

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**Stabilité de la retenue collinaire d'AIN NECHMA de la wilaya d'EL
TAREF**

Domaine : Sciences et Technique

Spécialité :

GENIE CIVIL

OPTION

Géotechnique

Par :

KHELAIPIA Ghazlane Yasmine

DIRECTEUR DU MEMOIRE: PROFESSEUR SBARTAI Badreddine, GENIE CIVIL, U B M
ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT :

EXAMINATEURS : BOUKHATEM GHANIA

HACEN CHAOUCH ABDELMADJID

CHELGHOUIM NOUREDDINE.

Remerciements :

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce à plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma reconnaissance au directeur de ce mémoire, Monsieur SBARTAI, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je désire aussi remercier les professeurs de l'université BADJI MOKHTAR, qui m'ont fourni les outils nécessaires à ma réussite universitaire.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers Monsieur REZGUI pour son soutien moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

Je tiens à remercier spécialement ma famille, qui n'a jamais cessé de croire en moi et m'a toujours boosté particulièrement mes parents pour leur soutien constant et leurs encouragements, et surtout pour m'avoir supporté, merci maman pour la dictée.

Je tiens aussi à témoigner toute ma gratitude à mes amis pour leur confiance et leur soutien inestimable.

Un grand merci à toute personne ayant contribué à mon travail.

Résumé :

Le sujet de notre étude porte sur Le Calcul de la stabilité et la comparaison des résultats avec ceux déjà obtenu en 1991, lors des 3 phases « fin de construction, retenue pleine, vidange rapide », en tenant compte de la réponse de la retenue en terre lors de la mise en eau (retenue pleine) et pendant une vidange rapide. L'étude montre qu'elle dépend de plusieurs facteurs à savoir : la géométrie, les propriétés mécaniques des matériaux de construction, le compactage de ces derniers, et la génération des surpressions interstitielles dans le corps du barrage.

On a d'abord commencé le travail en partant d'une recherche bibliographique sur la stabilité des barrages en remblai au cours de ces 3 phases, et avons fini par l'appliquer via PLAXIS sur la retenue. Les résultats ont été largement satisfaisants.

Mots clés :

Barrages en remblai – stabilité des barrages – stabilité des talus – vidange rapide des barrages.

ملخص

يتمثل موضوع دراستنا في حساب الاستقرار لسد ومقارنة النتائج مع تلك التي تم الحصول عليها في عام 1991، شملت هذه الدراسة ثلاثة مراحل "نهاية البناء، سد مملوء، وعند الإفراغ السريع"، مع أخذ بعين الاعتبار كيفية استجابة السدود.

توضح الدراسة أن ذلك يعتمد على عدة عوامل: الهندسة والخصائص الميكانيكية للمواد والضغط وتسيير الضغوط الزائدة الناتجة في جسم السد.

بدأنا أولاً بأعمال بحث تخص هذه المراحل الثلاثة، ثم تم تطبيقها أخيراً عبر PLAXIS على الخزان. وكانت النتائج مرضية إلى حد كبير.

كلمات المفتاح

السدود الإملانية الترابية- استقرار السدود- استقرار المنحدرات- التفريغ السريع للسدود

Abstract:

The subject of our study is the calculation of the stability and the comparing the results with those obtained in 1991, during the 3 phases "end of construction, full retention, fast emptying", taking the response of the small dam when it's full and during rapid emptying.

The study shows that it depends of several factors namely: the geometry, the mechanical properties of materials, the compaction, and the generation of interstitial excess pressures in the body of the dam.

We first started the work from a bibliographic research on the stability of dams during these 3 phases, and finally applied it via PLAXIS on the reservoir. The results were largely satisfactory.

Key words :

Embankment dam- dams's stability- stability of slope- fast emptying of dams.

Liste des matières :

Introduction générale.....	2
----------------------------	---

Chapitre 1 : étude bibliographique sur les barrages

1- Définition.....	5
2- Fonctions des barrages.....	5
3- Conditions naturelles des barrages.....	5
a- données hydrologiques.....	5
b- données topographiques.....	5
c- données géologiques et géotechniques.....	7
4- Types de barrages.....	8
4-1 définitions des barrages en béton.....	8
4-1-1 barrage en poids.....	8
4-1-2 barrage à contrefort.....	10
4-1-3 barrages voute.....	11
4-2 définition des barrages en remblai.....	14
4-2-1 barrage en enrochement.....	14
4-2-2 barrage en terre.....	15
4-2-2-1 barrage homogène.....	16
4-2-2-2 barrage zoné avec un noyau étanche.....	17
4-2-2-2 barrage à masque amont.....	19
5-classement des barrages.....	21
5-1 selon la hauteur (Hb) : (russes).....	21
5-2 selon le volume.....	21

Chapitre 02 : stabilité des barrages et des talus.

1- Définition de la stabilité des barrages en remblai.....	23
--	----

2-	Différentes méthodes de stabilité.....	23
3-	Analyse de stabilité.....	24
4-	Définition du coefficient de sécurité.....	24
5-	Choix de la valeur du coefficient de sécurité.....	25
6-	Comportement du barrage.....	25
a-	Barrage à vide.....	25
b-	Comportement du barrage en fonction normale.....	26
c-	Comportement lors d'une vidange rapide.....	26
7-	Risques de rupture.....	26
8-	Nature de rupture.....	26
9-	Types de rupture.....	27
10-	Causes de rupture.....	27

Chapitre : 03 : retenue collinaire d'AIN NECHMA.

Wilaya d'EL TAREF

1-	But de la construction.....	36
2-	Accès de la retenue collinaire.....	36
3-	Choix du site.	36
4-	Dimensions de la retenue.....	36
5-	Topographie.	36
6-	Géologie.....	37
7-	Hydrologie.	37
1-	définitions.	37
8-	Bilan hydraulique	37
9-	Etudes de crue.....	40
10-	Etude du débit de pointe.....	40
11-	Détermination du coefficient d'écoulement.....	40
12-	Le temps de concentration.....	41
a-	Calcul du débit de pointe.....	41
13-	Etude de laminage d'une crue par un réservoir.....	42
14-	Etude de laminage de la crue par le déversoir.....	43
15-	Construction graphique de BLACKMORE.....	44
16-	Conception de la digue.....	47
17-	Détermination de la ligne de saturation.....	49
a-	la limite imperméable.....	49
b-	la limite perméable d'ouvrage d'art	49

c-	surface de protection.....	49
d-	la surface libre ou ligne de percolation.....	50
19-	stabilité des talus.....	52
20-	méthode de calcul.....	53
21-	digue en fin de construction.....	53
22-	digue services.....	53
a-	Retenue pleine.....	53
-	A l'amont.....	53
-	A l'aval.....	54
b-	Vidange rapide.....	56
23-	évacuateur de crue.....	57
a-	But.....	57
b-	Choix du type de déversoir.....	57
24-	choix de la situation du déversoir.....	57
25-	volume des terres à déblayer.....	59
1-	Evacuateur de crue latéral.....	59
a-	Déversoir et bassin de dissipation.....	59
b-	Conclusion.....	60
26-	calcul de déversoir.....	60

Chapitre 04 : application numérique.

1-	Introduction.....	63
1-	Plaxis.....	63
2-	Avantages de plaxis.....	64
3-	Sous programmes plaxis.....	65
4-	Etapas de modélisation.....	65
5-	Modèles de comportements.....	65
7-	Application sur la retenue collinaire d'AIN NECHMA.....	66

1- Retenue pleine.....	66
2- Vidange rapide.....	78
6- Comparaison.....	85
Conclusion.....	86

Liste des symboles :

Hb : hauteur du bassin.

Fs : facteur de sécurité (coefficient).

τ : contrainte de cisaillement.

τ_{\max} : contrainte de cisaillement max.

Mr : moment résistant.

M0 : moment moteur.

C : cohésion.

\emptyset : frottement.

C' : cohésion effective.

\emptyset' : frottement effectif.

γ_s : poids volumique sec.

γ_{sat} : poids volumique saturé.

γ' : poids volumique effectif.

γ_w : poids volumique de l'eau.

Dh : dénivellation maximale.

E : coefficient d'écoulement.

S : surface du bassin.

H : pluviométrie de la région.

D : déficit d'écoulement.

Qp : débit de pointe.

Te : temps de concentration.

Im : intensité moyenne.

V(h) : volume emmagasiné.

Qe : débit de l'évacuateur.

M : coefficient du débit moyen.

Qemi : débit moyen de la crue.

Qei : débit de l'évacuateur.

R : revanche.

hv : hauteur des vagues.

b : largeur de la crête.

Liste des figures :

Chapitre 1 :

Figure I barrage en poids	9
Figure II barrage poids de WILLOW CREEK	9
Figure III barrage à contrefort	10
Figure IV barrage de Grandval cantal	11
Figure V barrage voute	12
Figure VI barrage-voute Aussois, Savoie, Rhône alpes.....	13
Figure VII barrage en enrochement	14
Figure VIII barrage en enrochement avec masque amont, France.....	15
Figure IX barrage homogène.....	16
Figure X barrage Matemale Pyrénées orientales.....	17
Figure XI barrage zoné avec un noyau étanche.....	18
Figure XII barrage à noyau central.....	18
Figure XIII barrage zoné à noyau étanche serre ponçons hautes alpes...19	
Figure XIV barrage masque amont.....	20
Figure XV barrage à masque amont greziolles	21

Chapitre 2 :

Figure XVI barrage de TETON avant rupture	28
Figure XVII barrage de TETON après la rupture.....	28
Figure XVIII barrage de MALPASSET avant la rupture.....	29
Figure XIX barrage de MALPASSET après rupture	29
Figure XX catastrophe de BANQIAO.....	30
Figure XXI barrage de GLENO avant la rupture.....	31
Figure XXII barrage de gléno après la rupture.....	32

Figure XXIII barrage de VAJONT avant la rupture	33
Figure XXIV catastrophe du barrage de vajont	33
Figure XXV hauteur des pluies et bassins versants.....	38
Figure XXVI surfaces et volumes.....	43
Figure XXVII ligne de saturation à travers la digue.....	51
Figure XXVIII lac plein "amont".....	54
Figure XXIX lac plein "aval"	55
Figure XXX vidange rapide.....	57
Figure XXXI fenêtre principale du programme d'entrée.....	64
Figure XXXII géométrie de la retenue.....	66
Figure XXXIII paramètres de la fondation.....	66
Figure XXXIV paramètres du remblai.....	67
Figure XXXV matériaux de la retenue.....	68
Figure XXXVI generate mesh.....	69
Figure XXXVII insertion de la nappe phréatique.....	69
Figure XXXVIII flow field.....	70
Figure XXXIX contrainte du sol.....	71
Figure XL contraintes effectives.....	71
Figure XLI phases de calculs.....	72
Figure XLII le choix d'un point dans le barrage "A"	72
Figure XLIII fin de calcul pour le lac plein.....	73
Figure XLIV affichage des résultats.....	74

Figure XLV déplacements par rapport au temps.....	74
Figure XLVI facteur de sécurité.....	75
Figure XLVII rupture de la retenue.....	75
Figure XLVIII déplacements totaux	76
Figure XLIX déplacements totaux.....	76
Figure L pression active.....	77
Figure LI pression active.....	77
Figure LII contraintes totales.....	78
Figure LIII phases de vidange rapide.....	79
Figure LIV résultats de calculs de la vidange.....	80
Figure LV coefficient de sécurité de la vidange.....	81
Figure LVI pressions actives.....	82
Figure LVII pressions actives.....	82
Figure LVIII contraintes totales.....	83
Figure LIX déformations.....	83
Figure LX déplacements horizontaux.....	84
Figure LXI déplacements horizontaux.....	84
Figure LXII déplacement totaux.....	84
Figure LXIII déplacements verticaux.....	85

Liste des figures :

Chapitre 1 :

Figure I barrage en poids	9
Figure II barrage poids de WILOW CREEK	9
Figure III barrage à contrefort	10
Figure IV barrage de Grandval cantal	11
Figure V barrage voute	12
Figure VI barrage-voute Aussois, Savoie, Rhône alpes.....	13
Figure VII barrage en enrochement	14
Figure VIII barrage en enrochement avec masque amont, France.....	15
Figure IX barrage homogène.....	16
Figure X barrage Matemale Pyrénées orientales.....	17
Figure XI barrage zoné avec un noyau étanche.....	18
Figure XII barrage à noyau central.....	18
Figure XIII barrage zoné à noyau étanche serre ponçons hautes alpes...19	
Figure XIV barrage masque amont.....	20
Figure XV barrage à masque amont greziolles	21

Chapitre 2 :

Figure XVI barrage de TETON avant rupture	28
Figure XVII barrage de TETON après la rupture.....	28
Figure XVIII barrage de MALPASSET avant la rupture.....	29
Figure XIX barrage de MALPASSET après rupture	29
Figure XX catastrophe de BANQIAO.....	30
Figure XXI barrage de GLENO avant la rupture.....	31
Figure XXII barrage de gléno après la rupture.....	32

Figure XXIII barrage de VAJONT avant la rupture	33
Figure XXIV catastrophe du barrage de vajont	33
Figure XXV hauteur des pluies et bassins versants.....	38
Figure XXVI surfaces et volumes.....	43
Figure XXVII ligne de saturation à travers la digue.....	51
Figure XXVIII lac plein "amont".....	54
Figure XXIX lac plein "aval"	55
Figure XXX vidange rapide.....	57
Figure XXXI fenêtre principale du programme d'entrée.....	64
Figure XXXII géométrie de la retenue.....	66
Figure XXXIII paramètres de la fondation.....	66
Figure XXXIV paramètres du remblai.....	67
Figure XXXV matériaux de la retenue.....	68
Figure XXXVI generate mesh.....	69
Figure XXXVII insertion de la nappe phréatique.....	69
Figure XXXVIII flow field.....	70
Figure XXXIX contrainte du sol.....	71
Figure XXXVI contrainte du sol.....	71
Figure XXXVII contraintes effectives.....	71
Figure XXXVIII phases de calculs.....	72
Figure XXXIX le choix d'un point dans le barrage "A"	72
Figure XL fin de calcul pour le lac plein.....	73

Figure XLI affichage des résultats.....	74
Figure XLII déplacements par rapport au temps.....	74
Figure XLIII facteur de sécurité.....	75
Figure XLIV rupture de la retenue.....	75
Figure XLVIII déplacements totaux	76
Figure XLIX déplacements totaux.....	76
Figure XLV pression active.....	77
Figure XLVI pression active.....	77
Figure XLVII contraintes totales.....	78
Figure XLVIII phases de vidange rapide.....	79
Figure XLIX résultats de calculs de la vidange.....	80
Figure L coefficient de sécurité de la vidange.....	81
Figure LI pressions actives.....	82
Figure LII pressions actives.....	82
Figure LIII contraintes totales.....	83
Figure LIV déformations.....	83
Figure LV déplacements horizontaux.....	84
Figure LVI déplacements horizontaux.....	84
Figure LVII déplacement totaux.....	84
Figure LVIII déplacements verticaux.....	85

Introduction générale

Les barrages sont des ouvrages en terre ou en béton établis au travers d'un lit de cours d'eau entre l'amont et l'aval. Ils servent à l'alimentation en eau potable, à la production d'énergie électrique et à l'irrigation des cultures.

Ces ouvrages d'accumulation des eaux sont des constructions particulières qui en cas de rupture peuvent entraîner d'énormes dégâts. En effet, une rupture peut entraîner des pertes de vies humaines et de considérables dommages aux biens. Les coûts d'un tel accident peuvent atteindre des montants importants.

Pour éviter les dégâts, il faut garantir un haut niveau de sécurité et minimiser le risque résiduel, il faut être aussi en mesure de détecter toute anomalie du comportement des ouvrages ainsi que de leurs fondations et de leurs environs. Il n'est donc pas étonnant qu'il existe dans le domaine des ouvrages d'accumulation une législation afin de garantir la sécurité des personnes et celle des biens.

Il est évident que les mesures qui sont prises lors du projet, de sa construction et de son exploitation tendent à éviter toute défaillance de l'ouvrage pouvant entraîner l'écoulement incontrôlé de masses d'eau, ce qui explique parfaitement les hautes exigences imposées concernant le projet, la réalisation, l'exploitation, ainsi que les contrôles effectués.

Les barrages en remblai peuvent être affectés par un ensemble de désordres, colmatage, perte d'étanchéité, glissement, érosion..., qui influencent la performance de l'ouvrage et de ses composants.

Ces dernières années des approches physiques ont été développées, Des méthodologies d'évaluation de l'état des ouvrages ont été identifiées et formalisées : étude morpho dynamique, analyse topographique, études hydrologiques et hydrauliques, inspections visuelles, reconnaissances géotechniques et géophysiques, modélisation géo mécanique... Appuyées par l'analyse experte, ces approches sont

Performantes pour l'évaluation préliminaire ou approfondie des ouvrages. En revanche, il n'existe pas de méthodes destinées à formaliser l'évaluation de l'état des ouvrages, prenant en compte l'ensemble des mécanismes de rupture auxquels un ouvrage est potentiellement soumis et intégrant les aléas et l'environnement extérieur (crues, végétation, animaux, activité de l'homme...). De même, aucune méthode proposant des critères de décision ou des indicateurs de performance et pouvant être associés à un système d'informations.

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité d'une retenue d'eau en terre aux modèles de comportement du sol. Une étude de stabilité des déformations aux paramètres du modèle sera faite.

La retenue collinaire d'application est celle d'AIN NECHMA 'MERADIA' wilaya d'EL TAREF en utilisant un modèle de comportement incorporé dans le logiciel Plaxis .

Ce mémoire est scindé en 5 chapitres :

- Chapitre 1 : nous passerons en revue les différentes définitions concernant les barrages.
- Chapitre 2 : nous le consacrerons à la stabilité des talus de barrages ainsi qu'à la rupture.
- Chapitre 3 : dimensionnement de la retenue collinaire d'AIN NECHMA .
- Chapitre 4 : étude de la stabilité de la retenue en 2 phases :
 - Stabilité de la retenue étant pleine (conditions normales d'exploitation).
 - Stabilité de la retenue lors d'une vidange rapide.

Avec : → initiation au PLAXIS
→ calculs numériques
→ discussion des résultats

Chapitre 01:
Etude bibliographique sur les barrages

1- Définition:

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un écoulement terrestre d'eau liquide entre une source et une embouchure avec un débit à module supérieur à zéro, Ce flux d'eau est souvent continu mais il peut être temporaire sur une assez longue durée. Le lieu de cet écoulement est un chenal, généralement naturel. S'il est artificiel, on emploie plutôt le terme « canal ». [1]

2- Fonctions des barrages:

Les barrages sont destinés à :

- L'irrigation : 270 millions d'hectares sont irrigués dans le monde, l'agriculture est de loin le premier consommateur d'eau.
- La génération d'électricité : l'énergie hydroélectrique, avec une production annuelle de 2100 TWh, elle représente 20% de la production électrique totale et 7% environ de toute l'énergie consommée dans le monde.
- Contrôle des crues : cela a été de tout temps une forte motivation pour l'édification des barrages, et souvent même l'objectif principale.
- L'alimentation en eau potable ou industrielle
- La régularisation en vue de la navigation.
- Les développements touristiques et de loisirs.
- La recharge et l'assainissement des nappes phréatiques.

3- Conditions naturelles des barrages**3-1 Données hydrologiques :**

Cette étude permet de définir les apports moyens du cours d'eau exprimés en hm^3/an ou m^3/an et leurs variations probables à une échelle saisonnière ou interannuelle. Il s'agit d'informations primordiales pour établir la faisabilité et déterminer le volume souhaitable du réservoir. Cette étude fournit aussi le volume et le débit maximal des crues très rares, qu'il faut considérer pour tous les ouvrages, par extension l'étude hydrologique comprend également les informations sur le régime des transports solides de la rivière dû à l'érosion des sols du bassin versant, comme cela on évolue la rapidité de la tranche morte. [2]

3-2 Données topographiques :

Au sens topographique le site se place sur un verrou, resserrement de la vallée situé juste en aval d'une cuvette naturelle susceptible, une fois fermée, de constituer un réservoir de volume suffisant. Une fois fixé approximativement la position envisagée pour le barrage, la

cuvette est définie par un graphique sur lequel sont portés la surface et le volume en fonction de la cote du plan d'eau.

La forme du site proprement dit influe sur le choix du type de barrage, on peut réduire cette forme à 2 caractéristiques :

- La largeur relative et la forme en U.

Chaque type de barrage requiert des propriétés mécaniques minimales spécifiques en matière de déformabilité et de résistance des appuis lorsque ceux-ci sont soumis aux :

- Forces appliquées directement par le barrage.
- Forces internes induites par la percolation de l'eau au sein de la fondation.

Tout projet de barrage commence par une étude géologique, géophysique et géotechnique.

Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, galeries de reconnaissances, prélèvements, essais de laboratoire et essais in situ sont réalisés pour lever les inconnues.

Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations du sol présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, altérabilité à l'eau, les discontinuités (failles, fractures, diaclases, zones de dissolutions, ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin. [2]

3-3 Données géologiques et géotechniques :

La constitution même d'une retenue d'eau requiert du massif dans lequel elle est située, des propriétés minimales en matière d'étanchéité naturelle, il serait donc très coûteux de généraliser l'étanchement artificiel à tout le fond du bassin, et de telles réalisations sont exceptionnelles.

Chaque type de barrage requiert des propriétés mécaniques minimales spécifiques en matière de déformabilité et de résistance des appuis lorsque ceux-ci sont soumis aux :

- Forces appliquées directement par le barrage.
- Forces internes induites par la percolation de l'eau au sein de la fondation.

Tout projet de barrage commence par une étude géologique, géophysique et géotechnique.

Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, galeries de reconnaissances, prélèvements, essais de laboratoire et essais in situ sont réalisés pour lever les inconnues.

Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations du sol présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, altérabilité à l'eau, les discontinuités (failles, fractures, diaclases, zones de dissolutions, ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin. [2]

4- Types de barrages :

- **Barrages en béton (rigide)**
- **Barrages en terre**

4-1 Définition des barrages en béton :

On construit beaucoup plus de petits barrages en remblai que d'ouvrages rigides. Ils sont plus résistants. Les barrages en béton se partagent en trois groupes :

- barrage –poids.
- barrage à contrefort
- barrage – voûte.

4-1-1 Barrages en poids :

Un **barrage-poids** est un barrage construit à partir d'éléments de maçonnerie en béton, de roche et de terre et conçu pour retenir l'eau en utilisant seulement le poids de la matière qui s'oppose à la pression horizontale de l'eau s'exerçant sur le barrage. Les barrages poids sont conçus de telle sorte que chaque section du barrage est stable, indépendamment de toute autre section. Ce sont des barrages relativement épais, dont la forme est généralement simple.

Même si les barrages voûtes ou à contrefort nécessitent moins de matériaux que les barrages poids, ces derniers sont encore très utilisés de nos jours. Le barrage-poids en béton est choisi lorsque le rocher du site (vallée, rives) est suffisamment résistant pour supporter un tel ouvrage (sinon, on a recours aux barrages en remblais), et lorsque les conditions pour construire un barrage voûte ne sont pas réunies, Le choix de la technique est donc d'abord **géologique** : une assez bonne fondation rocheuse est nécessaire. Mais il faut également disposer des matériaux de construction (granulats, ciment) à proximité.

Ces barrages ont connu une désaffection en raison du volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau CBR qui leur a donné une nouvelle jeunesse en 1980.

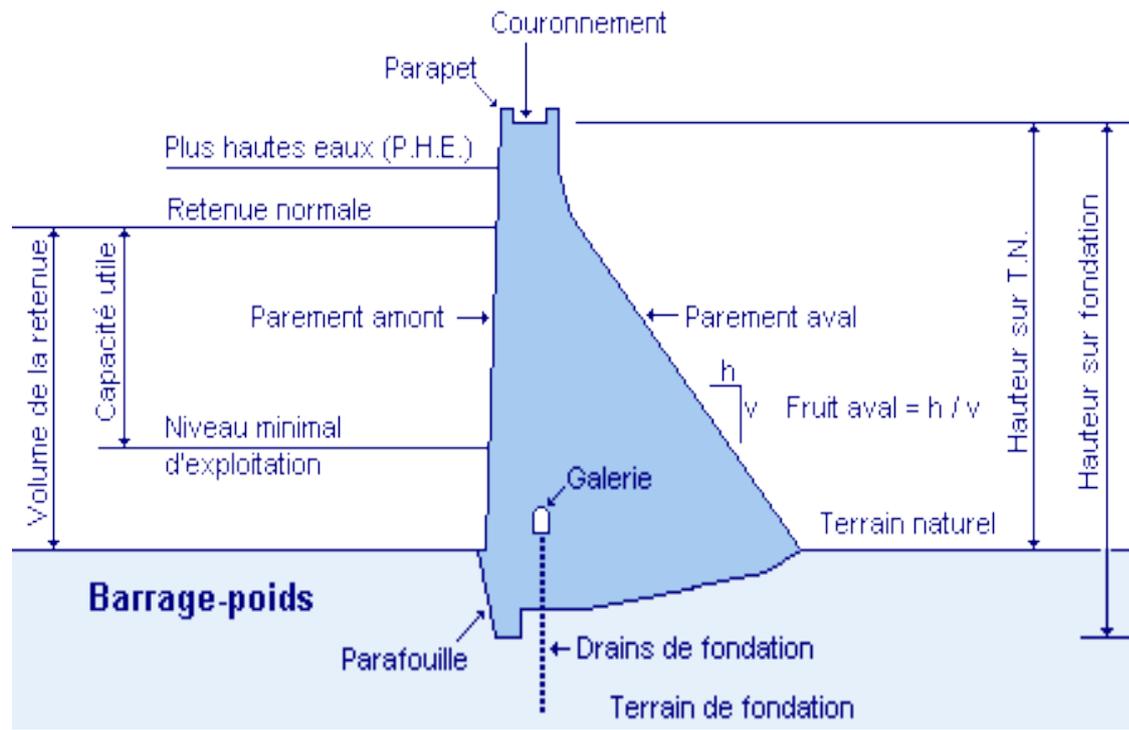


Figure I : Barrage en poids



Figure II : Barrage poids de WILLOW CREEK

4-1-2 Les barrages à contrefort :

Lorsque les appuis sont trop distants, ou lorsque le matériau local est tellement compact qu'une extraction s'avère presque impossible, la technique du barrage à contreforts permet de réaliser un barrage à grande économie de matériaux.

Le mur plat ou multi-voûtes en béton s'appuie sur des contreforts en béton armé encastrés dans la fondation, qui reportent la poussée de l'eau sur les fondations inférieures et sur les rives. Les barrages à contreforts sont constitués :

- de murs, généralement de forme triangulaire, construits dans la vallée parallèlement à l'axe de la rivière. Ces murs sont les contreforts.
- de bouchures entre les contreforts pour maintenir l'eau de la retenue. Ces bouchures s'appuient sur les contreforts auxquelles elles transmettent la poussée de l'eau.

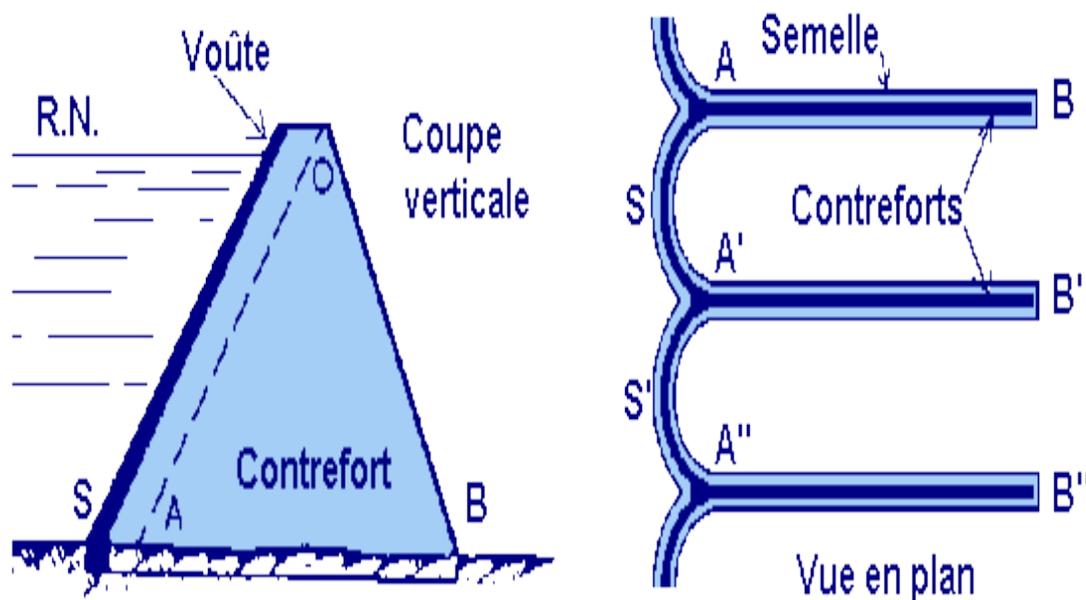


Figure III : Barrage à contrefort



Figure IV : Barrage de Grandval cantal

4-1-3 Barrages voûte :

Un **barrage voûte** est un type de **barrage** dénommé ainsi en raison de sa forme arquée caractéristique.

Grace à sa forme La poussée de l'eau est reportée sur les flancs de la vallée au moyen d'un mur de béton arqué horizontalement, et parfois verticalement (on la qualifie alors de voûte à double courbure).

La technique de barrage-voûte nécessite une vallée plutôt étroite (même si des barrages-voûtes ont été parfois construits dans des vallées assez larges, poussant cette technologie à ses limites) et un bon rocher de fondation. Même lorsque ces conditions sont réunies, le barrage-voûte est aujourd'hui souvent concurrencé par les barrages poids en béton ou le barrage en enrochements, dont la mise en œuvre peut être d'avantage mécanisée.

En raison du volume de matériaux relativement faible, il est évident que cette technique reste économiquement satisfaisante.

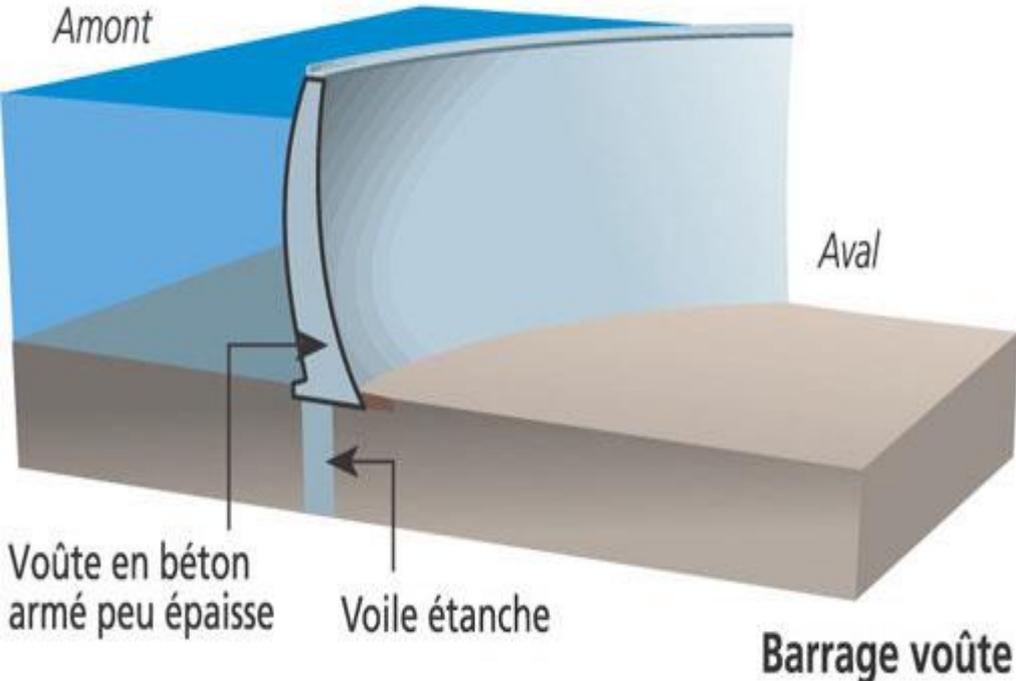


Figure V : Barrage voute



Figure VI : barrage-voute Aussois, Savoie, Rhône *alpes*

4-2 Les barrages en remblai :

Ce sont des barrages souples et ça a été prouvé suite aux déformations du terrain naturel de fondation « pas de fissuration ». Ces derniers se partagent en deux groupes :

4-2-1 Barrage en enrochement :

C'est un barrage réalisé exclusivement en enrochement. Ce sont des blocs de pierres obtenues par l'exploitation d'une carrière trouvée au voisinage des barrages. L'étanchéité est réalisée habituellement par un masque et très rarement par noyau.

Réalisé avec des matériaux de construction de diamètre ≥ 200 mm.

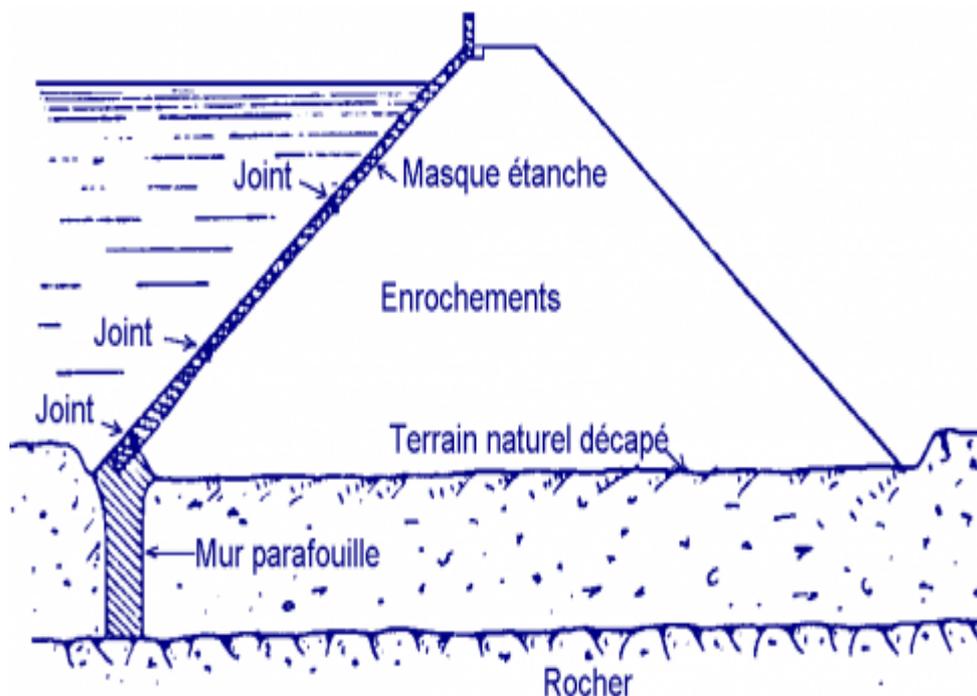


Figure VII : Barrage en enrochement



Figure VIII : Barrage en enrochement avec masque amont, France.

4-2-2 Barrage en terre :

- **Définition :**

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus simple et, sans aucun doute, le plus ancien. Contrairement aux barrages en béton, et aux barrages en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes très étroites, les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux aux caractéristiques diverses.

La gamme des terres va de l'argile pure et très fine jusqu'à des éléments grossiers, arrivant même à l'utilisation des roches altérées telle que les schistes et les roches gréseuses.

Les barrages en terre ont l'avantage de se reposer sur des sols compressibles (médiocres), ils sont aussi considérés en tant que barrage-poids parce qu'ils résistent à la pression de l'eau avec leur propre poids, ce qui explique leur forme trapézoïdale.

Réalisé avec des matériaux de construction de diamètre ≤ 200 mm.

- **Différents types de barrages en terres :**

Les barrages en terre se partagent en trois :

- barrage en terre homogène.
- Barrage à noyau étanche.
- Barrage à masque amont.

4-2-2-1 Les barrages homogènes :

un barrage est homogène lorsqu'il est conçu d'un même matériau, relativement imperméable. Mis en place suite à un compactage. en plus d'un dispositif de drain dans sa partie aval, et afin d'éviter l'effet de battillage le barrage dispose d'une protection mécanique dans sa partie amont. [Voir figure 10] ce type de barrage s'adapte aux sols ayant des fondations déformables, mais ne supporte pas les variations rapides de l'eau.

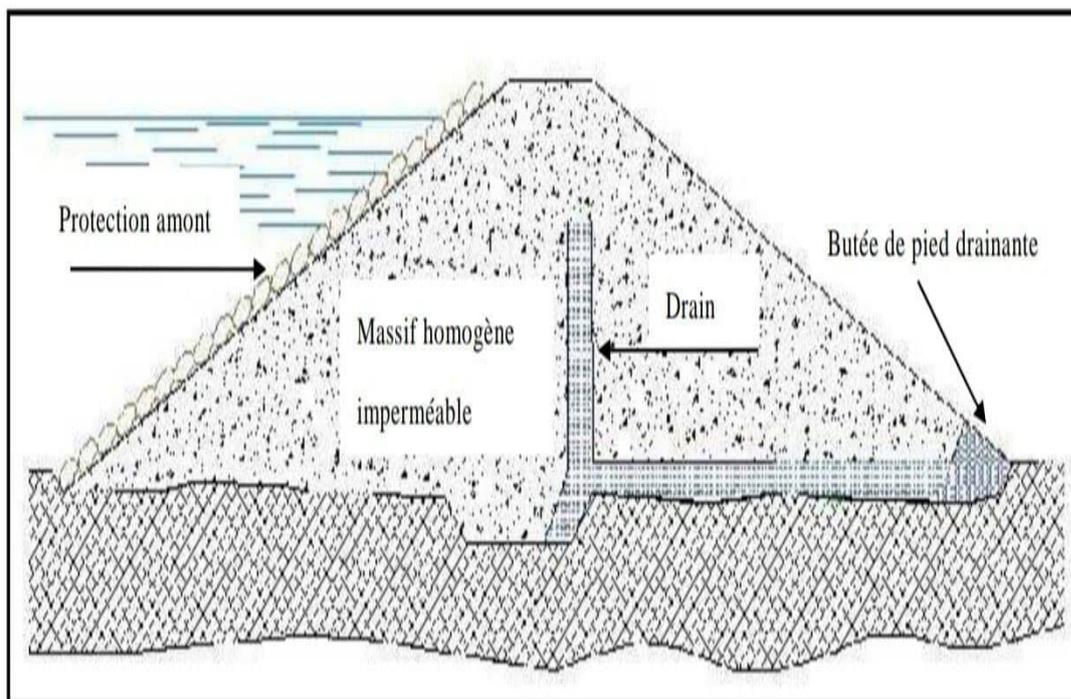


Figure IX : barrage homogène

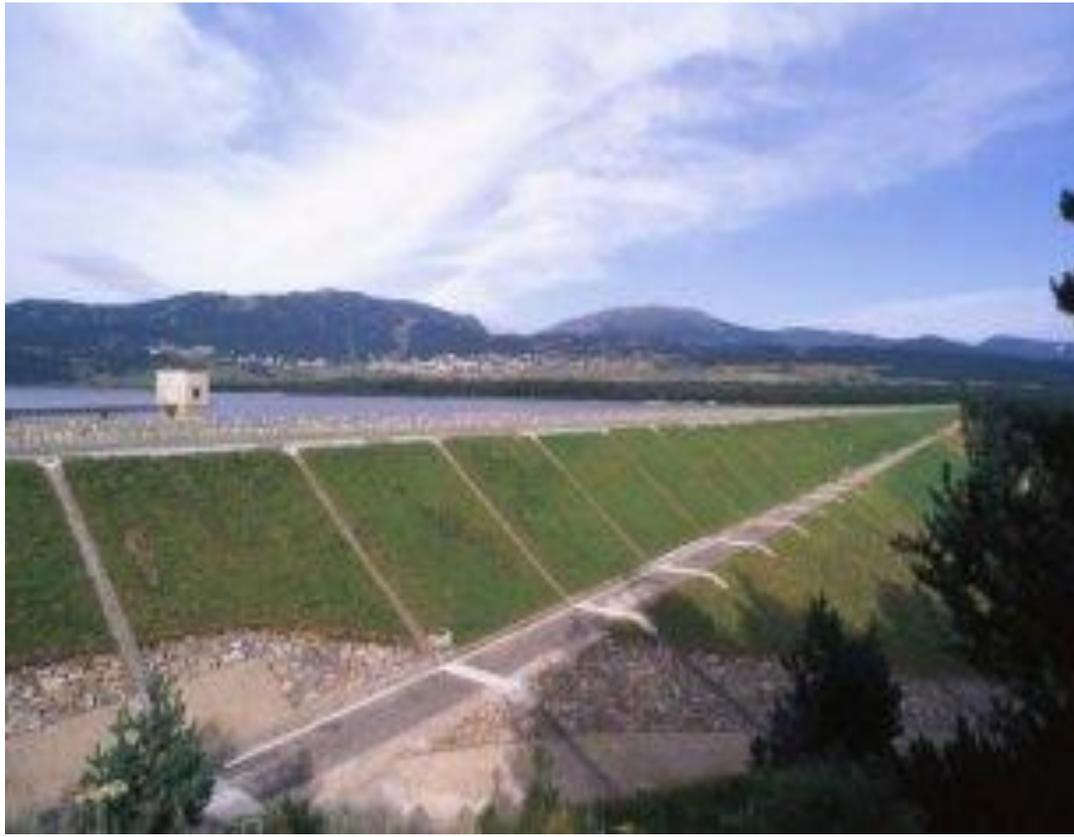


Figure X : Barrage Matemale Pyrénées orientales

4-2-2-2 Barrage zoné avec un noyau étanche:

Dû aux caractéristiques géotechniques du sol hétérogène on a du mal à obtenir une étanchéité alors comme solution on opte pour la conception de plusieurs zones de différents matériaux afin d'assurer l'étanchéité, un noyau étanche est réalisé en argile puis placé au centre ou en amont du barrage. Le barrage zoné est un barrage découpé selon les limites des matériaux différents cela évitera le gaspillage au niveau des volumes et met le mieux en œuvre l'utilisation des matériaux disponibles. Le noyau est conçu de terres argileuses ou caillouteuses ou n'importe quels matériaux comportant une forte proportion de matériaux fins, sinon on a recours à des matériaux de substitution comme les parois moulées ou la superposition de couches de béton bitumineux et d'asphalte.

En cas de vidange rapide la résistance et la stabilité du barrage est assurée par les zones encadrant le noyau imperméable en particulier pour le talus amont.

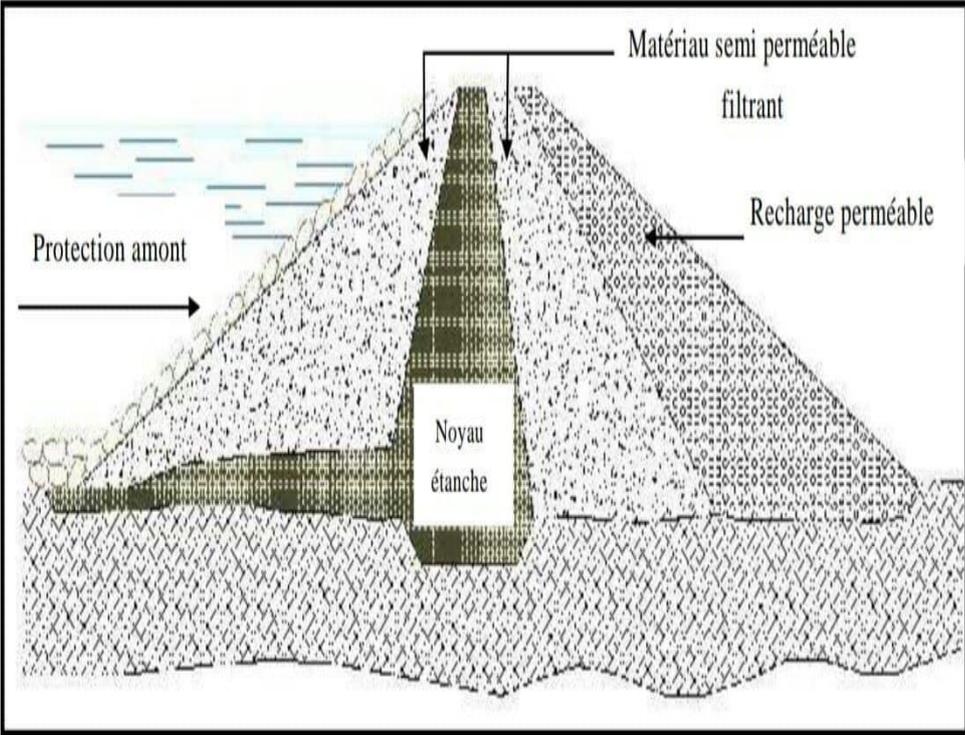


Figure XI : Barrage zoné avec un noyau étanche

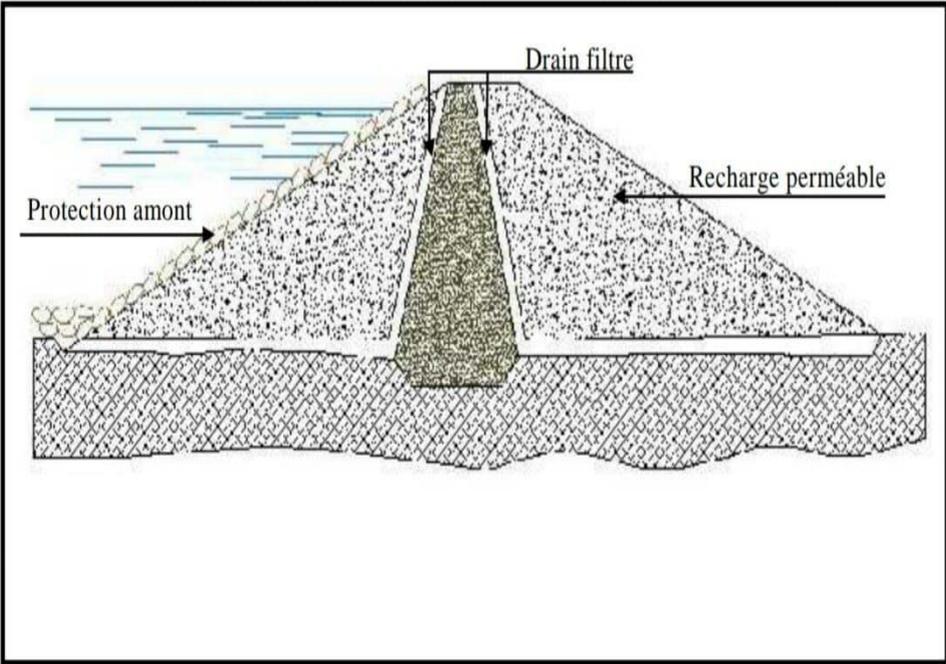


Figure XII : Barrage à noyau central



Figure XIII : Barrage zoné à noyau étanche serre ponçons hautes alpes

4-2-2-3 Barrage à masque amont :

On appelle masque, l'écran imperméable qui est déposé sur le parement amont, afin de rendre le barrage étanche et lui permettre de maintenir l'eau du réservoir.

Généralement le masque du barrage est en béton, avec des produits bitumineux ou avec une géomembrane (celle-ci peut supporter des déformations importantes du massif du sol).

La présence d'un masque dans le parement amont représente un double avantage qui puisse permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides.

Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque l'essentiel qu'il soit peu déformable.

La plupart des barrages à masque sont réalisés en enrochements. Les déformations et les tassements ultérieurs sont très influencés par la qualité du compactage lors de la mise en œuvre des matériaux.

Il est très fréquent de trouver d'autres matériaux fonctionnels pour améliorer la sécurité des barrages.

L'étanchéité mince dispose d'un matériau de réglage ou de transition lui servant de support et qui la met à l'abri de poinçonnement par des éléments massifs du support. Pour évacuer les infiltrations éventuelles à travers le masque on trouve un tapis drainant ou une cheminé drainante, parfois il est possible de trouver les deux.

La protection du parement aval peut être en (Maçonnerie de pierres sèches, terre végétale engazonnée, enrochement...); puis les Pavés autobloquants, dalles de protection mettent l'étanchéité mince à l'abri des Agressions extérieures telles que les chutes de blocs, les glaces ou les projectiles.

Le masque amont est une paroi étanche mise sur le côté amont du barrage, il en existe plusieurs types tel qu'en béton de ciment ou en chapes préfabriquées, de membranes souples ou de béton bitumineux. Par manque de matériaux convenables, il serait difficile de mettre en œuvre un noyau étanche, pour cela on a recours à une comparaison de technique celle de la digue homogène et celle du masque amont étanche.

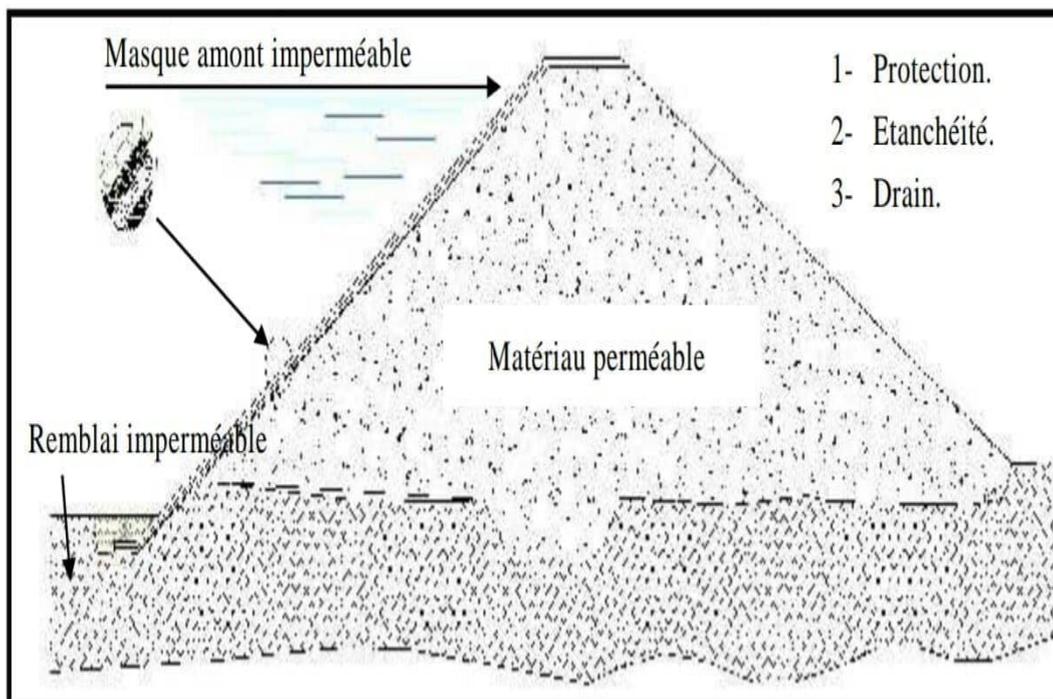


Figure XIV :Barrage masque amont



Figure XV : Barrage à masque amont greziolles

5-Classement des barrages :

5-1 Selon la hauteur (Hb) : (russes)

D'après la Commission Internationale des Grands Barrages (CTGB) :

- $H_b \leq 12 \text{ m}$ → petit barrage (Retenus collinaires).
- $12 \text{ m} \leq H_b \leq 30 \text{ m}$ → barrages moyens.
- $H_b > 30 \text{ m}$ → grands barrages.

5-2 Selon le volume (V) :

D'après la Commission Mondiale de Barrage Volume (CMB) :

Tout barrage d'un volume $= 3.10^6 \text{ m}^3$ est un grand barrage.

Chapitre 02 :

Stabilité des barrages et des talus

1- Définition de La stabilité des barrages en remblai :

La stabilité des barrages en terre est étudiée via différentes méthodes qui sont par la suite utilisées pour l'étude des pentes en MDS (cf. article Stabilité des pentes. Glissement en terrain meuble). [8]

2- Différentes méthodes de stabilité :

Les plus courantes sont celles de :

- FELLENIUS
- BIPHOP.
- SPENCER.
- JANBU.

La méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur.

Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies.

La pression interstitielle est un facteur qui influe très fortement sur la stabilité, qui peut aussi s'installer de façon durable dans le remblai, En raison des écoulements permanents à travers ce dernier et en conséquence des variations de contraintes résultantes de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

En raison de stabilité, si le remblai est construit sur une fondation meuble, celle-ci doit être incluse dans l'analyse de stabilité. Plusieurs configurations doivent être analysées :

- état normal en service.
- pendant un séisme : s'ajoutent aux effets précédents les forces d'inertie horizontales du remblai et la surpression dynamique de la retenue, pour une accélération égale à 50 % de l'accélération prévue au niveau du rocher. À titre d'exemple, les coefficients de sécurité couramment admis avec la méthode de **FELLENIUS** sont respectivement :
 - 1,5 pour les conditions normales de service ;
 - 1,3 pour la fin de construction et la vidange rapide ;
 - 1,0 pour le séisme maximal probable (réurrence 10 000 ans) étudié avec la méthode pseudo-statique.

Les analyses effectuées en contraintes effectives restent les plus fiables, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés.

Elles nécessitent de faire des hypothèses sur les pressions interstitielles, à partir des essais de laboratoire et de l'analyse des précédents essais ; c'est pour cette raison que les remblais sont équipés de cellules piézométriques, grâce auxquelles la pression interstitielle est mesurée pendant la construction et l'exploitation du barrage.

Le contenu de ce chapitre est l'équilibre ou la stabilité mécanique des masses de sol pouvant être mises en mouvement, soit par des phénomènes naturels (érosion, séismes...) ou des travaux de chantier (terrassements, remblais, constructions).

- **Les écoulements** : chutes soudaines de masses, Les causes peuvent être:
Internes au massif : (altération, accroissement de la pression interstitielle, glissement banc sur banc dans une roche stratifiée) Ou
Externes au massif : (écroulement de masse mises en surplomb par érosion, fluage ou glissement)

- **Les coulées** : mise en mouvement brutale de masse de sol à l'état liquide.
- **Le fluage** : en s'opposant aux mouvements précédents, ce dernier est lent, de faible amplitude et se développe dans une zone dont les dimensions sont mal définies.
- **Le glissement** : afin de désigner tous les mouvements gravitaires. Le glissement de terrain est un phénomène géologique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. après la mise en mouvement, la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. il est soit un processus naturel ou se produit en raison des activités humaines qui perturbent la stabilité de la pente.

Et il est aussi causé par une diminution de moments résistants et une augmentation de moments moteurs.

3- Analyse de stabilité :

Les conditions d'équilibre limite sont utilisées pour définir un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture, L'expérience prouve que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée. Les méthodes de calcul consistent à rechercher la partie où le coefficient de sécurité F_s est le plus faible puis Les calculs de la stabilité des talus, se font après la détermination de la résistance au cisaillement, de la pression d'eau dans les pores, de la géométrie de la pente..., doivent être effectués pour s'assurer que les forces sont suffisantes et supérieures à celles qui tendent à provoquer une pente à l'échec.[9]

4- Définition du coefficient de sécurité :

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s . Pour l'obtenir, il faut alors diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci- dessous un certain nombre de ces définitions :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement maximale}}{\text{contrainte de cisaillement}}$$

Ou:

$$F = \frac{M_r}{M_o} = \frac{\text{moments résistants}}{\text{moments moteurs}}$$

Pour assurer la stabilité nous sommes obligés d'assurer ce coefficient de sécurité F_s :

Le coefficient de sécurité des talus F_s , est dépendant de plusieurs paramètres mécaniques (cisaillement inter granulaire, C et ϕ du sol, des pressions interstitielles qui s'y développent), ainsi que de la géométrie.

Les pressions interstitielles dans le corps de la digue évoluent considérablement au cours de la vie du barrage en terre, la cohésion ainsi que les paramètres de cisaillement peuvent varier pendant la mise en eau, pour cette raison il est préférable de vérifier la stabilité en différentes phases :

- en étant vide
- une fois qu'il est opérationnel Lorsque l'eau est à un niveau normal dans la retenue et qu'un écoulement permanent s'est établi à travers l'ouvrage, c'est-à-dire, dans les conditions normales d'exploitation.
- Pendant une Vidange rapide.

5- Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

Le facteur de sécurité minimal F_s adopté est rarement inférieur à 1,5. il peut aussi être égal à 2 ,pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix pendant (grands risques pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion non drainée C_u . pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles : 1,2. mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique. le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent. [9]

F_s	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1,0-1,25	Sécurité incontestable
1,25-1,4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants.
>1,4	Valeur satisfaisante pour les barrages

6- Comportement du barrage :

a- Barrage vide :

Pas encore d'action de la retenue, sauf que les pressions interstitielles sont élevées en raison des surpressions de la construction qui ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionné pour le talus aval,

Puis Lors de la construction, les pressions interstitielles excessives se développent dans le corps ceci dit que quand le barrage est constitué de sol fins et argileux de teneur en eau élevée et très perméables de façon à ce qu'ils ne se drainent que très lentement, de là on peut parfaitement réduire les pressions interstitielles qui se développent dans le corps par augmentation du degré de saturation qui diminue par la suite la compressibilité du fluide interstitiel.

b- Comportement du barrage en fonction normale :

Un écoulement permanent est établi à travers l'ouvrage, une fois que la retenue est remplie, et que lorsque ce dernier est fait on se retrouve en conditions normales d'exploitation, ces conditions déterminent une large part des caractéristiques de l'ouvrage.

Les pressions interstitielles dans le corps de la digue sont complètement indépendantes des contraintes déjà existantes dans le sol. Dans ces conditions nous ne pouvons faire une étude de stabilité alors on a recours à le faire à partir des contraintes effectives pour cela il est nécessaire de connaître les paramètres inter granulaires effectifs ϕ' et C' .

Lors de cet état normal en service, « retenue pleine » : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont pris en considération; et le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

c- comportement lors d'une vidange rapide :

La vidange rapide est un comportement temporaire, après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionné pour le talus amont.

7- Risques de rupture :

Le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale d'un barrage.

8- Nature de rupture :

Techniques : défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux, vices de conception, de construction ou de matériaux, vieillissement des installations. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes plus surs

Naturelles : séismes, crues exceptionnelles supérieures à celle retenue lors du dimensionnement des évacuateurs de crues, glissement de terrain (soit de l'ouvrage lui même, soit des terrains voisins de la retenue en provoquant un déversement sur le barrage), déstabilisation des talus par submersion.

Humaines : insuffisances des études préalables et du contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance, ou encore acte de sabotage.

9- Types de rupture :

Le phénomène de rupture de barrage dépend des caractéristiques propres du barrage. Alors, la rupture peut être :

- **Progressive** dans le cas des barrages en remblais, par érosion régressive, suite à une submersion de l'ouvrage ou à une fuite à travers celui-ci (phénomène de " renard ")

Phénomène de renard :

Le phénomène de Renard survient quand le gradient hydraulique dépasse la valeur critique :

$$\frac{\gamma_t}{\gamma_w} = \frac{\text{le poids volumique immergé du terrain}}{\text{le poids volumique de l'eau}}$$

Si le gradient dépasse cette valeur critique, ceci dit que ce gradient est ascendant et vertical, il s'oppose donc aux forces de pesanteurs ; la résultante de ses deux forces est dirigée vers le haut, les grains en surface sont alors entraînés et ceux en dessous ne supportant plus le poids des grains supérieurs, sont entraînés à leur tour ensuit un petit tunnel ou la circulation des eaux est aisée se forme.

La distance de percolation à travers le terrain diminue et le gradient hydraulique augmente, ce qui va accentuer l'effet de renard qui va alors déboucher brutalement une fuite dans la retenue amont et qui va amener à la destruction du barrage.

- **Brutale** : dans le cas des barrages en béton, par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs poids. Une rupture de barrage entraîne la formation d'une onde de submersion, se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval.

Définition de la carte du risque :

La **carte du risque** représente les zones menacées par l'onde de submersion qui résulterait d'une rupture totale de l'ouvrage. Obligatoire pour les grands barrages, cette carte détermine, dès le projet de construction, quelles seront les caractéristiques de l'onde de submersion en tout point de la vallée : hauteur et vitesse de l'eau, délai de passage de l'onde, etc... [9]

10- Causes de ruptures :

Un barrage peut rompre pour plusieurs raisons, d'autre part il existe plusieurs types de barrages où chacun peut présenter des pathologies propres à lui.

Les principales causes de ruptures sont les suivantes :

- l'érosion interne, qui concerne les barrages en terre (barrage de TETON) :



Figure I barrage de TETON avant rupture



Figure II barrage de TETON après la rupture

- La rupture d'un appui, qui concerne les barrages-voûtes mais reste heureusement rarissime (cas du barrage de MALPASSET) :

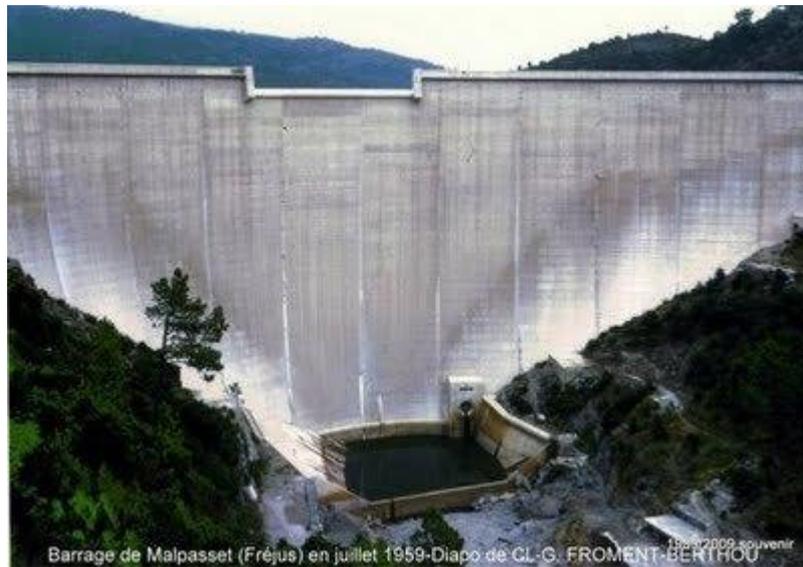


Figure III :Barrage de MALPASSET avant la rupture



Figure IV : Barrage de MALPASSET après rupture

- la submersion de l'ouvrage, provoquée par exemple par la rupture d'un autre barrage à l'amont « catastrophe de BANQIAO » ou par une élévation anormale du plan d'eau (par exemple à la suite d'un glissement de terrain)



Figure V : catastrophe de BANQIAO

- le déplacement de l'ouvrage provoqué par les sous-pressions « barrage de GLENO »



Figure VI : barrage de GLENO avant la rupture



Figure VII : barrage de GLENO après la rupture

La plupart des grands barrages sont néanmoins des barrages-voûtes, dotés par nature d'une résistance élevée ; l'exemple de la catastrophe du VAJONT montre qu'un tel ouvrage peut résister à une vague de grande hauteur. De nombreux barrages chiliens ont traversé plusieurs séismes de grande énergie sans dommage.



Figure VIII : barrage de VAJONT avant la rupture



Figure IX : catastrophe du barrage de vajont

- La négligence, une surveillance et un entretien insuffisants, peuvent également conduire à des accidents.

CHAPITRE 3

Retenue collinaire D'AIN NECHMA

Wilaya d'EL TAREF

1- But de la construction :

Irrigation.

2- Accès à la retenue collinaire :

La retenue collinaire AIN NECHMA se situe à l'affluent de l'OUED EL KBIR, à l'est de ZITOUNA à la wilaya d'EL TAREF.

3- Choix du site :

Nous n'avons pas pu procéder à l'étude préliminaire qui consistante à choisir le site adéquat. Donc les données devant découler de cette étude nous ont été remises et imposées par l'administration. [5]

4- Dimensions de la retenue :

- Une superficie de 8.25km²
- Une longueur de thalweg principale en amont de 4.25km.
- Dénivellation maximale de l'écoulement Dh: 590 m

5- Topographie :

L'étude a été faite en 2 phases :

La première : Une étude sommaire qui a pu permettre de cerner les volumes de remblais à mettre en place en plus de la capacité de la cuvette en choisissant des vallonnements rétrécis comme site, en utilisant un petit volume de remblais et l'obtention d'un volume maximal de la retenue.

La seconde : plus exhaustive que la précédente, s'est faite sur carte topographique au 1/500 è avec des équidistances de courbes au niveau de 1m. Nous avons pu déterminer la variante la plus économique afin de positionner la digue ainsi que toutes les caractéristiques de la cuvette (capacité, hauteur, longueur, volume de remblai, implantation de l'évacuateur de crues). [5]

On étudie une digue de capacité d'environ 130.000m³ et de hauteur de retenue de 12m

6- Géologie :

La géologie est le paramètre le plus important, qui consiste à reconnaître et à déterminer la qualité du sol qui va recevoir l'emprise de la digue ainsi que l'étanchéité de la cuvette et enfin la délimitation des zones d'emprunt.

La région d'EL TAREF présente des formes morphologiques très variées dues spécialement à la grande tectonique du tertiaire, il en résulte une grande présence de grabens et horsts.

Les grabens : un bloc allongé de la croûte terrestre situé entre deux failles et déplacé vers le bas par rapport aux blocs de chaque côté, comme dans une vallée de rift.

Ils représentent les plaines d'ANNABA, BEN M'HIDI, LAC DES OISEAUX, BOUTELDJA, EL TAREF, AIN ASSEL et EL KALA. Généralement ce sont des alluvions des basses terrasses de l'OUED EL KBIR, SEYBOUSE et BOUNAMOUSA.

Les horsts : Ils sont quant à eux constitués essentiellement par des grès, et des argiles du numidien. Ces deux formations ont une très grande importance du point de vue hydrogéologique.

7- Hydrologie :

7-1 Définition :

Qui est une science consacrée à l'étude du cycle de l'eau dans nature, sous ses trois états. Mais aussi avec un intérêt particulier à ce facteur de la réserve prévue.

8- Bilan hydraulique :

Nous étudierons la pluviométrie dont les différents paramètres œuvreront à déterminer le volume réel du bassin versant de notre ouvrage :

$$Vr=1000 * E * H * S$$

1000 : coefficient d'uniformisation des unités.

E : coefficient d'écoulement moyen.

H : pluviométrie de la région.

S : surface du bassin versant.

Afin de déterminer **H** plusieurs méthodes s'offrent à nous dont :

La méthode géométrique de **THIESSEN**, consiste à la pondération des relevés de chaque station en admettant que chacun d'eux représente la précipitation moyenne sur une fraction du bassin : [voir carte] :



Figure I : hauteur des pluies et bassins versants

- 1) relier les stations adjacentes par des droites.
- 2) élever une perpendiculaire au milieu de ces droites.
- 3) les intersections médiatrices déterminent un certain nombre de polygones.

→ La hauteur de précipitation moyenne est prise à l'intérieur du polygone qui l'entoure.

→ On calcule la surface du polygone élémentaire, affecté à chaque station en pourcent et c'est ce pourcentage qui sert de coefficient de pondération, (vu que nous n'avons pas de carte alors on opte pour une 3^{ème} : **méthode isohyètes** :

Elle consiste à déterminer la moyenne de deux isohyètes consécutives délimitant le BV d'où :

$$H = \frac{(800 + 900)}{2} = 850 \text{ mm}$$

$$E = \frac{(H - D)}{H}$$

D : déficit d'écoulement.

C'est la différence entre la hauteur annuelle moyenne de précipitation et la hauteur d'eau qui correspond au volume d'eau effectivement écoulé à travers la section considérée.[5]

On obtient alors la formule de **TURK** :

$$D = \frac{H}{\sqrt{0,9 + \frac{H^2}{L^2}}}$$

Avec :

$$L = 300 + 25 * T + 0.05T^3$$

$$L = 1000.47 \text{ m}$$

Donc :

$$D = \frac{850}{\sqrt{0,9 + \frac{850^2}{1000.47^2}}} = 669 \text{ mm}$$

De là :

$$E = \frac{850 - 669}{850} = 0.21$$

Ainsi on a :

$$V_r = 1000 * 0.21 * 850 * 8.25 = 1472.625 \text{ m}^3$$

Le volume de la cuvette calculé étant de 125.000 m^3 . Il faut environ 12 fois ce volume pour atteindre V_r .

Le volume disponible dans le bassin versant est largement suffisant pour que la cuvette soit régulièrement alimentée au cours de l'année.[5]

9- Etude de crue :

Une crue est un écoulement à régime variable pendant lequel le débit atteint des valeurs élevées par rapport au module M. exemple supérieur à 3 fois le module, qui est la moyenne arithmétique des 12 débits moyens mensuels.

Cette moyenne est pondérée compte tenu du nombre de jour réels de chaque mois, la prédétermination du débit des crues est un caractère important en raison des efforts destructifs bien connu des cataclysmes hydrologiques. Et de là, la nécessité de calculer certains ouvrages d'art en vue de leurs éventualités; les dimensions des évacuateurs de crues. Toutes fois certaines considérations d'optimum économique doivent être tenues en compte. Aussi nous allons devoir déterminer le débit, dit débit de pointe **Qp= 1000 e.i.s** son utilisation lors du dimensionnement de l'évacuateur entraîne des dépenses supplémentaires. Donc de préférence est de déterminer le débit de pointe maximal qui sera effectivement évacué et qui est souvent inférieur à celui de la pointe. On procédera au laminage de la crue et comme on a une petite digue l'épure de BLACKMORE est efficace à cet égard.

10- Etude du débit de pointe :

En égard aux causes qui les produisent on distingue en général :

- Les crues d'averses
- Les crues de fontes des neiges (qui sont sérieuses si la fonte touche une grande partie du BV)

2 facteurs principaux déterminent l'importance d'une crue :

- Les conditions atmosphériques
- Les caractéristiques du BV

11- Détermination du coefficient d'écoulement

Sur le plan atmosphérique, ce sont les précipitations et surtout les pluies qui sont les causes directes des crues. Pour évaluer ces causes on peut soit:

- Partir des millimètres tombés pour déduire les millimètres écoulés en suite déterminer le coefficient d'écoulement (e) qui est le rapport inférieur « I » de ces deux valeurs pendant la durée de la crue ou pendant le paroxysme de l'averse.
- Soit utiliser le tableau de **RICHARS** qui donne pour un bassin versant (BV) petit et escarpé, légèrement perméable et couvert de végétation.[5]

$$E=0.45$$

12- le temps de concentration :

Par ailleurs, le temps de concentration en « te » qui est nécessaire à l'eau de pluie pour s'écouler depuis l'élément hydrologiquement le plus éloigné en amont du BV en cause, jusqu'au point considéré, doit être déterminé pour le calcul du débit de pointe. Pour cela 2 formules pratiques sont souvent utilisées :

Formule de **GIANDOTTE** :

$$te = \frac{4\sqrt{A} + 1,5 * L}{0,8\sqrt{D * H}}$$

A : surface du BV = 8.25 Km²

L(Km) : longueur de thalweg, c à d l ligne qui joint les points les plus bas du fond d'une vallée. L= 4.25 Km.

DH (m) : dénivellation maximale d'écoulement dans les limites du BV. DH= 590m.

A.N :

$$te = \frac{4\sqrt{8,25} + 1,5 * 4,25}{0,8\sqrt{590}} = 0,92 \text{ h} = 55,16 \text{ mn}$$

une autre formule a donné pour résultat : te=0,56h = 34 mn.

Il est préférable de prendre la moyenne des deux valeurs : te= 0,75h = 44,4 mn

13- Calcul du débit de pointe :

Les différentes valeurs énoncées ci-dessus nous permettent de déterminer la valeur du débit de pointe. En effet, on ne dispose pas de séries de relevés de débit de l'oued sujet pouvant nous permettre de faire un dépouillement.

-par le traçage des familles de courbes, donnant pour un temps de récurrence «T », déterminé l'intensité moyenne maximum «im » en fonction de l'intervalle de référence « DT ». Cependant, on a ces formules qui ne sont que l'adaptation mathématiques de ces familles de courbes.

Les plus incitées sont la formule de **TALBOT (1904)** :

$$im = \frac{a}{b+t}, t = mn$$

Formule de **MONTANA** :

$$i_m = at^{-b},$$

Pourtant il faudrait être très prudent, quant à la généralisation systématique de ces formules, nous devons toujours tenir en compte les spécificités de la région étudiée (combien même que les pluies ponctuelles observées à une station sont représentatives de celles tombées en une zone plus ou moins étendue).

Pour les averses enregistrées à Tunis au cours d'une période de 42ans et pour des valeurs de l'intervalle de référence « t » échelonnées de 20mn à 7h. Selon ces études l'averse décennale :

$$i_n = \frac{2750}{35+t}, \quad t=mn$$

Nous avons choisi une période décennale en se référant à la publication de l'organisme mondiale de la météorologie (OMM) n°23 T.P de 1969, selon pour laquelle l'évacuateur d'un petit barrage réservoir dans la campagne ne présentant pas de danger en cas de rupture, pour les zones urbaines ou pour d'autres ouvrages. On peut prendre une averse de durée de 10 à 20 ans. Selon les dispositions pratiques liées à la disponibilité de la formule de l'averse décennale on a choisi 10ans

A.N :

$$i_n = \frac{2750}{35+240} = 10 \text{mn/h}$$

T=240 mn : est l'intervalle DT considéré plus haut et qui l'on désigne aussi par « durée de l'averse » : égale à 240 mn (4h) par expérience (donnée par l'administration). [5]

En définitive la formule de **TURAZZA**, valable pour les petits bassins versants nous permet de calculer le débit de pointe :

$$Q_p = 1000.e.i.s$$

1000 : coefficient d'uniformisation des unités.

e= 0.45

i_n= 10 mm/h

s= 8.25 km²

A.N:

$$Q_p = 1000 * 0.45 * 10 * 8.25 = 37,125 \text{ l/s}$$

14- Etude du laminage d'une crue par un réservoir :

Là, faudrait que la surface du plan d'eau de la retenue soit assez grande afin que la tranche comprise entre le seuil du réservoir et la cote des plus hautes eaux puisse décréter de façon appréciable les crues de courte durée engendrées par une pluie de durée voisine du temps de concentration « te ». Seulement cette méthode pratique combien même ne nous permettrait de déterminer précisément le débit optimal de crues.

On se contente donc d'évacuer un débit inférieur à celui de la pointe de la crue sans craindre une submersion de la digue.

15- Etude du laminage de la crue par le déversoir :

A partir de la surface de la retenue de la cote des plus hautes eaux admissibles, [voir tableau des surfaces et volumes] et de l'importance du débit max de crue, déterminé par l'étude hydrologique égale à $37,125m^3/3$, on se fixe une charge maximale admissible sur l'ouvrage évacuateur, on estime la valeur du débit à évacuer sous une charge fixée variant pour les petits cours d'eau entre 0,6 et 1,2 (m), à $\frac{2}{3}$ du débit de pointe ce qui n'est pas tout aussi précis. C'est pourquoi donc on aura recours à la méthode du BLACKMORE.

Calcul des volumes

N°	Surfaces transversales (m²)						distance (m)	Volumés élémentaires (m³)							V.T
	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	C ₆		V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	
Var ₁	409.35	478.00	498.50	476.10	288.00	198.36	27	3683.97	11951.95	15169.25	13018.10	10204.65	6384.76	1720.44	6043832
Var ₂	173.00	432.315	488.30	457.30	346.83		20	1153.36	6055.15	9221.15	9468.00	8097.30	2312.20		362468
Var ₃	83.33	290.42	385.25	298.70	210.60	72.68	21	747.00	5041.17	8449.26	8561.02	6878.55	3824.76	454.12	3415871

Tableau. (1)

Figure II : surfaces et volumes

16- Construction graphique de BLACKMORE :

On trace les courbes suivantes sur un même graphique alors :

-V(h) : volume emmagasiné (V) en fonction de la charge (h) au dessus du déversoir.

- Qe (V) : débit de l'évacuateur de crue « Qe » en fonction du volume emmagasiné « V » c'est-à-dire de « h » puisque « V » est en fonction de « h », donc on a la relation suivante :

$$Q_e = m \cdot L \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

Elle est caractéristique d'un évacuateur d'un écoulement libre.

M : étant le coefficient de débit (ou coefficient de contraction), il dépend de la forme du profil du seuil et du tracé des parois latérales. Il a été fixé à $m=0.3$.

L : largeur du déversoir a été aussi fixée pour les besoins du calcul.

h : est la charge sur le sommet du seuil du déversoir. On a fixé quelques valeurs de h pour calculer chaque fois le débit de l'évacuateur correspondant.

Qc (t) : hydrogramme de crue, c'est-à-dire débit de la crue arrivant dans la retenue en un certain temps $Dt=300s$ choisi suffisamment petit pour que les segments de courbes lui correspondant puissent être assimilés à des segments de droites.

Pour cette courbe, on a tracé un hydrogramme simplifié de forme triangulaire à partir du temps de concentration du bassin versant et du débit de pointe de la retenue.

Volume de la crue : volume évacué + volume emmagasiné

Ainsi on peut tracer Qc (t) en utilisant la formule suivante :

$$Q_{emi} * Dt = \frac{Dt}{2} (Q_{ei} + Q_{ei+1}) + V_{i+1} - V_i$$

Qemi : débit moyen de la crue allant de « 0 à Dt ».

Qei : débit de l'évacuateur de « 0 à Dti »

Vi : volume stocké dans la retenue de l'instant « i » .

Après un instant ces valeurs deviennent respectivement :

$$Q_{emi+l}, Q_{ei+l}, V_{i+l}$$

Une fois ces courbes tracées, on passe à la construction géométrique proprement dite qui nous permet de trouver le débit optimal.

- 1- Par le point origine « 0 » ($V=t=Qc=0$), on trouve la droite « e » de pente $\frac{Dt}{2}$
- 2- On trace la parallèle à l'axe des ordonnées en coupant la courbe Qc (t) en un point d'ordonnée $\frac{Dt}{2}$, comme elle coupe la droite « e » en un point.
- 3- Par ce dernier point, on trace la droite « e » de pente $\frac{Dt}{2}$ qui coupe la courbe Qe (V) en « l » dont l'ordonnée « Vl » représente le volume emmagasiné dans la retenue à l'instant « Dt » on en déduit la charge « hl » au dessus du déversoir à cet instant « Dt », c'est-à-dire à la cote de la retenue et, par suite, la surface du plan d'eau au même instant.

- 4- A partir du point « l » ci-dessus défini, on recommence les mêmes constructions pour l'intervalle de temps (Dt, 2Dt), ce qui permet d'obtenir le point 2 représentatif de la situation de la retenue à l'instant 2 Dt.
- 5- Les constructions se poursuivent de la même façon et permettent de définir les points 1,2,3... représentant la situation de la retenue aux différents instants 0, Dt, 2 Dt, 3 Dt...

Dans notre cas le point n =16 à la plus grande ordonnée et il correspond au niveau maximal atteint par le plan d'eau de la retenue par la crue considérée caractérisée par l'hydrogramme $Q_c(t)$.

C'est à ce niveau qu'on a le volume maximal $V_m = 29,63 \cdot 10^3 m^3$, le débit optimal de l'évacuateur $Q_m = 25,85 \frac{m^3}{s}$, et la charge maximale correspondante $h = 1,18m$.

Ainsi donc, le débit maximal de l'évacuateur est sensiblement inférieur au débit de pointe de la crue ($37,125 m^3 \cdot s^{-1}$) ce qui permet de déduire les dimensions des ouvrages d'évacuateur grâce au laminage de la crue.

On peut également se contenter de dimensionner le coursier, pour porter un débit de $25,85 m^3 \cdot s^{-1}$. Si au lieu de $37,125 m^3 \cdot s^{-1}$. Si ce qui représente une sérieuse économie surtout si le canal en question est relativement long. [5]

$$Q_e = 25,85 m^3 \cdot s^{-1}$$

$$V_m = 29,63 \cdot 10^3 m^3$$

$$h = 1,18m$$

17- Conception de la digue :**• Les caractéristiques concernant le remblai de la digue :****Remblai 1 :** $\gamma_s = 18 \text{ KN/m}^2$: poids volumique du remblai sec. $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^2$: poids volumique saturé du remblai. $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_s = 2 \text{ KN/m}^2$ poids volumique déjaugé.

Les expériences utilisées pour trouver ces valeurs sont diverses et doivent être effectuées sur des échantillons non remaniés.

S'agissant de la digue proprement dite, la hauteur normale de la retenue nous été donnée égale à 10m. Aussi on s'est attelés à calculer la hauteur totale de la digue. Pour cela il a fallu trouver la revanche qui est tranche comprise entre la cote des plus hautes eaux et la crête du barrage. On la détermine en tenant compte de hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau, de la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le corps du barrage.

Par ailleurs, une tranche de sécurité en cas de crue catastrophique est déterminée par plusieurs formules dont celle tirée du **VARLET tome 3 page 211**

$$R = hv + \frac{v^2}{2g} + a$$

hv : hauteur des vagues.

$$Hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{L} \quad \text{avec } L : \text{fetch.}$$

Le fetch : est la distance du point de naissance des vagues à la digue. Elle varie de 1 à 1,5 Km. On la prend égale à 1,5 km.

V : vitesse des vagues.

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} hv$$

A : hauteur de sécurité à l'affaissement du barrage. En fait, sous l'action de son poids propre, la digue subit une réduction de volume qui se traduit par un tassement instantané et des tassements résiduels. On estime le tassement « t » entre (0,5 et 1,5)% de la hauteur totale. Par ailleurs pour les ouvrages de hauteur entre 10 et 20 m, la revanche peut varier de 1,5 à 2m. Pour nous placer dans la sécurité nous allons choisir « a » de façon à avoir une revanche maximale. Soit $a=0.875$

A.N :

$$hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{1,5} = 0,9 \text{ m}$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \cdot 0,9 = 2,1 \text{ m/s}$$

On a finalement R :

$$R = 0,9 + \frac{(2,1)^2}{19,62} + 0,875 = 2 \text{ m}$$

La hauteur normale de la digue est donc :

$$H = HRN + R$$

HRN : hauteur de retenue normale

R : revanche

A.N :

$$H : 10 + 2 = 12 \text{ m}$$

Concernant la largeur de la crête « b », il existe plusieurs formules pour la déterminer :

Formule de **KNAPPEN** :

$$b = 1,65 \sqrt{H}$$

A.N :

$$b = 1,65 \sqrt{12} = 5,71 \text{ m}$$

Formule de **PREECE**:

$$b = 1,1 \sqrt{12} + 1 = 4,81 \text{ m}$$

La moyenne de ces 2 résultats donne : $bm = \frac{4,81+5,71}{2} = 5,26m$

- Pour ne pas sortir de cet ordre de grandeur on a pris $b=4m$.
- Ce choix doit surtout permettre sur le plan pratique la circulation des engins lors de la réalisation de la digue.

La digue se présente sous les dimensions suivantes :

-H= 12m

-b= 4m

-Pente du talus amont : 1/3

-Pente du talus aval : $\frac{1}{2},75$

- ces pentes déterminées par le calcul de la stabilité des talus.

- longueur de la digue : $L=121,5$ m.

18- Détermination de la ligne de saturation :

Il s'agit maintenant, connaissant la ferme, le coefficient de perméabilité de la terre constitutive, la hauteur d'eau retenue derrière l'ouvrage projeté, de déterminer la position de la ligne phréatique dont le point de résurgence est à fixer. Seulement un certain nombre de conditions aux limites doivent être rappelées au préalable ce sont :

a/ la limite imperméable :

Au niveau de cette limite, qui est l'assise de la digue dans notre cas, l'eau ne peut pas pénétrer et sa vitesse d'écoulement perpendiculaire à la limite doit par suite être nulle. Cette limite définit la position d'une ligne de courant, de manière similaire, toute ligne de courant satisfait aux conditions d'une limite imperméable et peut être prise en tant que telle.

b/ la limite perméable d'ouvrage d'art :

Le long des limites d'ouvrages d'art destiné à retenir l'eau, les distributions de pression peuvent être prises en ne tenant compte que des distributions hydrostatiques. C'est cette propriété qu'on a utilisé dans le calcul de la stabilité pour déterminer le poids de l'eau.

c/ surface de percolation :

C'est la limite par où le débit de percolation pénètre dans une zone où il n'y a ni sol ni eau. La pression sur cette surface est la pression atmosphérique supposée nulle. Hypothèse qui nous a permis lors du calcul de la stabilité de ne tenir compte que de la pression interstitielle entre la ligne phréatique et le cercle de rupture. [5]

d/ la surface libre ou ligne de percolation :

C'est l'objectif principal de l'étude des infiltrations dans les barrages. C'est la ligne de courant supérieure de la zone d'écoulement. Elle sépare la région d'écoulement saturé de la partie dans laquelle ne se produit pas. En un point quelconque de cette ligne, la pression est nulle ou égale à la pression atmosphérique.

Ces conditions sont vraies, ou supposées vraies, on détermine la ligne phréatique en se passant de tracer le réseau d'écoulement. En effet la méthode de construction proposée par:

A.CASAGRANDE et **KOZNEY** suffit à elle seule à trouver le point de résurgence à l'aval de la digue.

Cette méthode s'établit comme suit :

- Représentation de la hauteur du barrage sur la coupe $H = 8,75\text{m}$.
- Détermination de la distance

$$GB = D = \frac{H}{\tan(B)}$$

- B : étant l'angle correspondant à la pente du talus qui a été choisi arbitrairement au départ et dont la valeur définitive sera donnée par le calcul de la stabilité.
- Le long de la surface de l'eau « BE », traçons la distance « BF » égale à « 0,3 BG », G se trouvant au droit de A.

On trace ensuite une parabole qui part de « F » et qui a « F » comme foyer (centre) conformément à la relation :

$$Y = \sqrt{Ya^2 + 2x \cdot Ya}$$

Avec :

$$Ya = \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

FE = d, étant assuré à l'échelle directement sur la coupe type de la digue. Ou à $d = 50,8\text{m}$ d'où :

$$Ya = \sqrt{8,7^2 + 50,8^2} - 50,8 = 0,74$$

Ainsi en fixant « x » on peut déterminer les valeurs de « y » qui lui correspondent d'où le tableau suivant :

<u>X</u>	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
<u>Y</u>	0,74	2,84	3,94	4,8	5,53	6,17	6,75	7,28	7,78	5,25	8,7

La parabole peut être alors dessinée point par point, affleure l'aval en un point que l'on va modifier par la suite et tombe en « D » avec

$$ED = \frac{Y_0}{2} = 0.375$$

- La surface de percolation doit recouper perpendiculairement le parement au point B pour déterminer le point exact d'intersection avec le parement aval, nous avons utilisé la modification due à **GILBEY**.

La pente aval étant de $\frac{1}{2,75}$ donc $B = 20^\circ$; $\frac{d}{H} = 5,8$ ainsi on a $m = 0,3$

La hauteur corrigée à laquelle la ligne phréatique recoupe le parement aval est : $m.H = 0,3.8,75 = 2,61$ [m] $m.H = 2,61$ au dessus de la base.

Ceci est représenté sur la figure.

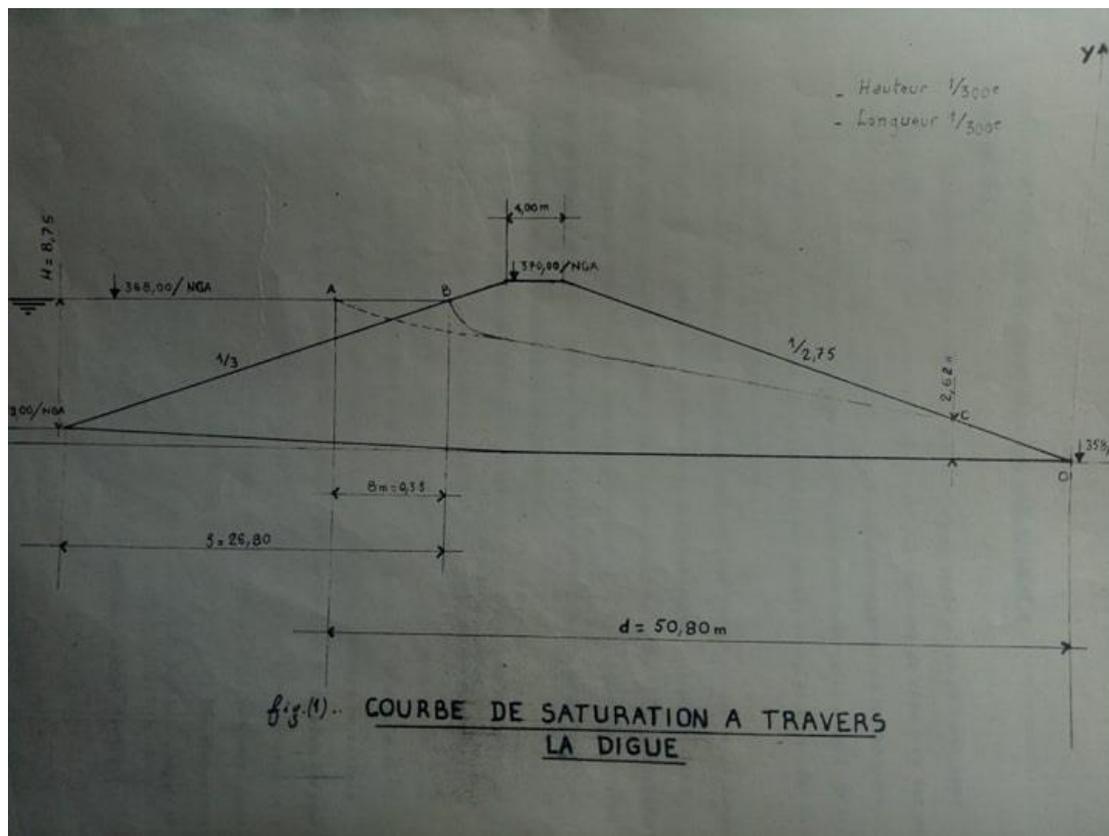


Figure III ligne de saturation de la retenue

En définitive, on peut tracer la ligne phréatique abstraction faite de tous les détails ci-dessus mentionnés en modifiant localement la courbe de base afin de se raccorder tangentiellement au point « j ».

19- Stabilité des talus :

La stabilité est complexe vu qu'il s'agit de retenue collinaire où il faut faire face aux variations brutales du niveau des eaux, notamment lors des vidanges rapides.

Pour faire face à cela plusieurs méthodes ont été proposées en se basant sur d'importantes hypothèses restrictives. Celle consistant à assimiler la surface de glissement à un cercle qui reste la plus importante car elle nous conduit à des commodités dans les calculs. Par ailleurs, la détermination de la forme et de l'emplacement des surfaces de glissement conduit à des solutions compliquées.

Pour cela, les ingénieurs utilisent des méthodes approchées, simples par tâtonnement successif pour fixer la position des lignes de glissement.

- La méthode la plus utilisée ou employée est celle de suédoise.

Ici, donc il va falloir déterminer le centre O et le rayon r du cercle de glissement supposé. On trace un quelconque au juger, qui découpe un certain volume de terre. On décompose en tranches verticales de même largeur. Si l'on prend l'une d'elle, elle est soumise à une seule force active, son poids qui peut être décomposé : à la rencontre avec la courbe de rupture interne en une composante normale « N » est une composante tangentielle « T ». Cette tranche ne dérapera sur la courbe que si l'inégalité

$$T \geq C + N \tan \phi \text{ est satisfaite.}$$

Quand à l'équilibre de l'ensemble, il résultera de la combinaison additive de tendance de toutes les tranches. Interviennent dans le résultat le fruit (ou la pente) du talus, la densité de la terre, sa cohésion, son angle de frottement et le cas échéant, les pressions interstitielles.

Pour déterminer compte tenu de toutes les données, la pente suivant laquelle on arrête la pente de l'ouvrage, on trouve pour ce talus donné une collection de cercles de glissement. Pour notre cas, la pénétration de ces cercles n'est pas profonde car l'assise de la digue est supposée rocheuse.

Puis par la méthode de calcul ci-après, on détermine la marge de stabilité qui correspond à chacun d'eux.

20- Méthode de calcul :

Suivant l'état de service du barrage, les conditions de calcul liées aux forces agissantes changent. C'est pourquoi on va étudier les trois cas suivants dans le cadre de la stabilité

21- Digue en fin de construction :

- C'est le cas particulier d'un massif homogène de poids volumique γ_s : 11 KN/m³ et de ϕ : 26°.
Pour une tranche de rang « n » la seule force agissante est le poids du sol.

Dans la formule de calcul du coefficient de sécurité donnée par **FELLENIOUS** 1927

$$F = \frac{[c.b + (W \cdot \cos\alpha^2 - u.b) \cdot \tan\alpha] \cdot \frac{1}{\cos\alpha}}{W \cdot \sin\alpha}$$

22- Digue services:**a/ retenue pleine:**

à présent, les données changent car non seulement il y a le poids de l'eau du lac, mais aussi il y a l'infiltration. Cependant, pour être dans le cas le plus défavorable, on a estimé que le niveau de la nappe phréatique est à la cote des plus hautes eaux.

A l'amont :

Au dessus de cette nappe, on ne tient compte que du poids du sol. En dessous, le sol est saturé, donc on utilise γ_{sat} pour calculer le poids du volume de terre considéré.

Date: 1/3 Lat: 32° Ab: 5

Tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
W (t)	0,88	12,16	21,34	28,63	33,81	40,16	41,05	42,4	44,34	40,65
d	-45	-12,79	52,3	30	20	0	0	0	0	0
sin d	0,701	0,62	0,64	0,5	0,34	0	0	0	0	0
cos d	0,707	0,75	0,74	0,86	0,94	1	1	1	1	1
W sin d	0,61	6,3	13	24,5	35,17	44,16	41,45	41,4	44,34	40,65
U	0	1,4	4,7	7,4	9,4	10	10	10	10	10
W sin d - Ub	0,61	-0,5	-5,6	-5,1	-2,43	2,46	1,45	1,4	1,34	0,65
(W sin d - Ub) h _g	0,21	-0,44	-3,73	-2,5	-1,18	1,05	0,707	0,68	0,65	0,32
[cb + () h _g]	4,61	4,35	4,67	4,5	3,24	5,45	5,107	5,08	5,05	4,72
[] $\frac{1}{\cos d}$	6,52	5,82	6,11	4,75	5,42	5,45	5,107	5,08	5,05	4,72
W sin d	0,62	2,26	12,04	16,81	13,55	0	0	0	0	0
Σ Numerateurs =	47,5			Σ W sin d = 58,76			F = 0,90			
W - ub	0,88	5,36	5,14	3,03	2,51	2,46	1,45	1,4	1,34	0,65
(W - ub) h _g	0,43	2,61	1,53	1,22	1,018	1,053	0,707	0,685	0,65	0,32
[cb + () h _g]	4,85	7,01	5,93	4,82	4,412	4,453	5,107	5,085	5,05	4,72
[] $\frac{1}{\cos d}$	6,83	9,6	7,1	5,63	4,76	4,453	5,107	5,085	5,05	4,72
h _g h _g	0,43	0,45	0,4	0,28	0,18	0	0	0	0	0
1 + (h _g h _g) / (cos d)	1,57	1,53	1,47	1,33	1,22	1	1	1	1	1
Numerateur	1,55	6,37	5,24	4,33	3,3	4,453	5,107	5,085	5,05	4,72
Σ Numerateurs =	50,12			Σ W sin d = 52,76			F = 0,85			
1 + (h _g h _g) / (cos d)	1,53	1,49	1,43	1,3	1,2	1	1	1	1	1
Numerateur	4,16	8,08	5,58	4,53	3,91	4,45	5,104	5,08	5,05	4,72
Σ Numerateurs =	50,65			Σ W sin d = 52,76			F = 0,86			

Fellenius F = 0,96
 Bishop F = 1,1

Figure IV : lac plein "amont"

A l'aval :

Dans ce cas, c'est l'effet des infiltrations qui va déterminer la stabilité du talus aval. Dès lors, il n'y a que le niveau de la nappe phréatique qui va changer. Au lieu du niveau de la retenue lui-même, on a considéré la ligne phréatique tracée précédemment avec la méthode de KOZNEY-LIMASSET. En outre, la pente admise 1/3 au départ après maints tâtonnements n'a pas donné des coefficients satisfaisants, il a fallu donc changer de pente à 1/2.75 pour arriver à un coefficient de sécurité acceptable c'est-à-dire variant autour de 1,5.

Deux cas essentiels se présentent comme à l'amont :

- Tranches sous l'eau et en dehors de l'eau et les poids volumiques utilisés sont identiques pour les conditions similaires pour les coefficients recherchés.

Tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$w(z)$	1,15	21,35	40,54	47,56	49,59	52,6	32,81	14,9	5,91	1,09
Δ	54,46	49	35	24,56	15,57	0	0	0	0	0
$w \cdot \Delta$	0,735	0,75	0,57	0,44	0,66	0	0	0	0	0
$\cos \alpha$	0,59	0,65	0,72	0,85	0,96	1	1	1	1	1
$w \cos \alpha \cdot \Delta$	0,58	2,19	2,7	57,51	42,5	59,6	32,81	16,9	5,91	2,09
U	0	0,6	2,6	4,4	5,8	4,8	5,7	2,4	1	1
$w \sin^2 \alpha \cdot U \cdot \Delta$	0,37	6,8	16,6	19,9	24,7	20,4	18,61	7,3	1,51	0,9
$(w \sin^2 \alpha \cdot U) \cdot \Delta$	0,48	3,31	8,1	9,7	12,04	9,9	8,67	5,56	0,73	0,44
$[c_b + (c) \cdot \Delta] \cdot \Delta$	1,28	7,7	12,5	11,1	16,44	14,3	15	7,96	5,15	1,54
$[c] \cdot \frac{\Delta}{\cos \alpha}$	2,2	11,24	15,84	15,84	17,12	14,5	15	7,96	5,15	1,54
$w \sin \alpha \cdot \Delta$	0,93	16,31	20,72	20,83	18,83	0	0	0	0	0
Σ Numérateurs = 104,17		$\Sigma w \sin \alpha \cdot \Delta = 73,78$		$F = 1,41$						
$w \cdot U \cdot \Delta$	1,15	19,35	29,74	29,76	28,58	30,4	15,53	7,3	1,51	0,9
$(w \cdot U) \cdot \Delta$	0,56	2,43	4,5	11,51	19,94	9,95	6,5	3,56	0,75	0,44
$[c_b + (c) \cdot \Delta] \cdot \Delta$	1,66	13,23	18,9	17,91	24,84	14,35	10,9	7,96	5,15	1,54
$[c] \cdot \frac{\Delta}{\cos \alpha}$	2,2	22,27	23,04	21,24	25,35	17,35	10,9	7,96	5,15	1,54
$\Delta \cdot \Delta$	0,68	0,56	0,54	0,44	0,43	0	0	0	0	0
$\Delta + (\Delta \cdot \Delta) / \cos \alpha$	1,48	1,39	1,24	1,17	1,1	1	1	1	1	1
Numérateur	1,95	15,5	18,58	17,15	23,00	14,35	10,9	7,96	5,15	1,54
Σ Numérateurs = 116,88		$\Sigma w \sin \alpha \cdot \Delta = 73,78$		$F = 1,58$						
$\Delta + (\Delta \cdot \Delta) / \cos \alpha$	1,43	1,55	1,21	1,15	1,68	1	1	1	1	1
Numérateur	2,00	15,79	19,04	17,47	23,47	14,55	10,9	7,96	5,15	1,54
Σ Numérateurs = 118,61		$\Sigma w \sin \alpha \cdot \Delta = 73,78$		$F = 1,6$						

Fellenius $F = 1,41$
Bishop $F = 1,60$

Figure V : lac plein "aval"

b- vidange rapide :

Comme pour les tremblements de terre, il est considéré comme condition passagère exceptionnelle. Ce qui fait donc que le coefficient minimal exigé est plus petit que pour le lac plein. De plus, cet état de fait (vidange rapide) n'affecte principalement que l'amont. En effet, au cours de l'opération, les eaux d'imprégnation refluent vers la retenue amont dont le niveau baisse, pouvant entraîner ainsi les constituants de la digue. Pour ce cas, nous n'étudierons que la stabilité à l'amont. A présent, les conditions d'études changent. D'ailleurs, on ne parle plus de sol immergé mais saturé. Les forces agissantes se situent seulement entre la pente du talus et le cercle de tâtonnement. Il n'y a que le poids volumique sec γ_{sec} quand on est dans une zone située au dessus de l'ancien niveau normal de la retenue et le poids volumique saturé γ_{sat} quand on est en dessous. C'est ce qui intervient dans le calcul des poids. La mesure de la pression interstitielle se fera seulement dans la zone supposée ayant été recouverte par la retenue. Elle est approximativement prise égale à la hauteur verticale passant par le centre de gravité de la partie de la tranche considérée appartenant à cette zone. En définitive, le calcul de la stabilité est fondamental pour tout ouvrage appelé à faire face à divers sollicitations. En fait toutes les dimensions sont connues, les pentes des talus notamment. Il est donc dès maintenant, une fois le système de drainage établi de présenter définitivement la coupe-type de l'ouvrage sur laquelle nous allons aménager une saignée de terre argileuse compactée dans une excavation.

Pente 13 Largeur 32 m Tableau 1

Tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
wcos	0,88	15,93	33,66	51,83	56,43	50,16	39,3	27,59	16,72	5,85
α	45°	42,77°	39,5°	30,0°	20°	0	0	0	0	0
sin α	0,707	0,68	0,64	0,5	0,34	0	0	0	0	0
cos α	0,707	0,73	0,77	0,866	0,94	1	1	1	1	1
wcos α	0,442	0,49	23,51	38,87	42,86	50,16	39,3	27,59	16,72	5,85
U	0	1,5	4,75	6,2	6,8	6,0	4,35	3,3	2,0	0,5
wcos α - U	0,442	2,49	4,51	14,07	22,60	24,16	20,3	14,39	8,72	4,45
(wcos α - U)tg α	0,21	1,21	2,2	6,86	11,06	12,76	9,9	7,065	4,25	2,27
[cbi(α)tg α]	2,41	5,61	6,6	11,26	15,46	17,16	14,3	11,415	8,65	6,67
[$\frac{U}{\cos\alpha}$]	3,4	7,68	8,57	13,0	16,45	17,16	14,3	11,415	8,65	6,67
w $\sin\alpha$	0,62	1,83	25,38	25,91	19,18	0	0	0	0	0
Σ Numerateurs = 107					Σ w $\sin\alpha$ = 81,92					F = 1,3
w - U	0,88	3,93	20,66	27,03	29,23	26,16	20,3	14,39	8,72	4,65
(w - U)tg α	0,45	1,91	10,07	13,18	14,25	12,76	9,87	7,610	4,25	2,24
[cbi(α)tg α]	2,63	6,31	14,47	17,58	18,63	17,16	14,29	11,42	8,65	6,69
[$\frac{U}{\cos\alpha}$]	3,72	8,64	10,5	20,5	19,84	17,16	14,27	11,42	8,65	6,69
tg α tg α	0,487	0,45	0,4	0,28	0,18	0	0	0	0	0
2 + (tg α tg α)	1,37	1,37	1,3	1,21	1,14	1	1	1	1	1
Numerateur	2,77	6,45	14,44	16,77	17,4	17,16	14,27	11,42	8,65	6,69
Σ Numerateurs = 115,98					Σ w $\sin\alpha$ = 81,92					F = 1,41
2 + (tg α tg α)	1,37	1,32	1,28	1,2	1,12	1	1	1	1	1
Numerateur	2,77	6,54	14,68	16,91	17,71	17	14,27	11,42	8,65	6,69
Σ Numerateurs = 116,8					Σ w $\sin\alpha$ = 81,92					F = 1,43

Fellenius : F = 1,3
Bishop : F = 1,42

Figure VI : vidange rapide

23- Evacuateur de crue :

a- But :

Un évacuateur de crue est destiné à permettre le passage des débits de crue au droit d'un barrage, sans que cet ouvrage ou des fondations risquent d'être endommagés par submersion ou par affouillement et sans que le niveau du plan d'eau n'ait en période de crue dépassé le niveau des plus hautes eaux.

b- Choix du type de déversoir :

Très généralement, les évacuateurs commencent par un déversoir établi en bordure de l'eau. Ce sont des murs dont l'arase « le seuil » est collés soit au niveau de la retenue et on a un « déversoir libre » inférieur et on a un « déversoir noyé ». En ce qui nous concerne, nous avons opté pour un « déversoir libre »

Les raisons de ce choix sont de deux ordres :

- Sur le plan hydrologiques, on a vu que le débit maximal de crue n'était pas important : 25,85 m^3/s et que dans le risque de montée catastrophique n'est pas grand.
- Ensuite, pour un tel débit, la mise en place d'un déversoir noyé nécessiterait aussi celle de vanne, ce qui serait très coûteux.

Ce modèle de construction, la stabilité est meilleure et l'entretien plus facile.

24- Choix de la situation de déversoir :

Ce choix ne relève à priori que de la topographie du site. Puisqu'on a le plan topographique du site de la retenue, son observation nous a conduit à la conclusion essentielle ci-après.

- De l'amont vers l'aval et à gauche les courbes de niveau sont plus espacées ce qui signifie que la pente est plus douce dans cette zone.

Il est donc plus probable qu'on aboutisse à l'aval à un écoulement plus lent et sous forte épaisseur c'est-à-dire un régime fluvial.

Une fois la situation de l'évacuateur de crue établie, il s'est offert à nous, deux positions possibles du déversoir :

- position latérale.
- position frontale

L'option de l'un ou l'autre de ces cas a nécessité un certain nombre de considération surtout économiques. Dans ce sens il a fallu calculer le volume de terre à déblayer et le volume éventuel de béton à utiliser pour chaque type d'évacuateur.

25- Volume des terres à déblayer :

1- Evacuateur de crue latéral :

a- Déversoir et bassin de dissipation :

Pour estimer le volume à déblayer, on a été obligé de passer par le traçage du profil en long au niveau du déversoir. La hauteur du déversoir ayant été fixée à 3m.

Profil en long voir figure

Calcul :

$$V1=S1*L1 : S1=\frac{4+7}{2}=11,5=63,25 \text{ m}^2$$

$$L1=15\text{m.}$$

$$V1=63,25*15=950 \text{ m}^3$$

$$V2=S2*L2 : S2=\frac{3*12,5}{2}=18,75 \text{ m}^2 \quad L2=\frac{4+13,5}{2}=8,75\text{m}$$

$$V2=18,75*8,75=164\text{m}^3$$

Donc:

$$VTFD=V1+V2=587,5+164=751,5\text{m}^3$$

Conclusion:

$$VTFD < VTLD$$

→ Les résultants obtenus, pour le calcul des volumes à déblayer nous édifiant quand au choc fait en faveur de la position frontale de l'évacuateur de crue. Ce choix est d'autant plus judicieux que le volume de béton à utiliser dans les différents ouvrages de l'évacuateur frontal sont tout aussi moindre. En fait, pour les épaisseurs et des hauteurs supposées égales, les volumes de béton du canal et du bassin de dissipation sont inférieurs que ceux de l'évacuateur latéral. Et pour cause, la longueur du canal est inférieure et les dimensions des bassins plus petites.

a- Dimensionnement de l'évacuateur de crue :

- En avant projet, notamment lors du choix de la position de l'évacuateur, il nous a fallu procéder à un dimensionnement provisoire on, a dû utiliser le débit trouver avec la construction de l'épure de BLACKMORE pour avoir l'évacuateur définitif. Par ailleurs, c'est le calcul de la stabilité du déversoir qui va confirmer la hauteur de H=3m fixée.

26- Calcul du déversoir :

- On a trois dimensions principales à chercher, les autres se déduisent de celle-ci :

a- Longueur du déversoir :

On a à faire à un évacuateur à écoulement libre dans le déversoir et à seuil épais. Le débit passant sur un tel déversoir de longueur 'l' a pour débit :

$$Q = m * l * H^{3/2} * \sqrt{2g} \text{ de valeur } 25,83 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \text{ Donnée par la construction de BLACKMORE.}$$

H0= charge sur le sommet du seuil.

M= est le coefficient de construction fixé à 0,3

$$\text{Donc : } 25,83 = 0,3 * l * 1,18^{3/2} * \sqrt{29,81} \rightarrow l = \frac{25,83}{1,18^{3/2} * \sqrt{29,81}} = 14,8 \text{ m}$$

b- Profil du seuil :

On a choisi un déversoir à face inclinée de pente « 1/3 ». Cela s'est fait dans une gamme de faces de pentes « 1/1 » et « 2/3 » ou verticale. [5]

Le choix a été motivé par le fait qu'avec l'inclinaison pour laquelle on a opté, le nettoyage du déversoir serait plus facile et le déversoir serait aussi stable que quand on a un angle de 45°.

Le profil du seuil a été tracé en 2 parties, la première à partir de la figure 187 du design of small dams, page 273, et une deuxième où il a fallu chercher les constantes « k » et « n » dans l'équation

$\frac{Y}{H_0} = -k \left(\frac{X}{H_0}\right)^n$: ces derniers ont été tirés de la figure 167 du design of small dams « page 272 » ainsi pour une partie « 1/3 » on a trouvé les rayons de courbure définissant du seuil : R1=0,73m et R2=0,25m.

Les valeurs trouvées k=0,54 et n=1,78 nous conduisent pratiquement aux mêmes résultats que pour le traçage par les méthodes de CRAYER.

$$Y = 0,47 * \frac{k^{1,8}}{H_0^{0,8}} \quad \text{et SCIMENT} \quad Y = 0,5 * \frac{k^{1,75}}{H_0^{0,8}}$$

A partir de l'équation définitive on établit un tableau qui nous donne les valeurs de « Y » et « X » choisis arbitrairement.

X [m]	1	2	3,25
Y [m]	0,47	1,51	3,81

Ainsi on a défini le déversoir. Il reste à présent à trouver une bonne hauteur

- **Hauteur du déversoir :**

Provisoirement, on l'avait fixée à « 3m », le calcul de la stabilité devrait nous conduire si cette hauteur est admissible à des coefficients de sécurité supérieurs à 1,5 voir figure 5,6 et 5,7

On a « 03 » cas à vérifier en utilisant les forces représentées dans la figure bilan des forces.

Chapitre 04 :
Application numérique

1 Introduction :

la modélisation numérique a connu depuis ces 20 dernières années un Développement considérable dans le domaine de la géotechnique. Celle ci Permet d'analyser le comportement des matériaux sous diverses conditions de sollicitation. Les simulations numériques sont souvent utilisées pour résoudre des problèmes complexes.

Les techniques numériques comme les méthodes d'éléments finis et des différences finies sont plus flexibles et plus versatiles que les solutions analytiques, qui sont surtout appliquées à des situations simples ou idéalisées. [4]

1- Plaxis :

Logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique développé en 1987 aux Pays-Bas, à l'initiative du ministère des Travaux Publics et d'Hydrologie.

Qui avait pour objectif de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D Afin d'analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles. il a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la Première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée.

Ce dernier a spécialement été conçu afin de réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications en géotechnique.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan (déformation plane) ou axisymétrique. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les valeurs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. [4]

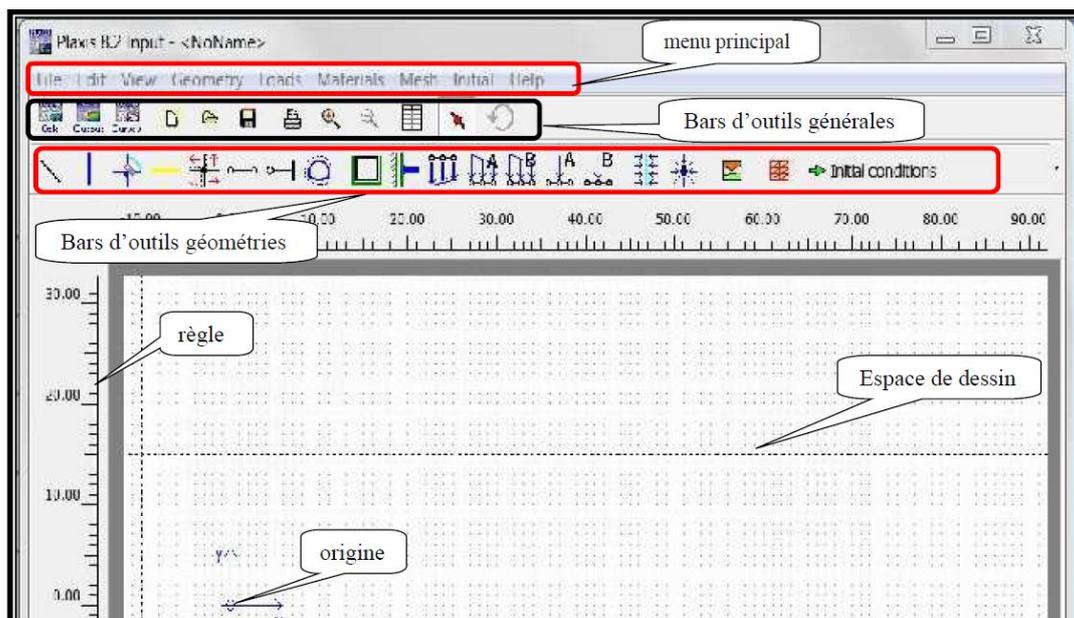


Figure 1 : fenêtre principale du programme d'entrée

2- Avantages de PLAXIS :

- Clarté de l'interface et facilité de la saisie des données.
- Générateur automatique de maillage.
- Ensembles complet des lois de comportements et la possibilité d'introduire ses propres lois.
- Couplage avec les calculs de consolidation et d'écoulement.
- Prise en compte des éléments de structure et des interactions sol-structure.
- Calcul du coefficient de sécurité.

3- Sous programmes PLAXIS :

Input : possibilité de créer et modifier un modèle géométrique, afin de pouvoir générer le maillage correspondant et pour générer les conditions initiales.

Calcul : au début nous choisissons le projet pour lequel les calculs devront être définis, et cette partie contient tous les éléments pour l'amorcer et le définir par la méthode des éléments finis.

output : une fois ici, nous choisissons la phase appropriée et le modèle ou le numéro de pas pour lequel les résultats seront affichés.

Curves : Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

4- Etapes de Modélisation :

- a-** Géométrie.
- b-** Paramètre des matériaux.
- c-** Blocage du modèle.
- d-** Maillage.
- e-** Conditions initiales.
- f-** Calculs.
- g-** Visualisation des résultats.

5- Modèles de comportements :

- Modèle élastoplastique.
- Modèle élastique linéaire.
- Modèle de MOHR COULOMB.

Application sur la retenue collinaire d'AIN NECHMA :

1 Retenue pleine (lac plein) :

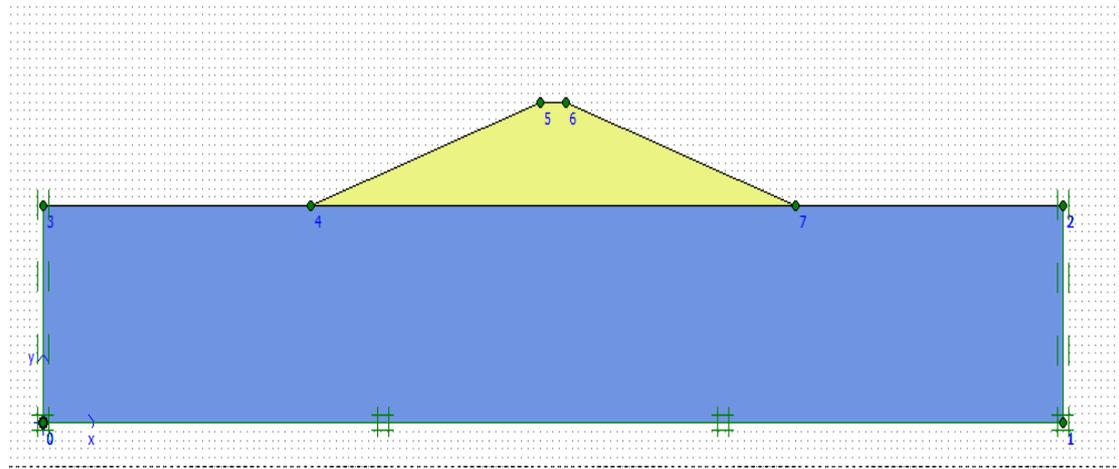


Figure II : géométrie de la retenue

Définition géométrique du modèle qui est la retenue collinaire d'AIL NECHMA de la wilaya D'EL TAREF avec l'outil ligne de la barre d'outils de la fenêtre principale du logiciel, une fois le modèle dessiné il est prêt à se faire attribuer les caractéristiques des matériaux.

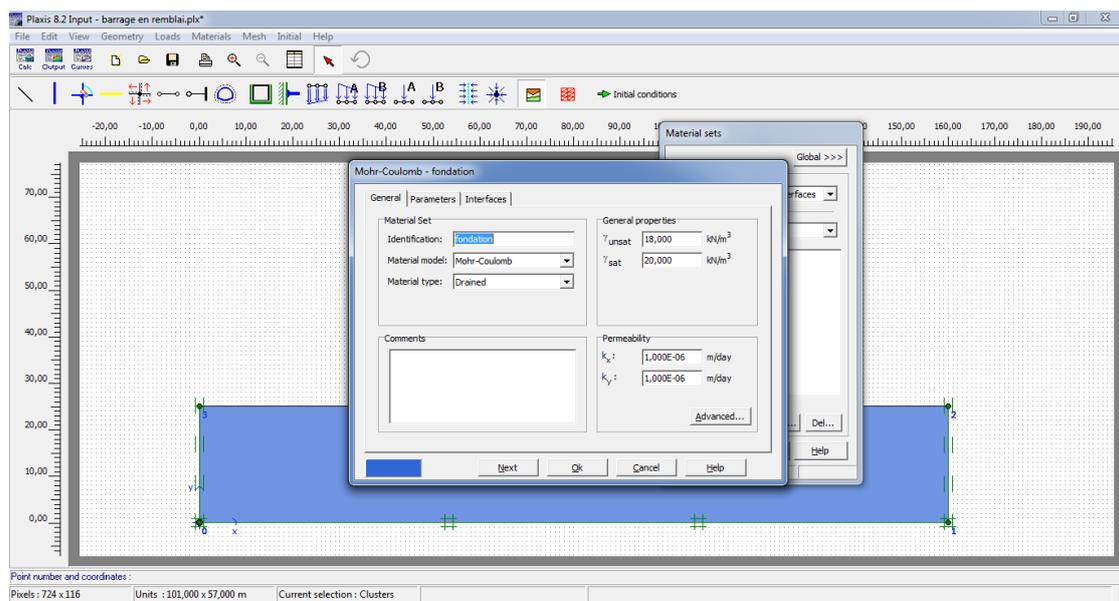


Figure III : paramètres de la fondation

On insère une identification en premier lieu, puis on définit le modèle qu'on utilisera pour notre modèle, le notre est le modèle de MOHR COULOMB. Ensuite nos conditions de travail « drainé ou pas drainé ». [7]

On insère aussi le poids volumique sec et saturé en plus du coefficient de perméabilité k selon X et Y. [7]

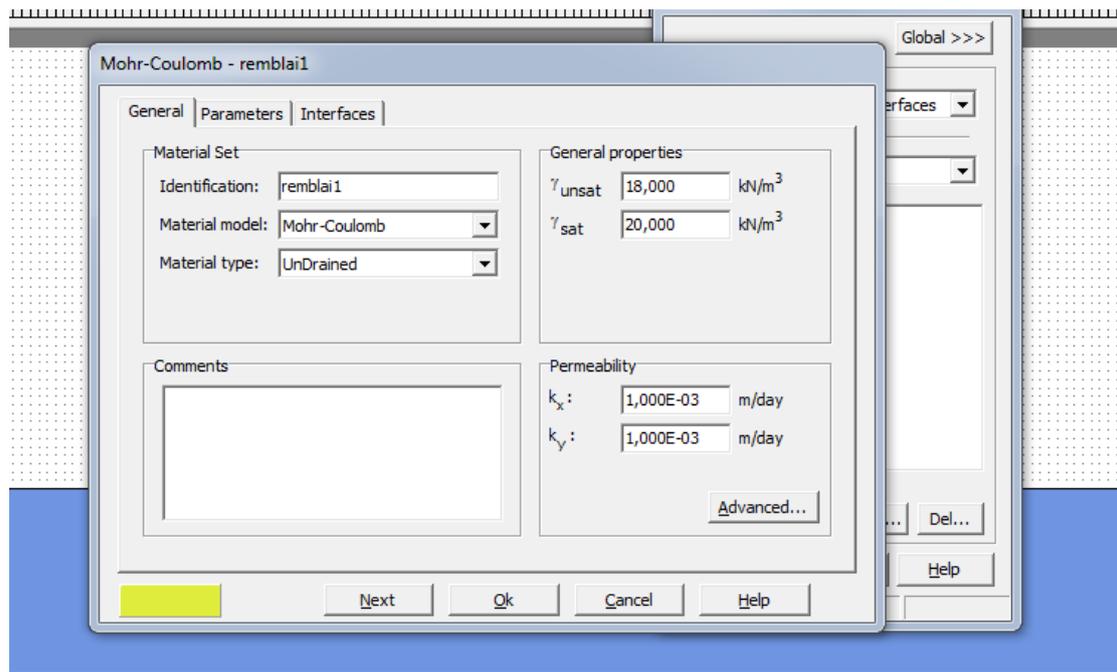


Figure IV : paramètres du remblai

On passe par les mêmes étapes que celles pour le remblai de fondation, on ne change rien.

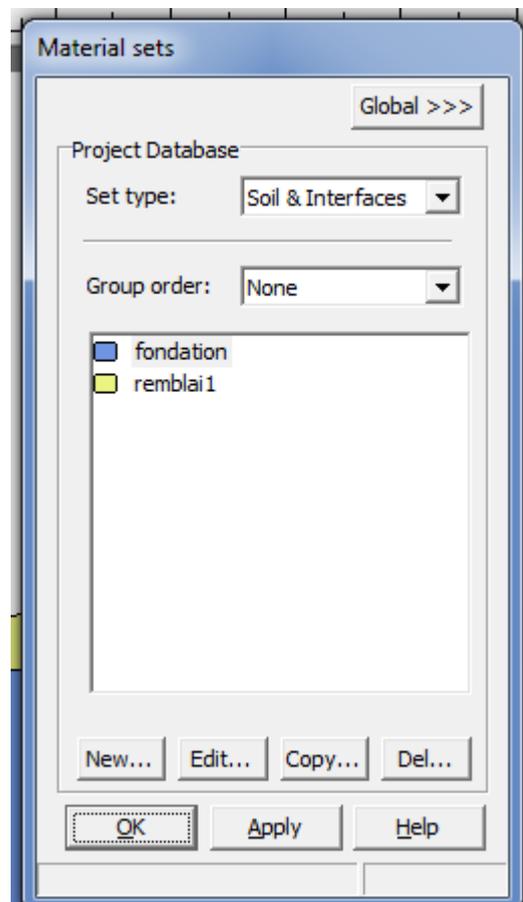


Figure V : matériaux de la retenue

On attribue ensuite les caractéristiques de fondation à la partie inférieure de notre modèle afin que celle-ci lui serve réellement de fondation, et celles du remblai à la partie supérieure du modèle que ce soit notre retenue, en effectuant des glissements vers la partie concernée.
→apply→ok

- On bloque le modèle, on le remarquera d'ailleurs sur les bordures en vert.

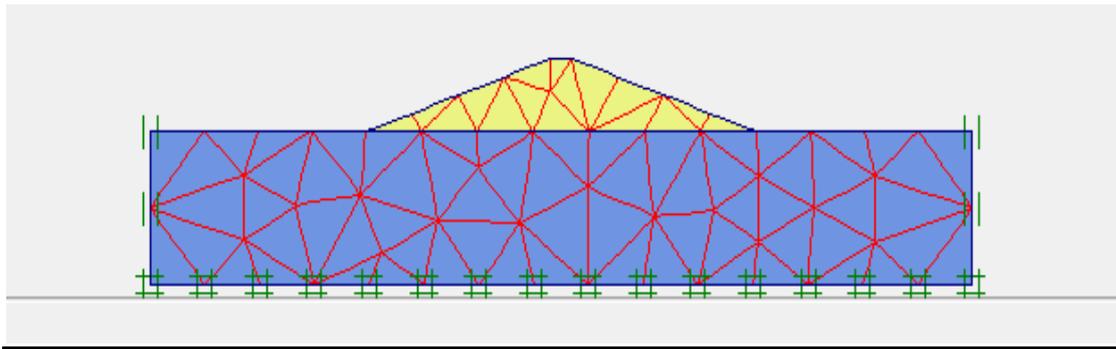


Figure VI : generatemesh

une fois le modèle bloqué on passe au mode mesh, pour générer le maillage le modèle s'affiche comme le montre la figure au dessus. →generate mesh→ok → update.

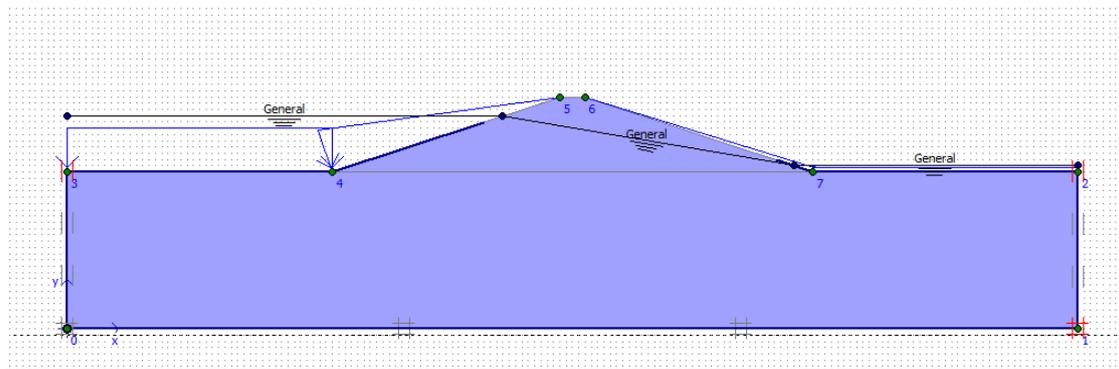


Figure VII : insertion de la nappe phréatique

Une fois le maillage généré, nous introduisons les conditions initiales, pour tenir compte de l'eau « nappe phréatique », ainsi que de prendre en considération les effets de la pression.

De la sorte on a pu tracer la ligne de saturation, et activé la pression. Initial conditions→phreatic level→ dessin de la ligne → introduction de pression → update.

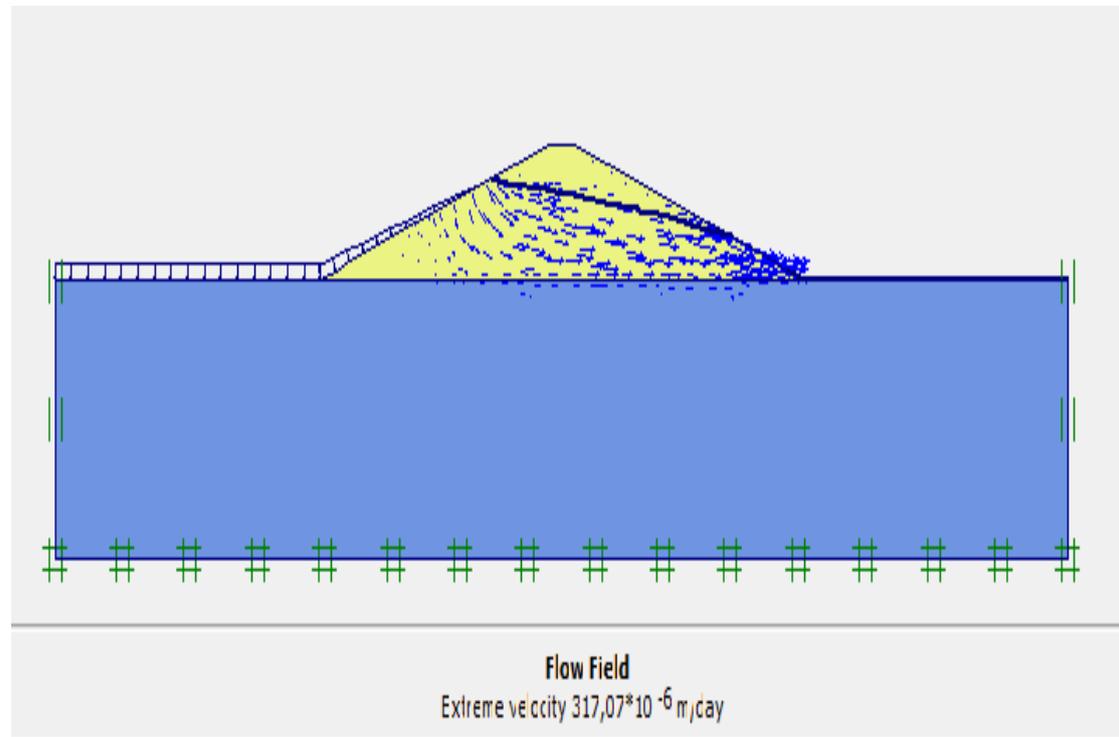


Figure VIII : flow field

On remarque clairement le champ d'écoulement, avec une vitesse extrême de

$317,07 \cdot 10^{-6}$ m/jour.

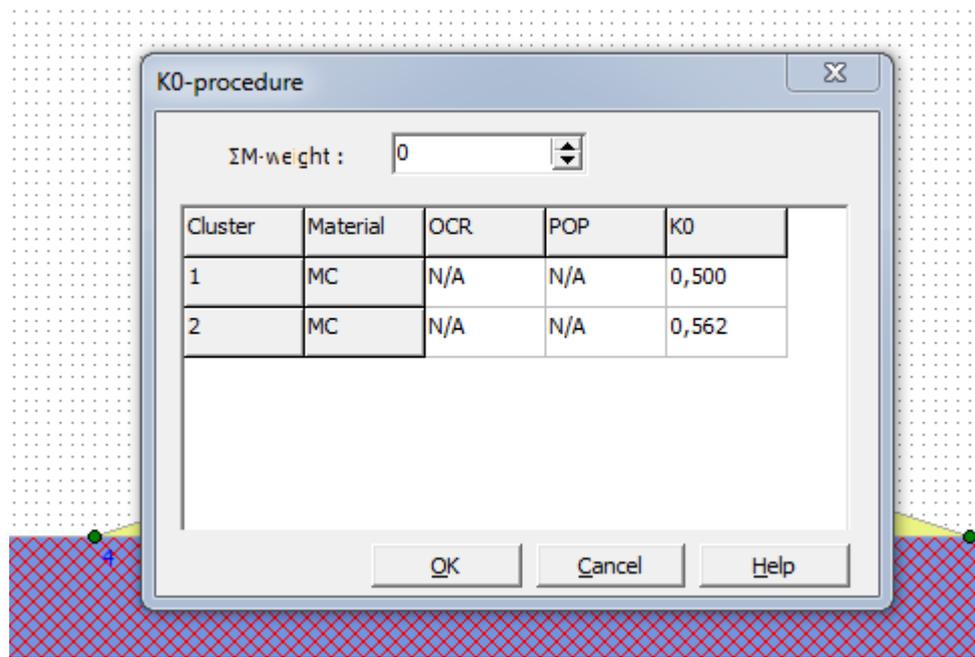


Figure IX : contrainte du sol

Avant de passer à l'étape de calcul, on switch le bouton terre pour introduire les contraintes du sol et réduire le K0, de 1 à 0. →Generate initial stress → k0 → ok.

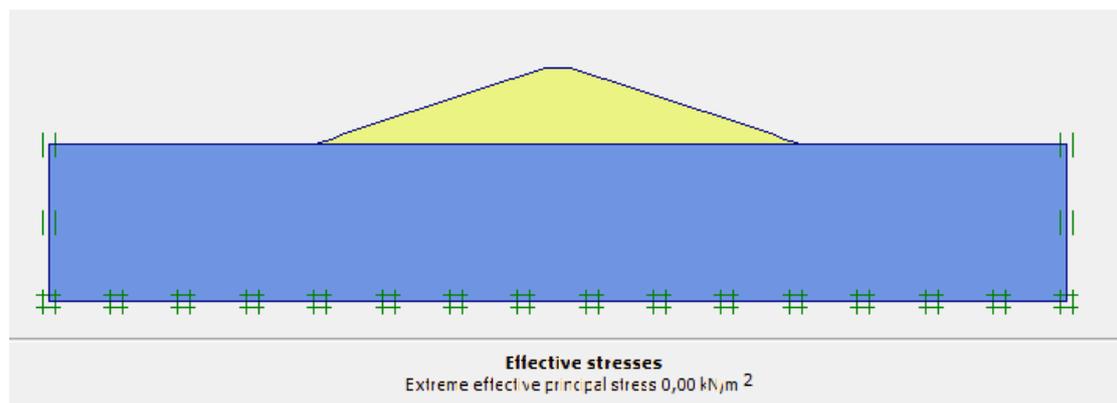


Figure X : contraintes effectives

Une fois les pressions et les contraintes du sol introduites, le modèle est comme le montre la figure, à partir de là, il est prêt pour entamer les calculs.

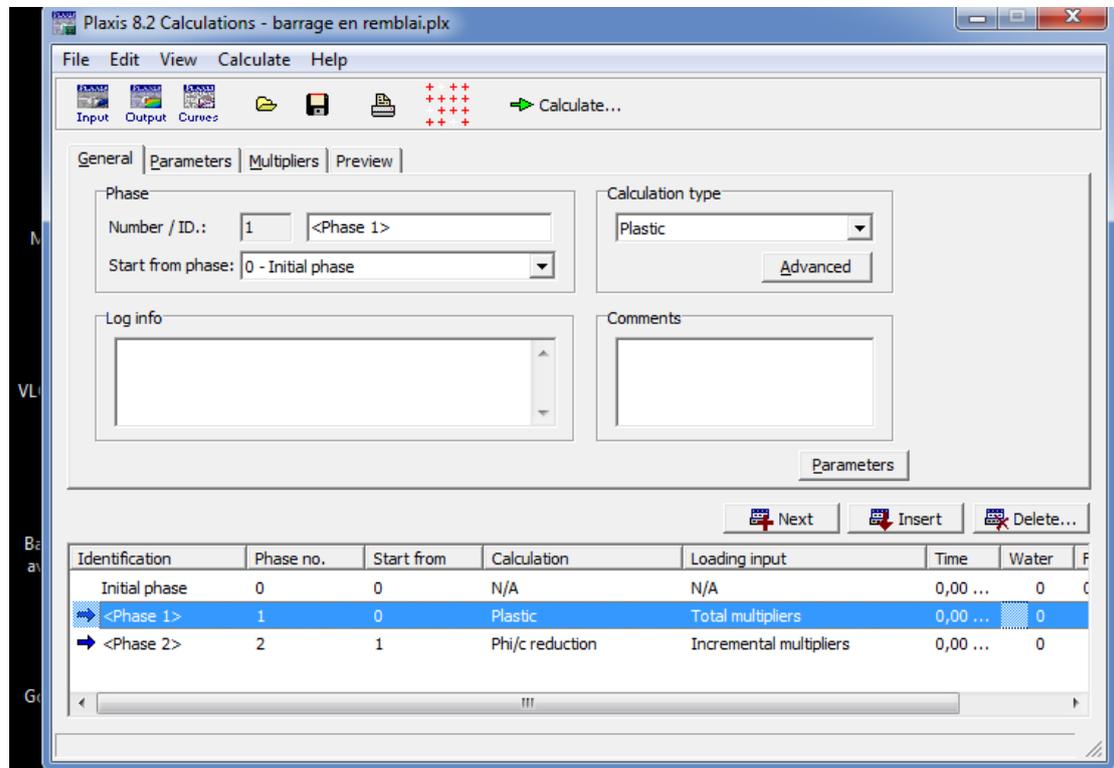


Figure XI : phases de calculs

Nous définissons la phase de calculs, et le type. Nous changeons les paramètres selon les besoins du modèle. → calculate.

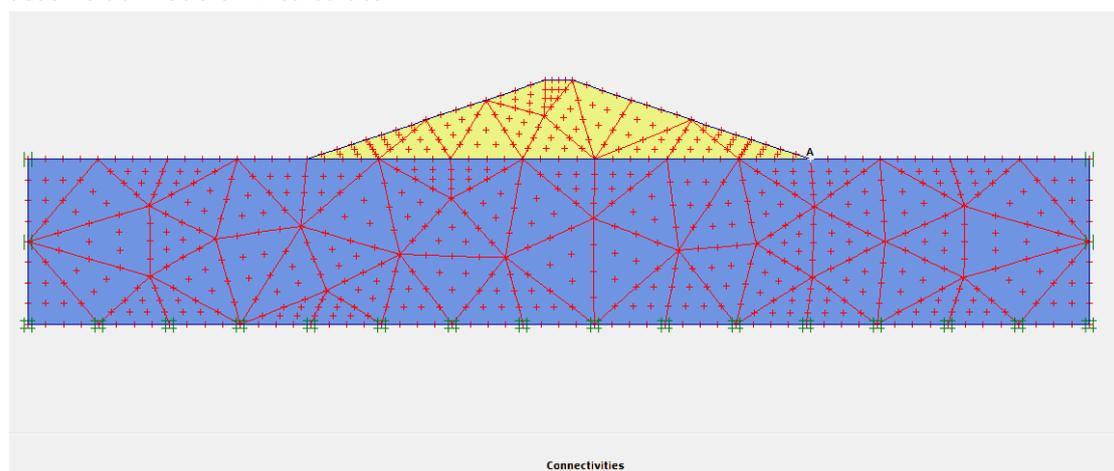


Figure XII : le choix d'un point dans le barrage "A"

Nous sélectionnons un point, afin de continuer le calcul.

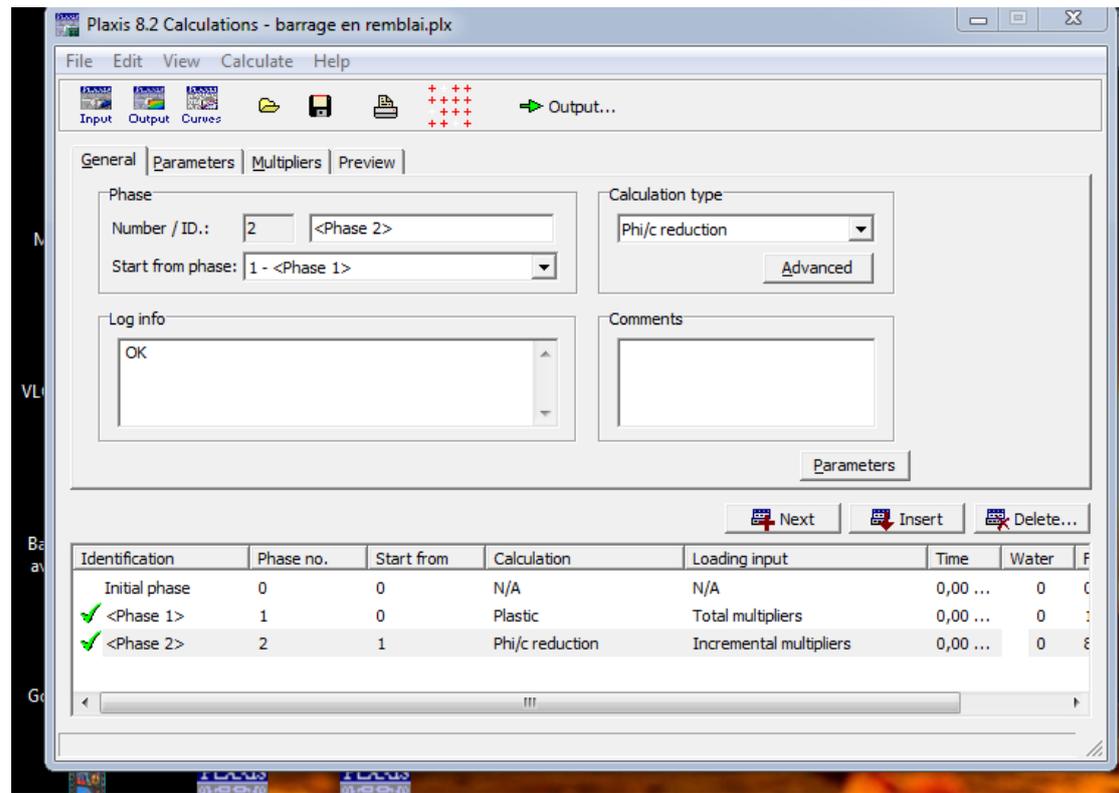


Figure XIII : fin de calcul pour le lac plein

Une fois le calcul terminé les phases s'affichent en vert, ceci dit que nous passons à l'affichage des résultats dans la rubrique curves.

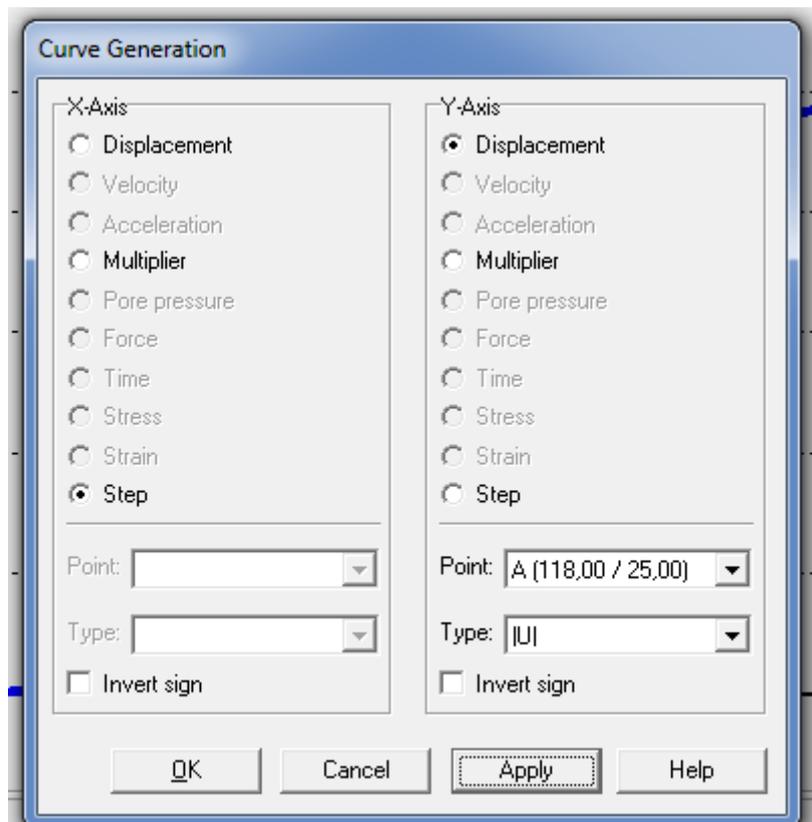


Figure XIV : affichage des résultats

Dans cette fenêtre nous sélectionnons ce que nous voulons afficher en matière de facteur de sécurité, déplacement.... En plusieurs points, que nous obtenons par la suite sous forme de graphe.

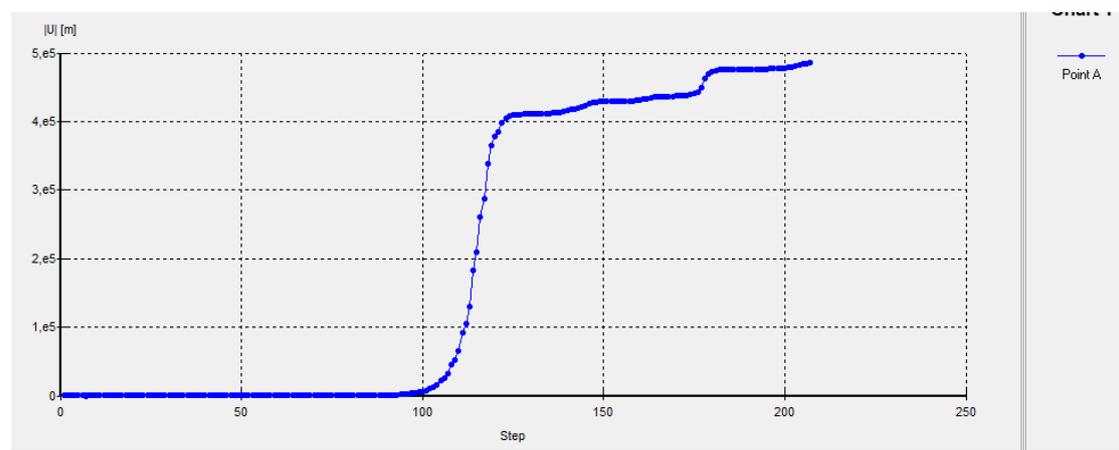


Figure XV déplacements par rapport au temps

Affichage des déplacements selon le temps.

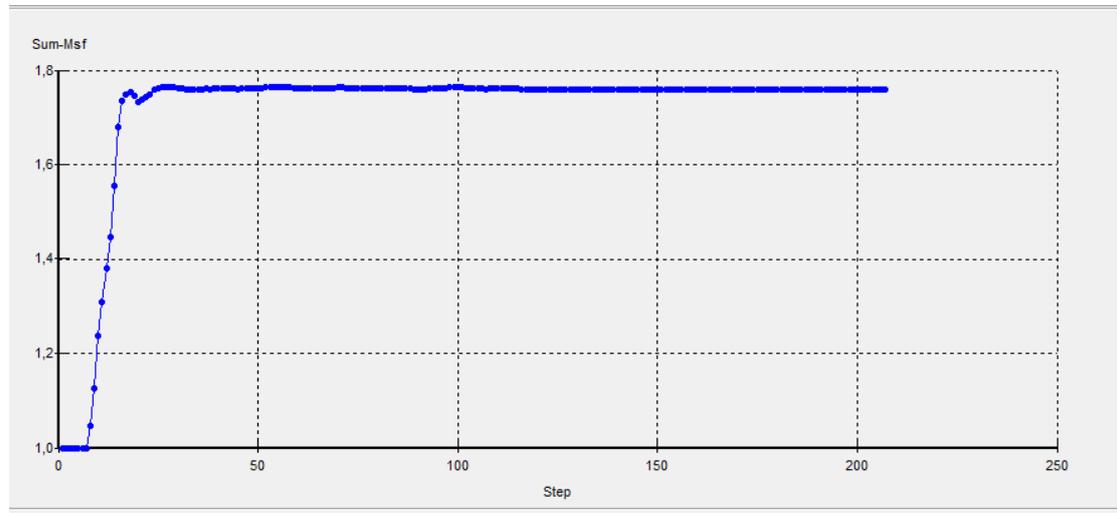


Figure XVI : facteur de sécurité

Affichage du facteur de sécurité et il est égale à 1,75.

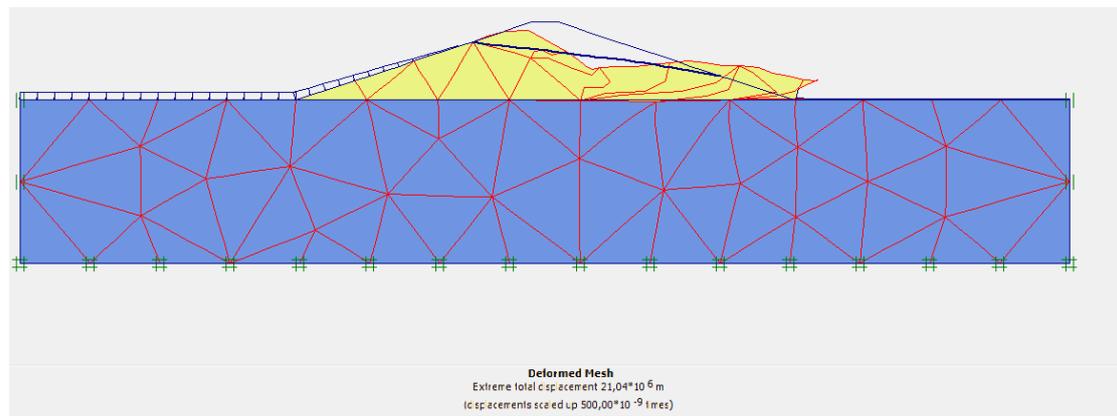


Figure XVII rupture de la retenue

Déformation du maillage, avec une expression explicite de l'endroit de rupture.

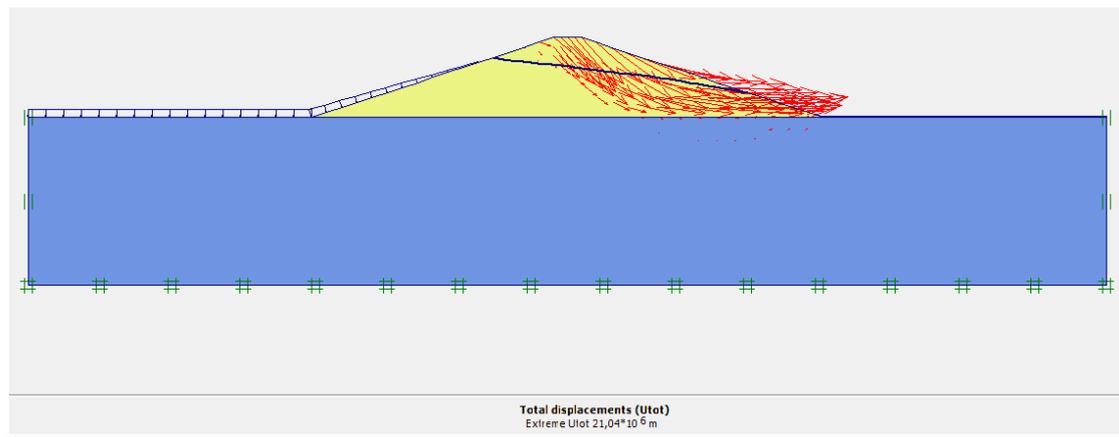


Figure XVIII : déplacements totaux

Directions des déplacements totaux, ceux verticaux vont de haut en bas, et ceux horizontaux vont de gauche à droite, dans le sens de la rupture.

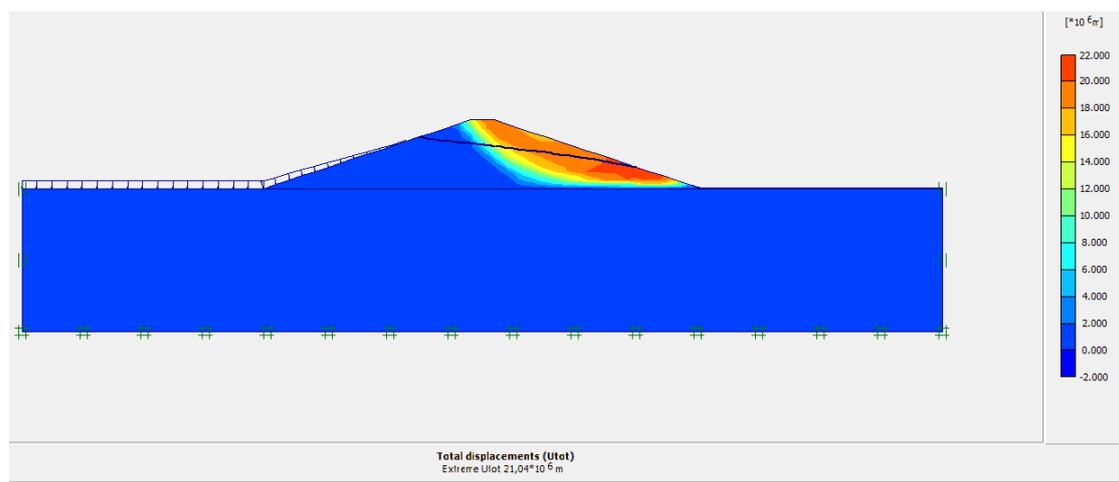


Figure XIX : déplacements totaux

Déplacements totaux avec l'effet shading.

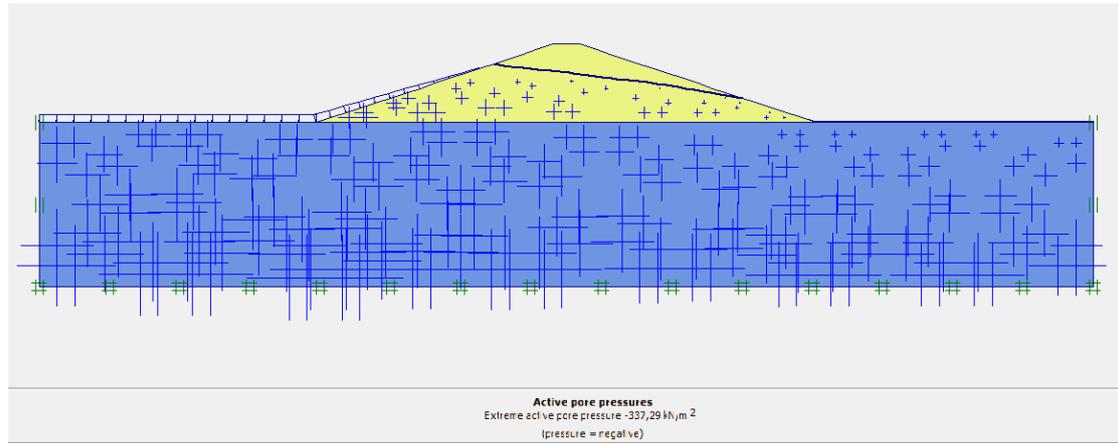


Figure XX : pression active

La pression est assez importante dans la retenue et va dans le sens du drain, ce qui explique sa diminution dû à la dissipation.

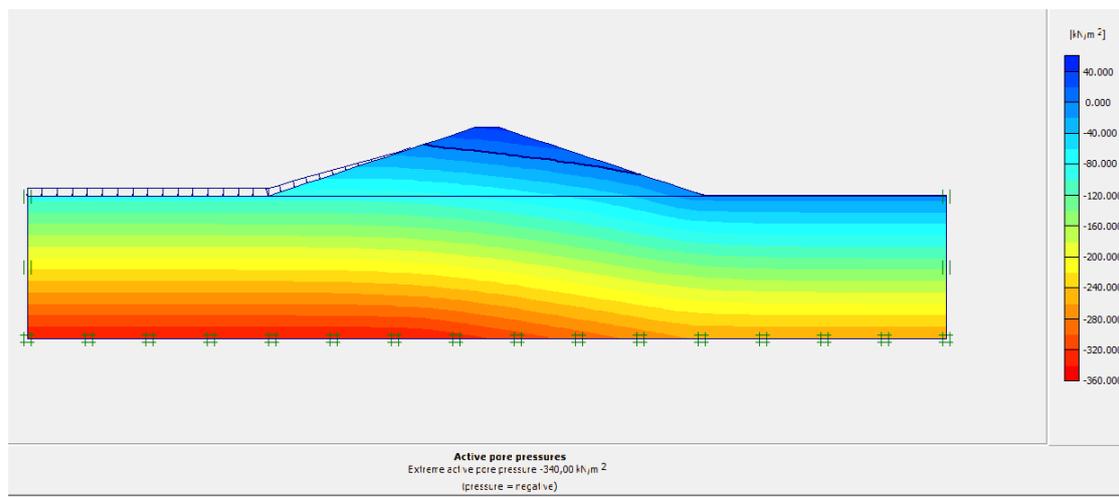


Figure XXI : pression active

Pression active avec effet shading.

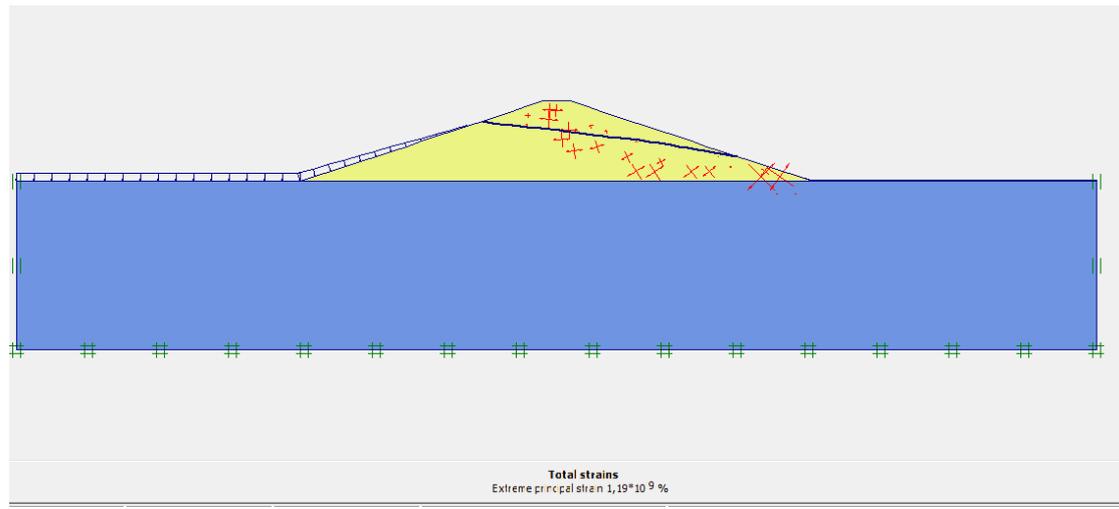


Figure XXII : contraintes totales

On remarque que les contraintes sont maximales et dirigées vers le sens de la rupture ou à l'endroit où elle pourrait surgir.

1- Vidange rapide :

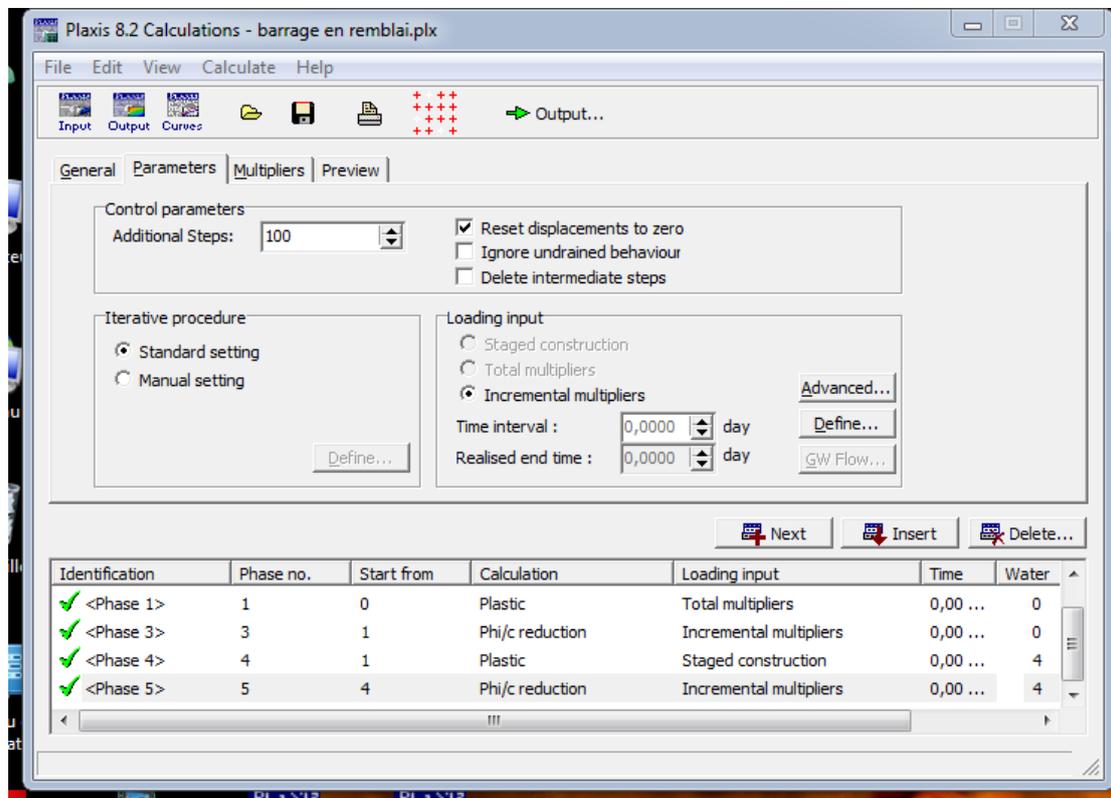


Figure XXIII : phases de vidange rapide

Pour la vidange rapide on utilise le même modèle « dessin, matériaux, conditions... », mais on se retrouve dans l'obligation de changer (désélectionner) les paramètres qui sont :

- Ignored undrained behaviour.
- Delete intermediate steps.

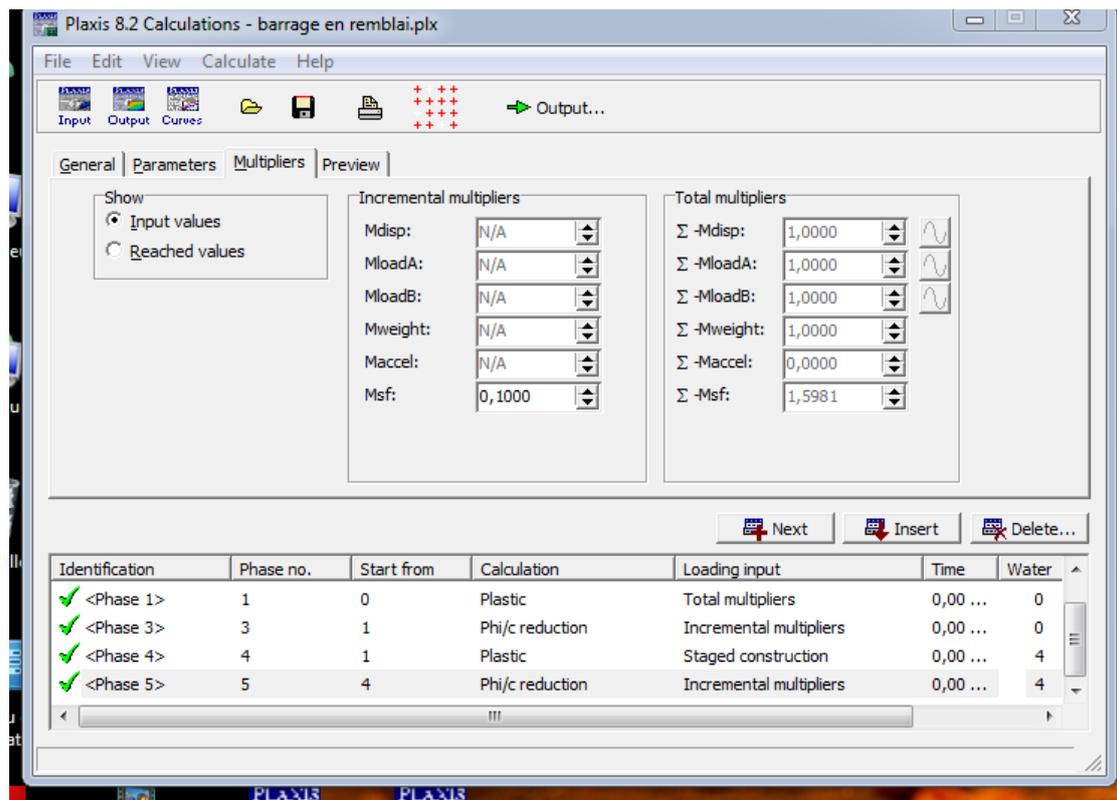


Figure XXIV : résultats de calculs de la vidange

Sur multipliers on peut voir toutes les phases de calcul du modèle en allant d'une retenue pleine jusqu'à la phase vidange, le coefficient de sécurité est égale à 1,598 presque 1,6. Ce qui confirme la stabilité de notre ouvrage.

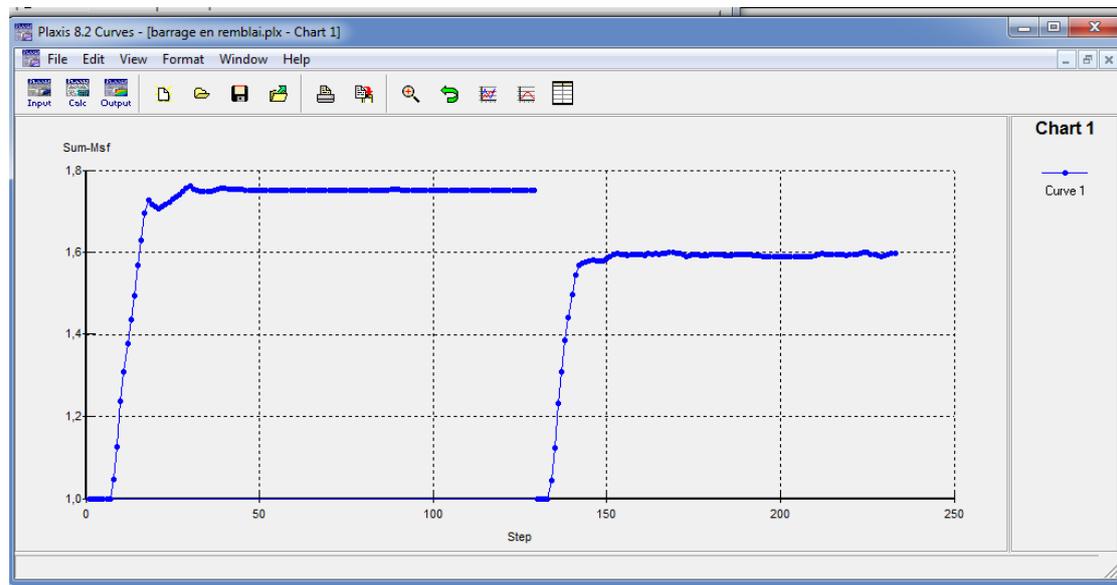


Figure XXV : coefficient de sécurité de la vidange

Sur la rubrique curves, nous pouvons voir cette fois ci le coefficient de sécurité lors des deux phases de retenue pleine et de vidange rapide, dans la première où il est presque de 1,8 et la deuxième où il est presque de 1,6.

Si pour les barrages on accepte la stabilité à partir de 1 comme cité dans le chapitre de stabilité donc les deux valeurs du coefficient obtenues prouvent que l'ouvrage est réellement stable.

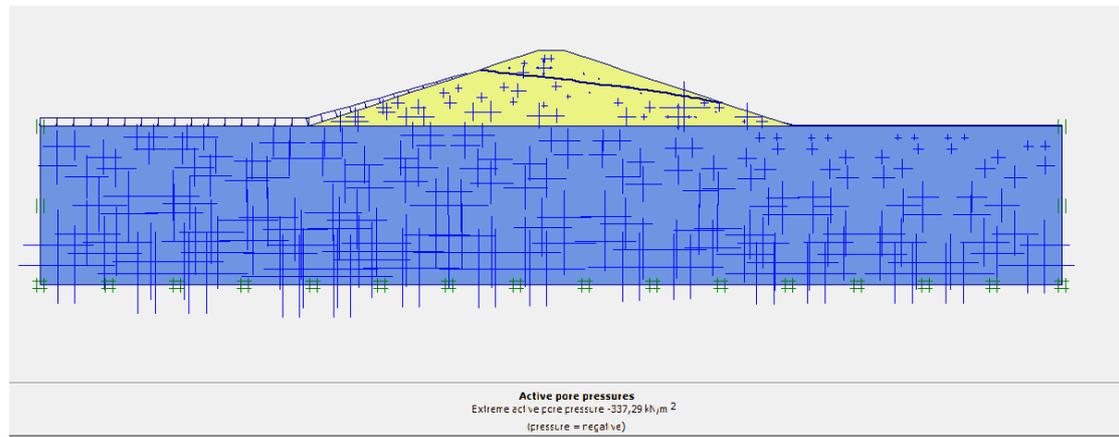


Figure XXVI : pressions actives

La figure montrent un accroissement de pression par rapport à la figure de la retenue pleine ce qui explique qu'il y a un changement brutal qui peut parfaitement être destructeur, ces pressions sont dirigées vers le drain par lequel elles seront dissipées avec la sortie de l'eau.

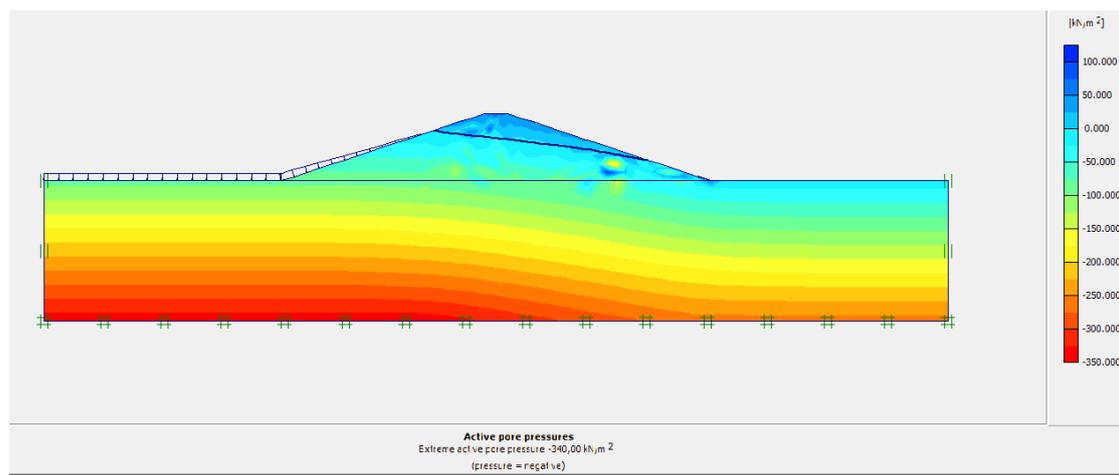


Figure XXVII : pressions actives

Pression active avec effet shading.

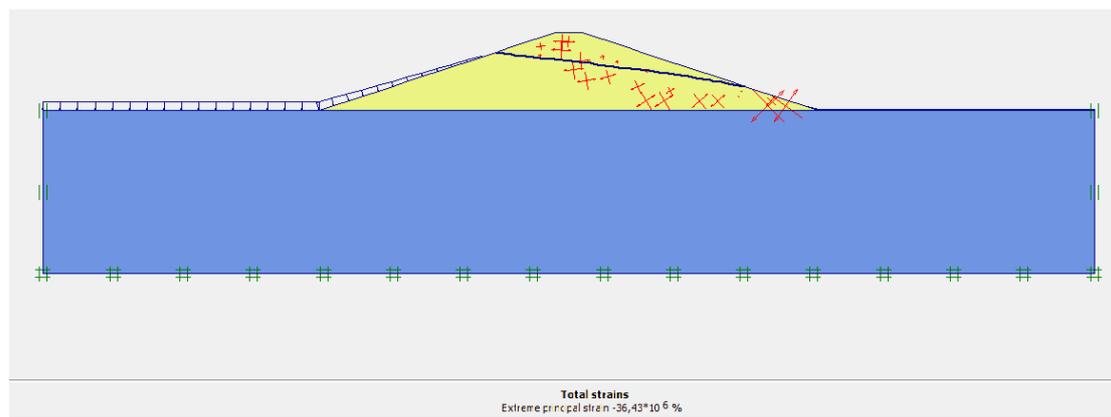


Figure XXVIII : contraintes totales

Les contraintes sont plus importantes par rapport à celles obtenue lors du calcul de la retenue pleine.

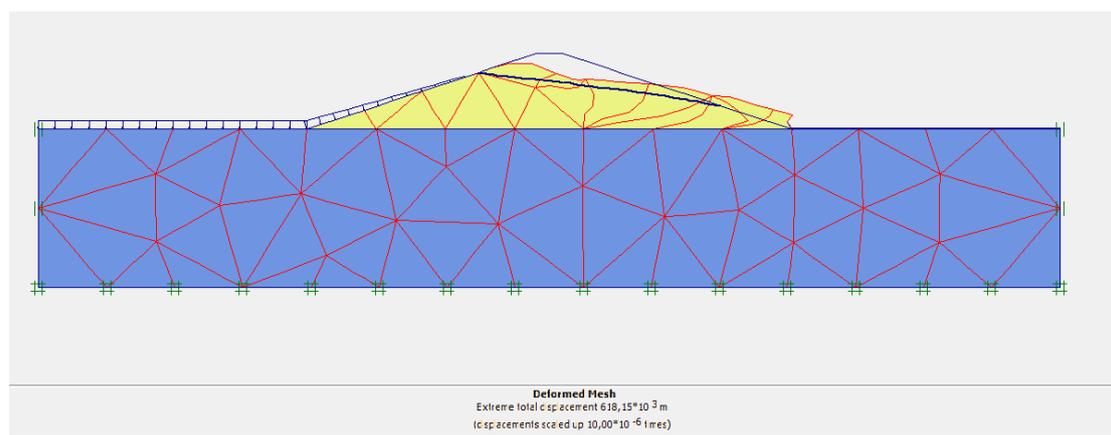


Figure XXIX : déformations

Par contre les déformations du maillage montrent la même déstabilisation toujours du côté du drain.

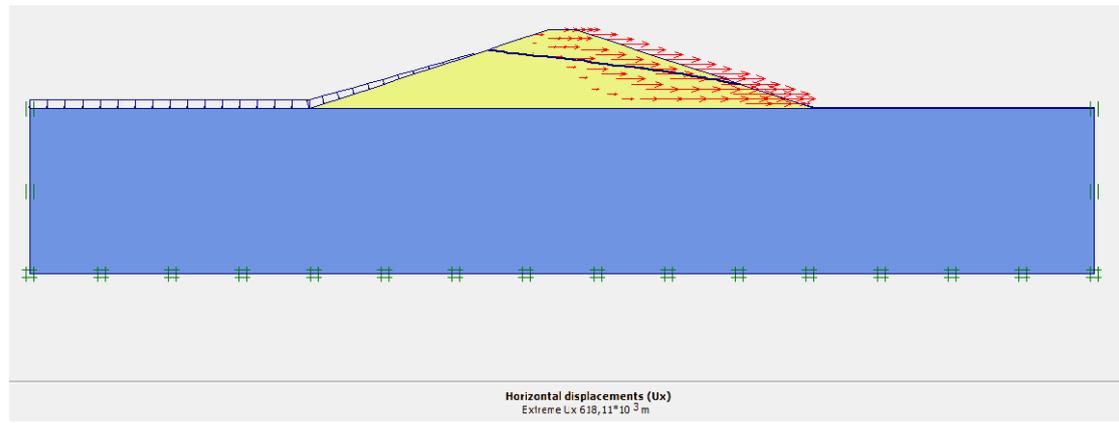


Figure XXX : déplacements horizontaux

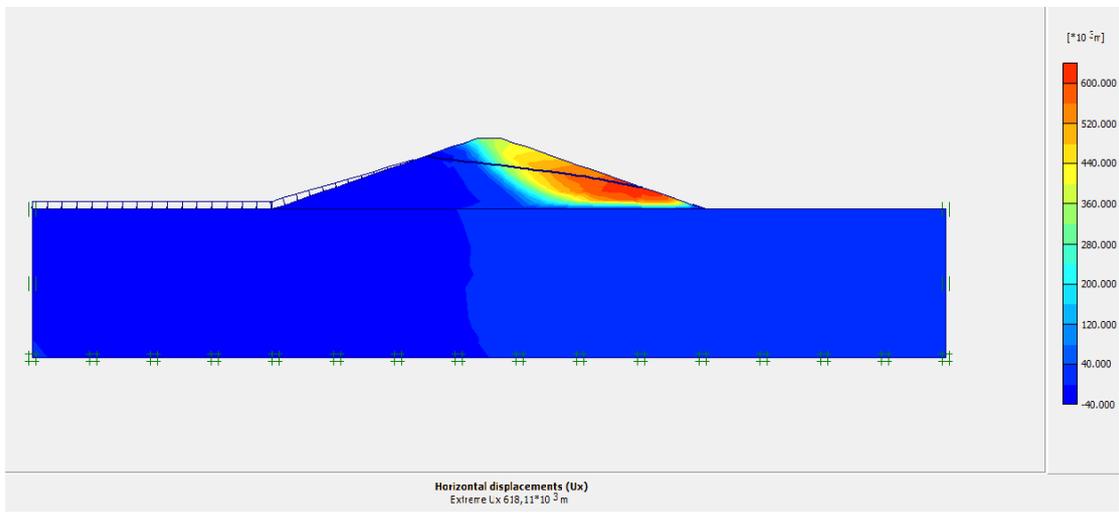


Figure XXXI : déplacements horizontaux

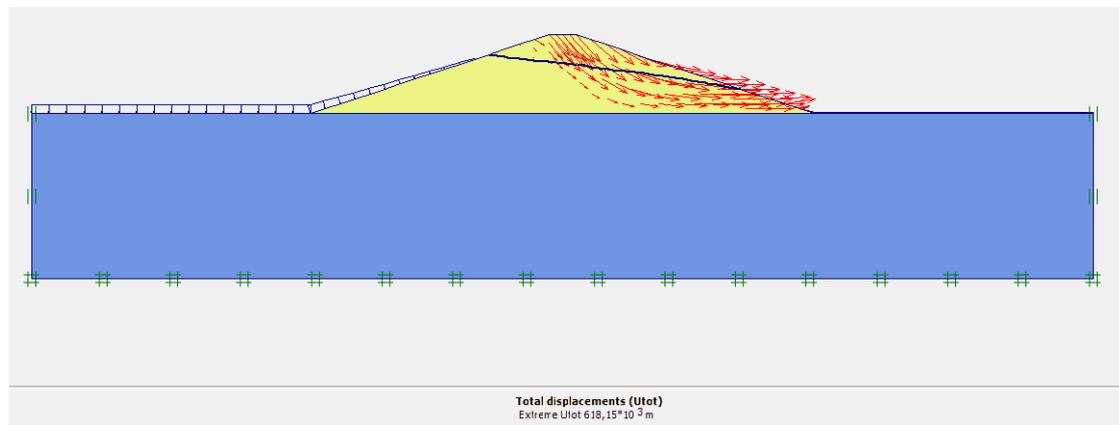


Figure XXXII : déplacement totaux

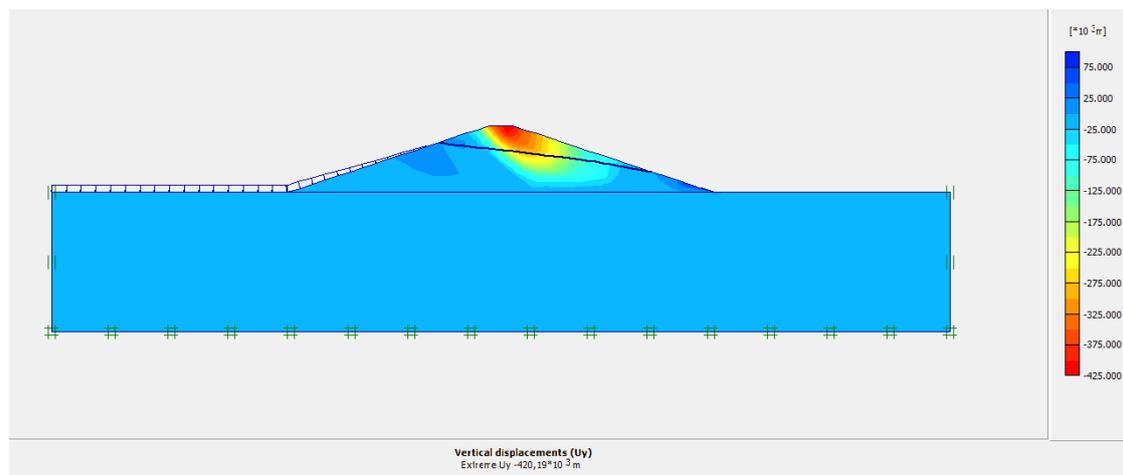


Figure XXXIII : déplacements verticaux

Les déplacements aussi sont plus importants que ceux remarqués lorsque la retenue était pleine, cela revient certainement à la baisse brutal du volume de l'eau, ainsi qu'au processus de dissipations des pressions.

Comparaison :

L'étude touche à sa fin, et c'est sur ces résultats que nous concluons la stabilité de la retenue collinaire d'AIN NECHMA de la wilaya d'EL TAREF, ce que nous déduisons de cette étude c'est que les résultats trouvés en 1991 ne sont pas vraiment loin de ceux obtenus aujourd'hui, les 2 études approuvent la stabilité sauf que la seule différence c'est la valeur des coefficients, les facteurs de sécurité trouvés avec PLAXIS sont inférieurs à ceux calculés avec FELLENIUS et BISHOP mais sont aussi supérieurs ou égaux à 1,5. Déjà que le 1 est acceptable pour les barrages et les retenus, or que le 0,5 en plus sera considéré en tant que titre de marge de sécurité (un avantage).

Enfin de compte la stabilité y est quand même.

Conclusion

Lors de l'étude de la retenue collinaire d'AIN NECHMA, des méthodologies simplifiées ont été adoptées par rapport à celles généralement utilisées pour les grands barrages. Tout au long du travail il a été question de facteur économique. Ainsi que quand il s'agissait de choisir l'axe de la digue, il était obligatoire d'opter pour celui qui offrait un volume de remblai minimal. Par ailleurs, la conception de l'évacuation de crue, particulièrement sa situation par rapport au corps de la digue, a nécessité des considérations technico-économiques déjà expliquées dans le chapitre afférant à cet ouvrage. Au cours de l'étude, certaines difficultés sont apparues surtout concernant la géologie et la géotechnique. Ainsi un coefficient de perméabilité a été supposé pour les zones d'emprunt. Toutefois on sait que la granulométrie idéale serait celle étendue comprenant des éléments de tous diamètres : 15% d'argile, 15% de limon, 50% de sable fin et 20% de sable grossier.

On ne saurait terminer sans encore une fois attirer l'attention sur l'importance de l'organisation stricte du chantier et la mise à disposition d'engins et de personnel dont les possibilités dépassent de 20% les cadences moyennes journalières calculées pour mettre en œuvre les matériaux dans les délais impartis. Et encore devrait-on donner à l'exécution du remblai en terre la place qui lui est dévolue pour parvenir à un résultat ou la surveillance à la fin de la construction ne serait qu'une routine nécessaire.

Bibliographie :

[1] documents sur **google scholar**

[2] technique de l'ingénieur, traité construction

[3] illustrations, **wikipedia**

[4] **mémoire** de Mr AMALI abdelhamid « Contribution à l'étude numérique de la stabilité des Barrages en remblai renforcés par des Géosynthétiques Cas barrage Ouled Abdelouahab – Sidi Aissa- M'sila » .

[5] **mémoire** monsieur SBARTAI « aménagement de la retenue collinaire d'AIN NECHMA de la wilaya d'EL TAREF »

[6] articles sur CFBR «comité français des barrages et réservoirs

[7] manuel plaxis 8.2

[8] articles de Stabilité des pentes. Glissement en terrain meuble