre les roches albiennes présentent des perméabilités qui atteignent environ 2,6 Lugeons celle-ci peut être expliquée par le fait qu'elles sont parcourues par des fissures très fines de stratification

La perméabilité de la zone de l'accident tectonique a une importance particulière pour le choix des ouvrages d'étanchéité bien que la faille soit remplie d'argile, celle-ci est très perméable. Ceci est due à la fissuration au contact de la zone de l'accident tectonique et des roches cénomaniennes, elle atteint 25 Lugeons. Au contact des marnes albiennes celle-ci est imperméable.

II-8 Géologie de la réalisation du barrage

La géologie du site et de la cuvette, du réservoir, géomorphologie propriétés physico-mécaniques des roches et sols, conditions

téctoniques, propriétés de filtration des roches et du sol, absence de facteurs pouvant compromettre la stabilité des versants. La disponibilité des matériaux de constructions permettent de projeter un barrage en enrochement et au tapis d'étanchéité sur le site précisé

Choix de fondations et excavations des sols

Deux formations de roches massives existent sous l'axe du barrage (cénomaniennes et albiennes).

Les roches cénomaniennes caractérisées par une résistance assez élevée pourront servir de bonne assise pour le barrage l'excavation sera prévue pour la couche superficielle de 0,5 m. d'épaisseur ainsi que toute la formation quaternaire.

Sur la partie Est du barrage où sera projetée la digue de col, les marnes albiennes, roches dures résistantes, imperméables et stables serviront d'assise naturelle pour cet ouvrage, seule la couche superficielle altérée de 0,5 mètre sera excavée.

II-9 Ouvrage contre infiltration.

En raison de la grande perméabilité des roches cénomaniennes, il y aurait quelques problèmes visant la question des pertes d'eau dues à la filtration de la retenue par l'assise et les rives. L'épaisseur de ces roches dépasse 40-50 mètres. L'aménagement d'un mur parafouille sur une telle profondeur compte tenu de la longueur du site (300 m) sera très coûteuse et injustifiée de point de vue économique. Vu l'importance des fissurations l'injection de ciment sera difficile à réaliser à cause des grandes pertes de matériaux. Sur la base des remarques citées, l'aménagement d'un tapis d'étanchéité sera proposé. Il sera réalisé en matériaux argileux de la cuvette et devra recouvrir les endroits de calcaire qui sont au contact immédiat avec les eaux de la retenue et toute la zone de l'accident tectonique à l'Est et à l'Ouest du barrage jusqu'aux roches albiennes imperméables.

II-10 Géologie de la réalisation des ouvrages annexes

-Evacuateur de crue.

L'emplacement de l'évacuateur de crue se trouve sur la partie ouest du site du barrage c'est à dire sur le versant rive gauche de la gorge de l'oued. Ce ravin à la forme d'un "U", il commence et débouche à l'oued Sbisseb respectivement sur les cotes 638 et 608 m sa longueur est environ 250 mètres à pentes régulières et à rapidité moyenne. Son assise est constituée de calcaires résistants à l'eau. Le développement de phénomènes au

niveau du ravin est complètement exclu, la réalisation ne posera aucun problème sérieux.

-Dérivation provisoire

Tenant compte du relief la réalisation du barrage demandera l'aménagement de la D.P. moyennant une conduite de 2m de diamètre mise dans la tranchée à travers le versant rive gauche, sa longueur est de 200 m.

-Prise d'eau

La prise d'eau sera installée sur le versant rive droite les conditions géologiques au niveau de cet endroit sont favorables. Il sera souhaitable d'éviter les endroits de marnes altérées ou de formations quaternaires.

Enfin il est à noter que la réalisation de la prise d'eau de la D.P. du tapis et des autres ouvrages devraient être terminés pendant la saison sèche pour éviter l'inondation.

II-11 Sismicité

Le site du barrage FAKRA se trouve à 30 km au N.O. de l'épicentre de la zone sismique à activité moyenne de Béni-Slimane.

La sismicité est donnée d'après l'échelle de Richter sur la base de diagrammes appropriés.

La valeur de l'accélération des vagues sous l'effet du séisme au niveau du barrage est de 0,12 g, cependant ont été pris en considération.

-Insuffisance de données pour la zone arrêtée.

-Contact des roches cénomaniennes et albiennes différentes d'après leurs propriétés physico-mécaniques.

La valeur en question vue la réserve de sureté de 20 % sera alors:

$$a = \underline{0,13g}$$

II-12 Matériaux de constructions

Dans le but d'emprunter les matériaux rocheux pour le barrage ainsi que le sable pour les ouvrages de drainage, zones intermédiaires, matériaux pour fabriquer le béton il sera proposé d'exploiter les calcaires résistants. L'endroit le plus avantageux destiné à la fouille est situé sur le versant rive gauche de l'oued Sbisseb à 150 m environ de son lit majeur et de 200 à 400 m au nord de la partie centrale du site du barrage.

Matériaux argileux (ouvrages contre infiltration, tapis d'étanchéité, écran) seront empruntée de la terrasse d'accumulation. Ce gisement est distant de 100 à 300 m du site du barrage dans la cuvette.

Conformément aux résultats disponibles et du point de vue technique et économique il sera avantageux, pour un barrage terre-enrochement, d'emprunter les 5 variétés de matériaux:

-Sables fins limoneux	25 %
-Sables moyens	15 %
-Sables grossiers	15 %
-Graviers moyens	20 %
-Graviers grossiers	25 %

* Rapport géologique de ~~de~~ messieurs :

- R. GALSTIAN
- A. BOUDJATIT

Ingénieurs-géologues auprès de la D.G.I.H.

CHAPITRE III BARRAGE

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE FAKRA

RETENUE	<ul style="list-style-type: none"> -Supérficie du bassin versant au site du barrage -Apport annuel moyen -Volume total -Volume mort 	<p>104 Km²</p> <p>7,1 Hm³</p> <p>38,4 Hm³</p> <p>4,5 Hm³</p>
BARRAGE	<ul style="list-style-type: none"> -Type: Enrochements avec masque amont en béton armé. -Côte de la crête du barrage -Côte actuelle du lit de l'oued -Hauteur au dessus du talweg -Longueur de la crête -Largeur de la crête -Volume des déblais -Volume des remblais 	<p>641,00 m</p> <p>610,00 m</p> <p>31,00 m</p> <p>170,00 m</p> <p>7,00 m</p> <p>212 590 m³</p> <p>13 950 "</p>
EVACUATEUR DE CRUE	<ul style="list-style-type: none"> -Côte du seuil du déversoir -Longueur du déversoir -Longueur du canal -Débit évacué "C.M.P." 	<p>638,00 m</p> <p>125,00 m</p> <p>195,00 m</p> <p>800,00 m³/s</p>
DIGUE DE COL	<ul style="list-style-type: none"> -Côte de la crête -Longueur en crête -Hauteur au dessus du terrain naturel -Volume de remblais 	<p>641,00 m</p> <p>300,00 m</p> <p>10,00 m</p> <p>77.500,00 m³</p>

-CHOIX DU SITE - AXE DU BARRAGE

Le choix du site à déjà été établi au niveau de la D.G.I.H. une vue sur le plan topographique permet de mettre en relief l'unicité de ce choix, et aussi l'obligation d'assurer l'alimentation en eau de la zone industrielle de Bouira d'une manière avantageuse. (voir le plan topographique et la carte géologique).

Se référant au rapport géologique du site du barrage FAKRA, la première constatation qu'on observe est la présence d'un accident tectonique qui coupe le talweg en amont d'environ 60 m. de l'axe du barrage projeté. Bien que l'inactivité de cette faille a été confirmée par les sondages il n'en demeure pas moins que cette présence constitue un facteur négatif pour l'ouvrage. De même on retiendra les grandes pertes d'eau malgré l'obturation par des matières argileuses.

Un deuxième fait tout aussi négatif concerne la rupture stratigraphique en deux unités au voisinage de l'axe du barrage en amont, des calcaires cénomanniens et en aval des marnes albiennes.

Enfin les matériaux de construction argileux ont un coefficient de perméabilité de $0,1 \cdot 10^{-7}$ m/s à $0,5 \cdot 10^{-7}$ m/s. Se posera alors le problème de pression interstitielle à l'intérieur du remblai argileux amont.

Ces constatations nous conduisent à émettre des réserves au bon choix de ce site. Demeurant l'unique site qui présente l'avantage d'être économique (les versants au site permettent d'avoir une longueur de barrage assez réduite donc réduction de volume de remblais). Cet axe choisi se présente économiquement le plus satisfaisant.

Pour notre part ces différentes constatations nous incitent à prévoir une construction souple: barrage en enrochements avec masque en béton armé. En effet la première cause favorable à cette préférence est celle d'éviter d'incorporer la faille dans l'assise portante, ceci grâce à la possibilité offerte par un masque de relever les fruits des talus sans pour autant augmenter le risque de rupture de stabilité par glissement particulièrement du talus amont. Et par voie de fait diminution notable des volumes de remblais et de déblais (facteur économique des plus influents).

Les masques d'étanchéité quel qu'ils soient nécessitent une surface d'appui régulière sur le parement amont et une couche drainante (blinder) le travail requis nécessite une main-d'œuvre assez consistante et une surveillance adéquate. Le masque en béton de ciment du fait de sa rigidité suit mal les déformations du barrage, composé de dalles entrecoupées de joints munis de water-stop, ce type est soumis à des efforts tels qu'il nécessite un armement. Un masque en béton bitumineux en général très efficace du point de vue de l'étanchéité n'a pas été retenue du fait que sa technologie est mal maîtrisée dans notre pays et qu'il nécessite une surveillance et une protection particulièrement contre le vieillissement.

1- PRINCIPES ET METHODES DE CALCUL DES MASQUES EN BETON ARME POUR LES BARRAGES EN ENROCHEMENTS

1.1 Introduction

Parmi les barrages étanchés par des matériaux non terreux nous avons sélectionné les barrages consacrés par la pratique mondiale, maintenus et développés ces dernières décennies: étanchéité à masque en béton de ciment armé.

En analysant le problème du choix du type optimal de barrage pour un emplacement donné nous constatons qu'il y a deux critères qui s'imposent.

- i-critère concernant la qualité de l'ouvrage.
 - ii-critère concernant l'économie de l'ouvrage
- ayant toujours en vue l'assurance d'un comportement normal pendant l'exploitation.

1.2 Hypothèses générales de calcul

La solution de l'étanchement à masque en béton armé est souvent utilisée pour des barrages en matériaux locaux à hauteur au dessous de 80 mètres, puisqu'elle assure des volumes minimums de remblais et donne satisfaction en exploitation. Pour des hauteurs plus grandes cette solution fait exception.

1.2.1 Sollicitations auxquelles sont soumis les masques et l'établissement des dimensions des dalles.

Les sollicitations auxquelles sont soumises les dalles ont trois causes principales.

- Déformation du corps en enrochements.
- variation de température
- effet des glaces et des flots dans la zone au niveau de l'eau.

a-Déformation du corps en enrochements.

La déformation peut produire deux types d'efforts dans l'élément du masque à savoir:

a-1 Effort de type courbement: à cause des déformations non uniformes normales sur le plan du masque. Nous nous rapportons au type moderne de barrage dont le support du masque est posé sur une couche d'enrochements à granulométrie réduite compactée constituant ainsi un milieu continu. A l'exécution la surface est plane à la suite des déformations elle se courbe sur les deux directions à concavité orientée vers l'intérieur du barrage. Du fait de la non élasticité du milieu surtout aux sollicitations lentes on aura une distribution non uniforme des contraintes. Les efforts de courbement peuvent conduire à l'apparition de micro-fissures dans la zone étendue qui est régulièrement orientée vers l'aval. La zone comprimée assurera l'étanchéité du masque. On pourra éventuellement utiliser des systèmes pelliculaires de traitement superficiel du masque assurant ainsi l'étanchéité dans la zone des micro-fissures dues au courbement.

a-2 efforts de compression ou d'extension axiale: Les composantes des déformations du barrage en enrochements dans le plan du masque peuvent avoir des valeurs importantes.

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{200} \text{ sur l'horizontale} \\ \frac{1}{75} \text{ sur la verticale} \end{array} \right.$$

La tendance de déformation de la surface des enrochements en contact avec le masque est empêchée par la rigidité des plaques en béton armé schématiquement l'état d'effort se traduit par l'apparition des contraintes de cisaillement dans la surface de séparation plaques-enrochements.

Pour le calcul des plaques on peut établir: $F = \frac{P}{N}$

P : force axiale admissible

N : force normale s'appliquant sur la moitié de la bande de largeur unitaire

La valeur de F est généralement prise égale à 0,3

Ouverture limite des fissures (0,1 - 0,2 mm)

Loi de variation de l'épaisseur des plaques:

$$d = 0,3 + 0,01 h$$

h: profondeur de l'eau en mètres.

Pour chaque hauteur de barrage résulte une dimension optimale du point de vue des couts conformément à l'équation:

$$l_0 = \sqrt{\frac{4(a \cdot c_a - c_e) \sigma_{adm}}{c_a \gamma_e f h}}$$

c_a - cout des armatures DA/Kg

c_e - cout de l'étanchement DA/m.linéaire

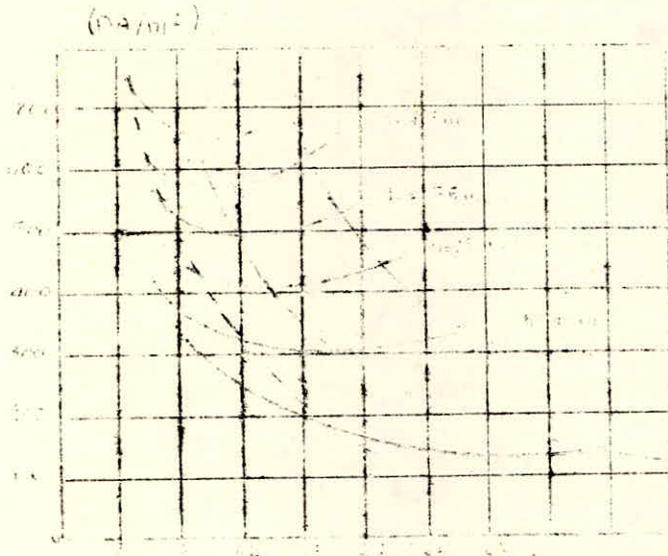
a - quantité d'armatures

γ_e - poids spécifiques des armatures

σ - contrainte admissible

l_0 - dimension de la plaque

Dans le diagramme qui va suivre une représentation schématique de la variation du cout spécifique du masque en fonction du côté des plaques l et de la pression d'eau h. Les calculs prouvent que le domaine de l'optimum économique pour l est assez étendu on a utilisé les calculs d'établissement des dimensions avec armature constante sur la longueur de la plaque les résultats des calculs s'accordent aux prescriptions existantes concernant l'armement des plaques en béton des barrages en enrochements. Ainsi pour une loi de variation de l'épaisseur de la plaque de la forme: $d = 0,3 + 0,01h(m)$ et $F = 0,3$ il en résulte un coefficient d'armement volumétrique $\mu = 1\%$.



b- Efforts de variations de température

Les efforts dus aux variations de température sont des efforts d'extension dans les plaques dans le cas de leur contraction, ainsi que des efforts de courbement dus aux différences de température entre l'intrados et l'extrados du barrage.

Les enrochements ne sont pas soumis aux variations de température et par conséquent ne subissent pas de déformations. On distinguera les variations de température saisonnières lentes et variations diurnes ces dernières n'affectent que la zone au-dessus du niveau d'eau.

c- Efforts dus aux glaces et flots

Cet effet est considérablement diminué par l'inclinaison du masque l'effet le plus important à prendre en considération est celui d'abrasion.

1.2.2. Méthode d'établissement des dimensions

La méthode d'établissement des dimensions des masques en béton armé pour barrage en enrochement a deux défauts qui nous obligent à présenter des réserves la connaissance insuffisante des déformations possibles des enrochements dans le plan du masque et celle du facteur F.

1.3 Economie des masques en béton armé

L'utilisation d'une méthode unitaire de calcul des masques en béton armé permet de faire certaines observations sur les prescriptions existantes dans la littérature de spécialité.

- Le coefficient d'armement = $i\%$
- Loi nécessaire de variation de l'épaisseur des dalles avec la profondeur

$$d = 0,3 + 0,01H(m)$$

Il est prouvé que les barrages en enrochements à masque en béton armé ont un domaine d'utilisation limité non seulement par des considérations techniques (augmentation du danger de fissuration, gradients hydrauliques grands qui mènent au danger de dégradation du béton par la dissolution du carbonate de calcium etc), mais aussi par des considérations économiques telles que la consommation du métal et le coût des travaux, par rapport à un type de barrage plus facilement érigible.

Dans les conditions actuelles quand le problème de l'économie de l'acier est très aigu on recommande quand la hauteur du barrage h . est inférieure à 55m d'utiliser les masques en béton armé et lorsque h . est supérieure de préférer un masque en tôle métallique

La forte perméabilité des enrochements n'impose à la sous couche que le rôle de zone de transition granulométrique et de support de l'étanchéité

Fondamentalement la stabilité générale du massif commande la pente des talus du barrage en particulier le talus amont, la présence de l'étanchéité sur le parement modifie les conditions de stabilité dans un sens favorable à savoir:

- Absence de sous-pressions dans le corps du barrage.
- Orientation en principe plus favorable de la résultante des poussées de l'eau sur l'ouvrage.

2- COUPE TYPE DU BARRAGE (Planche N°2)

2-1 Niveau normal de la retenue (N.N.R.)

Suivant les recommandations du rapport géologique, quant à la disposition de l'évacuateur des crues sur le versant rive gauche à la cote 638,00 m on se fixe la crête à cette là.

N.N.R.: 638,00

2-2 Niveau des plus hautes eaux (P.H.E.)

La charge qui résulte sur le déversoir après laminage de la crue maximale probable (C.M.P.) est de

Il en résulte que les plus hautes eaux sont à la cote 640,01

2-3 Côte de la crête du barrage C.C.B.

Dans le prolongement de l'axe du barrage, le versant rive gauche culmine à la cote 641,00. La crête du barrage doit être arasée à ce niveau:

La crête du barrage est à la cote: C.C.B. = 641,00

2-4 Hauteur du barrage

La cote du lit de l'oued, sous l'axe de la section maitresse du barrage est: 610,00 et à ce niveau les excavations auront une profondeur d'environ 1,5 m afin d'enlever les marnes altérées.

$$\underline{H \text{ max} = 31,00\text{m}}$$

2-5 Largeur de la crête : b

Cette grandeur dépend essentiellement des dimensions exigées par la route d'exploitation sur le barrage mais on peut l'évaluer selon deux formules empiriques.

$$-b = 1,65 H \quad H \text{ (m)}$$

$$-b = 1,1 H + 1$$

H hauteur du barrage à partir du talweg $H = 31 \text{ m}$

$$b = 9,19 \text{ m}$$

$$b = 7,12 \text{ m}$$

Néanmoins vu la restriction de largeur imposée par le versant rive gauche on s'est fixé

$$\underline{b = 7,00 \text{ m}}$$

Sur cette route on aménagera une route d'exploitation de 5 m de large.

2-6 Longueur en crête du barrage

Selon l'axe du barrage, et d'après la vue en plan de l'ouvrage (planche N°1) nous obtenons par mesure directe la longueur de la crête L

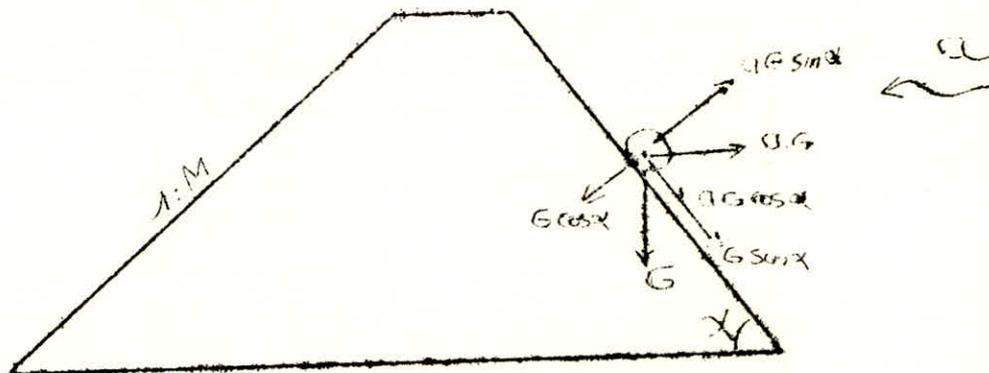
$$L = 170,00 \text{ M}$$

2-7 Pente des talus m

Il n'existe pas de formules théoriques qui permettent de calculer les pentes des talus. En pratique on se donne des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Pour le talus amont et pour un barrage en enrochements avec masque en béton armé le fruit de ce parement est compris généralement entre 1,6 et 1,8. Il ne saurait être recommandé d'adopter un fruit inférieur à 1,5.

Pour avoir une idée de la grandeur du fruit aval, on fait un calcul de stabilité d'une pierre reposant sur ce talus, cette pierre étant soumise aux forces dynamiques dues au séisme ainsi qu'à son poids propre.



G. poids propre de la pierre
 a acceleration du séisme
 Pour que la pierre ne glisse pas il faut que $\sum F_p > \sum F_a$
 F_p forces passives égale à $(G \cos \alpha - a.G \sin \alpha) \text{tg}$
 F_a forces actives " " $a.G \cos \alpha + G \sin \alpha$

α = angle du talus

ϕ = angle de frottement interne de la pierre sur le talus.

Pour assurer une stabilité à la pierre, il faut que le rapport
 $\frac{F_p}{F_a}$ soit au moins égal a un nombre "K" qui représente le coefficient
 de sécurité .En cas de séisme la valeur admise en Algerie est

$$K = 1,05$$

$$\frac{(G \cos \alpha - a.G \sin \alpha) \text{tg} \phi}{a.G \cos \alpha + G \sin \alpha} = K$$

Après simplification on aura: $\frac{(1 - a.\text{tg} \alpha) \text{tg} \phi}{a + \text{tg} \alpha} = K$

Application numérique :

$$a = 0,13$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$K = 1,05$$

$$\frac{(1 - 0,13 \text{tg} \alpha) \text{tg} 35^\circ}{0,13 + \text{tg} \alpha} = 1,05 \quad \text{tg} \alpha = 0,491$$

Quand au talus amont il a été fixé à : $M^1 = 1,8$
 talus aval $M = 1,5$

2-8 Support du masque

La forte perméabilité des enrochements n'impose à la sous-couche que le rôle de transition granulométrique et de support de l'étanchéité elle est généralement exécutée en 3 opérations successives.

a - Une recharge en enrochements de dimensions (80 / 150 mm) d'une largeur de 2 m compactée horizontalement (par couche de 0,5 m).

b - Un reprofilage de cette recharge obtenu:

1 - Par un compactage le long de la pente.

2 - Par un apport de gravillon concassés (15 / 30 mm) compacté le long de la pente (couches de 0,5 M)

c - Une stabilisation de surface.

Le raccord avec le para fouille est à étudier avec grand soin, car c'est point critique pour la pérennité de la construction. L'expérience montre que les raccords d'étanchéité sont dans le temps et par le jeu des sollicitations mécaniques et thermiques des points faibles.

3- MATERIAUX UTILISES.

3-1 Enrochements.

Ils constituent le matériau du barrage, de dimensions assez grandes (2 m environ). C'est un massif stabilisateur à drainage libre, permettant ainsi de réduire très sensiblement les fruits des talus.

Les enrochements doivent présenter certaines qualités:

- avoir une forte résistance au cisaillement.
- être insoluble dans l'eau.
- ne pas être gélif.
- avoir une forte densité.

3-1-1 Caractéristiques.

A cet effet plusieurs essais géotechniques ont été réalisés. Les essais d'identification réalisés sont les suivants.

- Analyse granulométrique et sédimentométrique.
- Poids spécifiques
- Résistance à la compression simple (état drainé)
- Analyse chimique.

Les résultats de ces essais sont renseignés en annexe.

3-1-2 Interpretation des résultats

Nous nous bornerons qu'à reprendre les conclusions contenues dans le rapport géologique du site de Fakra. Les calcaires de la couche N°11 'en aval du barrage sont des roches très résistantes (RC = 800 kg/cm²). pas de traces de matières organiques et peu insolubles dans l'eau.

3-2 Marnes argileuses (digue de col)

Son rôle est d'assurer l'étanchéité de la digue. Pour cela elle doit présenter:

- une résistance au cisaillement assez forte.
- être insoluble dans l'eau
- avoir une imperméabilité suffisante
- avoir une grande densité.

3-2-1 Caractéristiques

Les mêmes essais que ceux réalisés pour les enrochements à qui

on a ajouté

- Limites d'Atteberg
- Essais à l'oedemètre
- Essai proctor normal.

Les résultats sont renvoyés en annexe (on remarque un faible coefficient de perméabilité ce qui entraînera des problèmes de pressions intersticielles dans l'ouvrage).

3-3 Filtres.

Les filtres jouent un rôle considérable dans la sécurité du barrage et, si entre autres choses ils permettent de réduire les risques de sous-pressions, ils n'ont pas moins d'autres fonctions.

- Constitués de couches successives de matériaux perméables de granulométrie de plus en plus fines assurant l'étalement de celles-ci allant des éléments fins aux enrochements.

- Intéposés, ils drainent les eaux de fuite et évitent que les particules fines ne soient entraînées par les infiltrations à travers les matériaux à gros éléments.

- Chargeant le terrain à l'aval du barrage dans les zones critiques aux points d'émergence privilégiés s'il en existe, ils évitent que des renards se forment le long des chemins d'infiltrations.

Il faut soigneusement étudier la granulométrie des filtres afin de s'assurer que les particules fines ne soient pas entraînées à travers les vides existant pour qu'ils soient colmatés.

3-4 Protections des talus.

Les talus doivent être protégés contre les dangers d'érosion provoqués par les vagues de la retenue, le ruissellement de la pluie et le vent. Nous avons prévu une épaisseur des protections des talus de 1 m environ de roches de dimensions réduites compacté horizontalement.

Les dimensions des éléments de protection doivent être telles que 50% de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé par la formule ci-dessus.

$$W = 0,52 \cdot \gamma_s \cdot e^3$$

γ_s = poids spécifique des grains de l'enrochement
 e = épaisseur de la protection
W = poids de la protection en tonnes.

$$W = 0,52 \cdot 2,72 \cdot 13 = 1,41 \text{ tonne.}$$

CHAPITRE IV. : OUVRAGES ANNEXES

1 -DIGUE DE COL

Sur le plan topographique de la région, et légèrement à l'ouest du site du barrage nous remarquons que la cuvette de la retenue, dont le relief est très peu accidenté par excellence, est bordée sur environ 300 m par un col d'hauteur réduite. L'axe de ce col est situé à la cote 630,00

Afin d'assurer un volume d'eau appréciable dans la cuvette, il a été décidé d'ériger en cet endroit une digue de col d'une hauteur de 10 m au dessus du terrain naturel. Cette digue reposera sur une assise marneuse de mêmes caractéristiques que l'argile de la cuvette. Cet ouvrage sera entièrement en argile provenant de la zone d'emprunt. La longueur en crête de 300 m, au dessus de cette crête sera aménagée une route d'exploitation de 7 m de large. En vue d'assurer la stabilité du talus aval on disposera une bérme de 2 de large reposant sur un prisme en enrochements qui servira au drainage des eaux de fuites.

Par ailleurs vue la faible impérméabilité du matériau il est nécessaire de disposer des drains horizontaux (sable) qui ont le rôle d'atténuer les pressions interstitielles régnants à l'intérieur et d'assurer un drainage sécurisant, de plus des filtres seront mis sur le talus amont en vue de prévenir le massif contre les effets des vagues et permettent le ruissellement des eaux. (voir planche N° 2).

2 -PRISE D'EAU

La prise d'eau sera constituée d'une tour en béton, inclinée et reposant sur le versant droit (versant à forte pente) Le dispositif assurant le prélèvement d'eau est constitué d'ouvertures situées à différentes cotes. Ceci permet l'alimentation sans avoir à manoeuvrer des vannes ou des robinets soumis aux aléas d'érosion.

L'alimentation d'eau s'effectuera par 5 conduites posées sur un socle en béton de diamètre 60 cm chacune. Au dessus des ouvertures protégées par des grilles coulissantes des vannes-batardeaux au moyen de rails. Ces conduites vont déboucher dans une chambre de manoeuvres en béton.

3 -CHAMBRE DE VANNES

Au pied de la prise d'eau sera aménagée une enceinte bétonnée où démarrent la conduite principale d'alimentation de diamètre 60 cm et la conduite de vidange de fonds de diamètre 1 000 cm. Pour cela elle sera dimensionnée pour pouvoir assurer le contrôle est les éventuels réparations qui pourront survenir aux vannes, dispositifs d'étanchéité, grille de protection de l'ouverture pour la vidange, etc.

4 -VIDANGE DE FONDS

On appelle vidange profonde celles dont le linteau de la prise est à une cote inférieure à celle du seuil le plus bas.

La vidange profonde sera dénommée vidange de fond lorsqu'elle sera placée de telle sorte que la capacité de la retenue située au dessous de son seuil de prise soit négligeable par rapport à la capacité totale. Le rôle de cette vidange est de contrôler le niveau de la retenue et a vider celle-ci dans un temps acceptable. Elle est constituée d'une canalisation de 1 m de diamètre posée dans une galerie visitable traversant le corps du barrage. Un dispositif de protection (grilles) est conçue à l'amont afin d'éviter l'obturation et la présence de corps solides susceptibles de la mettre en péril.

Le dispositif de vidange est projeté de manière à éviter les érosions soit du lit soit des rives.

4-1 Calcul du débit évacué par la galerie :

Hypothèses de calcul :

- cote amont 617,00
- cote du lit de l'oued 610,00
- garde d'envasement 7,00
- longueur de la galerie 113,00 m
- hauteur d'eau amont (NNR) 28,00 m
- pente J ‰ 1,00
- l'écoulement dans la galerie est permanent
- galerie en charge:écoulement à pleine section.
- à la sortie la hauteur d'eau est de 4m

4-2 Applications

En application de la formule de BERNOULLI aux sections amont et aval (1 et 2).

$$H_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} = H_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + \sum h_{1-2}$$

P_1, P_2 pressions relatives

ρ poids volumique de l'eau

g accélération de la pesanteur

V_1, V_2 vitesses des particules aux sections considérées

$\sum h_{1-2}$ somme des pertes de charges entre les sections

Les sections 1 et 2 sont prises sur la surface libre.

$$H_1 = H_2 + \sum h_{1-2}$$

$$P_1 = P_2 = 0$$

$$V_1 = V_2 = 0$$

$$\sum h_{1-2} = V_h$$

$$V_h = H_1 - 7 + J \cdot L = 28 - 7 + 0,01 \cdot 113,00 = 22,13 \text{ m}$$

$$V_h = \left(\sum Y + \frac{f \cdot L}{D} \right) \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$\sum Y = Y_{\text{entrée}} + Y_{\text{coude1}} + Y_{\text{coude2}} + Y_{\text{sortie}}$$

On pose $Le' = \frac{\sum Y \cdot D}{f}$ $Le = L + Le'$ (longueur équivalente)

On obtient $V_h = f \cdot Le \cdot V^2 / 2g \cdot D$

f est déterminé par la formule de NIKURADZE pour les écoulements turbulents rugueux

$$f = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D_h} \right)^{-2}$$

Pour la conduite en acier $\xi = 0,001 \text{ m}$

$$f = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{0,001}{1,0} \right)^{-2} = 0,01995$$

$$\alpha_1 = 52^\circ \quad Y_{\text{coude1}} = 0,48$$

$$\alpha_2 = 22^\circ \quad Y_{\text{coude2}} = 0,15$$

$$Le' = \left(0,5 + 0,48 + 0,15 + 1 \right) \frac{1}{0,01995} = 106,77 \text{ m}$$

$$Le = 113,00 + 106,77 = 219,77 \text{ m}$$

En application de l'équation de continuité $Q = V \cdot A$
(A : section de la conduite)

$$Q^2 = V^2 \cdot A^2 = A^2 \cdot \frac{2g \cdot D \cdot V_h}{f \cdot Le} \quad Q = A \sqrt{\frac{2g \cdot D \cdot V_h}{f \cdot Le}}$$

$$Q = \frac{3,14 \cdot 1}{4} \sqrt{\frac{19,6 \cdot 1 \cdot 22,13}{0,01995 \cdot 219,77}} = 7,81 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\underline{Q = 7,81 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Vérification du régime dans la conduite :

- Le nombre de Reynolds $Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{Q \cdot D}{\nu \cdot A} = \frac{7,81 \cdot 4}{3,14 \cdot 1 \cdot 10^{-6}}$

$$Re = 9,94 \cdot 10^6$$

- $\frac{\xi}{D_h} = \frac{0,001}{1} = 0,001$

D'après le diagramme de MOODY le régime est turbulent rugueux

4-3- Vidange du réservoir temps de vidange

Pour les réservoirs naturels il n'y a pas de fonction analytique de la surface en fonction de la hauteur elle est surtout déterminée d'après la topographie du site dans la cuvette.

Pour le calcul d'une vidange totale de la retenue à partir des courbes donnant soit la surface soit le volume en fonction de la hauteur on construit le graphique:

$$Q = m \cdot w \cdot \sqrt{2gh}$$

Ayant choisi un intervalle dZ on calcule le volume correspondant

w_i

$$w_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot \Delta Z$$

* w aire de la section de la conduite de vidange

L'intervalle de temps correspondant au volume w_i est égal à :

$$t_i = \frac{w_i}{Q_i} = \frac{w_i}{m \cdot w \cdot \sqrt{2gh}}$$

Le temps de vidange total est $T = t_i = \frac{w_i}{Q_i}$

Côte normale de la retenue = 638,00
Côte inférieure = 620,00

$$\underline{\underline{T = 25 \text{ jours}}}$$

* Le débit véhiculé par la prise d'eau étant aussi inclus.

5- Tapis d'argile et de béton

Comme il est conseillé dans le rapport géologique, la cuvette doit être étanchée jusqu'à la zone de liaison cénomanienn-albienne et sur 10 m environ au delà de la faille. Il en sera de même pour les versants à proximité de l'axe.

Dans la cuvette le tapis aura une épaisseur d'environ 2 m, aussi sur le versant rive gauche. Par contre sur le versant rive droite à cause de la forte pente du talus on disposera plutôt un tapis de béton en liaison avec le béton du masque amont (voir vue en plan).

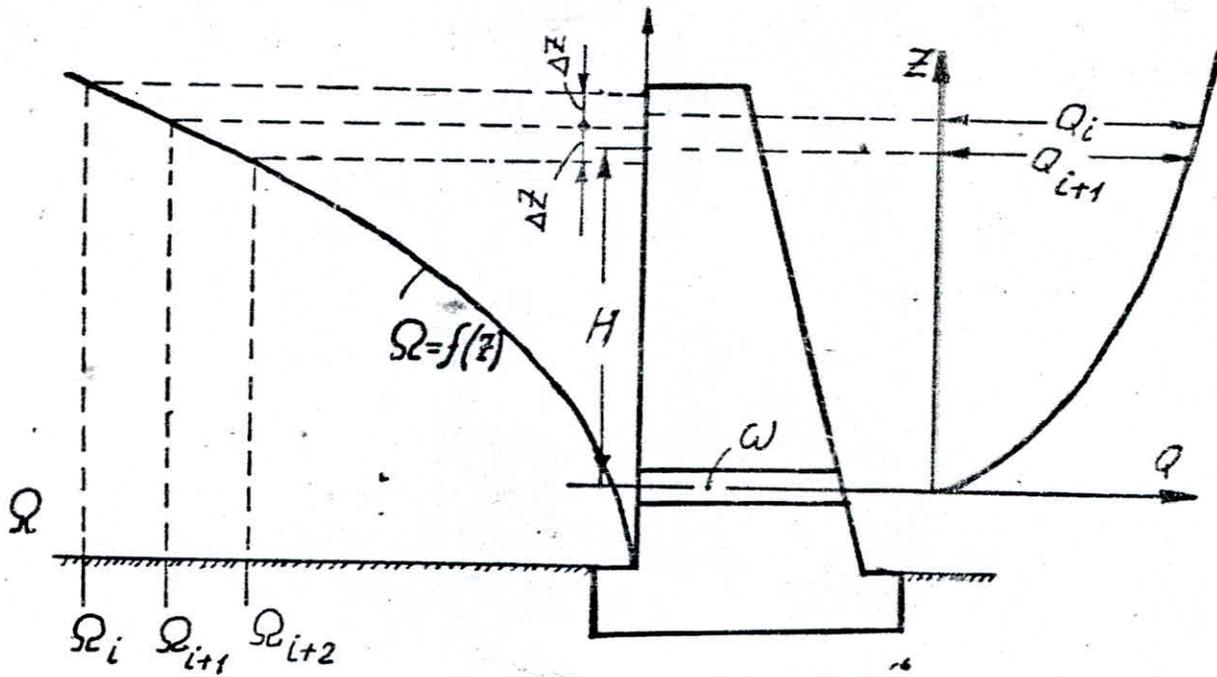


Schéma représentatif

CHAPITRE V . EVACUATION DES CRUES

1 Conception traditionnelle

Les ouvrages d'évacuation ont pour fonction essentielle l'évacuation, après la construction du barrage, des volumes excédentaires qui ne peuvent être accumulés dans la retenue ou utilisés pour l'irrigation ou l'alimentation.

A cet effet ces ouvrages doivent pouvoir faire face avec un coefficient de sécurité convenable à un phénomène hydrologique de très faible probabilité, compte tenu, éventuellement, de l'amortissement de la crue dans la retenue.

La conception qui en résulte est celle d'un évacuateur de surface comportant un ouvrage de contrôle (seuil libre), suivi d'un ouvrage restitu-ant les eaux à la rivière en réduisant le plus possible leur énergie: tremplin, saut de ski ou bassin d'amortissement artificiel précédé ou non d'un coursier à l'air libre.

2 Choix du type de l'évacuateur.

Que ce soit un évacuateur de surface ou un évacuateur en charge, le but à atteindre est de conduire le débit de crue dans le lit de l'oued le plus sûrement possible.

D'emblée, pour des raisons économiques, l'évacuateur en charge (en tulipe ou circulaire) et en se référant au rapport géologique, a été écarté. Il est préférable d'opter pour un évacuateur de surface.

3 Choix de l'emplacement.

Pour des raisons topographiques évidentes on a écarté la possibilité d'implanter l'évacuateur de crue sur la rive droite. Alors que la côte du seuil est fixée à 638,00 l'assise du terrain naturel est à la côte 650,00 ceci nécessiterai d'énormes excavations.

Toutes ces raisons nous incitent à prévoir l'emplacement de l'évacuateur de crue sur un col en rive gauche, en exploitant les conditions morphologiques naturelles. Ce col situé à l'épaule gauche du barrage, faisant un angle de 60° environ avec l'axe de la retenue, étant à la côte 630,00 il aurait du être fermé de toute façon par un barrage secondaire.

Dans la solution indiquée, la topographie est favorable pour un ouvrage réctiligne satisfaisant sur le plan hydraulique et dont le chenal soit assez court. La pente du coursier s'adapte le plus possible au terrain afin de réduire les excavations. De plus les caractéristiques géotéchniques des calcaires cénomaniens qui forment le chenal naturel sont exceptionnelles du point de vue résistance particulièrement aux actions corrosives de l'eau.

Les seuls travaux nécessaires porteront sur les excavations des couches altérées (0,5-1,0 m) et le profilage des parois latérales afin d'obtenir une section trapézoïdale de talus constant tout le long du canal.

De plus il est probablement possible de réutiliser les produits d'excavations rocheuses pour la construction du barrage.

A l'aval du déversoir le canal sera revêtu de béton armé sur une distance de 23 m afin de palier aux risques d'affouillements qui mettront en danger certain la stabilité du barrage déversoir.

4. Profil optimum du barrage déversoir

Pour assurer la stabilité, il est conçu sous forme d'un véritable petit barrage déversoir en béton.

Bases du critère:

$$\sigma_{am} = 0$$

$$\frac{\sum H}{\sum V} \leq \frac{f}{K}$$

condition de stabilité du barrage ^{pois} ou glissement.

RAU-FRISCU a formulé les relations suivantes qui permettent de calculer les fruits amont et aval du barrage.

$$(\gamma_b - m\bar{w}) \cdot (\lambda_1 + \lambda)^2 - (\gamma_b - 2\bar{w}) \cdot (\lambda_1 + \lambda) \lambda_1 - (1 + \lambda_1^2) \bar{w} = 0$$

$$(\gamma_b - m\bar{w}) \cdot (\lambda_1 + \lambda) + \bar{w} = \frac{\bar{w}}{\frac{f}{K}}$$

- m : coefficient de réduction des poids pressions
- γ_b : poids volumique du béton (t/m³)
- w : poids volumique de l'eau
- λ_1 : fruit amont
- λ : fruit aval
- f : coefficient de frottement béton-roche
- K : coefficient de sécurité

Le calcul se fait sur la base des hypothèses suivantes:

- lac plein (poterie normale)
- m = 0,75
- $\gamma_b = 2,40$ t/m³
- $\bar{w} = 1,00$ "
- f = 0,62
- K = 1,50

$$(2,4 - 0,75 \cdot 1) (\lambda_1 + \lambda)^2 - (2,4 - 2 \cdot 1) (\lambda_1 + \lambda) \lambda_1 - (1 + \lambda_1^2) \cdot 1 = 0$$

$$(2,4 - 0,75 \cdot 1) (\lambda_1 + \lambda) + 1 = \frac{1}{0,62/1,5}$$

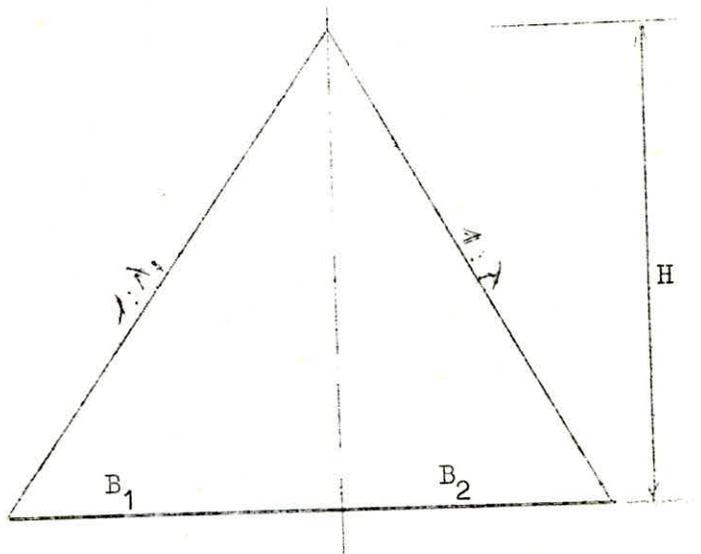
La résolution de ce système donne:

$$\lambda_1 = 0,6$$

$$\lambda = 0,50$$

Le profil optimum théorique du barrage déversoir aurait:

- fruit amont : 1/0,60
- fruit aval : 1/0,50



Hauteur du déversoir $H = 9,5$ m
Côte du seuil = 638 m
Côte de la base du déversoir = $629 - 0,5 = 628,5$ m
(0,5 m correspondent aux excavations des roches altérées)
 $B_1 = 0,6 \times 9,5 = 5,70$ m
 $B_2 = 0,5 \times 9,5 = 4,75$ m
 $B = B_1 + B_2 = 10,45$ m

2- Profil du déversoir

Comme il a été noté, le déversoir est à profil pratique du type Greager-Offitserov. Ce profil est obtenu d'après le profil type correspondant à une charge d'eau de 1 m. Pour une charge réelle en multipliant les coordonnées (x, y) du profil type par la valeur de la charge on obtient le profil désiré. Ce déversoir sera à seuil libre.

3- Laminage des crues

L'étude du laminage consiste soit à déterminer la côte maximale atteinte par le plan d'eau pendant une crue donnée, les dimensions de déversoir étant fixées à priori, soit alors à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au dessus du seuil étant fixée à priori.

Pour notre cas, l'étude de laminage consiste à déterminer la côte maximale du plan d'eau et du débit maximal y correspondant.

Ces calculs étant établis au niveau de la D.G.I.H. on reprendra les valeurs calculées pour:

crue : de retour 10 000 ans	= 361 m ³ /s	côte = 639,20
crue : C.M.P.	= 800 m ³ /s	côte = 640,01

Au dessus du seuil déversant qui forme une section de contrôle on calcule la hauteur critique K.

$$K = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{b}\right)^2 \cdot \frac{1}{g}}$$

- K : hauteur critique (m)
- Q : débit évacué (débit laminaire Q = 800 m³/s)
- b : longueur en crête du déversoir = 125 m
- g : accélération de la pesanteur = 9,80 m/s²

$$K = \sqrt[3]{\left(\frac{800}{125}\right)^2 \cdot \frac{1}{9,80}} = 1,61 \text{ m}$$

$$H_k = \frac{3}{2} \cdot K = \frac{3}{2} \cdot 1,61 = 2,42 \text{ m}$$

La charge au pieds du déversoir H

$$H = 638,00 - 628,50 + 2,42 = 11,92 \text{ m}$$

on tire le par.dim. H₊

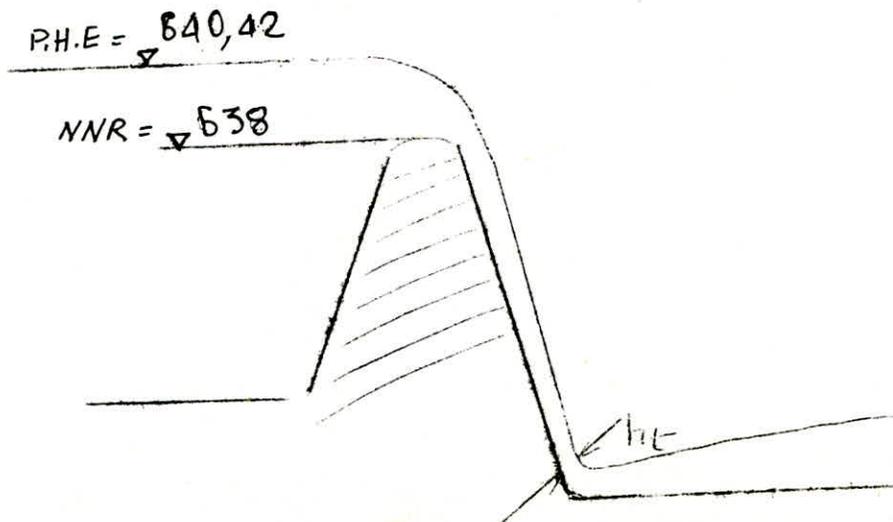
$$H_+ = \frac{H}{K} = \frac{11,92}{1,61} = 7,40$$

de l'abaque 18_a on tire h_{t+} = 0,262

$$h_t = h_{t+} \cdot K = 0,262 \cdot 1,61 = 0,422 \text{ m}$$

c'est la valeur de l'épaisseur de la lame d'eau au pied aval du déversoir en négligeant les pertes de charge linéaires sur le parement aval.

$$\underline{h_t = 0,422 \text{ m}}$$



5- Forme de l'évacuateur de crues.

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par:

- un petit barrage-dévérsoir en béton à profil GREAGER OFFITSEROV.
- un canal rapide trapézoïdal à pente géométrique variable afin d'éviter d'importantes excavations. Ce canal est linéairement convergent par tronçons, la pente étant constante dans chaque tronçon.
- un dissipateur d'énergie placé à l'aval.

En ce qui concerne le coursier il a été décidé d'adopter le revêtement naturel formé de calcaires résistants. La couche altérée et le choix de talus constants nécessitent des travaux.

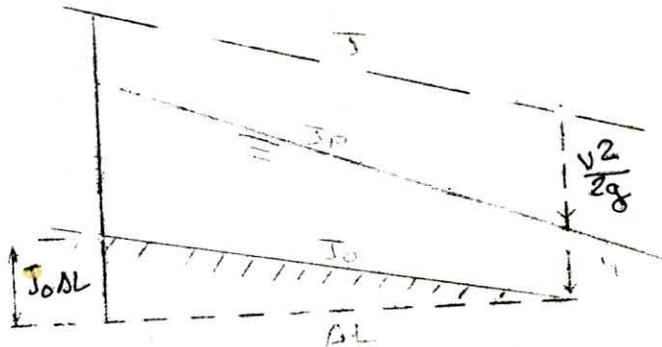
6- Etude de l'écoulement dans le canal.

6-1 calcul de remous.

Un mouvement graduellement varié est caractérisé par une variation progressive des divers paramètres hydrauliques (profondeur du liquide, aire de la section mouillée, pente du fond et le rayon moyen varient graduellement le long du canal). La courbe représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement est appelée COURBE DE REMOUS.

6-1-1 Equation différentielle du mouvement.

L'équation est établie entre la longueur du tronçon et la hauteur



En faisant tendre L vers zero, la variation de la charge totale par unité de longueur se confond avec le gradient de perte de charge.

$$J = - \frac{d}{dl} (V^2 / 2; g + Z_0 - J_0 \cdot L + b)$$

après dérivation et en application de continuité.

$$dL = \frac{1 - Q^2 \cdot e / g \cdot A^3}{J_0 - J} \cdot dh$$

l'intégration de cette équation donne le tracé de la surface libre du liquide.

6-1-2 Calcul de la courbe de remous dans notre cas.

Les calculs sont fait à l'aide du mini-ordinateur T.I. 59, le programme est établie par Mr G. LAPRAY Maitre de conférence à l'E.N.P.A. Le programme est basé sur les formules suivantes:

$$b = b_0 - \sum \frac{L_{i-1} + L_i}{L_{0-n}} (b_0 - b_n) \text{ largeur moyenne de chaque tronçon considéré.}$$

$$A_i = (b_i + (h_i + \frac{\Delta h_i}{2})) (h_i + \frac{\Delta h_i}{2}) \text{ séction moyenne de chaque tronçon.}$$

$$p = b + \chi (h_i + \frac{\Delta h}{2}) \text{ périmètre mouillé.}$$

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D_h})^{-2} \text{ coefficient de frottement.}$$

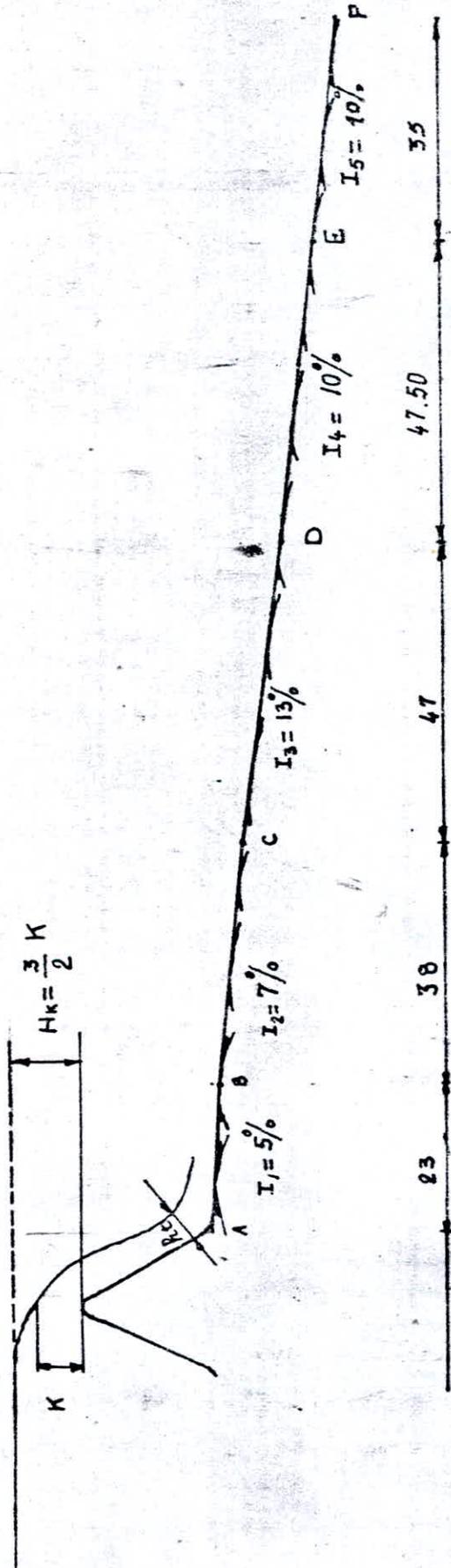
$$\chi = 2\sqrt{1 + \xi^2} \text{ paramètre rapporté à un trapèze.}$$

$$\xi = \text{rugosité absolue (m)}$$

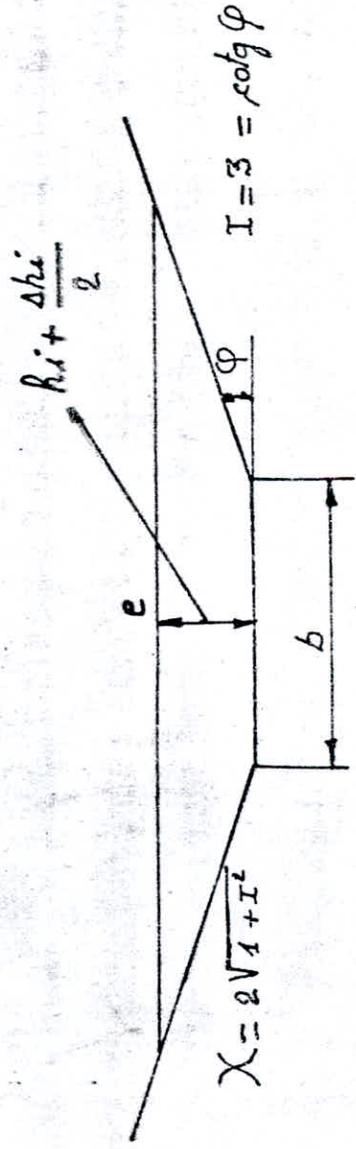
$$D_h = \text{diamètre hydraulique} = 4 \cdot A / P$$

$$\Delta L = \frac{1 - \frac{Q^2 \cdot e}{g \cdot A^3}}{j_u - \frac{f \cdot Q^2}{D_h \cdot A^2 \cdot 2g}} \Delta h$$

$$J = \frac{f \cdot Q^2}{D_h \cdot A^2 \cdot 2g} \text{ gradient de perte de charges.}$$



$$e = \left[b + 2I \left(R_i + \frac{\Delta h_i}{2} \right) \right]$$



PROGRAMME DONNANT LE PROFIL EN LONG DE LA SURFACE

LIBRE Remous en canal trapezoidal linéairement convergent

2nd LBLA RCL 05 $x^2 + 1 = \sqrt{x}$ x 2 = STO 09 RCL 08 + RCL 17 ÷ 2 = STO 07 R/S

2nd LBLB RCL 15 STO 14 ÷ 2 + RCL 06 = ÷ RCL 20 x RCL 15 = ÷ + RCL 18 = STO 04
 + RCL 05 x RCL 07 = x RCL 07 = STO 10 x 4 ÷ (RCL 04 + RCL 09 x RCL 07) = STO 11 $1/x$ x
 RCL 02 = LN x x .86 - 1.14 = $x^2 1/x$ STO 12 1 - RCL 01 x^2 x (RCL 04 + 2 x RCL 05
 x RCL 07) ÷ 9.8 ÷ RCL 10 y^2 = STO 13 ÷ (RCL 03 - RCL 12 x (RCL 01 ÷ RCL 10)
 x^2 ÷ RCL 11 ÷ 19.6) x RCL 17 = STO 15 - RCL 14 = 2nd $1/x / 2^{nd}$ x // E B RCL 15
 SUM 06 RCL 17 SUM 08 RCL 18 - RCL 06 ÷ RCL 20 x RCL 15 = STO 04 RCL 01 ÷
 RCL 10 x RCL 11 ÷ RCL 00 = STO 21 RCL 06 R/S

2nd LBLC RCL 04 + 2 x RCL 05 x RCL 27 = STO 31 RCL 04 + RCL 05 x RCL 27 = x RCL 27 =
 STO 30 $1/x$ y^2 x RCL 31 x RCL 01 x^2 ÷ 9.8 = STO 28 y^2 .3 x RCL 27 =
 STO 27 RCL 28 - 1 = 2nd $1/x / 2^{nd}$ x // E C RCL 09 x RCL 27 + RCL 04 =
 STO 26 $1/x$ x RCL 30 x 4 = STO 23 $1/x$ x RCL 02 = STO 24 LN x x 0.86 - 1.14
 = $x^2 1/x$ STO 25 ÷ RCL 23 x RCL 01 x^2 ÷ RCL 30 x^2 ÷ 19.6 = STO 22
 RCL 03 ÷ RCL 22 = STO 29 RCL 27 R/S

2nd LBLD RCL 04 + RCL 05 x RCL 37 = x RCL 37 = STO 04 RCL 04 + RCL 37 x RCL 09 =
 STO 36 $1/x$ x 4 x RCL 40 = STO 33 ÷ RCL 02 = $1/x$ STO 39 LN x .86 -
 1.14 = $x^2 1/x$ STO 35 ÷ RCL 33 x RCL 01 x^2 ÷ RCL 40 x^2 ÷ 19.6 = STO 32 ÷
 RCL 03 = y^2 .3 x RCL 37 = STO 37 RCL 32 - RCL 03 = 2nd $1/x / 2^{nd}$ x // E
 D RCL 01 ÷ RCL 40 = STO 34 x RCL 33 ÷ RCL 00 = STO 38 RCL 37 R/S

Exécution du programme :

on commence par stocker les données comme suit :

(données pour la première tranche de pente 5%)

	V	Q	E	Ju	I	L ₀	h ₀	L ₀₁	Δb ₀₁	Δh	b ₀
STO	00	01	02	03	05	06	08	15	16	17	18
	10 ⁻⁶	800	0.001	0.05	3	0	0.422	2	95	0.04	125

	L ₀₋₂	K	h _u
STO	20	27	37
	23	1.61	3.47

en appuyant sur A on a $h_0 + \Delta h/2$ en RCL 07

X en RCL 09

en appuyant sur B L_i b_i h_i
 en RCL 06 RCL 04 RCL 08

en appuyant sur C → K en RCL 27

K étant la profondeur critique en m.

En appuyant sur D on a h_u en RCL 37

h_u étant la profondeur normale en mètres

L : longueur développée

b : largeur du canal au point considéré.

H : hauteur du tirant d'eau.

Données de calcul pour la 1^{ère} tranche de pente 5%

	ν	Q	E	Ju	χ	L_0	h_0	L_{01}	Δb_{01}	b_0	L_{02}	K	h_u
-570	00	01	02	03	05	06	08	15	16	18	20	27	37
	10^{-6}	800	0.001	0.05	3	0	0.422	2	95	125	23	1.61	3.47

L_i	b_i	h_i	A	h_{ui}	K_i
6.734	97.185	0.432	47.934	0.649	1.61
12.474	73.474	0.442	37.863	0.772	1.868
17.663	52.043	0.452	28.654	0.950	2.224
17.913	51.013	0.453	23.917	0.961	2.734
18.161	49.985	0.453	23.478	0.973	2.766
18.410	48.961	0.454	23.040	0.985	2.798
18.656	47.941	0.454	22.603	0.998	2.831
18.903	4.923	0.455	22.165	1.010	2.868
19.148	45.908	0.455	21.728	1.024	2.900
19.54	44.290	0.456	21.160	1.046	2.937
19.92	42.681	0.457	20.463	1.069	2.996
20.318	41.681	0.457	19.766	1.094	3.058
20.704	39.483	0.458	19.069	1.120	3.122
21.090	37.893	0.459	18.373	1.147	3.189
21.472	36.310	0.460	17.678	1.176	3.260
21.854	34.734	0.461	16.983	1.207	3.333
22.234	33.163	0.461	16.288	1.240	3.410
22.613	31.598	0.462	15.593	1.274	3.490
22.99	30.03	0.463	14.898	1.312	3.575

Données de Calcul de la deuxième tranche de pente 7% :

V	Q	E	J_u	I	L_0	R_0	L_{01}	Δb_{01}	b_0	L_{02}	K	h_u
00	01	02	03	05	06	08	15	16	18	20	27	37
10^{-6}	800	0.02	0.07	3	0	0.463	2	5	30	38	3.575	4.312

L_i	b_i	R_i	A	$R_{\mu i}$	K_i
0.732	29.90	0.473	14.675	1.860	3.575
1.472	29.806	0.483	14.956	1.863	3.672
5.298	29.303	0.533	15.778	1.880	3.678
9.325	28.773	0.583	17.137	1.898	3.707
13.546	28.218	0.638	18.434	1.917	3.739
17.938	27.640	0.683	19.676	1.938	3.774
22.509	27.038	0.733	20.860	1.960	3.810
27.249	26.415	0.783	21.982	1.983	3.848
32.154	25.769	0.833	23.04	2.004	3.889
37.218	25.103	0.883	24.033	2.005	3.932
37.321	25.089	0.884	24.514	2.035	3.978
37.424	25.076	0.885	24.533	2.036	3.979
37.527	25.062	0.886	24.551	2.036	3.980
37.630	25.049	0.887	24.569	2.037	3.981
37.734	25.035	0.888	24.582	2.038	3.982
37.837	25.022	0.889	24.606	2.038	3.983
37.940	25.009	0.890	24.624	2.039	3.984
37.99	25.001	0.8905	24.638	2.039	3.985

Données de calcul de la troisième (3^e) tranche de perte 13%

	v	Q	E	$J\mu$	I	L_0	R_0	L_{01}	Δb_{01}	b_0	L_{02}	K	h_u
STO	00	01	02	03	05	06	08	15	16	18	20	27	37
	10^{-6}	800	02	0.13	3	0	0.8905	2	5	25	47	3.985	2.039

L_i	b_i	R_i	K_i	R_{u_i}	A
1.089	24.884	0.9005	3.985	1.720	24.741
6.661	24.291	0.951	3.993	1.742	25.325
12.451	23.675	1.000	4.035	1.764	26.250
18.463	23.040	1.050	4.163	1.789	27.106
24.702	22.372	1.100	4.126	1.816	27.888
31.173	21.684	1.150	4.177	1.844	28.592
37.878	20.370	1.200	4.229	1.875	29.215
44.816	20.232	1.250	4.286	1.908	29.752
46.232	20.082	1.260	4.346	1.916	30.036
46.516	20.052	1.262	4.359	1.917	30.083
46.800	20.021	1.264	4.361	1.918	30.105
47.014	19.998	1.266	4.364	1.919	30.120

Données de calcul de la quatrième (4^{ème}) tranche de perte 10%

	V	Q	E	I_{μ}	α	L_0	R_0	L_{01}	Δb_{01}	b_0	L_{02}	K	R_u
STO	00	01	02	03	05	06	08	15	16	18	20	27	37
	10^6	800	02	0.10	3	0	1.266	2	10	20	47.50	4.364	1.919

L_i	b	R_i	K_i	R_{ui}	A
1.338	19.718	1.276	4.364	2.076	30.087
8.076	18.300	1.326	4.389	2.150	29.808
14.865	16.870	1.376	4.512	2.131	29.233
21.674	15.437	1.426	4.642	2.320	28.520
28.474	14.005	1.476	4.779	2.416	27.677
35.239	12.581	1.526	4.324	2.522	26.712
41.340	11.170	1.576	5.075	2.636	25.636
44.598	10.610	1.596	5.233	2.685	24.818
47.240	10.054	1.616	5.298	2.735	24.332
47.504	9.999	1.618	5.364	2.740	24.057

Données de calcul de la cinquième (5ème) tranche de pente 10%

v	q	ϵ	Ju	I	Lo	Ro	Loi	Δboi	bo	Lon	K	ku
00	01	02	03	05	06	08	15	16	18	20	27	37
10^{-6}	800	02	0.10	3	0	1.618	2	3	10	35	5.364	2.740

L_i	b_i	R_i	K_i	R_{ui}	A_i
1.317	9.887	1.628	5.364	2.750	24.04
2.638	9.774	1.638	5.384	2.760	24.053
9.270	9.205	1.688	5.394	2.815	24.078
15.952	8.632	1.738	5.466	2.871	24.081
22.670	8.056	1.788	5.538	2.930	24.036
29.415	7.478	1.838	5.611	2.991	23.344
32.117	7.247	1.858	5.686	3.016	23.852
33.469	7.131	1.868	5.716	3.029	23.806
34.821	7.015	1.878	5.732	3.042	23.772
35.510	6.956	1.883	5.748	3.0486	23.746

7- Dispositions constructives.

Pour éviter le débordement d'eau du canal particulièrement au dessus du talus droit, il est prévu la construction d'un mur en béton dans la zone du déversoir et surtout dans la partie aval du canal où le relief est plat.

Le canal juste à l'aval du deversoir sera revêtu de béton sur une longueur suffisante (23 m) afin d'éviter les affouillements néfastes. Ce radier épousera la section du rapide (convergent).

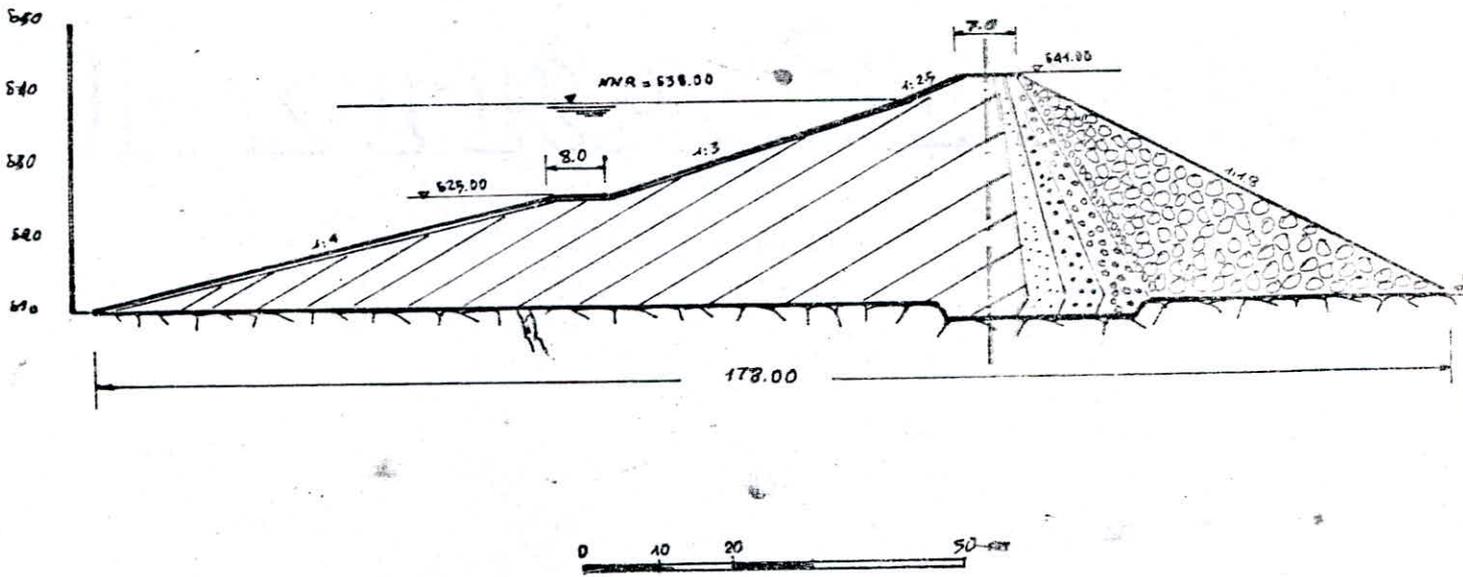
8- Dissipateur d'énergie à l'aval du canal

Le choix d'un dissipateur dépend en général du coût de réalisation de la géologie et de la topographie du lieu. Pour notre cas le canal débouche perpendiculairement à l'oued. Une dissipation par bec déviateur est écartée du fait de la proximité du lit de l'oued (le jet retombera de l'autre côté du lit)

Se référant au rapport géologique il est prévu un dissipateur naturel avec un radier en calcaire. Les seuls travaux consistent à élever des revanches sur les deux talus.

barrage fakra

CALCUL DE LA STABILITE
PAR LA
METHODE DES ELEMENTS FINIS
(calcul statique)



Chapitre VI : S T A B I L I T E

Un barrage en matériaux locaux est un massif aussi étendu qu'il n'y a pas raison de vérifier sa stabilité contre le déplacement ni celle contre le renversement. Cependant il importe de vérifier pour chaque digue de retenue la stabilité au glissement du talus. Le but est d'adopter un coefficient de sécurité pour le choix des talus amont et aval.

Les risques de renard ou de submersion ne peuvent guère faire l'objet d'un véritable coefficient de sécurité, les contraintes de compression modestes, ne sont plus un élément de sécurité mais seulement les contraintes de cisaillement qui conduisent au choix des talus.

Les études de stabilité supposent une connaissance des propriétés mécaniques du matériau (cohésion, angle de frottement, densité, teneur en eau, perméabilité et les hypothèses de répartition de la pression intersticielle). Il est à noter que la terre mise en place, compactée, contrôlée est mieux que les terrains meubles. La sécurité d'un massif résulte de deux facteurs:

- La connaissance profonde du matériau
- L'étude détaillée du régime des percolations.

Le coefficient de sécurité nominal se traduit par une somme d'incertitudes sur:

- Les conditions de travail de l'ouvrage
- Les valeurs des forces extérieures, répartition réelle des sous-pressions, écarts de température ; etc...
- Les qualités du matériau.
- Les déformabilités du matériau, risques de vieillissement.

Pour parer à ce cumul d'incertitudes on prend pour la structure un coefficient de sécurité nominal assez élevé défini comme le rapport de la contrainte de rupture à la contrainte maximum locale calculée dans les pires conditions où l'ouvrage est appelé à travailler sous les charges mortes, statiques ou dynamiques

Les contraintes de compression, de traction ou de cisaillement pourront donner chacune, lieu à un coefficient de sécurité ou mieux coefficient de sécurité intrinsèque si l'on se rapporte à la courbe intrinsèque du matériau.

6- 1- PRINCIPE

Un talus est stable lorsque les forces qui tendent à produire le glissement sont inférieures aux forces passives qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement. La valeur de ce rapport définie le coefficient de sécurité "F". En Algérie on admet des valeurs égales ou inférieures à $F = 1,5$. Ceci pour les conditions critiques (séisme, vidange rapide)

La résistance au cisaillement d'un matériau vérifie l'équation empirique de COULOMB: $\tau = c + n \cdot \text{tg } \phi$

τ : résistance au cisaillement

n: pression normale à la surface de rupture appliquée aux particules solides.

ϕ : angle de frottement interne du matériau.

c: cohésion du matériau à l'état initial.

Pour une argile de faible perméabilité, il y a lieu de tenir compte de la pression hydrostatique interne. p

$$\tau = c + (n - p) \cdot \text{tg } \phi$$

Les différentes méthodes de calcul de la stabilité des barrages en terres douées de cohésion sont fondées sur un certain nombre d'hypothèses relatives au caractère de la rupture, notamment sur la forme de la surface de rupture. Les hypothèses formulées sont:

- Rupture instantanée et simultanément le long de toute la surface de rupture.
- Problème traité à deux dimensions.
- Surface de glissement en forme de cylindre circulaire.

Il s'agit de déterminer le cercle critique qui correspond au coefficient de sécurité minimum.

6-2- Exemples de méthodes utilisées.

2-1 méthode de FELLENUIS

On admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire.

On divise le massif en question (talus amont) en tranches de longueur "l" on étudie ensuite les contraintes qui régnent dans cette tranche. Pour simplifier FELLENUIS admet les hypothèses suivantes:

- Au niveau de chaque tranche il n'y a pas d'interactions.
- La force tangentielle T a tendance à entraîner le massif au glissement, elle est motrice.
- La force N est stabilisatrice, car elle s'oppose au glissement en mobilisant le frottement interne, elle crée une force tangentielle $N \cdot \text{tg } \phi$ opposée à T. A ceci se rajoute la force due à la cohésion du matériau sur la surface de la tranche: c.l.

En tenant compte de la pression intersticielle la force N sera diminuée.

Soit R le rayon du cercle au glissement, le moment des forces résistantes sur le moment des forces motrices est:

$$\frac{R \sum (N - P) \cdot \text{tg } \phi + c.l}{R \sum T} = F$$

2-2 méthode de BISHOP

BISHOP a repris les mêmes hypothèses que FELLENUIS mais en admettant l'interaction des tranches du massif entre-elles. Mais uniquement la composante normale.

Il est à signaler qu'il existe diverses autres méthodes (méthode du cercle de frottement, méthode basée sur la résolution graphique COURTNEY, méthode de TAYLOR).

Toutes ces méthodes énoncées ont pour but la détermination des contraintes mises en jeu dans chaque tranche ou plus simplement de trouver les valeurs des composantes des forces dues : au poids du massif de la tranche, la force de pression sur l'arc de glissement, ensuite de ramener toutes les composantes sur l'arc de glissement.

6-3 METHODE UTILISEE POUR LE CALCUL DE STABILITE DU BARRAGE FAKRA

Méthode des "ELEMENTS FINIS". Elle consiste à calculer les contraintes en des points particuliers situés dans un corps.

Brièvement, les méthodes déjà citées prennent en compte les forces agissant dans les tranches du massif et ensuite d'analyser le comportement de ces tranches vis-à-vis de la rupture. Par éléments finis la possibilité nous est donnée de connaître en chaque point son état de contrainte.

Une fois les contraintes connues et en application des lois classiques de la mécanique des sols régissant la stabilité des talus, le coefficient de sécurité se détermine par le rapport des forces capables sur les forces effectives. De même on pourra situer la zone probable au glissement par le tracé des directions de glissements.

Le concept d'éléments finis se traduit par une discrétisation du massif en un ensemble d'éléments à géométrie régulière plane. Pour les calculs on prendra en compte l'influence des contraintes au centre de l'élément.

Le principe même de la méthode découle essentiellement des notions de théorie d'élasticité idéalisant le matériau dans ses caractéristiques mécaniques sachant qu'en réalité le comportement du matériau est différent.

Avant d'entamer le calcul il est jugé utile de donner un aperçu sur la notion d'élasticité et sur le principe de la méthode des éléments finis et le programme permettant la résolution des calculs. Les résultats furent appliqués à l'élaboration de plusieurs coupes-type du barrage (contraintes σ_y σ_z τ_{yz} déplacements, coefficients de sécurité et directions de glissements).

Le barrage de calcul est de type mixte terre-enrochements. La hauteur de l'ouvrage est maintenue à 31 m au dessus du talweg, la longueur en crête est égale à 330 m environ. Sur le parement amont est disposée une berme de 8 m de large à la côte 625,00 afin d'accroître la stabilité du talus.

Le corps du barrage est constitué d'un massif d'argile comme moyen d'étanchéité et d'un prisme aval en enrochements, dans la région centrale on disposera une succession de filtres à granulométrie croissante (sables graviers et blocs moyens). Le massif d'argile s'étend sur une longueur considérable de façon à recouvrir l'accident tectonique et limiter les infiltrations d'eau.

Sur le parement amont un revêtement de protection contre les effets des flots (roches compactées de 0,60 m d'épaisseur).

(coupe-type planche N°6)

1- INTRODUCTION

Sous l'impulsion de TERZAGHI, véritable fondateur de la mécanique des sols modernes, de rapides progrès ont été réalisés, grâce surtout au développement des essais au laboratoire ou sur le site et à la recherche de lois de type physique.

Aujourd'hui la mécanique des sols a désormais un objet bien précis et un ensemble de méthodes éprouvées. Les dimensions des constituants élémentaires des sols très petites par rapport aux ouvrages qui intéressent l'homme. De sorte qu'on peut les considérer comme formant un milieu continu homogène et isotrope.

Son nom même de mécanique montre assez ce qu'elle a de commun avec la mécanique rationnelle, la mécanique du milieu continu et la résistance des matériaux. Le fait que le sol comporte, en plus du squelette solide, une phase liquide et une phase gazeuse la rend tributaire de la mécanique des fluides en général et de l'hydraulique tout particulièrement.

Les méthodes de la mécanique des sols forment au stade actuel un ensemble complexe où les essais sur le site, les essais au laboratoire, les études théoriques et les règles de l'art se conjuguent non parfois sans quelque paradoxe. C'est ainsi par exemple que, faute de mieux on calculera d'abord les contraintes au sein d'un massif comme si le sol vérifiait les lois de l'élasticité linéaire, et que l'on déduira les déplacements en utilisant la loi rhéologique (c'est à dire la relation contrainte-déplacement) du sol qui précisément n'est ni élastique ni surtout linéaire, de nombreuses confrontations des calculs avec l'expérience ont montré que ces méthodes sont extrêmement utiles et efficaces et qu'elles constituent un bon outil de travail sous réserve d'adopter des coefficients de sécurité suffisants, sachant que les propriétés peuvent varier notablement d'un point à un autre.

Des réserves quand aux perfectionnements des calculs ne sauraient pourtant faire renoncer à la recherche de théorie ou de modèles plus puissants. Il convient de mentionner que de nouveaux progrès ont été faits récemment pour réduire les systèmes d'équations différentielles qui régissent l'équilibre des milieux continus. On doit notamment à :

- SOKOLOVSKI une méthode permettant de déterminer par le calcul des zones plastiques en milieu pulvérulent, ou cohérent
- ZIENKIEWITCH méthode des éléments finis, c'est surtout cette méthode qui paraît être promise au plus bel avenir.

Dans les deux cas le recours à de gros ordinateurs est nécessaire.

6-4 Rappels de théorie d'élasticité

1- INTRODUCTION

Tous les matériaux de construction possèdent à un certain degré la propriété d'être ELASTIQUES: c'est à dire que si les forces extérieures qui provoquent la déformation d'un corps, ne dépassent pas une certaine limite la déformation disparaît en même temps que la force qui lui a donné naissance. Les corps reprennent exactement leur forme primitive dès que les forces en question cessent d'agir. Nous supposons que la matière constituant un corps élastique est homogène et uniformément distribuée dans tout son volume, de même nous supposons que le corps est isotrope (ses propriétés élastiques sont les mêmes dans toutes les directions).

L'établissement des lois mathématiques suppose un solide idéal.

- homogène
- isotrope
- état neutre

Il n'est le siège d'aucune tension interne en l'absence des forces extérieures, dans le domaine élastique on admet avec la loi de HOOKE généralisée que les déformations et les tensions internes sont liées par des relations linéaires aux forces extérieures.

Avec ces hypothèses, la théorie de l'élasticité conduit à des équations aux dérivées partielles dont l'intégration quelquefois impossible nécessite toujours une analyse mathématique difficile. Mais de nos jours les progrès de l'informatique ont grandement contribué à l'avancement de ces calculs.

2- COMPOSANTES DE LA DEFORMATION

Les déplacements élémentaires des particules d'un corps ayant subi une déformation sont en général exprimées à l'aide de leur composante : u, v et w respectivement parallèles aux trois axes X, Y et Z .

Si on considère un petit élément $dx dy dz$ qui subit une déformation au point O le déplacement dans la direction des X d'un point voisin situé sur le même axe à la distance dx du point O $u + \frac{\partial u}{\partial x} . dx$

dû à l'accroissement $\frac{\partial u}{\partial x} dx$ de la fonction u lorsque x augmente.

Pour indiquer les déplacements élastiques nous emploierons: pour désigner l'extension.

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$$

3- COMPOSANTES DE LA TENSION

On remarque qu'il faut:

- trois symboles $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ pour désigner les tensions normales.

- Par simple considération de l'équilibre six symboles pour désigner les tensions de cisaillement $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$.

4- LOI DE HOOKE

L'expérience montre que pour un corps isotrope, les tensions normales ne déterminent aucune distorsion. La grandeur de l'extension $\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$

E : module d'élasticité longitudinale.

L'extension de l'élément dans le sens des X est accompagné de contractions latérales $-\nu \frac{\sigma_x}{E}$ $-\nu \frac{\sigma_x}{E}$ dans la direction X

ν : coefficient de Poisson

Les équations peuvent être aussi utilisées en compression, entre les limites élastiques E et ont la même valeur en traction et en compression. Si le corps est soumis à $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$, par la méthode de superposition:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{E} \left[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z) \right] \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E} \left[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z) \right] \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y) \right] \end{aligned}$$

Expression générale de la loi de HOOKE. On voit que les relations qui existent entre les allongements et les tensions sont définies par 2 constantes E et ν .

$$e = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$$

En résolvant les équations on trouve:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} e + \frac{E}{1+\nu} \epsilon_x \\ \sigma_y &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} e + \frac{E}{1+\nu} \epsilon_y \\ \sigma_z &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} e + \frac{E}{1+\nu} \epsilon_z \end{aligned}$$

conditions d'équilibre

(VOIR SCHEMA PAGE SUIVANTE.)

L'équation obtenue en faisant la somme de toutes les forces agissant sur l'élément dans la direction des X sera:

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

(18), (19)

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} - \rho g = 0$$

ρ : masse par unité de volume du corps.

5- CONDITIONS AUX LIMITES.

Les equations (18) et (19) doivent être satisfaites quel que soit le point considéré à l'interieur du corps. Les composantes de la contrainte varient dans tout l'interieur du volume de la plaque et lorsqu'on arrive à la périphérie du corps elles doivent équilibrer les forces extérieures qui s'exercent sur le contour. On voit qu'à la limite les composantes de la contrainte deviennent égales aux composantes des forces agissant sur la surface limitant le corps.

6- EQUATION DE COMPATIBILITE

Le problème essentiel de la théorie de l'élasticité est la détermination de l'état de contrainte dans un corps soumis à l'action des forces données. Dans un problème à deux dimensions, il s'agit de résoudre les equations différentielles de l'équilibre (18) et (19), les solutions trouvées doivent satisfaire aux conditions aux limites.

xy Pour un corps rigide, la solution donnée par les composantes $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$ élastiques, ne suffit pas, pour cela il faut faire intervenir les déformations $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$.

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

$\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$: composantes de la déformation.

L'equation de compatibilité est:

$$\frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y}$$

Les equations (18) et (19) associées aux conditions aux limites et l'une des equations de compatibilité, suffisent à déterminer complètement la distribution des contraintes dans un problème à deux dimensions.

7- FONCTION DE CONTRAINTE

La résolution d'un problème à deux dimensions se réduit à l'intégration des equations différentielles de l'équilibre de l'equation de compatibilité et de l'equation aux limites.

Si le poids du corps est la seule force massique, les equations doivent satisfaire.

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

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

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) (\sigma_x + \sigma_y) = 0$$

La méthode employée pour résoudre ces equations consiste à introduire une nouvelle fonction appelée FONCTION DE CONTRAINTE. ϕ , qui est en fonction de x, y . La fonction doit satisfaire l'equation:

$$\frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \phi}{\partial y^4} = 0 \quad \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \phi}{\partial y^4} = 0$$

6-5: THEORIE DES ELEMENTS FINIS

La solution de certains problèmes d'élasticité a été trouvée par l'emploi de théories énergétiques qui permettent de remplacer l'intégration d'équations différentielles par la recherche des conditions qui rendent minimum une intégrale donnée en employant la méthode de Rayleigh-RITZ. ce problème de calcul de variations se réduit à la recherche du minimum d'une fonction. Le procédé permet des résultats approchés très utiles dans bien de cas pratiques importants.

Méthode RAYLEIGH-RITZ:

principe de l'énergie potentielle minimale Parmi toutes les possibilités de déplacement d'une structure que satisfait la compatibilité interne et les conditions aux limites, seule celle qui satisfait aux conditions d'équilibre conduit à une valeur minimum de l'énergie potentielle totale soit δ_i = déplacements qui correspondent aux degrés de liberté de la structure.

E_p - Energie potentielle totale de la structure.

n - nombre de degrés de liberté.

$$E_p = E_p(\delta_1, \delta_2, \delta_3, \dots, \delta_n) \quad (1)$$

$$dE_p = \frac{\partial E_p}{\partial \delta_1} d\delta_1 + \frac{\partial E_p}{\partial \delta_2} d\delta_2 + \frac{\partial E_p}{\partial \delta_3} d\delta_3 + \dots + \frac{\partial E_p}{\partial \delta_n} d\delta_n \quad (2)$$

$$= \left\{ \frac{\partial E_p}{\partial \delta} \right\} \{d\delta\}$$

$$E_p \text{ est minimale quand } \left\{ \frac{\partial E_p}{\partial \delta} \right\} = 0 \quad (3)$$

donc

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial E_p}{\partial \delta_1} &= 0 \\ \frac{\partial E_p}{\partial \delta_2} &= 0 \\ \vdots \\ \frac{\partial E_p}{\partial \delta_n} &= 0 \end{aligned} \right\}$$

(4) système d'équation avec les $\{\delta_i\}$ comme inconnues.

l'expression generale de l'energie potentielle minimale

$$\{\sigma\}^T = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\} \quad (5)$$

$$\{\epsilon\}^T = \{\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \delta_{xy}, \delta_{yz}, \delta_{zx}\} \quad (6)$$

$$\{\delta\}^T = \{u, v, w\} \quad (7)$$

ou

$\{\sigma\}$ → Contraintes

$\{\epsilon\}$ → deformations spécifiques

u, v, w déplacements sur les directions x, y et z

loi de HOOKE

$$\{\sigma\} = [E] \{\epsilon\} \quad (8)$$

où $[E]$ → matrice des constantes elastiques

par exemple: pour l'hypothese de la deformation plane. la matrice des constantes elastiques $[E]$ a pour expression

$$E = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix}$$

et la matrice des déplacements spécifiques a pour expression

$$\{\epsilon\} = \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \end{bmatrix}$$

La loi de Hooke se resume donc a.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{Bmatrix} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \end{Bmatrix}$$

E module d'élasticité

ν module de poisson

la variation de l'énergie de déformation (dU_0) de unité de volume causée par une déformation spécifique infinitésimale $\{d\epsilon\}$ a pour valeur

$$dU = \{\sigma\}^T [d\epsilon] = \sigma_x d\epsilon_x + \sigma_y d\epsilon_y + \dots + \tau_{zx} d\gamma_{zx} \quad (9)$$

en comparaison des équations (2) et (3) il en résulte

$$\frac{\partial U_0}{\partial \epsilon_x} = \sigma_x \quad \frac{\partial U_0}{\partial \epsilon_y} = \sigma_y \quad \dots \quad \frac{\partial U_0}{\partial \gamma_{zx}} = \tau_{zx} \quad (10)$$

sous forme matricielle

$$\left\{ \frac{\partial U_0}{\partial \epsilon} \right\} = [E] \{d\epsilon\} \quad (11)$$

$$\text{donc } dU_0 = \{\epsilon\}^T [E] \{d\epsilon\} \quad (12)$$

et par intégration par unité de volume.

$$U_0 = \frac{1}{2} \{\epsilon\}^T [E] \{\epsilon\} \quad (13)$$

* U_F - Travail mécanique des forces massiques

$$U_F = \{f\}^T [F] \quad (14)$$

* - travail mécanique des pressions extérieures

$$U_p = \{p\}^T [P] \quad (15)$$

Pour un corps de volume V et de surface S et sollicité par les forces massiques F et des pressions extérieures P . l'expression de l'énergie potentielle totale.

$$E_p = \int_V U_0 \, dv - \int_V U_0 \, dv - \int_S U_p \, dS \quad (16)$$

ou

$$E_p = \int_V \frac{1}{2} \{ \epsilon \}^T [E] \{ \epsilon \} \, dv - \int_V \{ R \}^T [F] \, dv - \int_S \{ A \}^T [P] \, dS \quad (17)$$

Methode Rayleigh - RITZ

on propose une approximation pour le champ des déplacements de la forme suivante.

$$\begin{aligned} u &= a_1 g_1(x, y, z) + a_2 g_2(x, y, z) + \dots + a_n g_n(x, y, z) \\ v &= b_1 h_1(x, y, z) + \dots + b_n h_n(x, y, z) \\ w &= c_1 l_1(x, y, z) + \dots + c_n l_n(x, y, z) \end{aligned} \quad (18)$$

où g_i, h_i, l_i sont les fonctions d'approximation choisies qui doivent être continues et dérivable et satisfaites aux conditions aux limites pour $\{u, v, w\}$ indépendant des valeurs des paramètres a_i, b_i, c_i avec les déplacements $\{u, v, w\}$ définis ci-dessus. Les déplacements spécifiques deviennent.

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = a_1 \frac{\partial g_1}{\partial x} + a_2 \frac{\partial g_2}{\partial x} + \dots + a_n \frac{\partial g_n}{\partial x} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = b_1 \frac{\partial h_1}{\partial y} + b_2 \frac{\partial h_2}{\partial y} + \dots + b_n \frac{\partial h_n}{\partial y} \\ \delta_{xz} &= \dots \end{aligned} \quad (19)$$

l'énergie E_p en final sera exprimée en fonction des paramètres a_i, b_i etc. d'où le système.

$$\frac{\partial E_p}{\partial a_i} = 0 \quad / \quad i=1, \dots, n \quad \frac{\partial E_p}{\partial b_i} = 0 \quad / \quad i=1, \dots, n \quad \frac{\partial E_p}{\partial c_i} = 0 \quad / \quad i=1, \dots, n \quad (20)$$

La méthode de Raylitz - RITZ pose deux (2) Questions

- Comment peut-on trouver les meilleurs fonctions d'approximation?
- Combien de couches pour la solutions approximative obtenue?

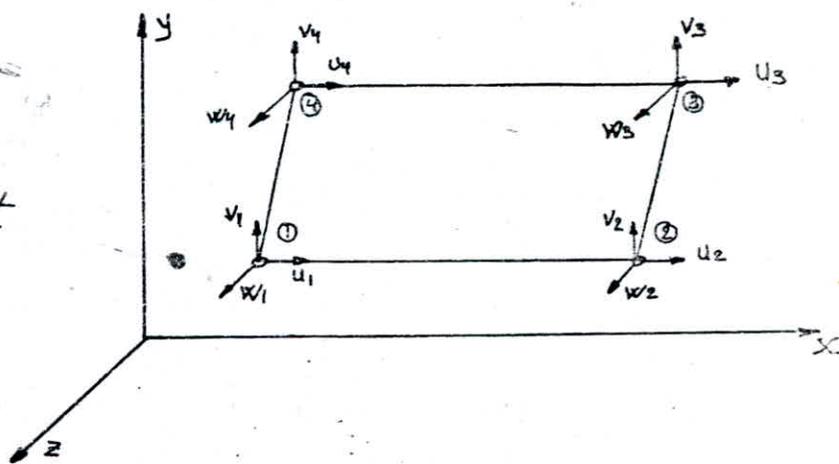
Méthode des éléments finis de la forme de la méthode de RAYLEIGH-

RITZ: dans la forme de Rayleigh Ritz les fonctions d'approximation de type g_i, h_i, l_i définissent entièrement la structure. pour la conception d'éléments finis, on divise la structure en une série de sous-volumes définis: éléments finis.

La connexion des éléments finis se réalise en des points situés sur le contour des éléments. Les fonctions d'approximation sont définies pour chaque élément en expression simple du type polynomial. Les paramètres du type a_i, b_i et c_i sont remplacés par les déplacements nodaux v_i, v_i, w_i . En conséquence l'énergie potentielle s'exprime en fonction des déplacements nodaux.

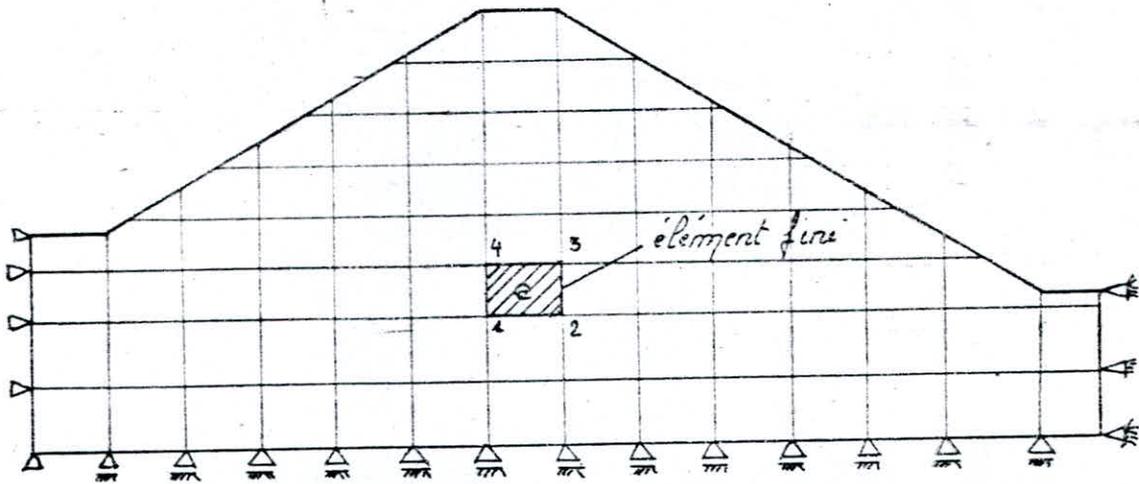
soit
$$\begin{Bmatrix} \delta \\ \end{Bmatrix}_e = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{Bmatrix}_e$$

l'indice e représente l'élément



Discretisation en éléments finis (1, 2, 3, 4, = nœuds)

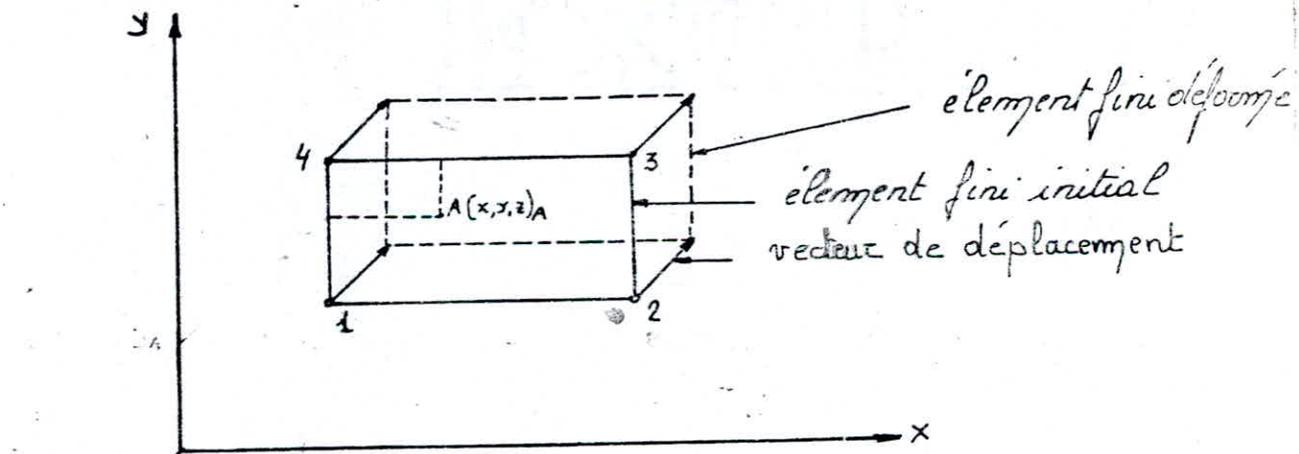
discrétisation en éléments finis (1, 2, 3, 4, ... = nœuds)



Les déplacements dans un point A de coordonnées (x, y et z)

sont :

$$\begin{Bmatrix} U \\ V \\ W \end{Bmatrix}_A = [N] \begin{Bmatrix} \delta \end{Bmatrix}_A$$



ou $\begin{Bmatrix} \delta \end{Bmatrix}_A = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \\ \vdots \\ u_4 \\ v_4 \\ w_4 \end{Bmatrix} = \text{déplacement des nœuds}$

$[N]$ fonction d'approximation
donc $\{E\}_e = [B]_e \{s\}_e$ (22)

où $[B]$ = matrice des dérivations des fonctions d'approximation en rapport avec $x, y, et z$.

L'énergie potentielle (17) par élément devient.

$$(E_p)_e = \int_{V_e} \frac{1}{2} \{s\}_e^T [B]_e^T [E]_e [B]_e \{s\}_e dV_e - \int_{V_e} \{s\}_e^T [N]^T \{F\}_e dV_e - \int_{S_e} \{s\}_e^T \int_{S_e} [N]^T \{p\}_e dS_e \quad (23)$$

parce que $\{s\}_e$ = Constante de point de vue de l'intégration:

$$(E_p)_e = \frac{1}{2} \{s\}_e^T \left(\int_{V_e} [B]_e^T [E]_e [B]_e dV_e \right) \{s\}_e - \int_{V_e} [N]^T \{F\}_e dV_e - \{s\}_e^T \int_{S_e} [N]^T \{p\}_e dS_e \quad (24)$$

où : $\{s\}$ = déplacements dans tous les noeuds de la structure

$$\int_{V_e} [B]_e^T [E]_e [B]_e dV_e = [K_e] = \text{rigidité de l'élément} \quad (25)$$

$$\int_{V_e} [N]^T \{F\}_e dV_e + \int_{S_e} [N]^T \{p\}_e dS_e = [R]_e = \text{forces dans les noeuds de l'élément.}$$

L'énergie potentielle totale de la structure sera

$$E_p = \frac{1}{2} \{s\}^T \left(\sum_1^m [K_e] \right) \{s\} - \{s\}^T \left(\sum_1^m [R]_e \right) \quad (26)$$

m nombre d'éléments finis.

L'énergie potentielle minimale sera $\frac{\partial E_p}{\partial \delta_i} = 0 / i = 1, \dots, n$
 n nombre de noeuds.

la relation (25) dérivée par rapport aux inconnues δ donne

$$\left(\sum_1^m [K_e] \right) \{ \delta \} = \sum_1^m \{ R_e \}$$

ou

$$\boxed{ [K] \{ \delta \} = \{ R \} } \quad (29)$$

avec $[K]$ rigidité de la structure

$\{ R \}$ forces dans les nœuds de la structure

$\{ \delta \}$ déplacements dans les nœuds de la structure

La relation (29) représente un système de n équations avec n inconnues (comme les déplacements).

Pour chaque type d'élément fini on propose comme fonction d'approximation une forme polynomiale et l'intégration des relations (25) s'effectue par la résolution numérique en appliquant la méthode de Gauss.

6-6 Description du programme de calcul de structures : SAP IV

1- INTRODUCTION

La mise au point d'un programme efficace de calcul de structures est subordonnée à la connaissance de trois disciplines scientifiques.

- La mécanique de structures
- L'analyse numérique
- L'informatique

L'efficacité d'un programme dépend pour la plus grande part des méthodes numériques utilisées et de la manière dont elles sont implantées sur ordinateurs.

La présente version du SAP IV de calcul statique et dynamique de structures à comportement linéaire s'est montré être un outil de calcul des plus maniable et efficace, il est inscrit en langage FORTRAN IV

On forme d'une structure à étudier un modèle formé de la combinaison d'éléments structuraux des types les plus variés. Il n'y a pas de restrictions concernant le nombre d'éléments utilisé.

Un point nodal peut avoir de 0 à 6 degrés de liberté.

Le calcul statique se poursuit par la résolution des équations d'équilibre et l'obtention des contraintes dans chaque élément.

2- EQUATIONS D'EQUILIBRE

Toutes les méthodes aboutissent à un système d'équations de la forme : $M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = R$

M - matrice de masse

C - matrice d'amortissement

K - matrice de rigidité

les vecteurs u, \dot{u} et \ddot{u} représentent les déplacements nodaux, les vitesses et les accélérations respectivement et R sont les déplacements.

3- ORGANISATION DU PROGRAMME

- i- Les données d'entrée de chaque point nodal sont lues et enregistrées par le programme.
- ii- Les matrices de rigidité et de masse de chaque élément sont calculées et enregistrés.
- iii- La matrice de rigidité et de masse de chaque élément vont constituer par addition les matrices totales, et seront stockées.

Le programme prend en considération 6 degrés de liberté (3 déplacements et 3 rotations).

code : 1 aucune équation ne peut être associée au degré de liberté correspondant

: 0 signifie un degré de liberté actif.

Une fois connues les coordonnées de tous les points nodaux et les numéros d'équation alloués aux degrés de liberté actifs, le programme procède au calcul des matrices de rigidité, de masse et de transformation contrainte-déplacement pour chaque élément.

4- ELEMENT DE CONTRAINTE PLANE, DE DEFORMATION PLANE

Le programme dispose d'un élément quadrilatère (ou triangle) travaillant en contrainte plane. Les éléments de déformation plane sont obligatoirement situés dans le plan Y-Z.

5- CALCUL STATIQUE

Un calcul statique nécessite la résolution du système formé par les équations d'équilibre $K.U = R$ suivie d'un calcul des contraintes dans chaque élément.

Pour chaque élément, les contraintes portent les noms suivants:

S_{11} S_{22} S_{12} S_{33} S_{max} S_{min} angle

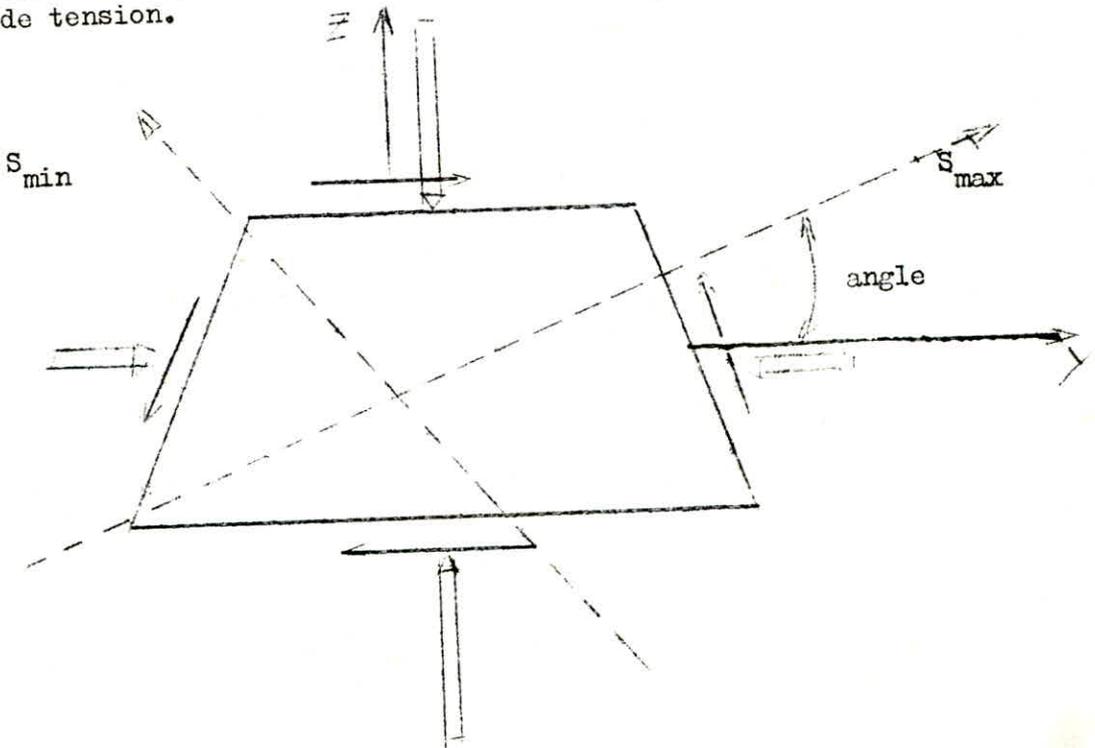
S_{max} et S_{min} sont les contraintes principales dans le plan de l'élément.

angle: angle que fait S_{max} avec l'axe horizontal (en degré).

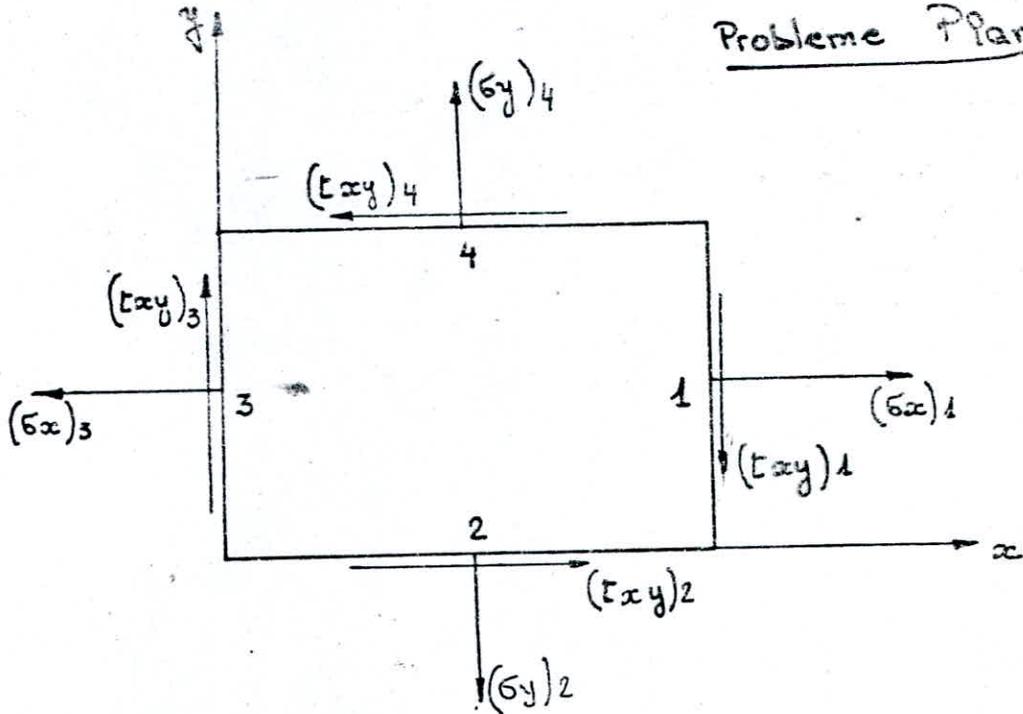
En général les éléments rectangulaires sont les plus performants, aussi est-il préférable d'utiliser autant que possible des maillages réguliers d'éléments rectangulaires. Pour les éléments triangulaires la précision n'est pas assurée.

6- CONVENTION DE SIGNES SAP IV

La valeur d'une contrainte précédée du signe négatif (-) indique un effort de compression et contrairement le signe positif (+) indique un état de tension.



Probleme Plan



$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$.composantes normales des tensions

$\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$.composantes de la tension de cisaillement

ϵ .unité d'allongement

$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$.allongements unitaires dans la direction des x, y et z

$\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$.composantes des deformations transversales

E module d'élasticité à la traction ou à la compression

G module de rigidité

ν .coefficient de Poisson

u, v, w .composantes des déplacements élémentaires

lac vide

Materiaux	P. spec.	E(S)	E(N)	$\mu(S)$	$\mu(N)$	G
1	1.77	800	800	0.27	0.27	312
2	1.77	950	950	0.27	0.27	370.5
3	1.77	1100	1100	0.27	0.27	429
4	1.77	1500	1500	0.27	0.27	585
5	1.85	5000	5000	0.25	0.25	2000
6	1.85	6000	6000	0.25	0.25	2400
7	1.85	7000	7000	0.25	0.25	2800
8	1.85	8000	8000	0.25	0.25	3200
9	2.00	5000	5000	0.30	0.30	1923
10	2.00	7000	7000	0.30	0.30	2660
11	2.00	8000	8000	0.30	0.30	3000

lac plein

Materiaux	P. spec.	E(S)	E(N)	$\mu(S)$	$\mu(N)$	G
1	1.12	800	800	0.27	0.27	312
2	1.12	950	950	0.27	0.27	370.5
3	1.12	1100	1100	0.27	0.27	429
4	1.77	1500	1500	0.27	0.27	585
5	1.85	7000	7000	0.25	0.25	2800
6	1.85	7000	7000	0.25	0.25	2800
7	1.85	7000	7000	0.25	0.25	2800
8	1.85	7000	7000	0.25	0.25	2800
9	2.00	7000	7000	0.30	0.30	2660
10	2.00	7000	7000	0.30	0.30	2660
11	2.00	7000	7000	0.30	0.30	2660
12	1.77	8000	8000	0.27	0.27	312

6-7 Hypothèses de calcul

Le calcul du coefficient de sécurité à prendre en compte pour la stabilité du talus amont du barrage mixte argile-enrochements FAKRA a nécessité l'utilisation d'un ordinateur de type UNIVAC 1106 appartenant au centre de calcul du ministère de l'hydraulique. Le programme permettant ce calcul résoud aussi bien un calcul statique que dynamique. Pour notre cas on s'est tenu au premier.

La section-type du barrage a été subdivisée en un ensemble de quadrilatères et de triangles qui sont les éléments. Bien que des restrictions quand au nombre d'éléments à utiliser n'est pas exigée il est préférable de s'en tenir à un nombre respectable et qui soit représentatif afin de ne pas dépasser la capacité de l'ordinateur.

Les éléments finis sont en nombre de 163 générant ainsi 190 nœuds (voir planche N° 6). Chaque élément est numéroté par ordre croissant, idem pour les nœuds en respectant la disposition (I, J, K et L).

Chaque nœuds est introduit avec ses coordonnées (Y et Z) suivis du code (0 ou 1) sur la possibilité de se déplacer ou non, déplacements au nombre de deux les rotations étant annulées. Du fait de l'encastrement de l'embase du barrage dans la fondation les nœuds situés sur cette zone ont été bloqués. Le système à résoudre comprendra donc 318 équations, les 31 nœuds bloqués sont éliminés.

Sur la coupe-type du barrage apparaissent 4 matériaux (argile, sable, gravier et enrochements) à chaque type ses caractéristiques mécaniques propres, en particulier (le poids spécifique, le module d'élasticité E, le coefficient de Poisson ν).

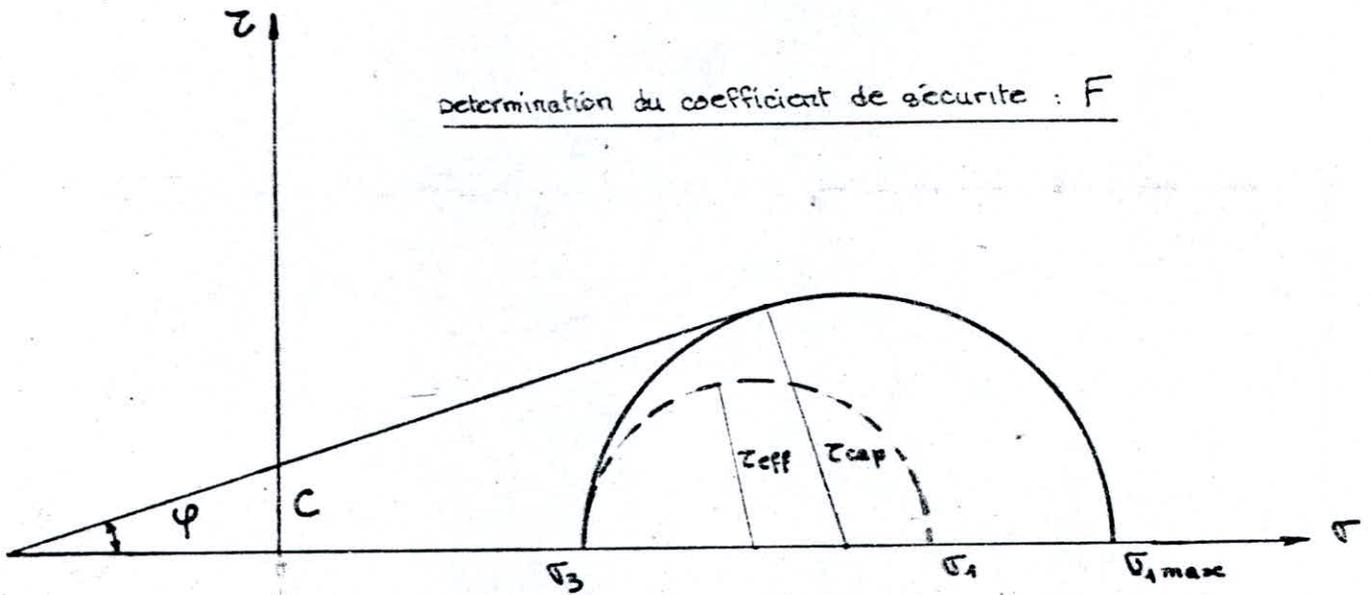
Sachant que les caractéristiques mécaniques d'un matériau varient suivant la profondeur, il a été constitué un groupe de douze (12) matériaux dans le massif (voir tableau).

Dans l'hypothèse d'un lac à retenue normale (NNR = 638,00) on a introduit l'effet dynamique de l'écoulement des eaux d'infiltrations essentiellement dans la zone centrale jusqu'au point de rabattement de la ligne phréatique. Calcul basé sur la perte de charge entre des points situés sur des verticales.

Les premiers résultats concernent les déplacements des nœuds (planche N°7) translation provoquée par un brusque chargement du corps du barrage par les forces extérieures. Ensuite les valeurs des contraintes $\sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}$ au centre de chaque élément (planche N° 7).

En application des lois intrinsèques des matériaux le coefficient de sécurité se déduit par le rapport des forces passives capables sur les forces passives effectives. A chaque élément son coefficient F au centre de l'élément. Les éléments ayant une valeur de F inférieure à 1,00 sont sujettes au glissement (planche N°8). Il est aussi possible de retrouver cette zone par les directions de glissement, à partir des directions des contraintes principales σ_{max} et σ_{min} .

determination du coefficient de sécurité : F



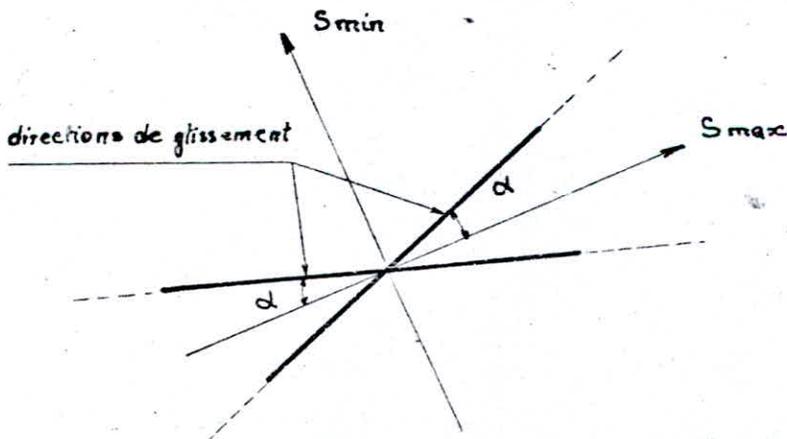
$$F = \frac{(\sigma_3 + C \cot \varphi) \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \bigg/ \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2}$$

Pour un matériau à cohésion nulle $C = 0$

$$F = \frac{\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \bigg/ \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2}$$

avec $\sigma_3 = \sigma_{\max}$
 $\sigma_1 = \sigma_{\min}$

Directions de glissements



$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

φ (angle de frottement)

CHAPITRE VII CONSOLIDATION DES ARGILES

7-1 Introduction

Dans le but de pouvoir juger les résultats de calcul du coefficient de sécurité par éléments finis on a voulu établir une comparaison avec des valeurs établies par une méthode conventionnelle. Le choix a été porté sur la méthode de FELLENIUS. Compte tenu du peu de temps mis à notre disposition il nous est pas possible de pouvoir effectuer un calcul assez exhaustif. Aussi nous avons jugé plus utile de considérer un seul cercle de glissement dont l'avant projet de faisabilité établie à la D.G.I.H. a confirmé comme étant le cercle critique, ceci pour une vidange rapide partielle.

Ayant opté pour cette solution, et désirant obtenir un calcul aussi proche de réalité que possible, il nous est indispensable de tenir compte des effets de la pression intersticielle dans l'ouvrage. Ce calcul a été facilité par l'utilisation d'un programme élaboré par Monsieur L. ILIE maître de conférences à l'E.N.P.A.

On sait depuis longtemps que les zones étanches peuvent être le siège de pressions intersticielles importantes au cours de la construction avant qu'il y ait la moindre quantité d'eau dans la retenue. Des pressions égales à 50% du poids total des terres sus-jacentes sont courantes.

Drainage : Les couches d'égalités intersticielles ne sont pas des lignes sensiblement horizontales comme les contraintes totales, mais des ovales à cause du drainage.

Pour des noyaux épais on retiendra.

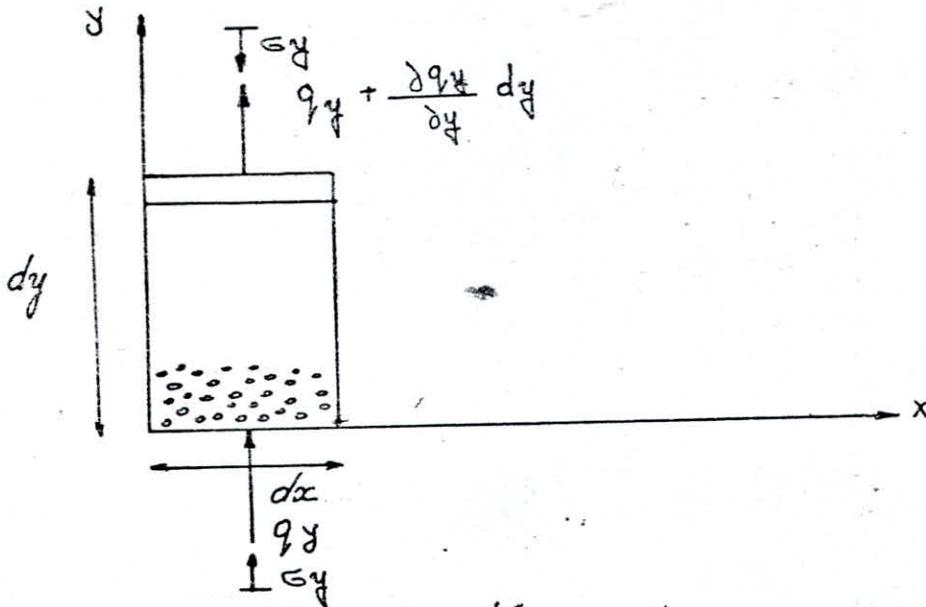
K cm/s	Dissipation
$5 \cdot 10^{-7}$	aucune
$5 \cdot 10^{-7}$ à $5 \cdot 10^{-6}$	légère
$5 \cdot 10^{-6}$ à $5 \cdot 10^{-5}$	moyenne
$5 \cdot 10^{-5}$	complète

Teneur en eau de compactage : C'est le facteur le plus important du développement des pressions intersticielles. Tous les barrages compactés à une teneur en eau supérieure à l'optimum - 0,6% ont été le siège de pressions intersticielles élevées. Au contraire si la teneur en eau est maintenue inférieure à l'optimum - 2 ou 3% il n'apparaît pratiquement pas de pressions intersticielles.

Arrêt de la construction : quand la construction est arrêtée alors que des pressions intersticielles élevées regnent dans le noyau, celle-ci diminue pendant la période d'interruption et lorsque les travaux reprennent elles remontent à un rythme bien plus lent que lors de la première phase. la raison est que du fait de la consolidation intervenue pendant l'arrêt de la construction, le matériau est devenu moins compressible et par conséquent les surcharges nouvelles sollicitent moins l'eau et plus le squelette.

7-2: CONSOLIDATION DES ARGILES

Consolidation Unidimensionnelle



$$\sigma_y = \frac{\partial \sigma_e}{\partial t}$$

$$\sigma_e = \sigma_e h$$

$$q_y = K_y I_y = K_y \frac{\partial h}{\partial y}$$

equation de continuité:

$$v dx = \left(\frac{\partial q_y}{\partial y} dy \right) dx$$

$$v = \epsilon_y dy$$

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_y}{E}$$

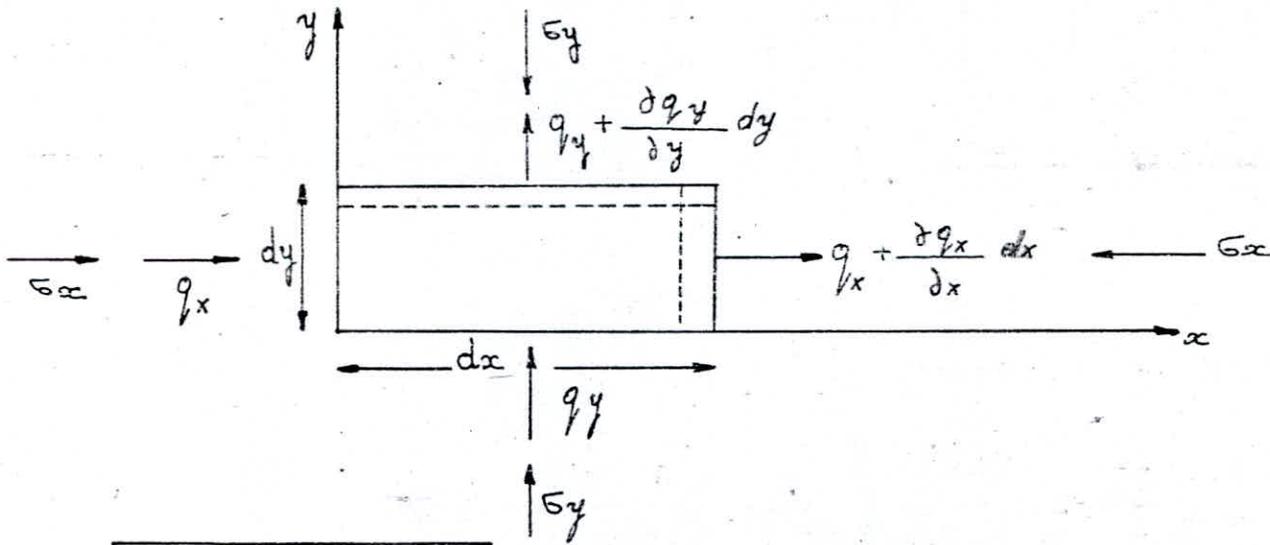
$$\frac{\sigma_y}{E} dy dx = \frac{\partial q_y}{\partial y} dy dx \implies \frac{1}{E} \frac{\partial \sigma_e}{\partial t} = \frac{\partial q_y}{\partial y}$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{E K_y}{\sigma_e} \left(\frac{\partial}{\partial y} K_y \frac{\partial q_y}{\partial y} \right)$$

$$K_y = \text{const.}(y)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{E K}{\sigma_e} \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}$$

$$C_v = \frac{E K}{\sigma_e}$$

Consolidation bidimensionnelle :

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\partial \sigma_e}{\partial \epsilon}$$

Equation de continuité pour les directions x et y pendant Δt

$$v dx + u dy = \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} dx \right) dy + \left(\frac{\partial q_y}{\partial y} dy \right) dx$$

Loi de Hooke :

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y - \mu \sigma_z)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \sigma_x - \mu \sigma_z)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - \mu \sigma_x - \mu \sigma_y)$$

Deformation plane :

$$\epsilon_z = 0 \Rightarrow \sigma_z = \mu (\sigma_x + \sigma_y)$$

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y - \mu^2 (\sigma_x + \sigma_y))$$

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x (1 - \mu^2) - \mu \sigma_y (1 + \mu)) \quad / \quad \mu$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y (1 - \mu^2) - \mu \sigma_x (1 + \mu)) \quad / \quad (1 - \mu)$$

$$\mu \varepsilon_x + (1-\mu) \varepsilon_y = \sigma_y \frac{1}{E} \left[(1-\mu^2)(1-\mu) - \mu^2(1+\mu) \right] =$$

$$\sigma_y \frac{1}{E} (1+\mu) [1-2\mu+\mu^2-\mu^2]$$

$$\mu \varepsilon_x + (1-\mu) \varepsilon_y = \sigma_y \frac{1}{E} (1+\mu) (1-2\mu)$$

$$\mu \varepsilon_y + (1-\mu) \varepsilon_x = \sigma_x \frac{1}{E} (1+\mu) (1-2\mu)$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon = \varepsilon_x = \varepsilon_y \\ \frac{d}{dt} \sigma_e = \sigma_x = \sigma_y \end{aligned} \right\} \Rightarrow \varepsilon = \frac{d\sigma_e}{dt} \frac{1}{E} (1+\mu)(1-2\mu)$$

$$v = \varepsilon_y dy$$

$$\mu = \varepsilon_x dx$$

$$v dx + \mu dy = \varepsilon_y dx dy + \varepsilon_x dx dy = dx dy (\varepsilon_x + \varepsilon_y)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_x = \varepsilon_y$$

$$v dx + \mu dy = 2 \varepsilon dx dy$$

$$\frac{\partial \sigma_e}{\partial t} \left[\frac{2(1+\mu)(1-2\mu)}{E} \right] = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y}$$

$$\sigma_e = \sigma_e h$$

$$q_x = K_x I_x = K_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$q_y = K_y I_y = K_y \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{E}{2(1+\mu)(1-2\mu)\sigma_e} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right]$$

$$K_x = \text{Const.}(x)$$

$$K_y = \text{Const.}(y)$$

$$\frac{\delta h}{\delta \epsilon} = \frac{E}{2(1+\mu)(1-2\mu)\delta e} \left[K_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + K_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} \right]$$

$$\frac{\delta h}{\delta \epsilon} = \frac{K E}{2(1+\mu)(1-2\mu)\delta e} \left[\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} \right] + \left(\frac{\Delta h}{\Delta \epsilon} \right)$$

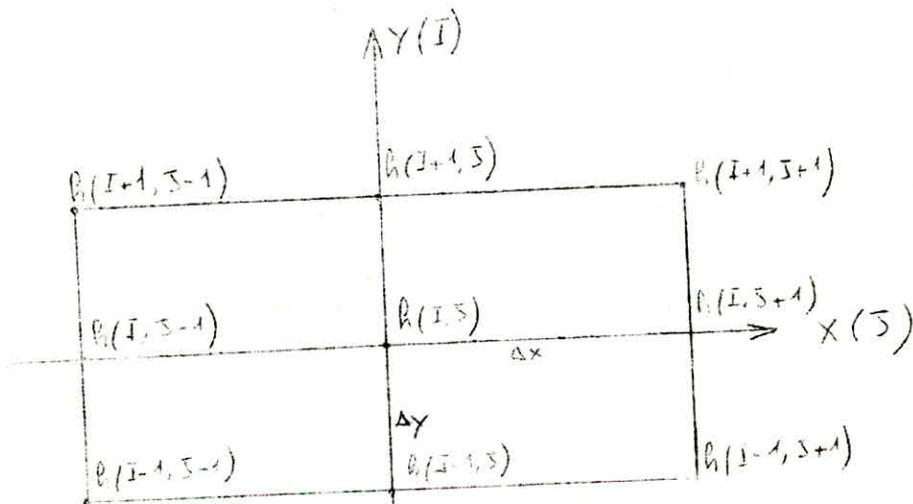
$$C_v = \frac{K E}{2(1+\mu)(1-2\mu)\delta e}$$

7-3 Hypothèses et données de calcul

La zone d'argile sur la coupe-type du barrage a été divisée en un ensemble de sections rectangulaires régulières ($x = 4m$, $y = 2m$) en raison de l'hypothèse que l'exécution s'effectue par couches de 2m. Le but du calcul est de connaître la valeur de la pression intersticielle en des points connus (nœuds).

Le calcul est basée sur l'application de la méthode d'approximation de TAYLOR. Transformation des dérivés continues par des termes discrets, telle est la méthode.

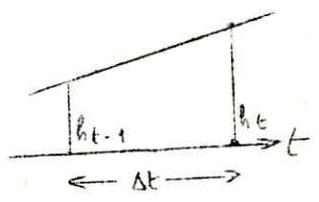
1- Pricipe de la méthode



$t=0$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{h_{i,j-1} - 2h_{i,j} + h_{i,j+1}}{\Delta x^2}$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{\Delta y^2}$$



$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{h_t - h_{t-1}}{\Delta t}$$

$$(h_{i,j})_t = (h_{i,j})_{t-1} + \Delta t \left\{ \begin{aligned} & \frac{E}{2(1+\mu)(1-2\mu)\gamma_e} \left[k_x \frac{h_{i,j-1} - 2h_{i,j} + h_{i,j+1}}{\Delta x^2} \right. \\ & \left. + k_y \frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{\Delta y^2} \right] \end{aligned} \right\}_{t-1}$$

$$\left(R_{i,3} \right)_{t-1} \left\{ 1 - \frac{\Delta t E}{(1+\mu)(1-2\mu)\gamma_e} \left(\frac{K_x}{\Delta x^2} + \frac{K_y}{\Delta y^2} \right) \right\} \geq 0$$

$$\Delta t \leq \frac{(1+\mu)(1-2\mu)\gamma_e}{E \left(\frac{K_x}{\Delta x^2} + \frac{K_y}{\Delta y^2} \right)}$$

2- Conditions aux limites

	niveau amont	niveau aval
$0 < t < 8$ mois	$h = 0$	$h = f(h)$
$t > 8$ mois	$h = 0$	$h = 4m.$

$$\begin{aligned} E &= 1\,000 \text{ t/m}^2 \\ \mu &= 0,25 \\ \gamma_e &= 2,12 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_e &= 1,00 \text{ " } \\ K_x &= 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \\ K_y &= 0,2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \end{aligned}$$

A cause de l'effet de compactage de l'argile il apparait une anisotropie, l'argile est "stratifiée" la perméabilité est plus faible verticalement cinq fois moins que la perméabilité horizontale.

La durée d'exécution du barrage est fixée à six (6) mois, suivant les recommandations qui nous ont été fournies. Ensuite survient une période d'arrêt pour permettre la consolidation de s'effectuer, le niveau amont étant à zéro (0 m), durée deux (2) mois.

A partir de ces huit (8) mois l'exploitation commence, la retenue se remplit jusqu'à atteindre le niveau normal (côte 638,00) environ 4 mètres par mois. Et enfin on a simulé une vidange rapide partielle de 9 mètres pour connaître la variation de la pression dans cette condition.
(voir planche N° 10 en annexe)

4- Resultats des calculs

Le problème de pressions interstitielles a été résolu grâce à l'utilisation de l'ordinateur UNIVAC 1106 du Ministère de l'Hydraulique. Les calculs ont été effectués sur deux (2) valeurs du coefficient de perméabilité K ceci afin de montrer les variations occasionnées par une différence de la perméabilité.

La durée totale est de 36 mois, le niveau d'eau amont étant à la cote 629,00 m. Dans l'impossibilité de tracer les variations de la pression intersticielle pour tous les points de calcul et ceci pour 36 mois on a uniquement porté sur un graphe quelques points caractéristiques le tracé des courbes de variations dans l'hypothèse de:

- Exécution de l'ouvrage (lac vide)
- Exploitation normale
- Vidange rapide partielle

Ceci pour un coefficient de perméabilité $K = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s
 $K = 0,5 \cdot 10^{-7}$ m/s

Les valeurs ainsi trouvées ont permis de tracer sur la coupe-type du barrage les courbes d'égales pressions intersticielles. Ceci pour les conditions citées au début. (planche N° 9).

5- Calcul du coefficient de sécurité par FELLENUIS

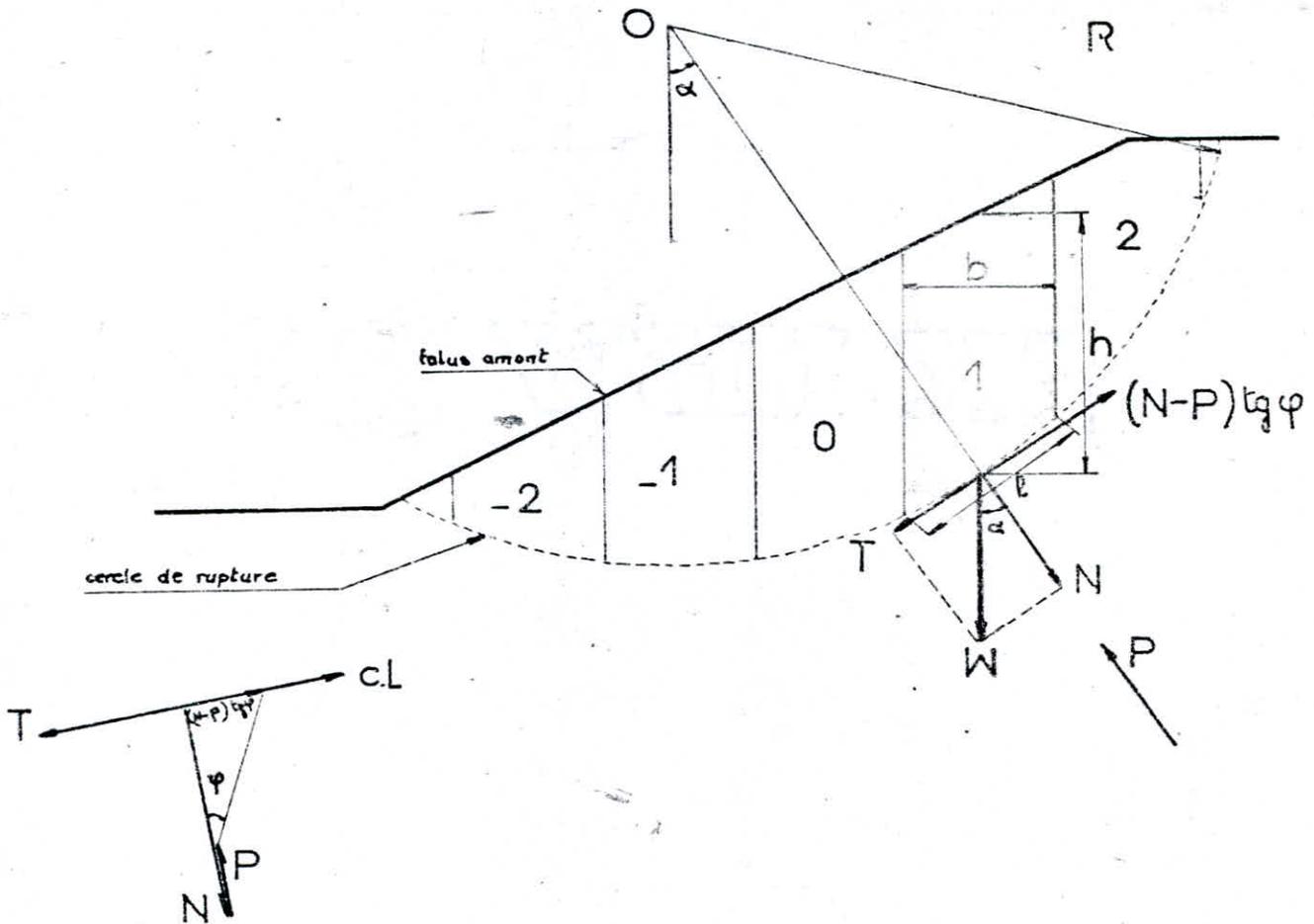
Dans cette étape 3 cas ont été considérés.

- retenue vide $K = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s
- retenue vide $K = 0,5 \cdot 10^{-7}$ m/s
- vidange rapide partielle (9 m)

Les valeurs trouvées figurent sur des tableaux).

* Il n'a été considéré qu'un seul cercle de glissement

DECOMPOSITION DES FORCES



Formule utilisée pour déterminer le coefficient de sécurité correspondant au cercle de rupture donné :

$$F = \frac{\sum (N_i - P_i) \operatorname{tg} \varphi + \sum C.l_i}{\sum T_i}$$

- N_i : effort normal = $w_i \cos \alpha_i = \gamma \times h_i \times b_i \times \cos \alpha_i$ (par unité de largeur)
- T_i : effort tangentiel = $w_i \sin \alpha_i = \gamma \times h_i \times b_i \times \sin \alpha_i$ //
- P_i : force due à la pression hydrostatique interne
- $C.l$: force due à la cohésion = cohésion unitaire (t/m^2) multipliée par la surface de contact
- W_i : Poids de la tranche i
- φ : angle de frottement du matériau
- C : cohésion

RETENUE VIDE

$K = 0.5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

$\varphi = 23^\circ$

$\gamma_{\text{sat}} = 2.12 \text{ t/m}^3$

$C = 3 \text{ t/m}^2$

N° de la tranchée	α°	h (m)	b (m)	l (m)	P (t/m²)	P · l	N (t)	T (t)	(N-P)tgφ	C · l (t)
-4	-27	3.6	8	8.0	8.0	48.0	54.4	-27.7	8.1	24
-3	-18	9.0	8	8.4	22.0	184.8	109.2	-47.2	-16.8	25.2
-2	-11	13.0	8	8.2	38.0	246.0	215.4	-42.1	-12.6	28.6
-1	-3	18.4	8	8.0	33.5	268.0	243.9	-12.8	-10.2	24.0
0	6	16.2	8	8.8	35.2	291.6	273.3	28.7	-3.9	24.0
1	14	12.6	8	8.2	35.5	291.1	322.9	80.4	13.3	24.6
2	22	12.4	8	8.6	33.5	288.1	305.1	123.3	7.2	25.8
3	31	19.4	8	9.0	27.5	247.5	238.4	103.3	-3.9	27.0
4	41	13.6	8	10.8	17.0	183.6	174.1	151.3	-4.0	32.4
5	54	8.2	9.5	16.0	3.0	92.4	89.1	87.6	13.80	48.0

$\Sigma = 486.8 \quad \Sigma = 19.9 \quad \Sigma = 279.6$

coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\Sigma (N-P) \text{tg} \varphi + C \cdot l}{\Sigma T} = 0.62$$

$$K = 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$\varphi = 23^\circ$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2.12 \text{ t/m}^3$$

$$c = 3 \text{ t/m}^2$$

RETENUE VIDE

N° de la tranche	α°	h (m)	b (m)	l (m)	P (t/m²)	P _z l	N (t)	T (t)	(N-P) tg φ	C. l (t)
-4	-27	3.6	8	8.0	9.0	10	54.4	-27.7	8.1	24.0
-3	-18	9.0	8	8.4	11.9	98.8	109.2	-47.2	20.8	29.2
-2	-11	13.0	8	8.2	17.9	143.5	216.4	-42.1	30.9	28.8
-1	-3	14.4	8	8.0	20.0	160.0	243.9	-12.8	35.6	24.0
0	6	16.2	8	8.0	22.0	176.0	273.3	28.7	41.3	24.0
1	14	19.6	8	8.2	22.9	184.9	322.5	80.4	58.8	24.5
2	22	19.4	8	8.8	24.0	190.8	305.1	123.3	52.9	25.8
3	31	19.4	8	9.0	18.0	144.0	258.4	143.3	40.1	27.0
4	41	13.6	8	10.8	9.0	97.2	174.1	151.3	32.8	32.4
5	54	8.2	9.9	18.0	1.0	18.0	69.1	83.8	20.8	48.0

$$\Sigma = 486.8 \quad \Sigma = 339.5 \quad \Sigma = 279.6$$

coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\Sigma (N-P) \text{tg} \varphi + C. l}{\Sigma T} = 1.27$$

$K = 10^{-7} \text{ m/s}$

$\varphi = 23^\circ$

$\gamma_{\text{sat}} = 212 \text{ t/m}^3$

$\gamma_{\text{sub}} = 112 \text{ t/m}^3$

$C = 3 \text{ t/m}^2$

VIDANGE RAPIDE PARTIELLE

N° de la branche	α°	h (m)	b (m)	P (m)	$P \cdot \gamma_e$ (t/m ³)	P.L	N (t)	T (t)	$(N-P) \cdot \text{tg} \varphi$	C.P (t)
-4	-27	3.6	8.0	8.0	5.8	46.4	28.7	-12.6	-7.5	24.0
-3	-18	9.0	8.0	8.4	8.0	5.1	76.7	-24.9	30.4	25.2
-2	-11	13.0	8.0	8.2	14.0	112.8	114.3	-22.2	-0.2	24.6
-1	-3	14.4	8.0	8.0	12.0	96.0	128.9	-5.8	13.9	24.0
0	6	16.2	8.0	8.0	11.0	88.0	144.4	15.2	29.9	24.0
1	14	19.6	8.0	8.2	9.0	73.8	322.5	80.4	102.3	24.6
2	22	19.4	8.0	8.6	7.0	60.2	305.1	123.3	102.0	25.8
3	31	19.4	8.0	9.0	5.0	45.0	258.4	113.3	82.1	27.0
4	41	13.6	8.0	10.8	3.0	32.4	171.1	154.3	80.2	32.4
5	54	8.2	9.5	16.0	1.0	16.0	65.1	89.6	20.9	48.0

$\Sigma = 534,6 \quad \Sigma = 438,0 \quad \Sigma = 279,6$

coefficient de securite

$$F = \frac{\Sigma(N-P) \text{tg} \varphi + C.P}{\Sigma T} = 1.34$$

$$K = 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$\varphi = 23^\circ$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2.12 \text{ t/m}^3$$

$$C = 3 \text{ t/m}^2$$

VIDANGE RAPIDE : cercle O_2

N° de tranche	α°	D (m)	h (m)	L (m)	P t/m ²	$P \cdot L$ (t)	N	T (t)	$(N \cdot P) \cdot \tan \varphi$ (t)	$C \cdot P$ (t)
1	-12.2	8	2.8	9	8	7.2	48.4	-10.0	-10.90	27
2	5	8	6.2	8	6	4.8	104.7	9.1	23.80	24
3	25	8	7.0	8	4	32	107.7	50.20	31.80	24
4	45	9.5	4.5	13	1.5	19.50	628	62.80	18.20	39.0

$$\Sigma = 112.1 \quad \Sigma = 62.9 \quad \Sigma = 114$$

$$F = \frac{62.9 + 114}{112.1} = 1.58$$

THEORIE DES ELEMENTS FINIS

- 1 — Discretisation du corps du barrage
 - 163 éléments
 - 190 noeuds
- 2 — Evaluation du module d'élasticité longitudinale "E"
 - 12 sortes de matériaux (ech : 1/400)
- 3 — Courbes d'égal contraintes ($\sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}$) lac vide.
 - (contraintes données au centre de chaque élément)
 - déplacement et déformation du corps du barrage.
 - en supposant que le massif a été chargé brusquement par son poids propre à la fin d'exécution
- 4 — Calcul du coefficient de sécurité
 - Courbe d'égal coeff. de sécurité lac vide
 - Courbe d'égal coeff. de sécurité lac plein
 - Directions de glissement et contraintes sur chaque élément (lac vide et lac plein)
- 5 — Zone probable de Glissement pour lac vide et lac plein.

PRESSIONS INTERSTICIELLES

- pressions intersticielles (t/m^2) à la fin de l'exécution
 - pour : $K_x = 1 \times 10^{-7} m/s$
 - $K_y = 0.2 \times 10^{-7} m/s$
- pressions intersticielle à la fin de l'exécution
 - Hypothèse : $K_x = 0.5 \times 10^{-7} m/s$
 - $K_y = 0.1 \times 10^{-7} m/s$
- Pressions intersticielles (vidange rapide)
- représentation des courbes d'égal -pressions intersticielles pour les trois cas.

CHAPITRE VIII: I N F I L T R A T I O N S

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage et ses fondations doivent être étudiées sous deux angles :

- D'une part, elles ont pour conséquence des pertes d'eau dont il faut réduire le volume d'une valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet.

- D'autre part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre la stabilité si certaines précautions ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions de filtration.

8- 1 Position de la ligne de saturation.

L'écoulement de l'eau à travers le massif est drainé par une face faisant avec le fond impénétrable un angle α . La position de la ligne de saturation dans le cas d'une digue composée de matériaux homogènes n'est pas influencée par la perméabilité du matériau composant le massif. Elle ne dépend que de la forme géométrique du massif. D'après les conditions citées ci-dessus la ligne de saturation serait une courbe parabolique de foyer A d'axe AX et d'équation $(x + y_0)^2 = x^2 + y^2$

Pour des valeurs données de y_0 la parabole coupe la ligne délimitant le plan d'eau dans la retenue en des points tel que B_2 de coordonnées

$$\begin{aligned} y &= h \\ x &= d \end{aligned} \quad (\text{voir schéma page suivante})$$

En se basant sur l'hypothèse que l'infiltration dans le barrage en terre se comporte comme un écoulement incompressible en mouvement plan permanent dans un milieu homogène et obéissant à la loi de DARCY qui met en relief la proportionnalité des pertes de charge à la vitesse d'écoulement, CASAGRANDE a montré que celles de ces paraboles qui passe par le point B_2 tel que BB_2 soit égal au $3/10$ de la projection horizontale S de la portion de la face² amont du massif en contact avec l'eau de la retenue, se confond sensiblement avec la ligne de saturation dans le massif.

d'Après ces conditions et en posant $y=h$ et $x=d$ d sera pris égal à la largeur du massif à son embase diminuée de $0,7 S$ on tire y_0 .

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Le point C, qui est l'intersection de la parabole avec la face aval peut être trouvé à partir de l'équation en coordonnées polaires, l'origine étant le foyer A

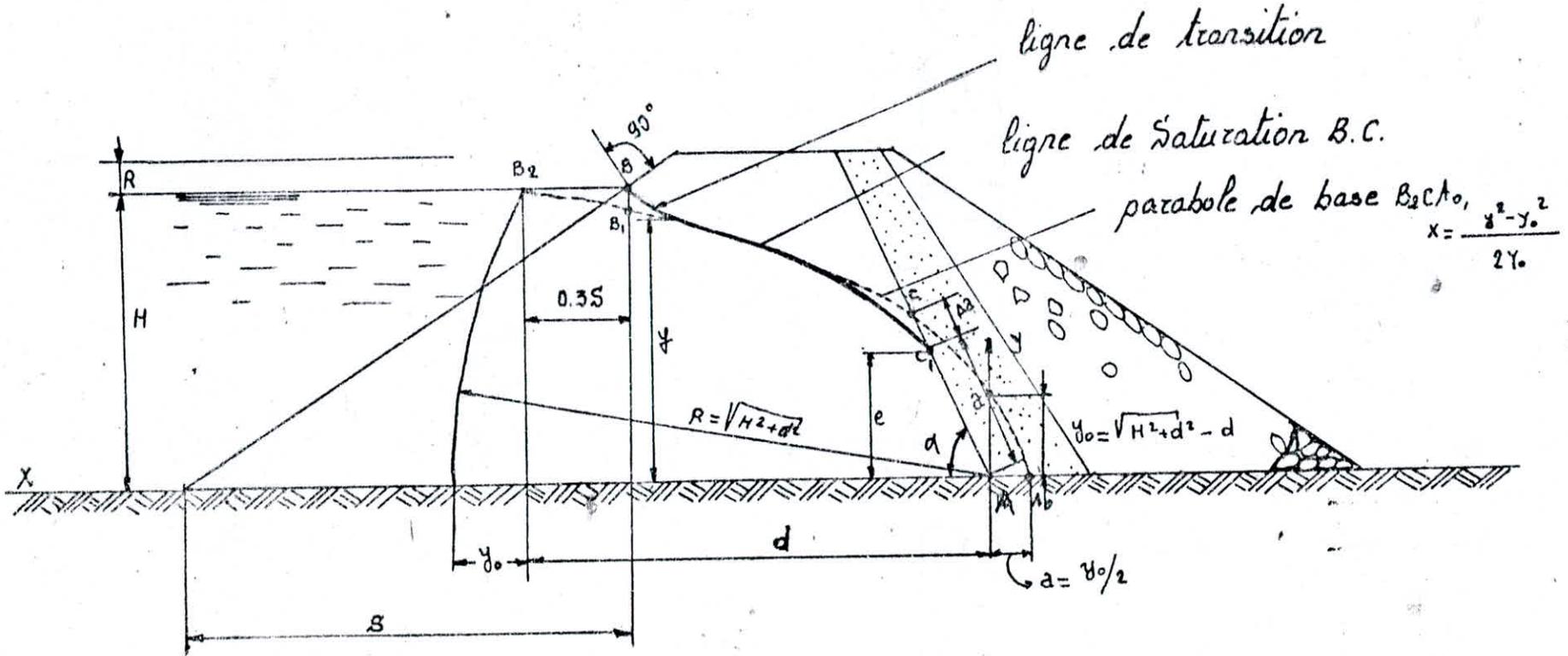
$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos \theta}$$

ρ : rayon polaire = $a + \Delta a$ $a = AC$, $\Delta a = CC_1$
 θ : angle de rayon polaire avec l'axe de la parabole = α

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

$$\alpha = 75^\circ \rightarrow 60^\circ < \alpha < 90^\circ$$

POSITION DE LA LIGNE PHREATIQUE



parabole de KOZENY de foyer A et d'axe

$$(X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2$$

avec $Y_0 = \sqrt{H + d} - d$

7-2 Débit de fuite

$$\alpha > 60^\circ$$

Quand α dépasse 60° le débit de fuite est donné par la formule établie pour l'écoulement de Kozeny

$$q = K \left(\sqrt{d^2 + H^2} - d \right)$$

$$K = 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$d = 48 \text{ m}$$

$$H = 28 \text{ m}$$

$$q = 10^{-7} \left(\sqrt{48^2 + 28^2} - 48 \right) = 7,56 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}$$

$$\underline{q = 65,3 \text{ l/j}}$$

CONCLUSION

1- Consolidation des argiles.

D'après le calcul de consolidation des argiles nous sommes en mesure de tirer certaines conclusions, et propositions.

i- On constate que le coefficient de sécurité au glissement sur la surface considérée présente une forte variation en fonction du coefficient de perméabilité K. Si K durant l'exécution est inférieur à 10^{-7} m/s il serait alors nécessaire d'introduire des couches drainantes horizontales dans le prisme amont afin de réduire cette pression interstitielle.

ii- On devra prévoir une protection sur le talus amont qui aura pour rôle de drain et diminuer l'effet des flots (environ 2 m au couronnement et 6m à la base du barrage).

iii- Si K est inférieur à 10^{-7} m/s et en fonction de sa valeur réelle il faut prévoir une interruption d'exécution de l'ouvrage pour permettre la consolidation de s'effectuer. Mais cette mesure ne constitue pas pour autant une défense contre un abaissement rapide du niveau d'eau amont. Pour cela on mettra des couches drainantes dissipatrices.

2- Coefficient de sécurité F

Normalement pour un barrage homogène, la stabilité de l'ouvrage est appréciée par une multitude de cercles de glissement, ce procédé étant appliqué aux hypothèses de calcul (lac vide, lac plein, séisme et vidange), et pour chaque hypothèse un coefficient de sécurité minimum. N'ayant pas un délai de temps suffisant pour une vérification systématique du barrage pour toutes les hypothèses et surfaces potentielles, nous avons pris comme exemple une seule surface pour les hypothèses suivantes:

- Exécution
- Abaissement rapide partiel (9 m)

Nous sommes conscients que cet exemple ne donne pas les informations correctes sur la stabilité (résultats chapitre consolidation)

3- Utilisation de la méthode des éléments finis.

La méthode des éléments finis représente un instrument de calcul pour les structures en général.

Pour les barrages en terre il faut prendre des couples (σ, ϵ) non linéaires. Le matériau sera considéré comme visco-élasto-plastique. Pour le barrage FAKRA nous avons effectué les calculs en considérant un matériau non homogène mais élastique dans l'hypothèse des déformations planes. Nous fumes dans l'obligation de s'en tenir à ces hypothèses à cause du fait que nous n'avions pas eu à notre disposition un calcul d'éléments finis pour structures élastiques.

A l'aide de ces calculs ont été trouvées les contraintes et les déformations du corps du barrage dans l'hypothèse fictive que le corps soit sollicité instantanément par les forces extérieures à la fin de son exécution. Ceci aussi ne représente pas la réalité parce que le barrage se charge progressivement en fonction du rythme de variation du niveau d'eau amont.

On peut dire que le calcul effectué nous donne une image approximative du comportement du barrage. Ce calcul nous a permis de tracer les lignes potentielles de glissement pour l'hypothèse lac vide et lac plein. D'après ces lignes on estime qu'une surface au glissement comme il a été proposé passe par la zone la plus défavorable et uniquement pour les hypothèses de chargement prises en compte. Pour les autres types d'hypothèses les surfaces peuvent avoir évidemment un autre tracé.

Le calcul nous montre aussi qu'entre le prisme aval rigide et le massif d'argile moins rigide peuvent survenir des zones de tension, et bien sur on est plus intéressé des zones argileuses dans la partie supérieure, cette zone de tension peut se développer et provoquer probablement des fissures préjudiciables à l'étanchéité. Pour cela nous recommandons d'introduire en ces zones une argile plus plastique aux propriétés d'auto-réparations

Dans le cadre de ce projet nous avons voulu, surtout apprendre la méthodologie de discrétisation et de calcul d'un barrage par la méthode des éléments finis.

Afin de rendre le processus mieux compréhensible nous avons brièvement présenté certaines considérations théoriques concernant l'élasticité (problème plan), méthode des éléments finis et consolidation des argiles.

BIBLIOGRAPHIE

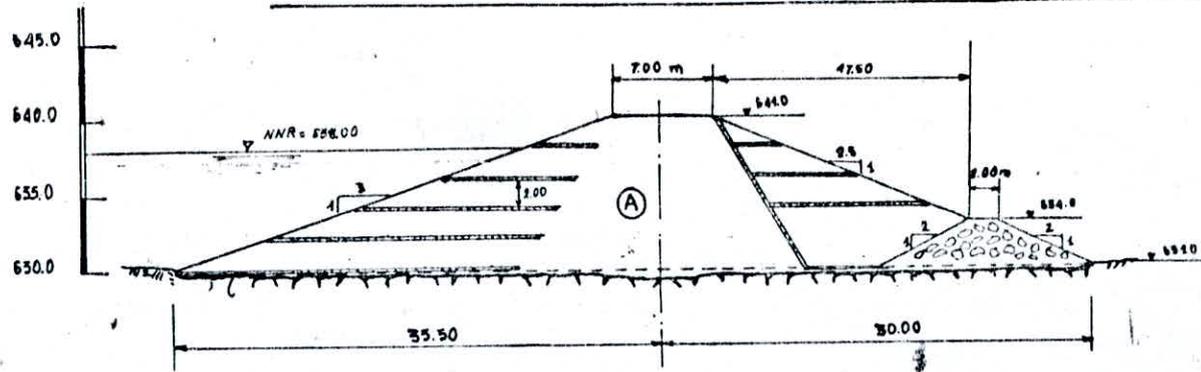
- 1 - ILIE LUCIAN
 - Cours d'ouvrages hydrauliques (FEN 201)
 - Manuscrits du cours "Méthode des éléments finis"
 - ALGER E.N.P.A. 1980
- 2 - GEZA LAPRAY
 - Théorie de la longueur fluïdo-dynamique
 - Cours d'hydraulique I II III
 - ALGER E.N.P.A. 1980
- 3 - K. TERZAGHY
 - Consolidation des argiles
- 4 - TIMOSHENKO
 - Théorie de l'élasticité.
- 5 - STEPHAN IONESCU
 - Principes et méthodes de calcul des masques en béton armé pour les barrages en enrochements
 - BUCAREST 1979
- 8 - SHERARD, WOODWARD, GISIENSKI et CLEVINGER
 - Earth and earth-rocks dams (standard méthode of slices)
- 9 - RADU PRISCU
 - Constructi-hydratéchnic
 - BUCAREST 1974
- 10 - KLAUS, JURGEN, WILSON et PATERSON
 - Programme de calcul statique et dynamique de structures à comportement linéaire SAP IV
- 11 - RIABI & AIT DAHMANE
 - Etude de faisabilité du barrage de AIN-DALIA
 - ALGER E.N.P.A. 1981
- 12 - BENHAMIDA & BELHARIZI
 - Etude de faisabilité du barrage de FOUM-EL-KHANGA
 - ALGER E.N.P.A. 1981

PROFIL N°	Distance L_i entre Profils (m)	$\frac{1}{2}(L_{i-1} + L_i)$ (m)	longueur du parement amont (m)	Surface masque amont (m ²)	Volume de béton dans le masque (m ³)	Volume filère amont (m ³)	VOLUME enrochement (m ³)	VOLUME excavations alluvions (m ³)	VOLUME excavations Roches (m ³)	VOLUME primaire aval (m ³)
0	14.00									
1	27.25	20.65	10.50	3.20	66.00	345.60	1 677.20		262.00	
2	30.00	28.85	33.00	11.65	333.90	1 380.00	19 708.90	1 803.70	1 839.20	1 173.80
3	21.25	25.65	59.50	24.80	635.60	2 227.30	36 163.90	3 337.00	1 758.20	936.50
4	19.00	20.15	63.75	27.20	547.50	1 874.10	29 061.70		1 956.00	
5	15.00	17.00	53.75	21.60	367.20	1 334.50	22 987.40	1037.00	822.90	
6	13.75	14.40	38.85	14.20	204.20	844.00	9 286.60		884.40	
7	10.00	13.80	23.00	7.60	109.50	468.40	2 635.90		4 28.90	
8	16.00	15.00	7.50	2.30	34.50	165.00	537.00		187.50	
9										
Somme				5 000	2 300	8 600	122.100	6 200	7 750	2 110

Pour le masque en béton, en adoptant des dalles (7m x 7m)

il nous sera nécessaire environ : 3 400 m de P.V.C.

coupe-type de la digue de col ech. 1:500



enrochements



argile



sable

volumes [m³]

argile : 66.500

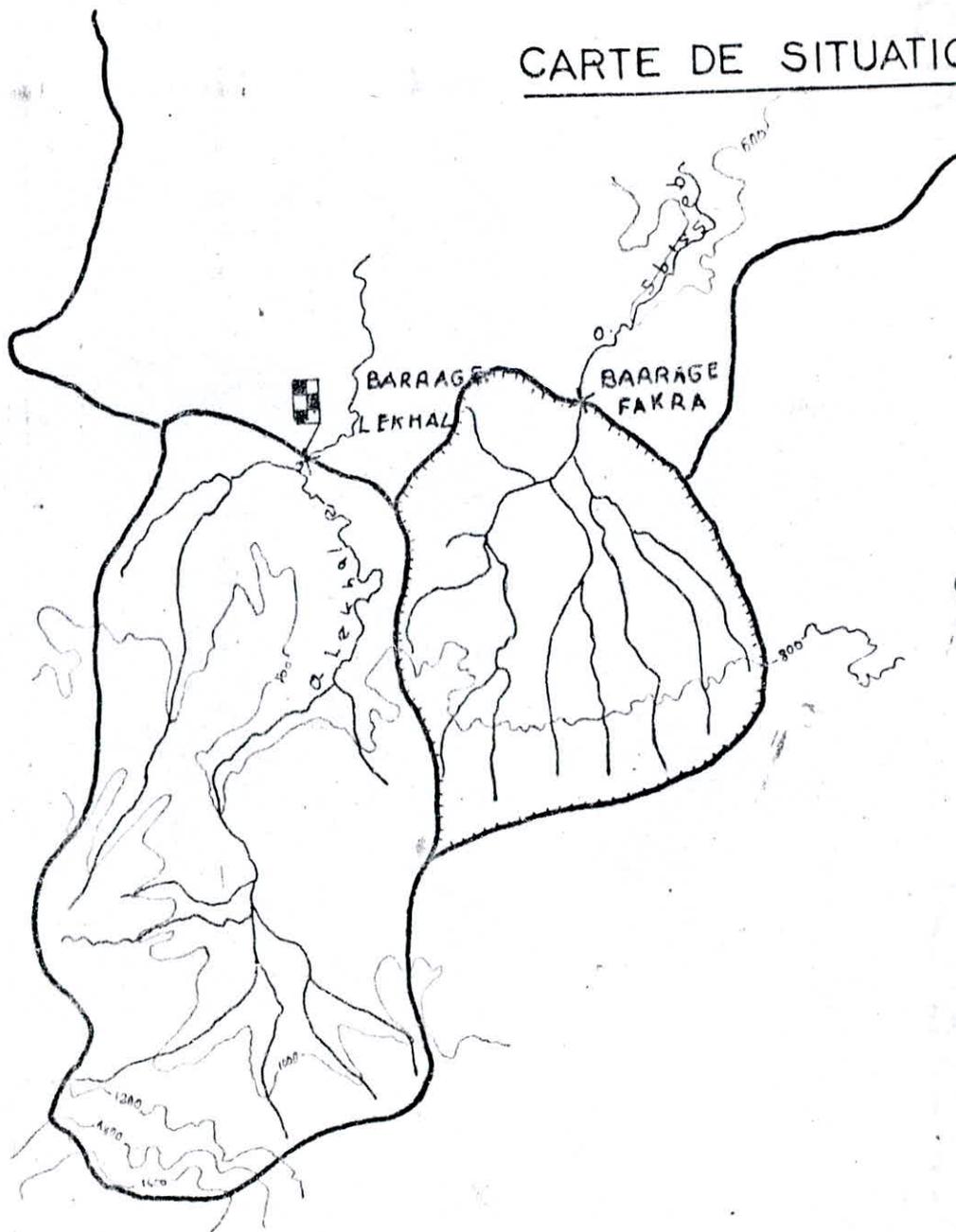
enrochements : 5.580

sable : 5.400

tableau

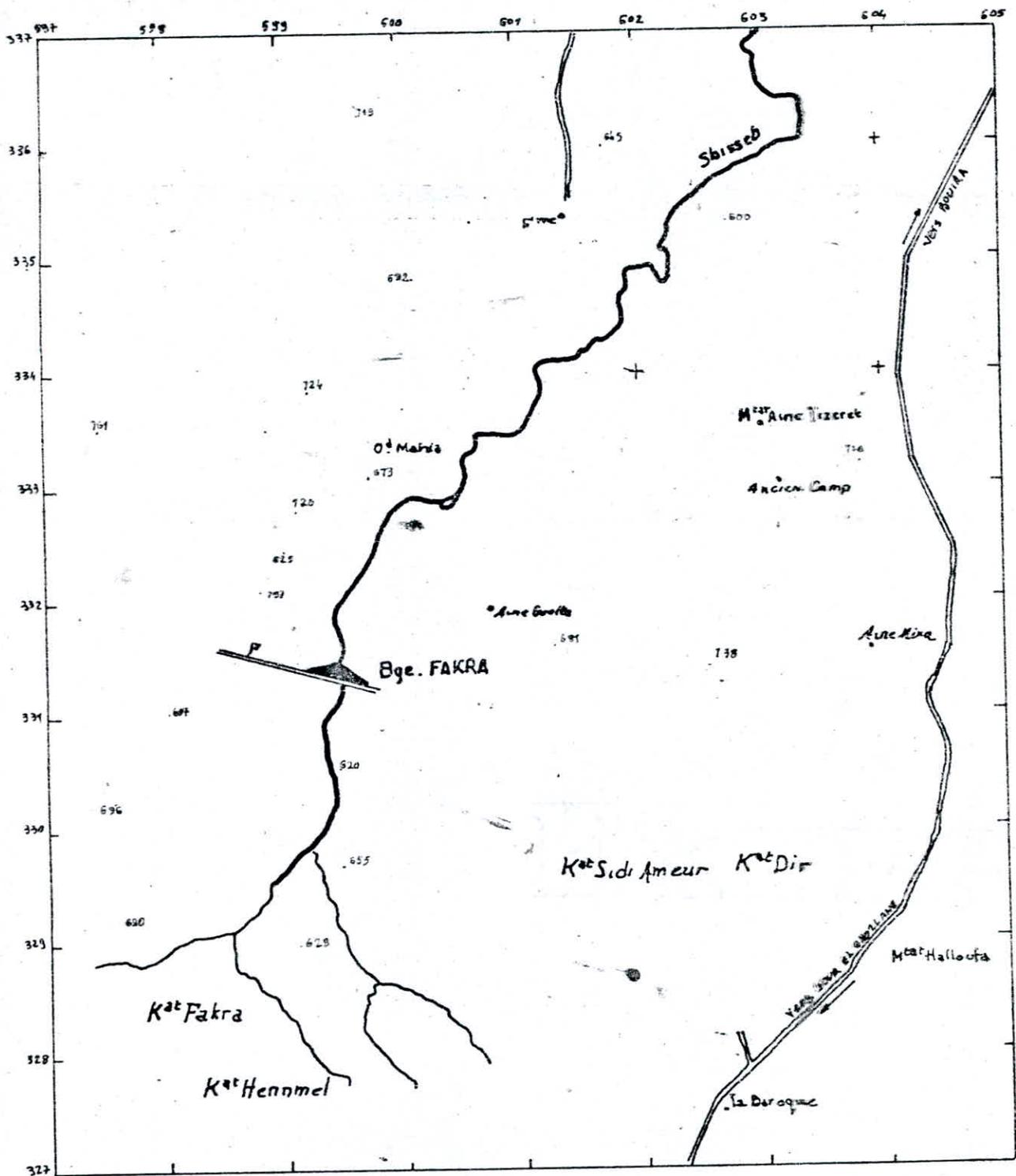
CARTE DE SITUATION GENERAL

Echelle 1/200 000



Légende

- 500 — courbe de niveau
- station hydrométrique
- limite du bassin
- - - limite du bassin versant de Loued Sbibbes ou Sica de FAKRA



SCHEMA DE POSITION FEKRA

echelle : 1/50 000

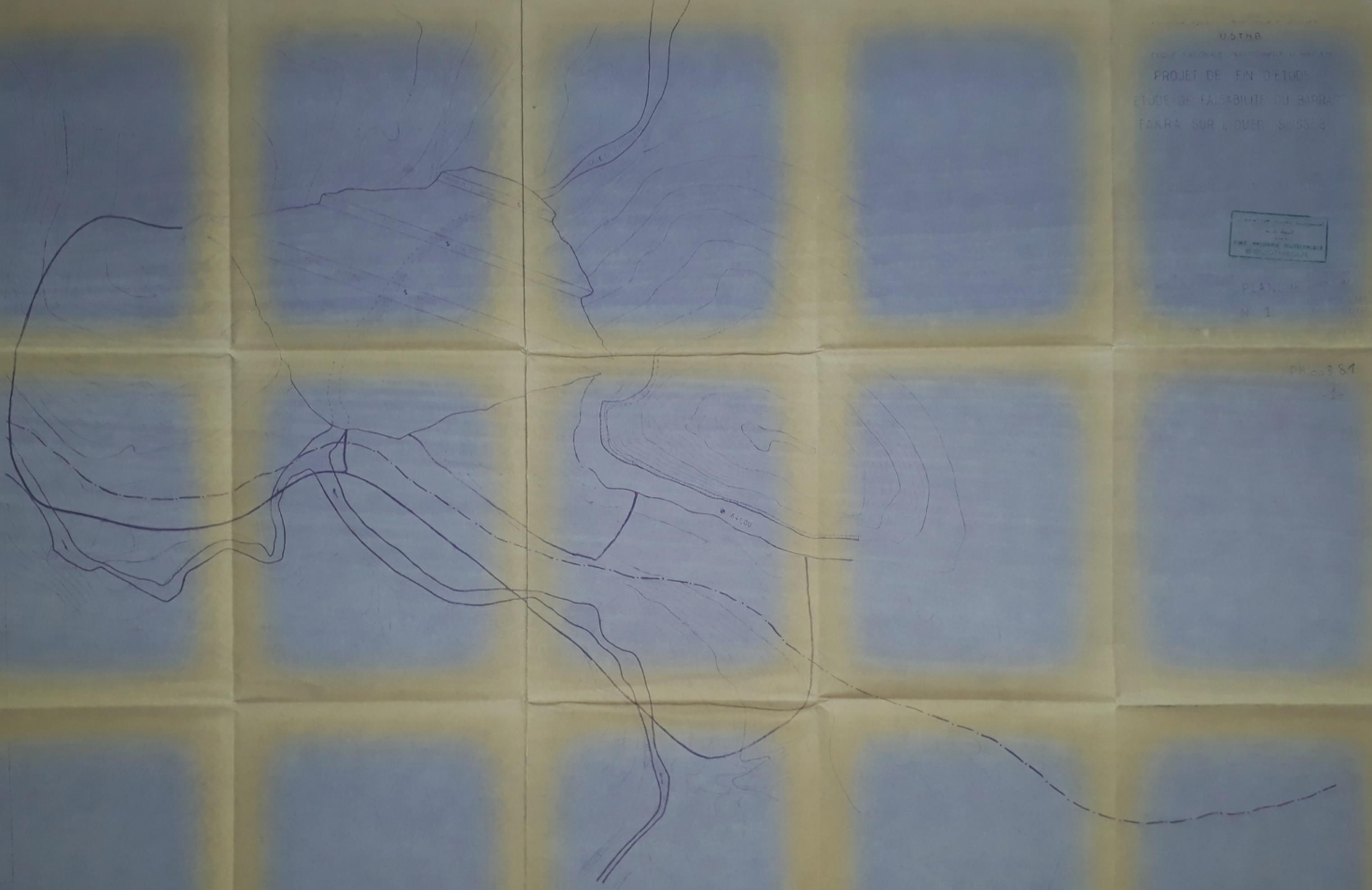
USTHB

ÉCOLE NATIONALE D'INGÉNIEUR ET D'ARCHITECTE
PROJET DE FIN D'ÉTUDES
ÉTUDE DE FAISABILITÉ DU BARRAGE
FAKRA SUR L'OUED SAÏSSA

ÉCOLE NATIONALE D'INGÉNIEUR ET D'ARCHITECTE
ÉTUDE NATIONALE D'INGÉNIEUR ET D'ARCHITECTE
ÉTUDE DE FAISABILITÉ

PLAN N° 1

PK 00384
-1-



PAREMENT AMONT DU BARRAGE
masque en beton arme

DETAIL DE PAREMENT

USTUB

PROJET DE FIN D'ETUDE
ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE
FAKRA SUR L'OUED SBISSEB

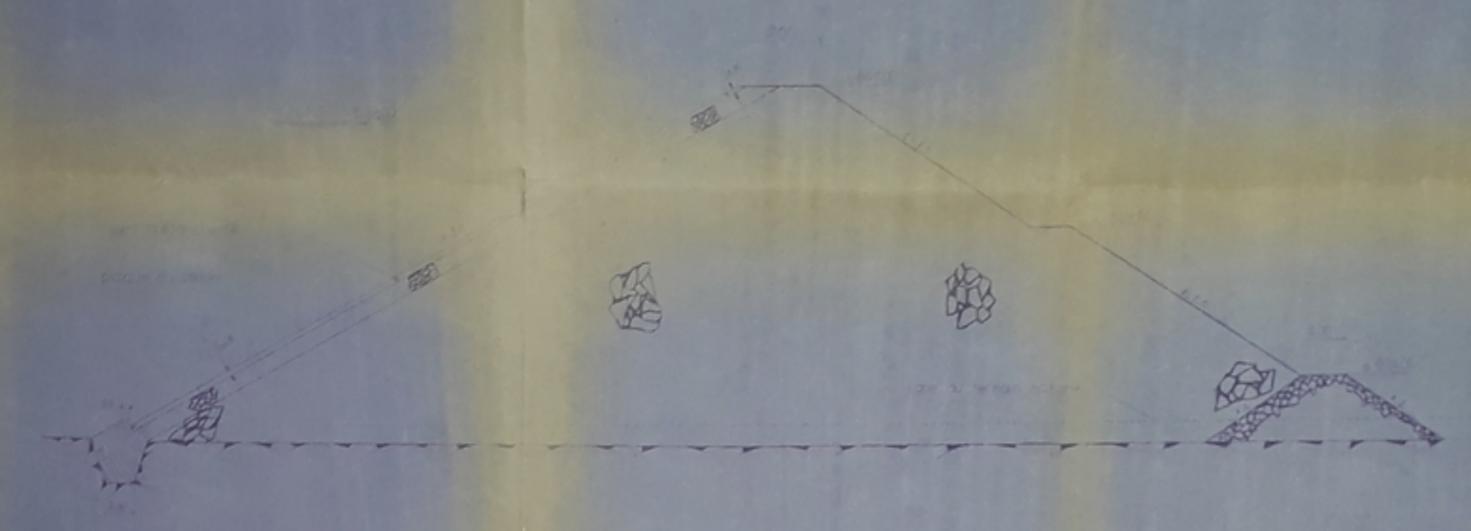
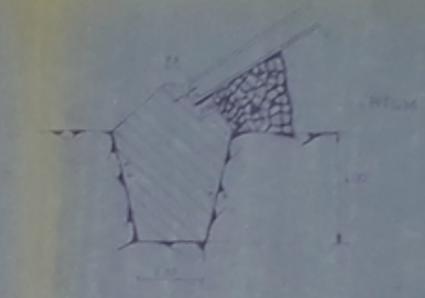
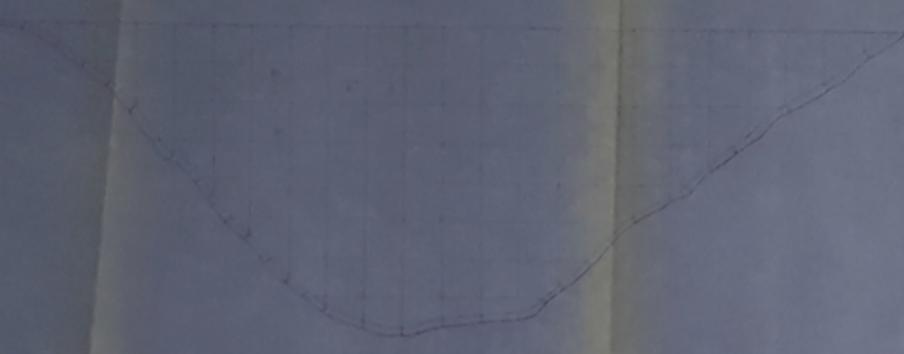
COUPE TYPE DU BARRAGE

COUPE TYPE DU BARRAGE
COUPE PAR L'AXE DU BARRAGE

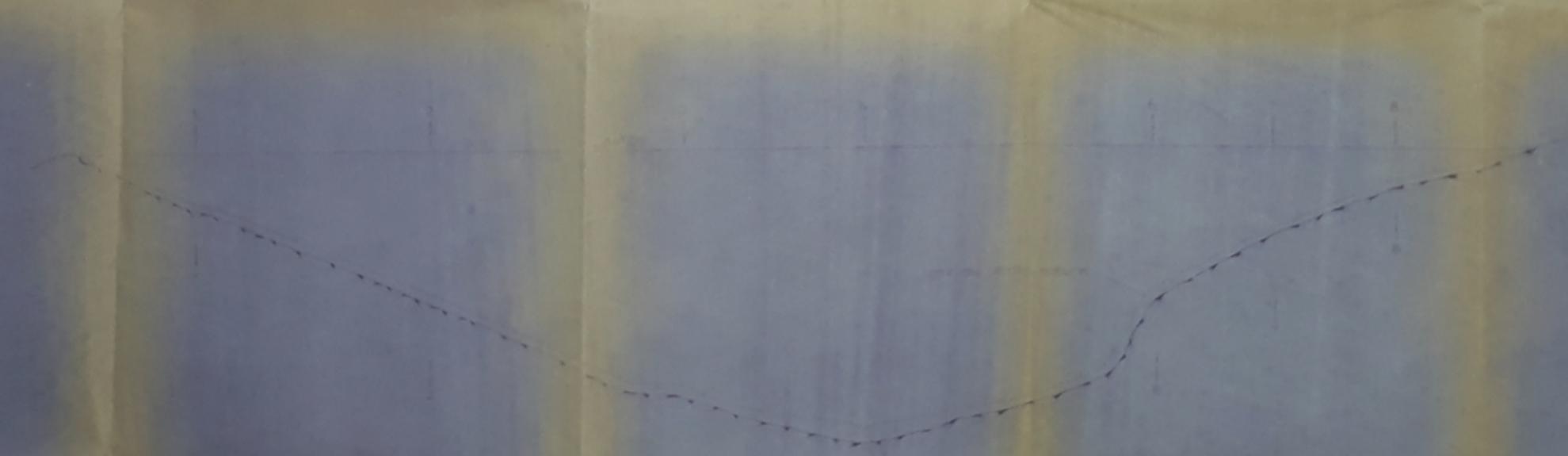
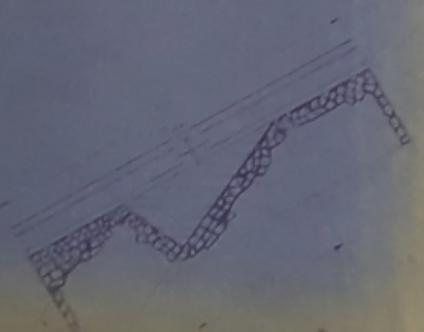
PLAN
MATERIEL
INDUSTRIEL
REPRODUCTIBLE

PLANCHE
N°2

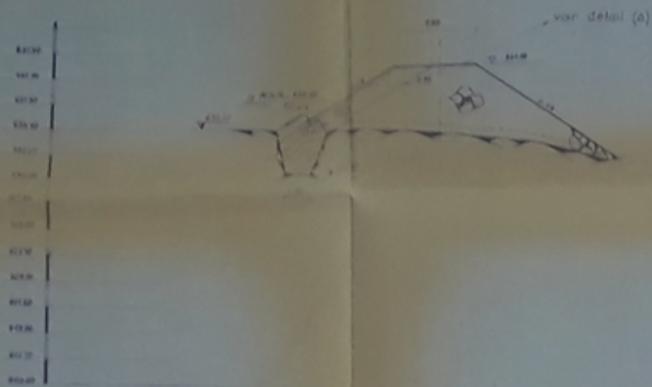
07/03/81
- 4 -



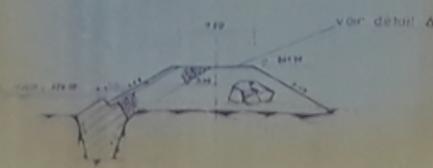
- 1. Vase d'amenagement
- 2. ...
- 3. ...
- 4. ...
- 5. ...
- 6. ...



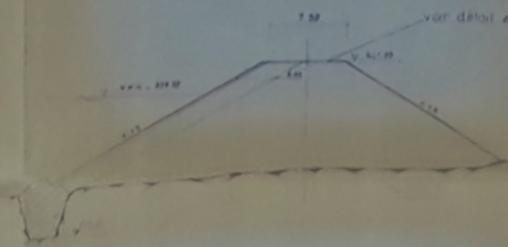
SECTION 1-1



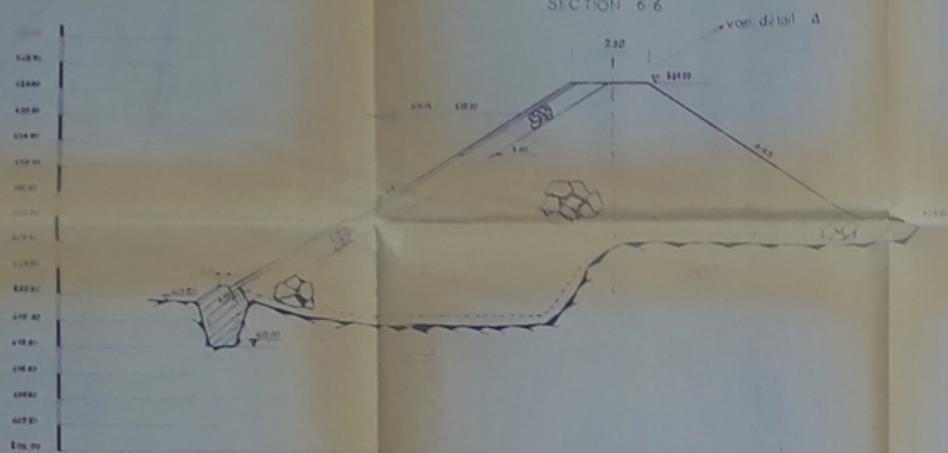
SECTION 2-2



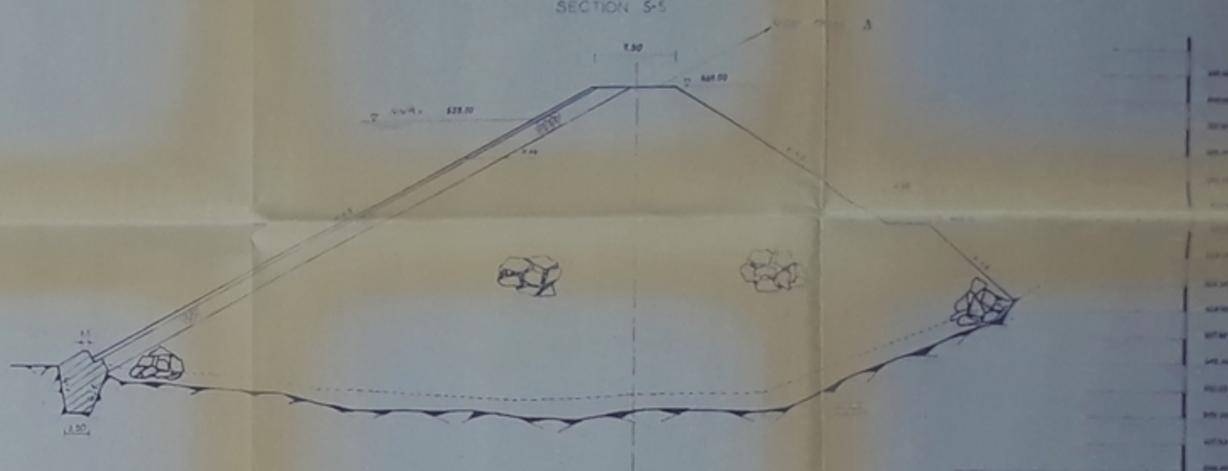
SECTION 3-3



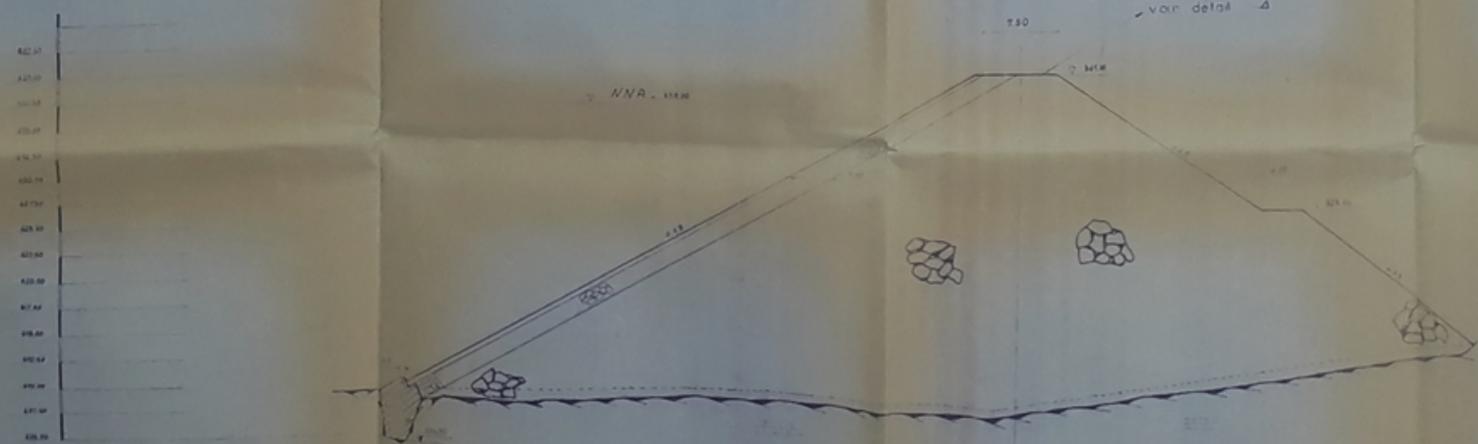
SECTION 4-4



SECTION 5-5



SECTION 6-6



0400381
-03-

USTHB
UNIVERSITÉ NATIONALE POLYTECHNIQUE DE LIÈGE
PROJET DE FIN D'ETUDE
ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
FAKRA SUR L'OUED SBISSEB

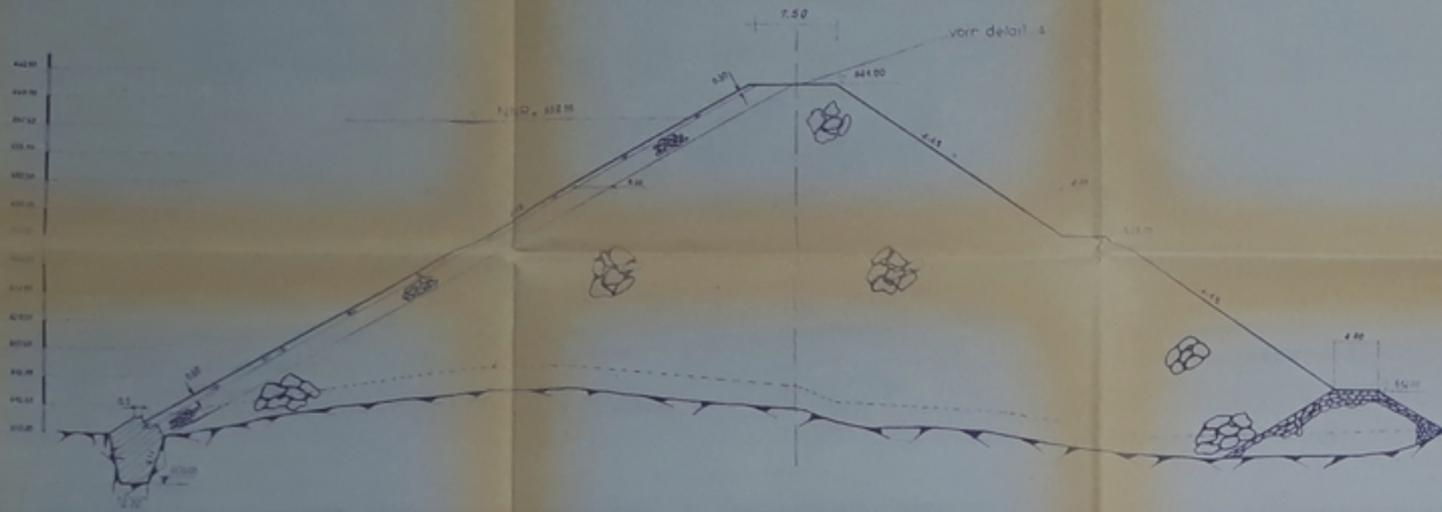
COUPES TRANSVERSALES
à 6

PLANCHE N° 3

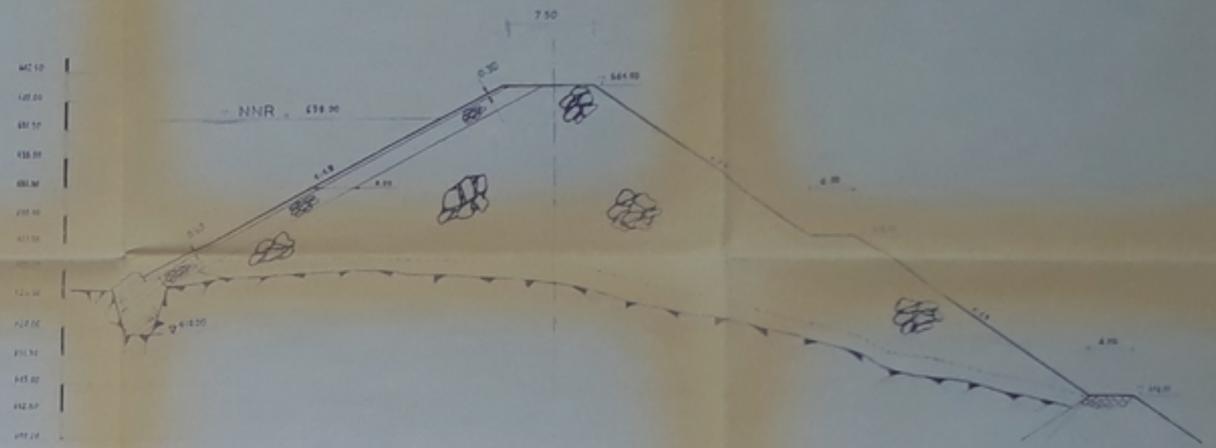
COUPES TRANSVERSALES

Echelle 1/250

section 3-3

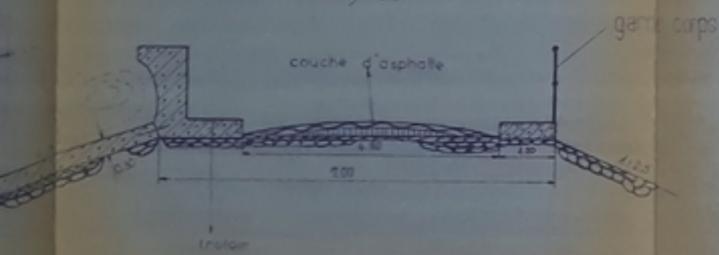


COUPE 2-2



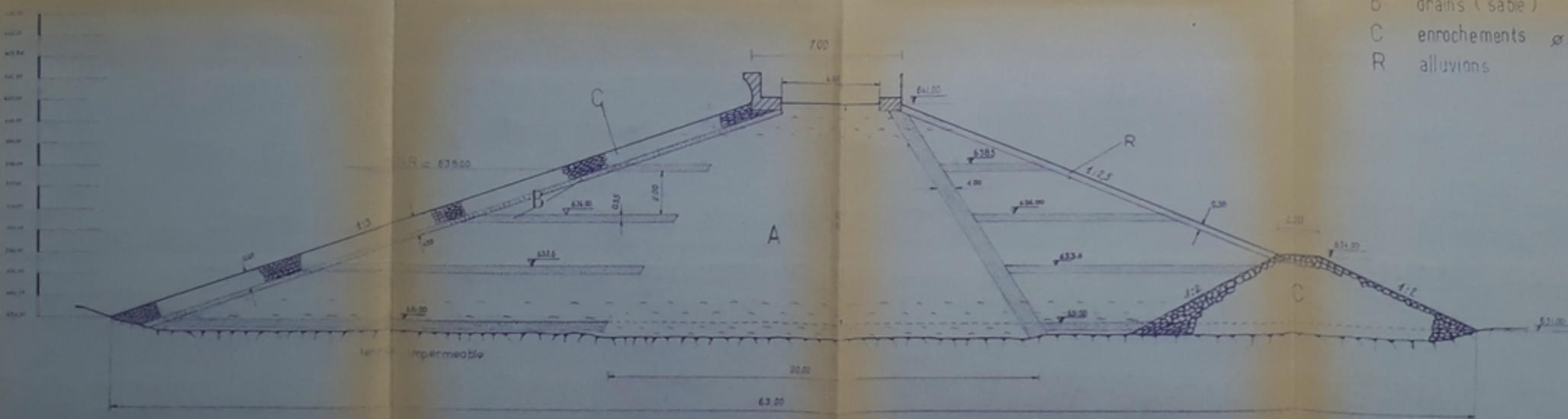
DETAIL a

ech 1/50



COUPE TYPE DE LA DIGUE DE COL

Echelle 1/100



- A angle $\alpha = 177/180 \text{ rad} = 109.47^\circ$
- B drains (sable)
- C enrochements $\phi 35$ $\sigma = 2.72 \text{ t/m}^2$
- R alluvions

PH00384

04

U.S.T.H.B.
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL HARRACH

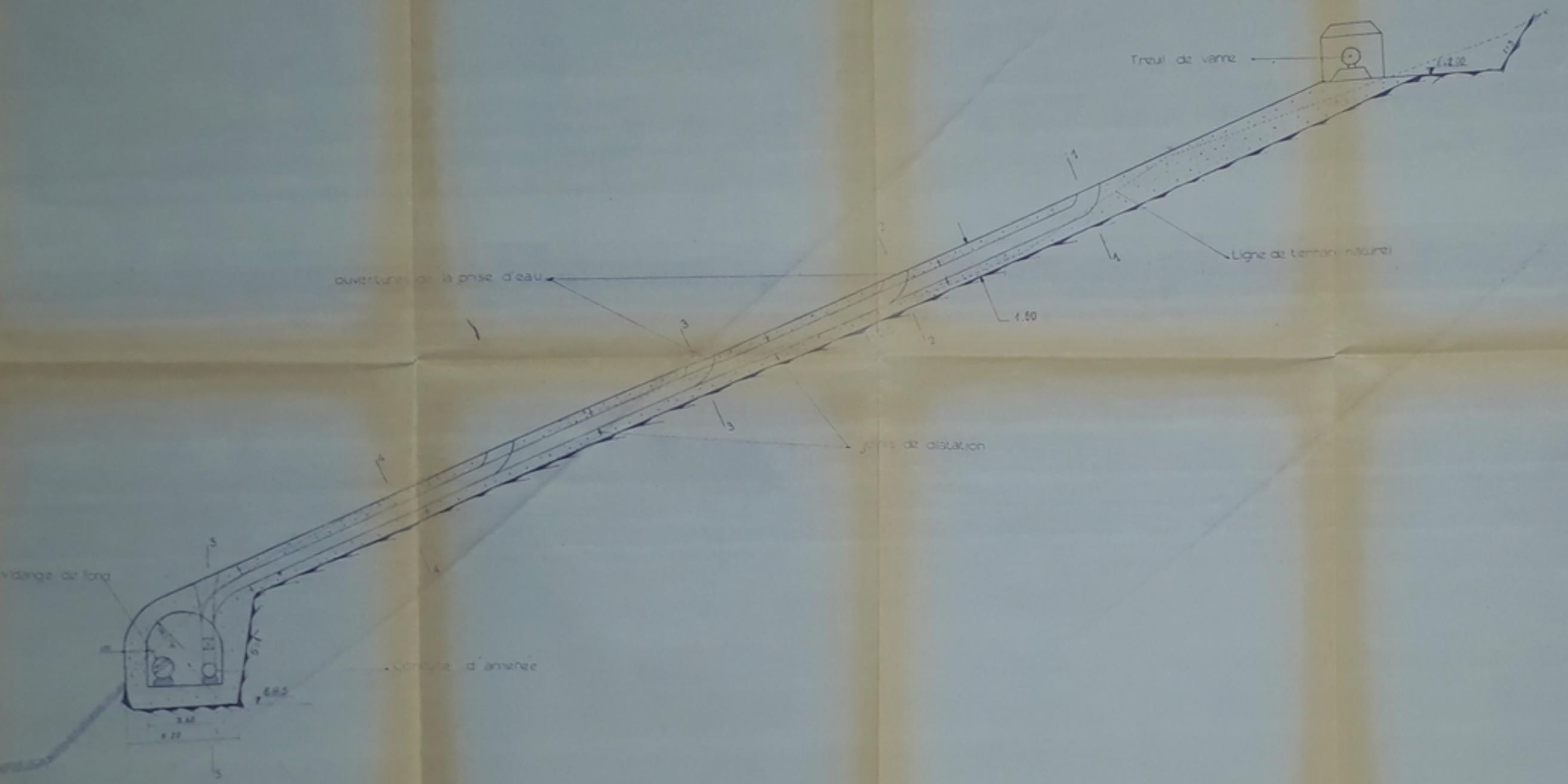
PROJET DE FIN D'ETUDE
ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE
FAKRA SUR L'OUED SBISSEB

COUPES TRANSVERSALES

COUPE TYPE DE LA DIGUE DE COL

Fait par les étudiants Y. MOULOUDI M. BENABED dirigé par le Prof. Dr. H. L. S.E.	PLANCHE N° 3	Promotion JUN 81 Ech. vert. 1/50 Ech. horiz. 1/100 Proposé par D.P.R. 11
--	-----------------	---

COUPE LONGITUDINALE DE LA PRISE D'EAU



PH 00381
-05-

république algérienne démocratique et populaire
USTHB
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL-MHARRACH

ETUDE DE FAISABILITE
DU BARRAGE
FAKRA

COUPE LONGITUDINALE
DE LA PRISE

الجامعة الوطنية
الهندسية
مكتبة
مركز المكتبة الوطنية
ببليوثيكية

fait par les étudiants	PLANCHE N° 4	Préparation JUN 81
N° BENABED MOULOUDI		Ech vert 1/400 Ech hors 1/1000
Dirigé par le		Préposé

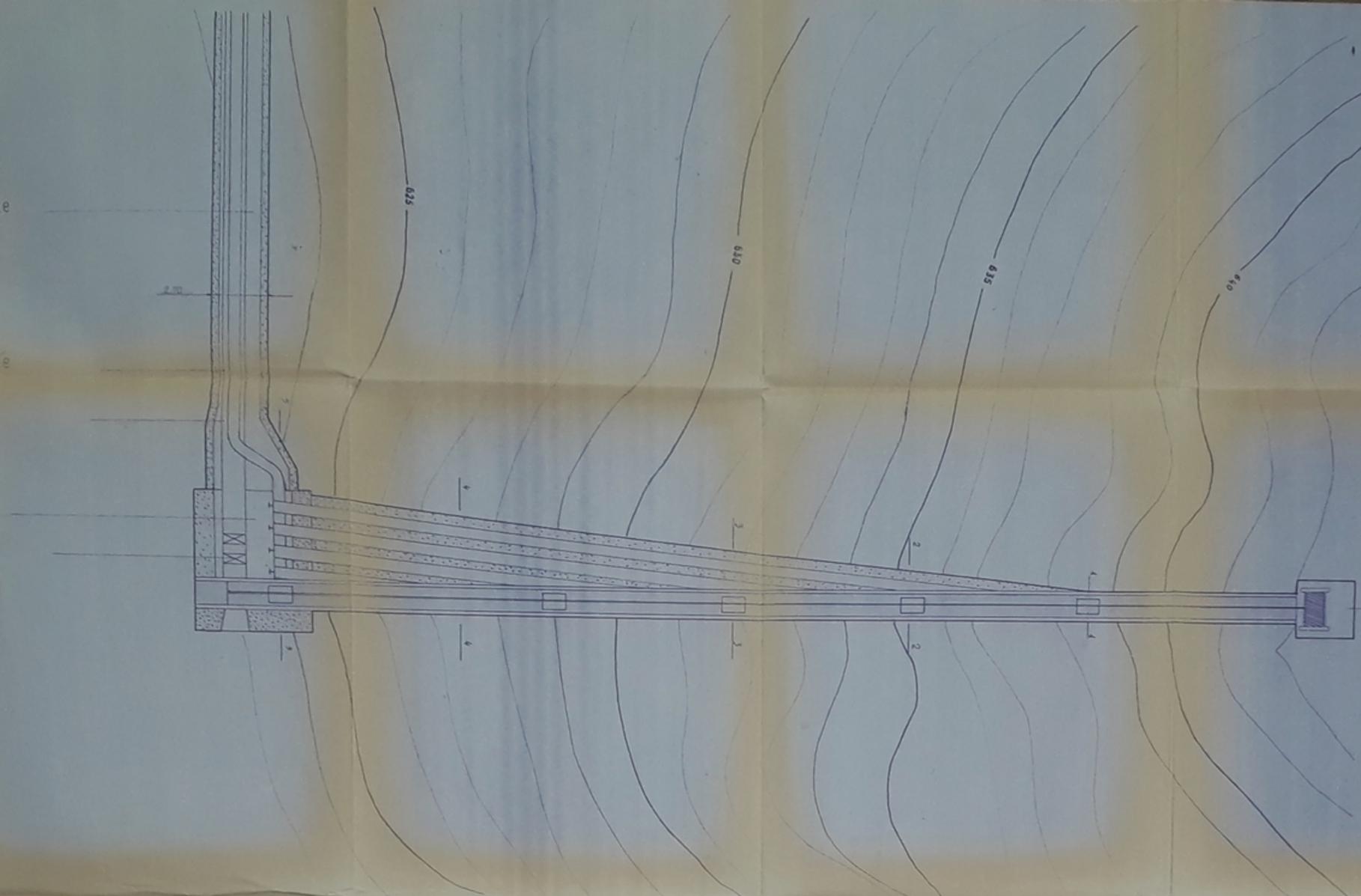
galerie de visite

conduite ramonée

vidange

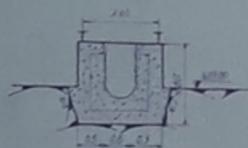
chambre de vane

chambre de commande

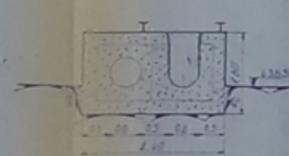


VUE EN PLAN DE LA PRISE D'EAU

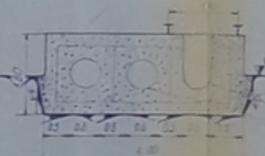
Section 1-1



Section 2-2



Section 3-3

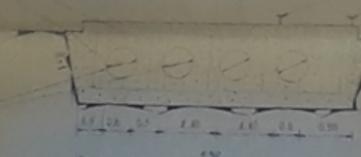


armatures

conduite de $\phi 600$ mm

rails de la vanne

Section 4-4

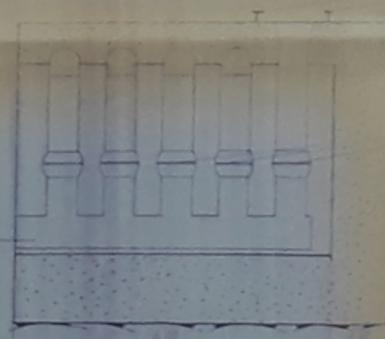


armatures

Section 4-4

conduite principale

Section 5-5



rails de la vanne

conduite de $\phi 600$ mm

vanne

béton

PH00331
06

Faculté des Sciences, de l'Informatique et de l'Électronique

U.S.T.H.B.

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL HARRICH

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

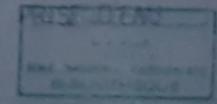
ÉTUDE DE FAISABILITÉ DU BARRAGE DE

FARRA SUR L'OUED SBISSEB

VUE EN PLAN ET SECTIONS
TRANSVERSALES

DE LA PRISE D'EAU

SECTIONS TRANSVERSALES DE LA PRISE D'EAU



N° de plan: 1/1000
 N° de plan: 1/1000
 N° de plan: 1/1000

PLANCHE
 N° 4

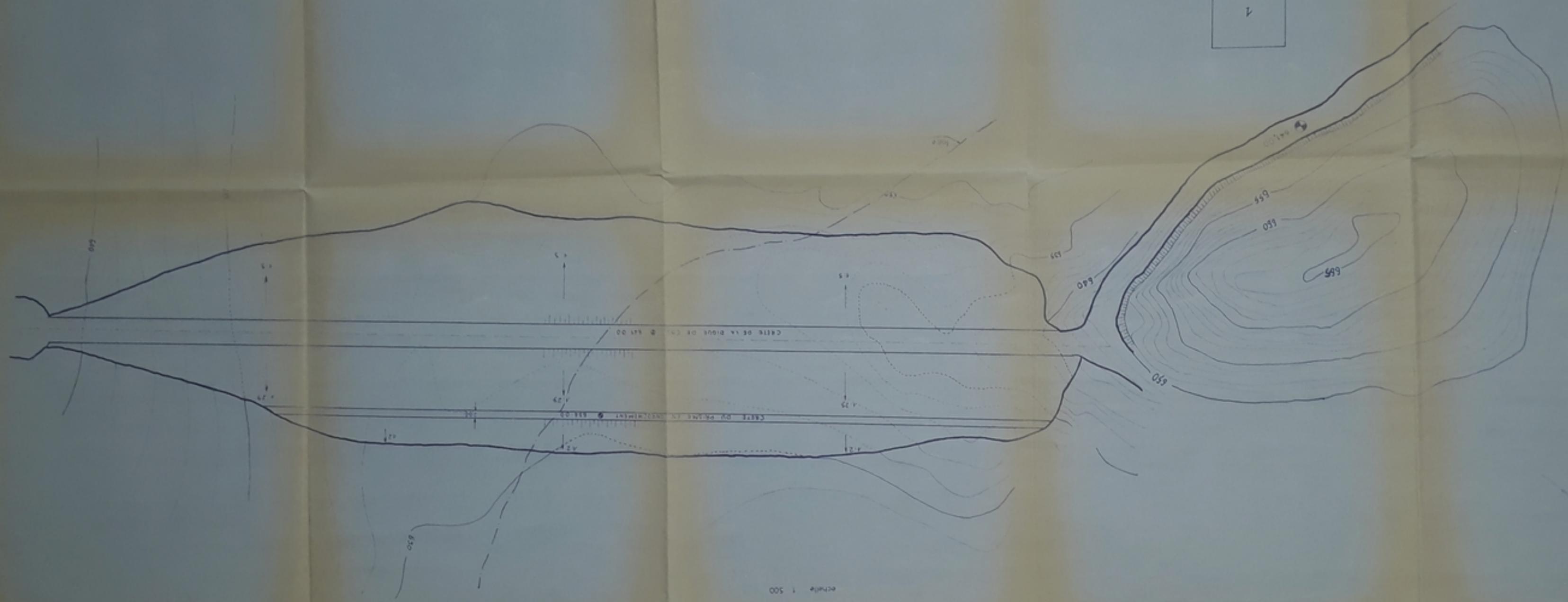
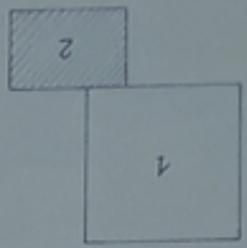
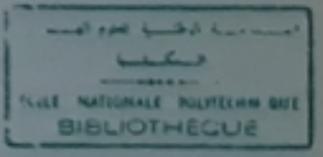
Date: 01/01/01
 N° de plan: 1/1000
 N° de plan: 1/1000



Pd100381
207

HYDRAULIQUE
Étudie par: M. BENABE
Y. MORTOUOI

1913



DIGUE DE COL
ÉCHELLE 1:500

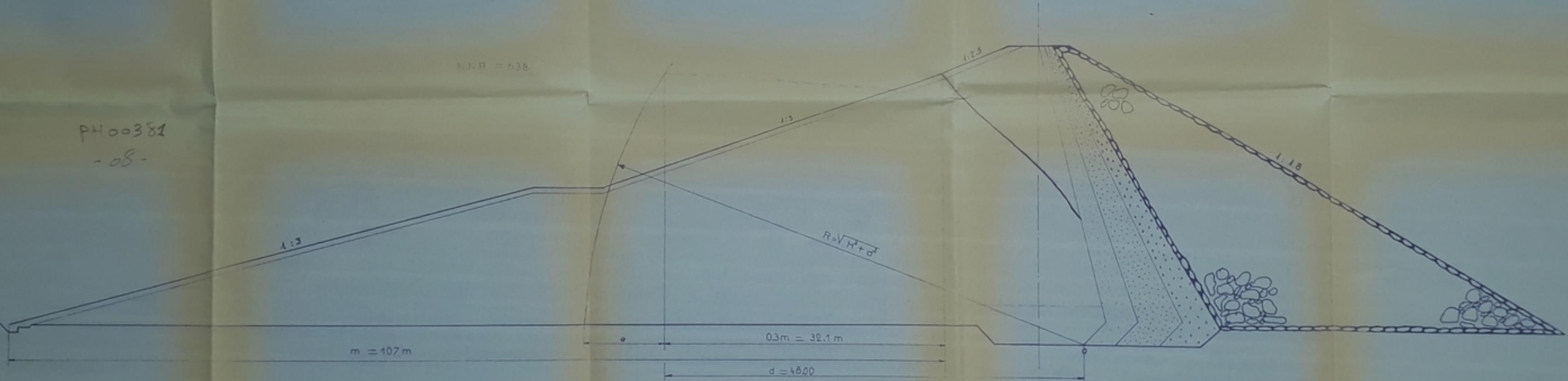


COURBE D'INFILTRATION

ech: 1/200

N.N.R = 638

PH 00381
- 08 -



بمكتب الدراسات والبحوث
الهندسية
بجامعة القاهرة
مكتبة
HYDRAULIQUE

Étude par: M. BENABED
Y. MOULOUDI

LIGNES DE GLISSEMENT ET CERCLE PROPABLE AU GLISSEMENT (lac vide)

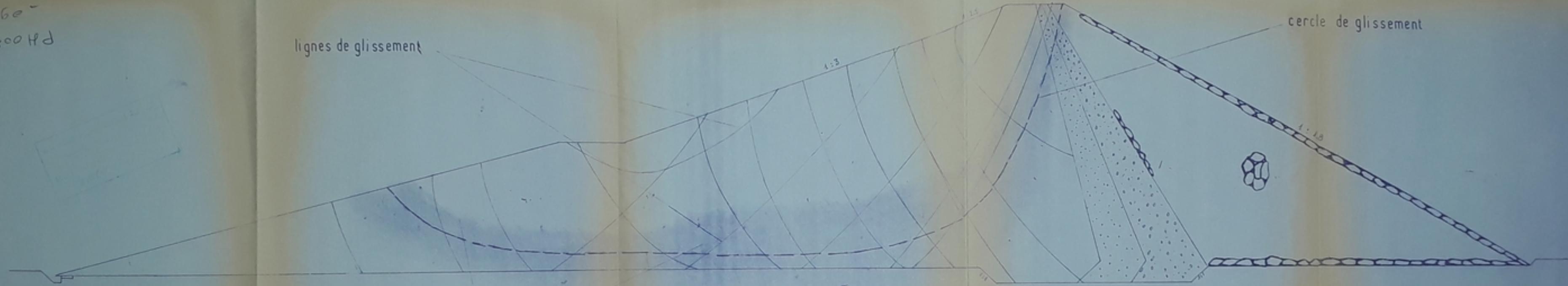
ech 1/200

-60-
PH00384

lignes de glissement

cercle de glissement

zone propable au glissement



HYDRAULIQUE
Étude par M. BENABED
Y. MOULODI
1984

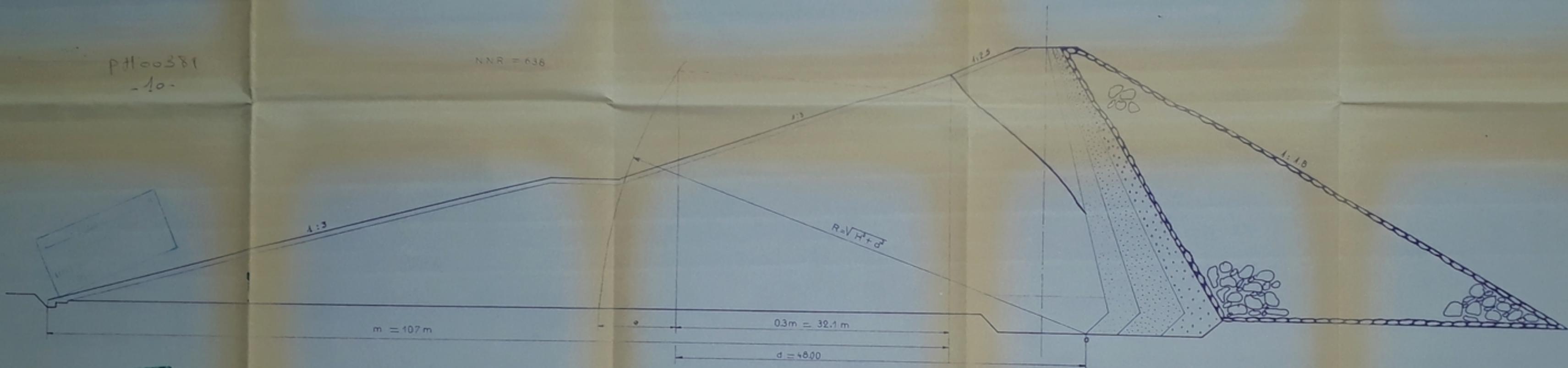
مكتبة جامعة الجزائر
الطبعة الأولى
1984
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

COURBE D'INFILTRATION

ech: 1/200

PH 00381
-10-

NNR = 638



...
BIBLIOTHEQUE

HYDRAULIQUE

Etude par: M. BÉNABED
Y. MOULOU DI

1971

CONSOLIDATION DES ARGILES

évolution de la pression interstitielle en fonction du rythme d'exécution et du niveau d'eau

Application de $\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial i_1 - \partial i_2 - \partial i_3}{\partial x^2}$

$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial i_1 - \partial i_2 - \partial i_3}{\partial x}$

$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{K}{\gamma_w \lambda (1 + \mu) T_0} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right]$

conditions aux limites

	à t = 0 min	t = 8 min
amont	$h = 0$	$h = 0$
aval	$h = f(t)$	$h = 2m$

$\Delta x = 4m$ $K_x = 10^{-7} m/s$

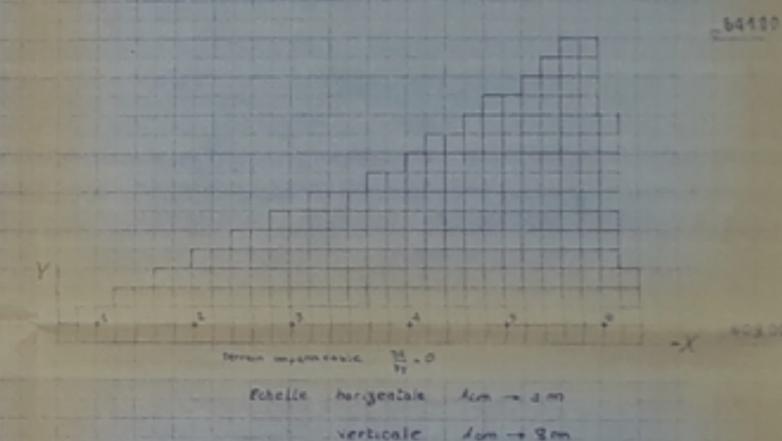
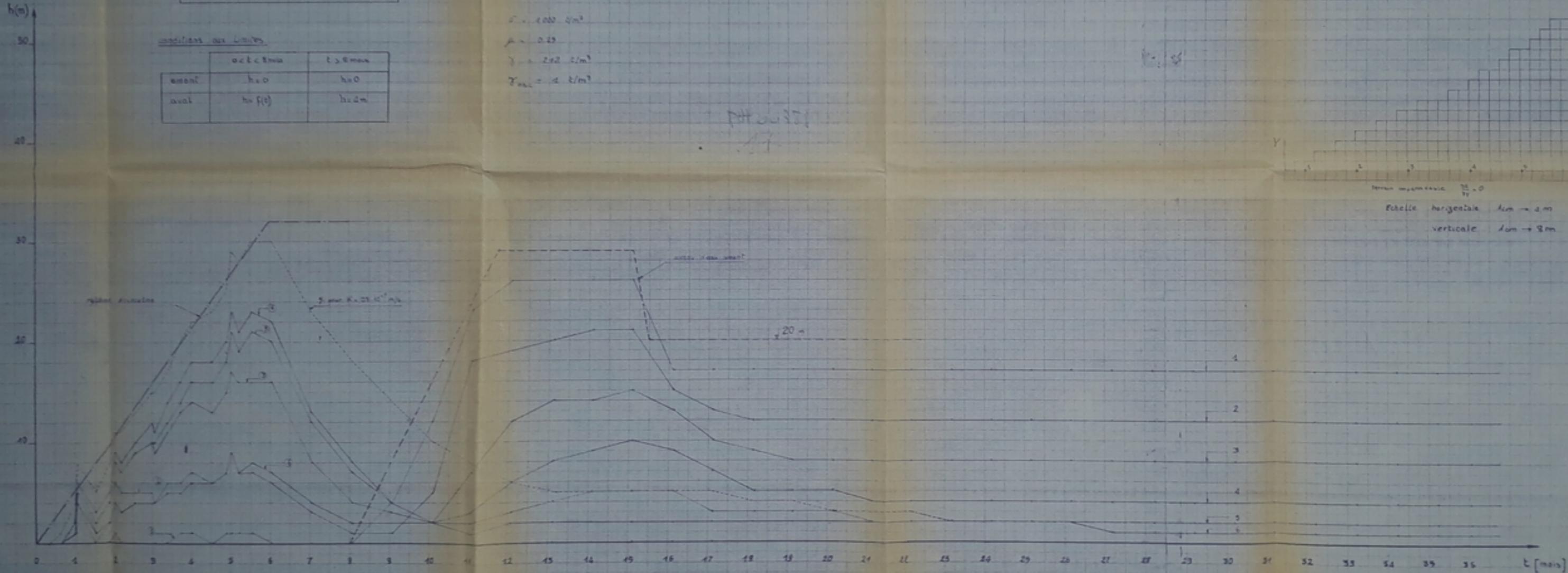
$\Delta y = 2m$ $K_y = 0,2 \cdot 10^{-7} m/s$

$\rho = 1000 kg/m^3$

$\mu = 0,25$

$\gamma = 20 kN/m^3$

$\gamma_{sat} = 4 kN/m^3$

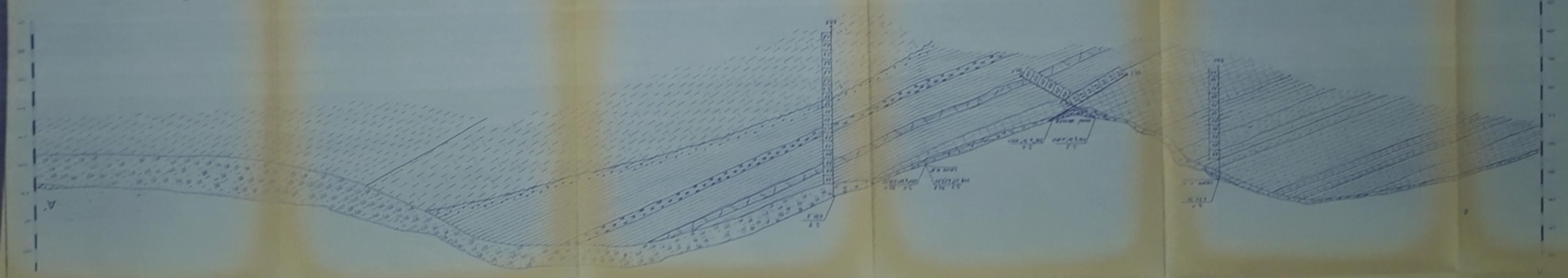


N° 1
 PLANCHE
 1 MOULOUZI
 - RENVERSED
 1951
 1/500

U.S.T.H.B.
 école nationale polytechnique d'Harakch
 PROJET DE FIN D'ETUDE
 ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
 DE FAKRA SUR L'OUED SRISSER

COUPE GEOLOGIQUE SOUS
 L'AXE -00- BARRAGE

22 30 04 H
 - 12 -



COUPE GEOLOGIQUE A-A'
 Ech. 1/500

1/500 Ech. 1/500
 2.1
 20
 10
 0
 10
 20
 30
 40
 50
 60
 70
 80
 90
 100

100
 90
 80
 70
 60
 50
 40
 30
 20
 10
 0

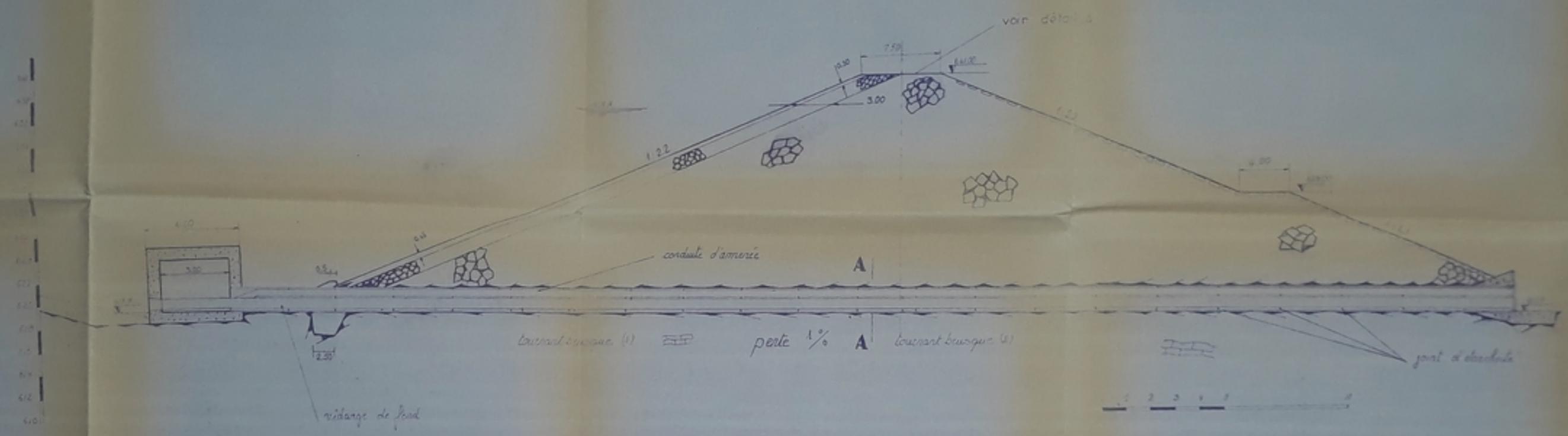
LEGENDE

100
 90
 80
 70
 60
 50
 40
 30
 20
 10
 0

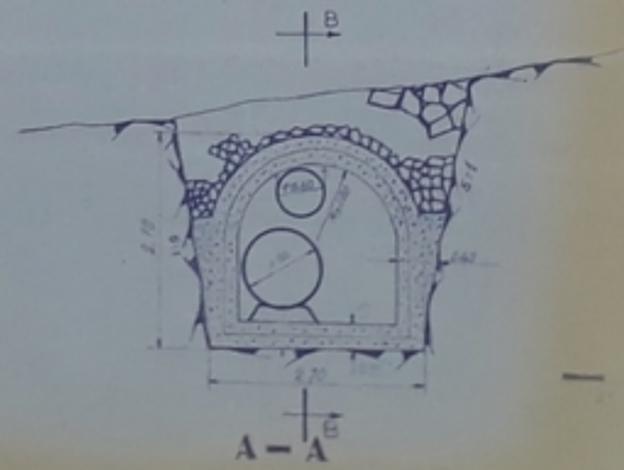
GALERIE DE DEVIATION

B-B

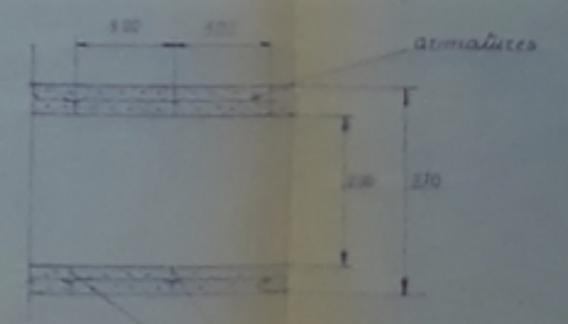
ech: 1/200



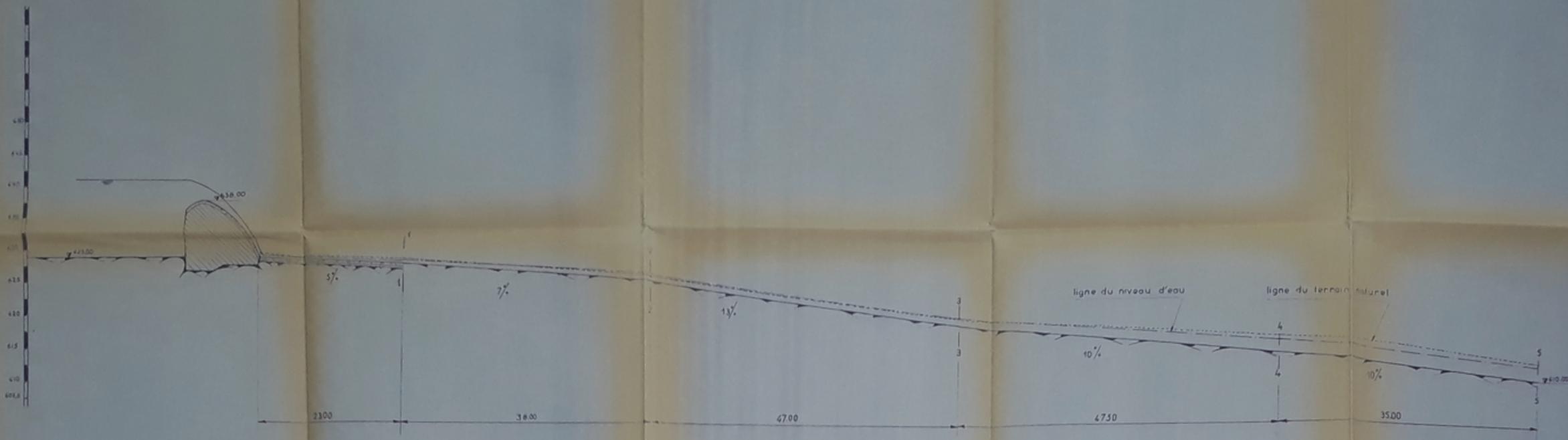
coupe transversale de la galerie B-B



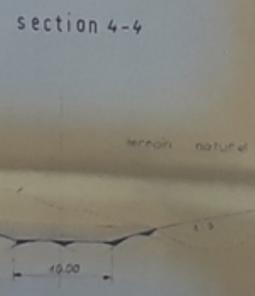
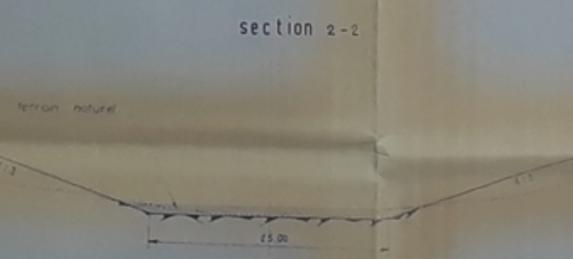
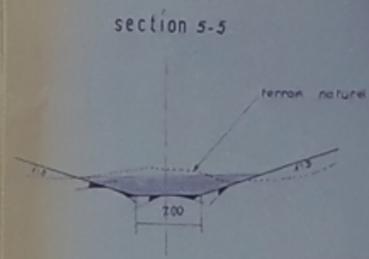
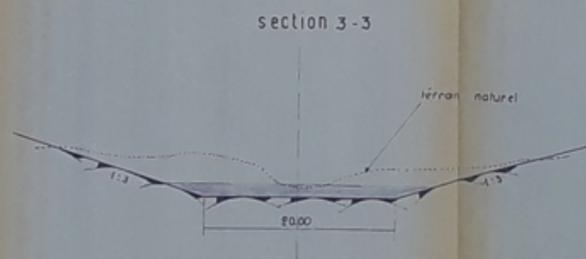
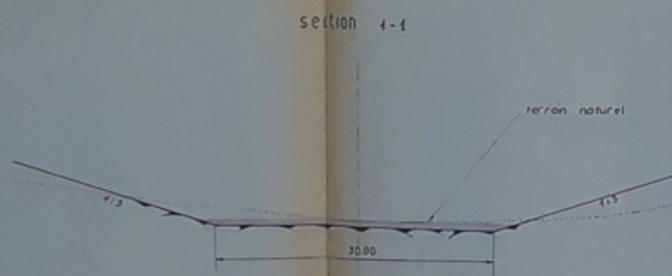
coupe sur la galerie ech: 1/50



HYDRAULIQUE
 Étude par: M. BENABED
 Y. Mouloudi
 1981
 BIBLIOTHÈQUE



COUPES TRANSVERSALES SUR L'EVACUATEUR DE CRUE



Établissement Supérieur des Études et des Recherches
U.S.T.A
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL-MARRACH

PROJET DE FIN D'ÉTUDE
 ÉTUDE DE FAISABILITÉ DU BARRAGE
 FAKRA SUR L'OUED SBISSEB

COUPE TYPE DE L'EVACUATEUR
 DE CRUE

COUPES TRANSVERSALES SUR
 L'EVACUATEUR DE CRUE

Fait par les étudiants M. BENABED Y. MOULOUDI Dirigé par le Prof. Dr. Ing. L. SIE	PLANCHE N. 11	Présentation JUN 81 N° 001/121
		Date de l'étude 00 11

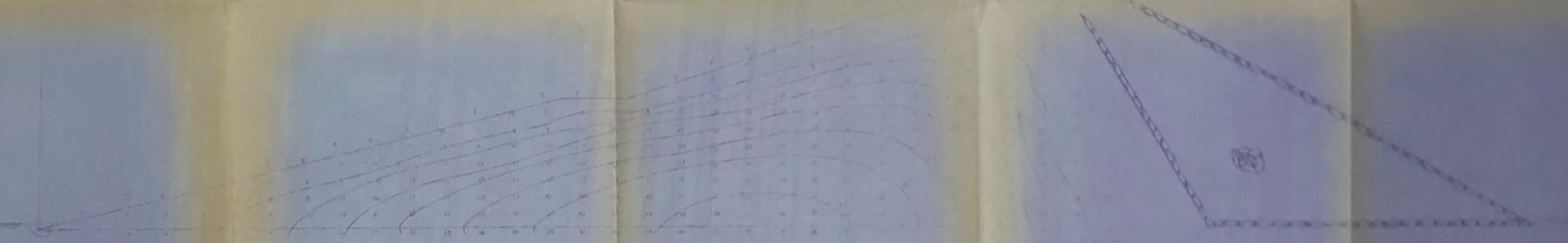
1,27

PRESSIONS INTERSTICIELLES A LA FIN DE LA CHARGE
1,27



PRESSIONS INTERSTICIELLES A LA FIN DE LA CHARGE

F = 0,62



PRESSIONS INTERSTICIELLES (Vidange Rapide)

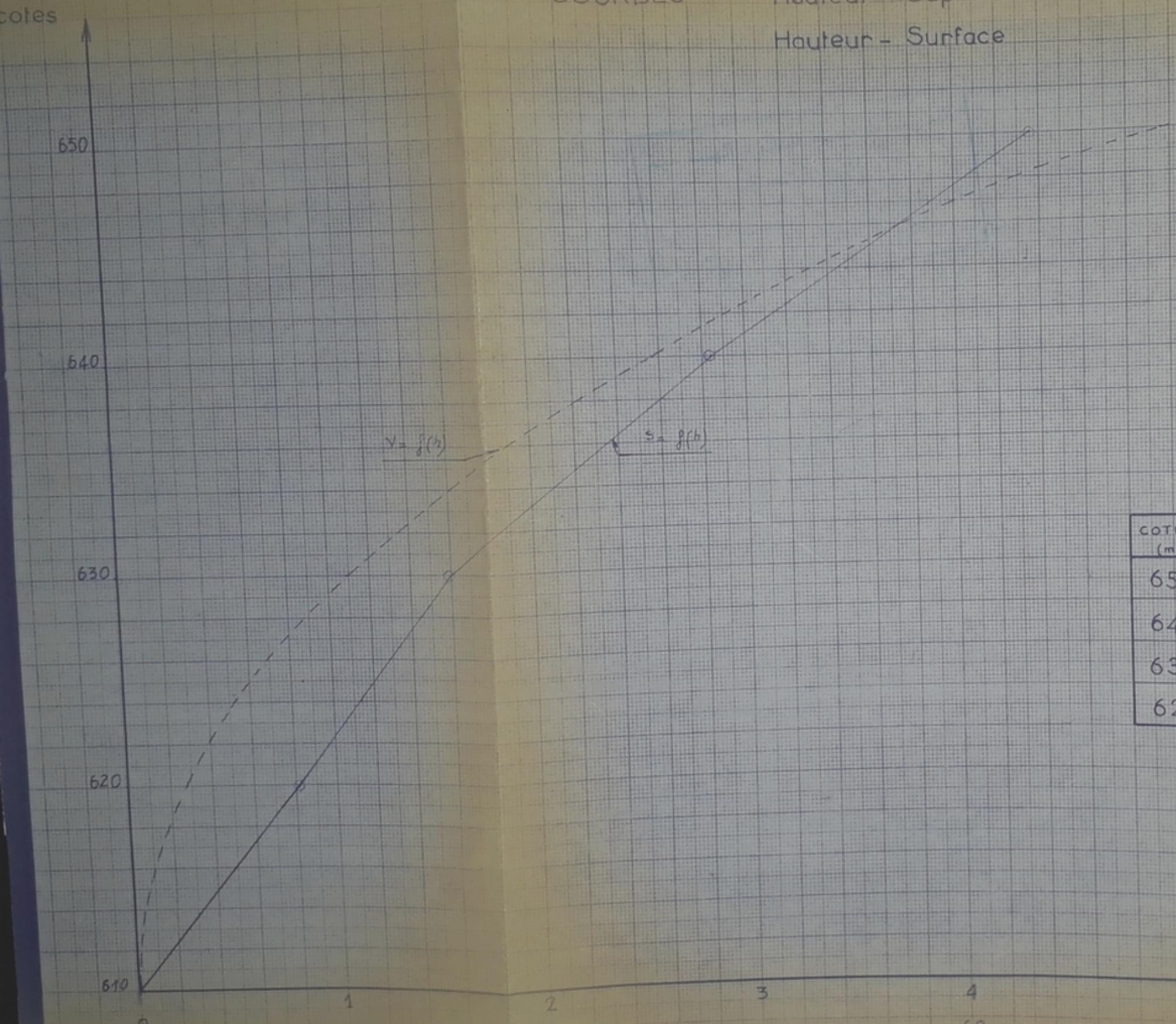
F = 1,54



1,27

PRESSIONS INTERSTICIELLES
A LA FIN DE LA CHARGE

COURBES
Hauteur - Capacité
Hauteur - Surface



COTES (m)	SURFACE (km ²)	VOLUME TOTAL (10 ⁶ m ³)
650	4,35	74,44
640	2,85	38,44
630	1,60	16,24
620	0,825	4,12

HYDRAULIQUE
Etude par: M. BENABED
Y. MOULOUDI

1981

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الجزائر
الجامعة الوطنية للعلوم والتقنية
مكتبة
BIBLIOTHÈQUE

Surface [km²]

Volume [10⁶ m³]

