

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Résumé, Abstract, ملخص

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des notations

Introduction générale

Chapitre I: SYNTHESE SUR LES ETUDES DES PETITS BARRAGES

I. Introduction.....	1
I.1 Définition.....	2
I.1.1 Bassin versant.....	2
I.1.2 La cuvette.....	4
II.Aspects technique.....	4
III. Critères d'aménagement à accumulation.....	4
VI. Désordres dus au non respect des règles élémentaires.....	6
V. Recherche du site et faisabilité.....	7
V.1 Recherche et choix du site.....	7
V.1.1Recherche du site.....	7
V.1.2 Choix du site et faisabilité.....	9
V.1.3 Autre cas de recherche et le choix du site.....	9
V.2 Etude de faisabilité.....	9
IV. Choix du type de barrage en terre.....	10
IV.1 Types de barrage en remblai.....	11
IIV. Description des investigations sur terra.....	12
IIV.1 Etude du réservoir.....	12
VII. Barrages dans leur environnement.....	12

VIII.1	Fonction d'un barrage.....;	12
VIII.2	Etapas à suivre dans la réalisation d'un projet.....;	14
VIII.2.1	Formulation du problème.....;	14
VIII.2.2	Recherche de solution.....;	15
VIII.2.3	Etude préliminaire.....;	17
IX.	Etude topographique.....	19
IX.1	Importance.....	19
IX.2	Objectifs.....	20
IX.3	Donnée nécessaire concernant.....	20
X.	Etude géologiques et géologiques.....	22
X.1	Etudes géologiques.....	22
X.1.1	Introduction.....	22
X.1.2	reconnaissance géologique.....	23
X.1.3	Phase des études.....	23
X.2	Etudes géotechniques.....	26
X.2.1	Introduction.....	26
X.2.2	Contenu des études géotechniques.....	28
XI	Etudes hydrologiques.....	32
XI.1	Introduction.....	32
XI.2	Objectifs.....	33
XI.3	Méthode d'estimation de la crue.....	35
XII.	La retenue.....	39
XII.1	Moyens de lutte contre les infiltrations.....	39

Conclusion

Chapitre II: TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES

I.	Introduction.....	42
II.	Traitement des fondations.....	44
II.1.	Problématique.....;	44
II.2.	La sous pression en fondation.....	44
II.2.1.	Répartition de la sous pression.....	45
II.2.2	Le coefficient de sous pression.....	45

II.3.L'étanchéité en fondation.....	45
II.3.1.Clé d'étanchéité.....	47
II.3.2 Paroi Moulée.....	47
II.3.3 Tapis d'étanchéité amont.....	48
II.3.4.Etanchéité du massif.....	49
III. Traitement des fondations par injection des coulis de ciment.....	49
III.1.Introduction.....	49
III.2.Objectifs du traitement des fondations.....	50
III.3.Influence du traitement des fondations de barrage.....	50
III.4.Utilité des injections dans les barrages.....	51
III.4.1.Les Coulis.....	53
III.5.Rideau d'injection, plinthe.....	54
III.6.Caractéristiques du procédé d'injection	55
III.6.1.La pression d'injection	55
III.6.2. Nombre de ligne d'injection	56
IV. Etanchéité des fondationsdes barrages en terre.....	57
V. Les drains.....	58
V.1 Introduction.....	58
V.2 Définition.....	59
V.3.Role des drains.....	59
V.4.Différents types de drainages et leur dimensionnement	59
V.5.Les forages drainants.....	60
V.5.1.Drainage de surface.....	61
V.5.2. Le drain tapis interne	62
V.5.3.Prisme de drainage avec drain tapis interne	63
V.5.4.Drainage a bande	64
V.5.5.Drain vertical.....	65
VI. L'érosion interne	66

VII. Gradient hydraulique et vitesse critique de percolation.....	66
---	----

Conclusion

Chapitre III: ANALYSE DES DISPOSITIONS CONCEPTUELLES ET LEURS INFLUENCES SUR LES INFILTRATIONS DANS LES FONDATIONS DES BARRAGES

I. Introduction.....	70
II. Carences au niveau des études géologiques et géotechniques des petits barrages.....	71
III. Motivations des investigations engagées pour la modélisation	73
IV. Présentation du cas étudié	73
IV.1. Profil type du barrage.....	73
IV.2. Géologie des fondations.....	74
IV.3. Historique et pathologie.....	75
IV.3.1. Géologie des fondations	75
IV.3. 2. Objectifs de la reprise des études.....	76
V. Objectifs de la modélisation.....	76
VI. Description de l'outil de modélisation	77
VI.1. Présentation du logiciel ANSYS	77
VI.2. Définition du problème.....	77
VI.3. Assigner des charges, des contraintes et la solution.....	78
VI.4. Une transformation plus ultérieure et visionnement des résultats.....	78
VI.5. Etapes d'une analyse.....	78
VI.5.1 Géométrie.....	79
VI.5.2 Maillage.....	79
VI.5.3. Chargement.....	79
VI.5.4. Résolution.....	79
VII. Résultats de la modélisation et analyse des paramètres d'influence sur les infiltrations dans les fondations du barrage.....	80
VII.1. Influence de la profondeur de la clé d'ancrage.....	80

VII.1.1. Discrétisation du barrage.....	80
VII.1.2.Caractéristiques des matériaux servant à la modélisation.....	81
VII.1.3.Résultats graphique de la modélisation.....	81
VII.2. Influence des chemins d'écoulement verticaux.....	85
VII.2.1. Discrétisation du barrage.....	86
VII.2.2. Résultats graphiques de la modélisation.....	87
VII.3. Influence des chemins d'écoulement horizontaux.....	91
VII.3.1. Discrétisation du barrage sans tapis	91
VII.3.2. Résultats graphiques de la modélisation.....	93
VII.3.3. Discrétisation du barrage avec tapis étanche	94
VII.3.4. Résultats graphiques de la modélisation	95
VII. 3.5. Discrétisation du barrage avec une clé d'ancrage de 2m de profondeur et différents longueurs de tapis amont.....	99
VII. 3.6. Résultats graphiques de la modélisation.....	101
VII. 4. Influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations des barrages.....	105
VII.4.1. Discrétisation du barrage.....	105
VII.4.2. Résultats graphiques de la modélisation	106
VII.5. Influence de la profondeur des formations perméables	108
VII.5.1 Discrétisation du barrage	108
VII.5.2. Résultats graphique de la modélisation	109
VII.6. Impact sur les débits de fuite à travers les fondations	110
Conclusion	
Conclusion générale	
Références bibliographique	

Liste des figures

Chapitre I: SYNTHÈSE SUR LES ÉTUDES DES PETITS BARRAGES

Figure I.1 : Coupes types de barrage en terre ancien.

Figure I.2 : Définition d'un barrage.

Figure I.3 : Critère d'évaluation d'un aménagement à accumulation.

Figure I.4 : Recherche des sites : implantation sommaire d'une retenue.

Figure I.5 : Critère de choix de site-topographie.

Figure I.6 : Critère de choix de site-topographie.

Figure I.7 : Critère de choix de site-topographie.

Figure I.8 : Critère de choix de site-topographie.

Figure I.9 : Schéma de répartition des tranches d'eau dans la retenue.

Chapitre II: TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES

Figure II.1 : Clé d'étanchéité réalisée dans les fondations de barrage en terre.

Figure II.2 : Barrage à paroi moulée.

Figure II.3 : Barrage avec tapis amont.

Figure II.4 : Principe de l'injection au moyen d'un tube à manchette.

Figure II.5 : Prisme de drainage aval.

Figure II.6 : Drainage de surface.

Figure II.7 : Tapis drainant pour barrages en terre.

Figure II.8 : Prisme de drainage avec drain tapis sur fondations imperméables.

Figure II.9 : Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables.

Figure II.10 : Drainage à bande des barrages.

Figure II.11 : Drain vertical pour barrage en terre.

Chapitre III: ANALYSE DES DISPOSITIONS CONCEPTUELLES ET LEURS INFLUENCES SUR LES INFILTRATIONS DANS LES FONDATIONS DES BARRAGES

Figure III.1 : Profil en travers schématique de la digue-barrage M'ghila.

Figure III.2 : Coupe géologique schématique sur l'axe de la digue.

Figure III.3 : Profil géométrique influence de la profondeur de la clé d'ancrage.

Figure III.4 : Maillage influence de la profondeur de la clé d'ancrage.

Figure III.5 : Positions pour l'analyse des paramètres influence de la profondeur de la clé d'ancrage

Figure III.6: Champ de flux thermique influence de la profondeur $h=1\text{m}$ de la clé d'ancrage.

Figure III.7: Champ de flux thermique influence de la profondeur $h=2\text{m}$ de la clé d'ancrage.

Figure III.8: Champ de flux thermique influence de la profondeur $h=3\text{m}$ de la clé d'ancrage.

Figure III.9: Champ de flux thermique influence de la profondeur $h=4\text{m}$ de la clé d'ancrage.

Figure III.10: Champ de flux thermique influence de la profondeur $h=5\text{m}$ de la clé d'ancrage.

Figure III.11: Champ de flux thermique influence de la profondeur $h=6\text{m}$ de la clé d'ancrage.

Figure III.12: Taux de réduction des gradients zone aval de la clé d'ancrage et zone de drainage influence de la profondeur de la clé d'ancrage.

Figure III.13: Comparaison des gradients hydrauliques de conception et gradient critiques influence de la profondeur de la clé d'ancrage.

Figure III.14: Profil géométrique influence des chemins d'écoulement verticaux.

Figure III.15: Maillage influence des chemins d'écoulement verticaux.

Figure III.16: Positions pour l'analyse des paramètres influence des chemins d'écoulement verticaux.

Figure III.17: Champ de flux thermique influence des chemins d'écoulement verticaux $h_{clé}=1\text{m}$.

Figure III.18: Champ de flux thermique influence des chemins d'écoulement verticaux $h_{clé}=3\text{m}$.

Figure III.19: Champ de flux thermique influence des chemins d'écoulement verticaux $h_{clé}=6m$.

Figure III.20: Taux de réduction des gradients hydrauliques influence des chemins d'écoulement verticaux.

Figure III.21: Comparaison des gradients hydrauliques de conception et gradient critiques

Figure III.22: Profil géométrique influence absence tapis amont.

Figure III.23: Maillage influence absence tapis amont.

Figure III.24: Positions pour l'analyse des paramètres influence absence tapis amont.

Figure III.25: Champ de flux thermique cas d'absence tapis amont.

Figure III.26 : Profil géométrique influence de la longueur de tapis amont.

Figure III.27 : Maillage influence de la longueur de tapis amont.

Figure III.28 : Positions pour l'analyses des paramètres influence longueur du tapis amont.

Figure III.29 : Champ de flux thermique influence de la longueur de tapis amont $L=10m$.

Figure III.30: Champ de flux thermique influence de la longueur de tapis amont $L=20m$.

Figure III.31: Champ de flux thermique influence de la longueur de tapis amont $L=30m$.

Figure III.32: Champ de flux thermique influence de la longueur de tapis amont $L=40m$.

Figure III.33: Champ de flux thermique influence de la longueur de tapis amont $L=50m$.

Figure III.34: Champ de flux thermique influence de la longueur de tapis amont $L=60m$.

Figure III.35: Evolution de la pression interstitielle entre le pied amont du barrage et la zone du drainage en fonction des longueurs du tapis amont.

Figure III.36: Variation des gradients hydrauliques au pied amont du drainage en fonction de la longueur du tapis amont.

Figure III.37: Profil géométrique combinaison clé d'ancrage et tapis amont.

Figure III.38: Maillage combinaison clé d'ancrage et tapis amont.

Figure III.39: Positions pour l'analyse des paramètres combinaison clé d'ancrage et tapis amont.

Figure III.40: Champ de flux thermique combinaison clé d'ancrage $h=2m$ et tapis amont $L=10m$.

Figure III.41: Champ de flux thermique combinaison clé d'ancrage $h=2\text{m}$ et tapis amont $L=20\text{m}$.

Figure III.42: Champ de flux thermique combinaison clé d'ancrage $h=2\text{m}$ et tapis amont $L=30\text{m}$.

Figure III.43: Champ de flux thermique combinaison clé d'ancrage $h=2\text{m}$ et tapis amont $L=40\text{m}$.

Figure III.44: Champ de flux thermique combinaison clé d'ancrage $h=2\text{m}$ et tapis amont $L=50\text{m}$.

Figure III.45: Champ de flux thermique combinaison clé d'ancrage $h=2\text{m}$ et tapis amont $L=60\text{m}$.

Figure III.46: Evolution de la pression interstitielle entre la clé aval et la zone du drainage en fonction de la longueur du tapis amont.

Figure III.47: Variation des gradients hydrauliques au pied amont du drainage et aval clé d'ancrage en fonction de la longueur du tapis amont.

Figure III.48: Profil géométrique influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations de barrage.

Figure III.49: Maillage influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations de barrage.

Figure III.50: Positions pour l'analyse des paramètres influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations de barrage.

Figure III.51: Champ de flux thermique influence de la perméabilité $K=10^{-2}$ des formations au niveau des fondations de barrage.

Figure III.52: Champ de flux thermique influence de la perméabilité $K=10^{-4}$ des formations au niveau des fondations de barrage.

Figure III.53: Profil géométrique influence de la profondeur $h=15$ des formations perméables.

Figure III.54: Maillage influence de la profondeur $h=15\text{m}$ des formations perméables.

Figure III.55: Profil géométrique influence de la profondeur $h=20$ des formations perméables.

Figure III.56: Maillage influence de la profondeur $h=20\text{m}$ des formations perméables.

Figure III.57: Positions pour l'analyse des paramètres influence de la profondeur des formations perméables.



Figure III.58: Flux de champ thermique influence de la profondeur $h=15m$ avec des formations perméables.

Figure III.59: Flux de champ thermique influence de la profondeur $h=20m$ avec des formations perméables.

Figure III.60 : Variation des pressions interstitielles Influence de la profondeur des formations perméables des fondations.

Figure III.61 : Variation des débits d'infiltration en fonction de l'influence de la perméabilité des fondations.

Figure III.62 : Variation des débits d'infiltration en fonction de l'influence de la profondeur des formations perméables des fondations.

Liste des tableaux

Chapitre I: SYNTHÈSE SUR LES ÉTUDES DES PETITS BARRAGES

Tableau I.1 : Aspects négatifs de la situation actuelle.

Tableau I.2 : Tableau récapitulatif des études géotechniques

Chapitre II: TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES

Tableau II.1 : Caractéristiques des coulis.

Tableau II.2 : Pression d'injection par rapport à la profondeur.

Tableau II.3 : Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau.

Tableau II.4 : Valeur de coefficient (c) en fonction la nature du sol

Chapitre III: ANALYSE DES DISPOSITIONS CONCEPTUELLES ET LEURS INFLUENCES SUR LES INFILTRATIONS DANS LES FONDATIONS DES BARRAGES

Tableau III.1 : Caractéristiques du barrage M'ghila.

Tableau III.2 : Propriétés utilisées dans la modélisation du barrage et ses fondations.

Tableau III.3 : Variation des pressions interstitielles dans les fondations du barrage (m) influence de la profondeur de la clé d'ancrage.

Tableau III.4 : Variation des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage influence de la profondeur de la clé d'ancrage.

Tableau III.5 : Variation des pressions interstitielles dans les fondations du barrage (m) influence des chemins d'écoulements verticaux.

Tableau III.6 : Variations des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage influence des chemins d'écoulement verticaux.

Tableau III.7 : Variation des pressions interstitielles (m) dans les fondations du barrage sans tapis amont.

Tableau III.8 : Variation des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage sans tapis amont.

Tableau III.9 : Variation des pressions interstitielles dans les fondations du barrage (m) influence de la longueur de tapis amont.

Tableau III.10 : Variation des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage influence de la longueur de tapis amont.

Tableau III.11 : Variation des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction des longueurs du tapis amont.

Tableau III.12 : Variation des gradients hydrauliques dans les fondations influencées de la longueur de tapis amont.

Tableau III.13 : Variation des pressions interstitielles dans les fondations du barrage (m) influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations des barrages.

Tableau III.14 : Variation des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations des barrages.

Tableau III.15 : Variation des pressions interstitielles dans les fondations des barrages influence de la profondeur des formations perméables.

Tableau III.16 : Variation des débits dans les fondations du barrage influence de la profondeur et de la perméabilité des fondations.

Liste des notations

WL : Limite de liquidité

WP : Limite de plasticité

WRL : Limite de retrait

IP : Indice de plasticité

t : Contrainte tangentielle

C : Cohésion

σ_n : Contrainte normale

ϕ : Angle de frottement

φ : Frottement interne

H_x : Tirant d'eau maximum

I : Pente du thalweg

d : Diamètre

Tc : Temps concentration

S : Surface du bassin versant

L : Chemin hydraulique le plus long

α : Coefficient caractéristique du bassin

P : Pente

L : Longueur du thalweg

i : Intensité

λ : Coefficient de sous pression

V : Volume de coulis injecté par passe

n : La porosité du terrain

L : L'épaisseur de la tranche injecté ou Longueur de passe

C : Ciment

E : Eau

H : Hauteur du Barrage

L_H : Longueur horizontale

L_V : Longueur Verticale

i : Gradient Hydraulique

b_{ber} : largeur de la berme

h_{dr} : hauteur du prisme de drainage

m'_{dr} et m''_{dr} : pente des talus aval et amont du prisme de drainage

m_2 : pente du talus aval du barrage

h_2 : hauteur d'eau à l'aval du barrage

m_1 : Pente amont du barrage

H : charge hydrostatique

K : coefficient de perméabilité du sol

H : charge hydrostatique totale

C : coefficient dépendant de la nature du sot.

Q : Débit de fuit à travers la fondation perméable par unité de la largeur

K : Perméabilité de la formation perméable

H : Hauteur d'eau à la cote CRN

h : Profondeur de la formation perméable des fondations

h' : Profondeur de la clé d'ancrage

B : Longueur du contour horizontal

INTRODUCTION GENERALE

Les ruptures et les endommagements des barrages montrent que l'érosion interne, provoquée par des infiltrations, représente un risque important pour la stabilité et la sécurité des digues et des barrages. La pérennité des ouvrages hydrauliques en terre (digues, barrages) et de leur fondation nécessite la caractérisation de la résistance des sols à l'érosion interne. L'érosion interne peut en effet conduire très rapidement à la rupture de l'ouvrage.

Cette forme d'érosion est d'autant plus dangereuse qu'elle peut subitement provoquer, sans signe avant, une destruction de l'ouvrage lorsque le réservoir est plein. Les zones d'infiltrations dans les fondations des barrages sont souvent soumises à des procédés d'érosion. Par conséquent, il est nécessaire pour la sécurité de ces ouvrages de pouvoir détecter et délimiter des zones d'infiltrations dès leur premier stade de développement.

Quelle que soit la qualité du sol de fondations, il s'établit toujours une circulation d'eau. Cette eau est à l'origine des sous pressions. En raison de la différence de pression qui existe entre les parements amont et aval, l'eau pénètre progressivement dans les fondations, comme dans tous les milieux poreux ou fissuré. La sous-pression décroît régulièrement de l'amont vers l'aval de l'ouvrage.

Pour pallier à ces situations, les techniques de traitement des fondations des barrages disponibles aujourd'hui sont nombreuses, les plus usuelles sont les parois étanches, l'injection et le drainage. L'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traiter (granulométrie, teneur en eau, verticalité, la profondeur, la nature des terrains traversés...en temps réel). Il existe un grand nombre de procédés différents, le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique.

Pour les petits barrages, les campagnes de reconnaissance géotechnique sont menées généralement par deux à trois sondages effectués le long de l'axe de la digue, dépassant rarement les 10m de profondeurs et quelques puits à ciel ouvert pour la recherche des matériaux d'emprunt. Cette démarche ne devait pas être systématisée pour l'ensemble des sites. En effet, chaque site possède ses

spécificités sur le plan géologique. Pour les fondations de ces ouvrages, l'insuffisance en plan et en profondeur des reconnaissances, dictées par des contraintes financières a souvent constitué l'origine des difficultés pour la conception et la réalisation de ces ouvrages. Le travail proposé dans le présent mémoire cible une réflexion liée à cette thématique. Il est basé essentiellement sur l'analyse des écoulements en relation avec les dispositions conceptuelles des fondations de petits barrages en terre. L'objectif principal est de rechercher par le biais de la modélisation, les dispositions conceptuelles les plus optimales sur le plan technique et économique. Ces dispositions sont recherchées à travers une analyse paramétrée qui tient compte des combinaisons des conceptions usuelles des fondations de petits barrages et en fonction des paramètres d'influence sur l'action des eaux d'infiltration. Le travail élaboré s'est articulé sur le cas du barrage M'ghila, dans la wilaya de Tissemsilet. Ce barrage, en phase de réalisation, a connu d'énormes contraintes induisant des arrêts importants de chantier et nécessitant des reprises totales des études d'infiltrations dans ses fondations. La considération du cas du barrage M'GHILA dans la willaya de Tissemsilet a apporté d'énormes enseignements pour ces situations techniques.

En se référant au cas du barrage M'ghila, il est proposé dans le présent travail d'analyser, par le biais de la modélisation les dispositions conceptuelles des fondations des petits barrages et d'engager une étude paramétrée débouchant sur des recommandations pratiques. Ces recommandations permettront d'orienter les conceptions en garantissant à la fois la sécurité des aménagements ainsi que la faisabilité économique des solutions proposées.

Pour ces fins, la modélisation numérique traitera de plusieurs variantes de conception des fondations en fonction des paramètres relatifs aux écoulements souterrains dans les fondations de petits barrages en l'occurrence:

- Influence des profondeurs des clés d'ancrage,
- Influence des chemins d'écoulement verticaux sur les infiltrations dans les fondations,
- Influence des chemins d'écoulement horizontaux sur les infiltrations dans les fondations,
- Influence de la profondeur des formations perméables,

- Influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations de barrages.

Les analyses paramétrées seront menées en fonction des paramètres liés aux infiltrations dans les fondations de barrages en l'occurrence :

- Développement des pressions interstitielles et leurs évolutions,
- Développement des gradients hydrauliques

Pour atteindre tous ces objectifs et en guise de partie préliminaire, une revue bibliographique a été insérée dans le mémoire ciblant la compréhension de tous les aspects liés aux études de conceptions de petits barrages dans leur contexte général ainsi que ceux relatifs aux modes de traitement et d'étanchéisation des fondations en relation avec les paramètres d'infiltration. La partie modélisation numérique a constitué toutefois le noyau principal du travail élaboré par l'intermédiaire de l'analyse paramétrée des dispositions conceptuelles des fondations de petits barrages en terre.

Enfin et afin de garantir une cohérence dans la rédaction du mémoire, ce dernier a été structuré en trois chapitres en l'occurrence:

Chapitre 1 : Synthèse sur les études des petits barrages.

Chapitre 2 : Traitement des fondations des barrages.

Chapitre 3 : Analyse des dispositions conceptuelles et leurs influences sur les infiltrations dans les fondations des barrages.

I. INTRODUCTION

Les barrages en terre anciens sont des barrages homogènes dépourvus de filtre et de noyau internes, dont les pentes des talus sont généralement très raides puisque pour la plupart des ouvrages leurs valeurs sont comprises entre $1/15$ et $1/2$. Des pentes inférieures à $1/2$ ne sont qu'exceptionnellement rencontrées.

A de très rares exceptions près (cas de l'ouvrage présenté sur la (figure I.1) dont le pied du talus aval est drainé par des drains en poteries), le talus aval, non revêtu, ne comporte aucun dispositif de drainage interne.

Le talus amont est généralement revêtu d'un perré maçonné, qui se raccorde le plus souvent à une parafouille amont constituée d'un mur ou d'un massif en maçonnerie (mur de garde) relativement profond ancré dans une couche peu perméable de la fondation (la profondeur de cette parafouille peut dépasser 5 m à 6 m).

Les barrages sont aussi généralement équipés de bêches en terre pénétrant assez peu profondément dans le sol de fondation et construite avec le même sol que celui utilisé pour l'édification du corps de barrage. Ces bêches sont réparties sur la largeur de l'ouvrage. (Degoutte et Gerard, 1997)

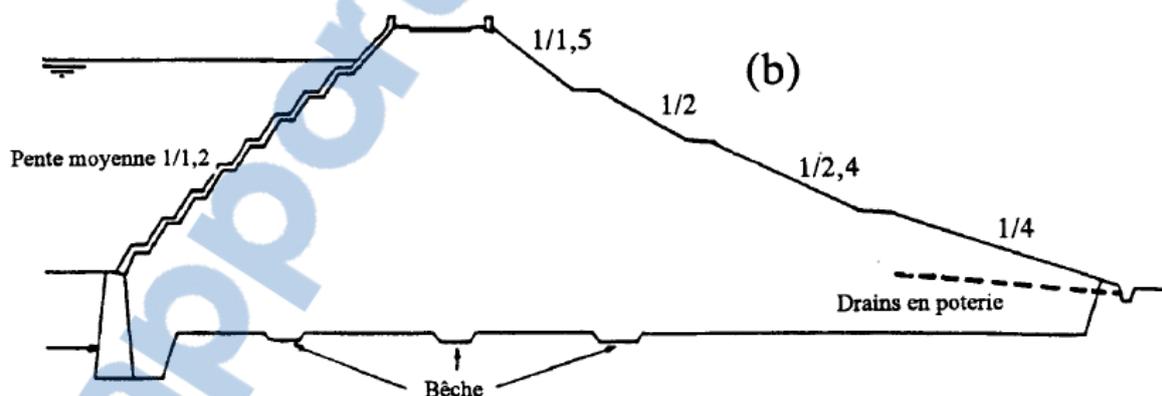


Figure I.1 : Coupes types de barrages en terre anciens (Degoutte et Gerard; 1997)

Certains de ces petits barrages sont mal étudiés, mal conçus, mal réalisés, ce qui entraîne des désordres plus ou moins graves pouvant conduire dans les cas extrêmes à l'impossibilité d'utiliser l'aménagement. Le but de cette note est de souligner les principales dispositions techniques à respecter pour éviter ces déboires ; basée sur l'expérience acquise par les trois divisions spécialisées du

département hydraulique agricole du CEMAGREF, elle ne prétend pas être un guide complet du projeteur, chaque site étant un cas particulier qui nécessite l'intervention D'organismes spécialisés. **(Codis, 1985)**

Des milliers de petits barrages en remblai d'une hauteur de quelques mètres à une trentaine de mètres ont été réalisés en France, et les projets sont encore nombreux. Ces ouvrages, relativement modestes, sont surtout situés en milieu rural. Ils sont majoritairement en terre et leurs principaux objectifs sont le soutien des étiages, l'irrigation, l'écrêtement des crues, les loisirs et/ou la fourniture d'eau potable.

Pour cette raison, la partie consacrée aux barrages en remblai est plus développée que celle consacrée aux barrages en béton. **(Degoutte et Gerard, 1997).**

I.1. Définition

Un barrage est un mur érigé au travers d'un cours d'eau et destiné à bloquer dans une cuvette toute ou partie des eaux de ruissellement du bassin versant pour constituer une retenue d'eau temporaire ou pérenne à usagers multiple ou spécifique. Suivant l'importance et la fréquence des surplus d'eau (phénomène de crues), on associe au barrage un ou plusieurs dispositifs d'évacuation appelés évacuateurs de crues. **(Compaore.M.L, 1996).**

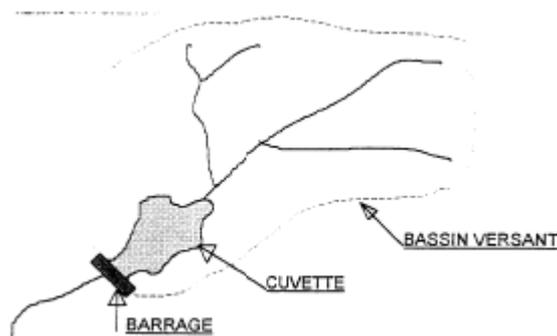


Figure I.2 : Définition d'un barrage **(Compaore.M.L, 1996).**

I.1.1. Bassin versant

Le bassin versant en un point ou. Plus exactement, dans une section droite d'un cours d'eau, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de ladite section. Tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval

Chaque bassin versant est séparé de ceux qui l'environnent par la ligne de partage des eaux pour tracer cette ligne, on utilise une carte topographique drainée Par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de ladite section. Tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval.

Chaque bassin versant est séparé de ceux qui l'environnent par la ligne de partage des eaux. Pour tracer cette ligne, on utilise une carte topographique dont l'échelle devrait en principe être convenablement choisie. En Afrique, on utilise principalement les cartes au 1/200.000 ème (1cm sur la carte correspond à 2km) disponibles sur pratiquement toute l'Afrique Occidentale et Centrale, et parfois les cartes au 1/50.000 ème et 1/20.000 ème pour lesquelles on dispose d'une couverture très partielle. On pourra également se reporter aux photographies aérienne qui offrent une couverture complète au 1/50.000 ème et pour lesquelles d'autres échelles sont possibles (tous ces documents sont disponibles auprès des Instituts Géographiques).

Le tracé des limites du bassin versant s'effectue à partir de la cartographie des courbes de niveau et du réseau hydrographique lorsque les courbes de niveau sont imprécises. La ligne de partage des eaux suit les crêtes et traverse le cours d'eau au droit du point considéré, en descendant par une ligne normale aux courbes de niveau (ligne de plus grande pente) et qui correspond à la trajectoire théorique d'une goutte d'eau.

Les principales caractéristiques du bassin versant sont : la surface, la forme, la pente longitudinale moyenne, l'indice global de pente, la pente transversale moyenne, la géologie, la pédologie, la couverture végétale et les caractéristiques secondaires tels la densité de drainage, l'état du lit du cours d'eau (dégradation hydrographique), dont le rôle n'est pas aisé à mettre en évidence.

Le site d'implantation d'un barrage définit l'exutoire de son bassin versant. Le rôle de ce bassin versant qui détermineront le remplissage du réservoir de l'ouvrage et l'importance des déversements (crue).

La classification des bassins versants selon leur taille est la suivante :

- Très petits bassins versants : $0 < S \leq 10 \text{ Km}^2$
- Petits bassins versants : $10 < S \leq 200 \text{ km}^2$
- Grand bassin versant : $200 < S \leq 2000 \text{ Km}^2$



- Très grand bassins versants : $S > 2000 \text{ Km}^2$

I.1.2 Cuvette

C'est le domaine topographique attenant au barrage vers l'amont, pouvant être inondé selon le niveau de stockage de l'eau. La cuvette a donc pour rôle de stocker le volume d'eau dont on a besoin. Cette eau peut être restituée en aval grâce à des ouvrages annexes telles les prises d'eau ou les vidanges/restitutions.

La réserve en eau constitué dans la cuvette s'appelle " retenue " (**Compaore.M.L, 1996**).

II. ASPECTS TECHNIQUES

Lorsqu'un site est envisagé pour la construction d'un barrage, les principaux critères suivants sont à examiner :

- Volume : pour être économiquement intéressant, le rapport du volume d'eau sur le volume du remblai compacté doit être suffisamment grand, en général supérieur à 5,
- Remplissage : les apports du bassin versant doivent être suffisants pour assurer le remplissage annuel de la retenue,
- Crue : pour éviter la submersion et donc la destruction probable du barrage en terre, il est nécessaire de réaliser un ouvrage capable d'évacuer les crues les plus importantes ; un grand bassin versant entraîne des ouvrages évacuateurs de crues coûteux,
- Stabilité : des fondations peu résistantes posent des problèmes de stabilité pour le barrage,
- Etanchéité : elle est à vérifier au droit du barrage et dans la cuvette,
- Emprunts : des matériaux convenables pour la construction du remblai compacté doivent être disponibles à proximité. (**Codis, 1985**).

III. Critères d'évaluation d'un aménagement à accumulation

En général, les critères d'évaluation d'un aménagement sont les suivants :

- Technique : est ce que les objectifs purement technique peuvent être atteints par un aménagement ?
- Economique : est-ce-que les bénéfices en cas de réalisation d'un aménagement sont supérieurs à ceux en cas de renoncement au projet ?

- Financier : est-ce-que les moyens financiers sont suffisants (pendant la construction d'un aménagement et lors de son exploitation ?
- Politique : est-ce-que le projet est soutenu par les instances politiques et les populations concernées ?
- Social : est-ce-que les utilisateurs potentiels peuvent tirer profit de ce projet ?
- Environnementale : est-ce-que l'impact du projet sur l'environnement et l'utilisation du territoire est défendable ?

La faisabilité d'un aménagement résulte certainement du résultat de l'étude de ces critères.

Les contre-indications à la réalisation d'un aménagement à accumulation peuvent être écartées en étudiant si le projet est :

- ✓ Techniquement réalisable,
- ✓ Economiquement justifiable,
- ✓ Socialement acceptable,
- ✓ Ecologiquement défendable.

Enfin, les points suivants doivent être pris en compte :

- ✓ Les conditions physiques du site doivent être telles que la réalisation des ouvrages, avec des moyens techniques à disposition, soit possible et les objectifs prévus soient atteints,
- ✓ Les couts de réalisation, d'exploitation et d'entretien doivent être en rapport avec le gain provenant de la production,
- ✓ L'atteinte au milieu naturel et aux populations concernées doit être compatible au gain réalisé. **(J.Anton et all, 1969).**

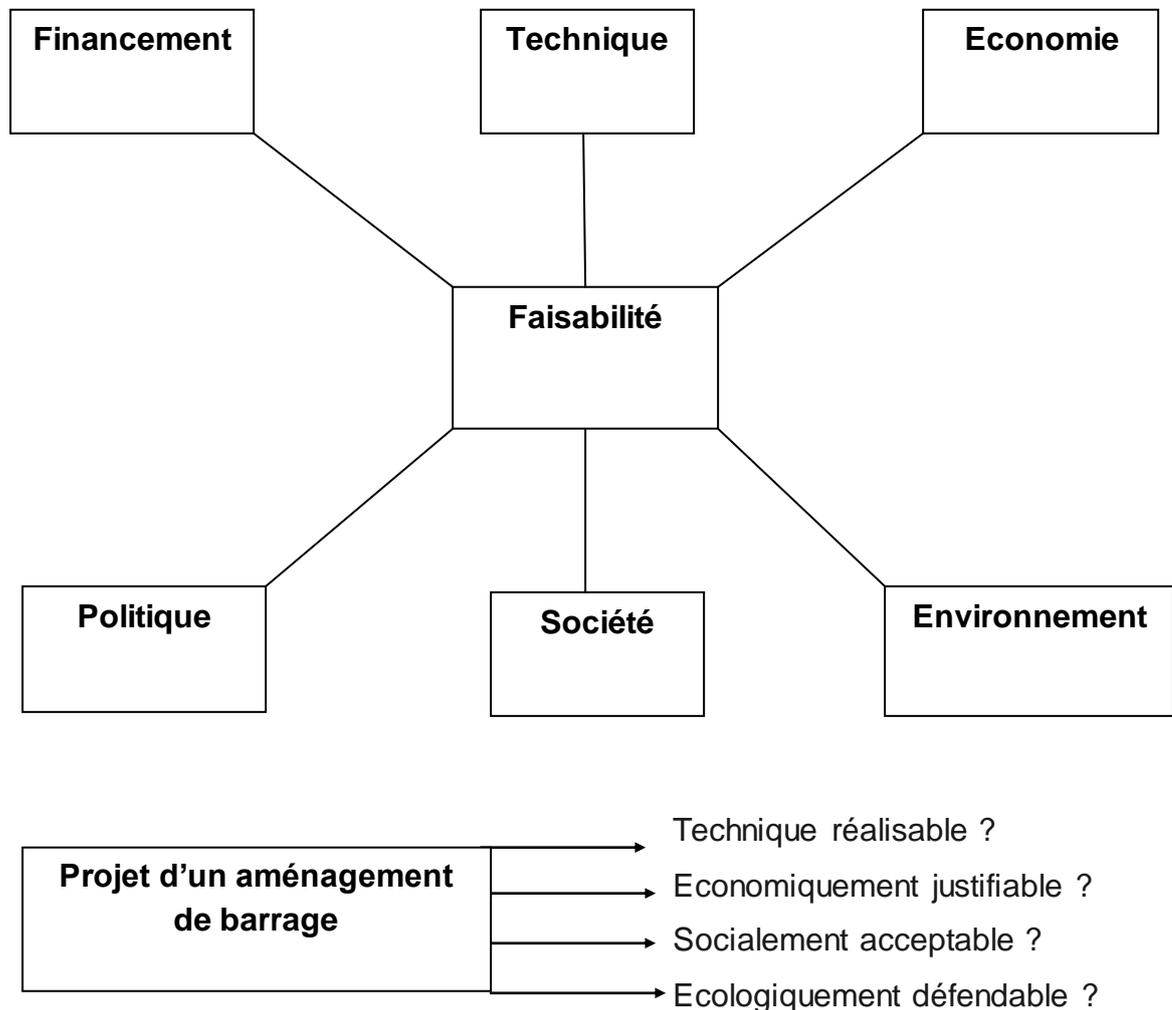


Figure I.3 : Critère d'évaluation d'un aménagement à accumulation (J.Anton, 1967)

IV. DESORDRES DUS AU NON RESPECT DES REGLES ELEMENTAIRES

En dehors des cas où la cuvette ne se remplit pas (apports insuffisants ou fuites trop importantes), les principaux désordres constatés sont les suivants :

- Rupture par glissement des talus à cause :
 - ✓ D'une pente trop forte,
 - ✓ D'une fondation peu résistante,
 - ✓ D'un compactage insuffisant,
 - ✓ D'une absence de dispositif drainant,
 - ✓ De la présence de terre végétale dans le corps du barrage.

- Formation d'un renard (érosion interne régressive entraînant la formation d'un conduit par lequel la retenue se vide et destruction d'une partie du barrage) par suite :
 - ✓ D'une insuffisance ou d'une absence de clé d'étanchéité,
 - ✓ D'une absence de dispositif drainant,
 - ✓ D'une mauvaise étanchéité de la conduite de vidange due à une réalisation défectueuse des soudures,
 - ✓ D'une absence d'écrans ou d'un mauvais compactage le long de la conduite,
 - ✓ D'une hétérogénéité du remblai.
- Submersion du remblai et destruction du barrage à cause de l'insuffisance de l'évacuateur de crues,
- Affouillement importants dus à la mauvaise conception du coursier et du bassin de dissipation d'énergie,
- Dégradation du parement amont par l'action des vagues,
- Glissement des talus des zones d'emprunt.

V. RECHERCHE DU SITE ET FAISABILITE

Si l'alternative choisie ou l'option faite est la construction du barrage quelle peut être sa faisabilité ? L'étude de la faisabilité de l'ouvrage passe avant tout par le choix du site du projet en prenant en compte l'incidence des objectifs sur :

- La capacité de la retenue
- Le choix et la conception des ouvrages

V. 1 Recherche et choix du site

V. 1.1 Recherche du site

Une fois que les objectifs et les contraintes qui en résultent pour le barrage et la retenue sont connus, il convient de rechercher le site le plus apte et de préciser dans quelles conditions l'ouvrage pourrait être réalisé sur ce site pour se prononcer en toute connaissance de cause sur sa faisabilité et sur les suites à donner au projet. A cette phase, il faut éviter des opérations coûteuses pour l'étude, avant d'avoir la certitude que le site convient.

La recherche méthodologique du site passe deux phases importantes :

- Préparation des prospections de terrain au bureau sur documents existants (cartes à la plus grande échelle possible, photographie aérienne, carte géologique régionale).

Pour chaque site repéré, on estimera les caractéristiques géométriques de la vallée et du bassin versant, la morphologie du site du barrage et de la cuvette (figure 2).

On examinera aussi les voies de communication et l'implantation des lieux habités à l'amont ou à l'aval du barrage.

On passera rapidement en revue l'estimation de la capacité de stockage, l'hydrologie du bassin versant, la géomorphologie et la géologie du bassin versant, les données météorologiques locales.

- Visite des sites qui semblent convenir en vue de préciser et de compléter les renseignements généraux dont on dispose de contacts locaux seront pris pour s'informer sur les sites repérés, sur les observations faites en matière de crues, sur les problèmes fonciers, etc....

Examen des conditions locales et décellement des problèmes, d'accès, de couverture végétale, de morphologie de la rivière et du site de retenue, de nature et épaisseur probable des terrains de couverture, d'affleurements du substratum rocheux ou imperméable, d'existence possible de zones d'emprunt.

Repérer les difficultés particulières (arrivées d'eau, pertes, zones tourbeuses ou argileuses, glissement des berges, failles, karst, etc..).

Déterminer les zones de travaux préparatoires aux stades suivant des études : débroussaillage, aménagement d'accès, levé topographique, etc..).

Composition de l'équipe de reconnaissance du site : 1 technicien expérimenté en barrages et aménagements hydrauliques, 1 géomètre, 1 géologue, des manœuvres.

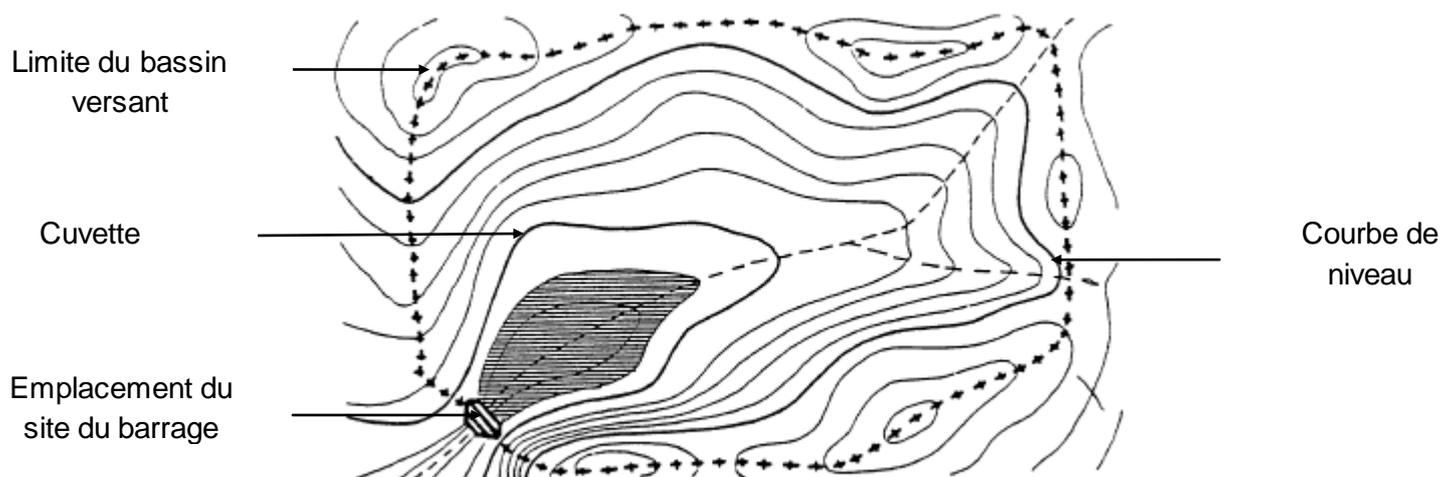


Figure I.4: Recherche des sites: implantation sommaire d'une retenue (schéma de principe)
(Compaore.M .L, 1996)

V. 1.2 Choix du site et faisabilité

Le point de vue caractéristiques techniques des sites propres à chacun que de leurs avantages relatifs au regard de l'aménagement projeté et de leur insertion dans leur environnement physique et socio-économique, permettra la mise en évidence d'un nombre restreint de sites entre lesquelles sera effectué le choix définitif.

V. 1.3 Autre cas de recherche et le choix du site

La recherche se limite souvent à une zone géographique assez peu étendue dans lesquelles il n'existe qu'un petit nombre de sites possibles, ou même éventuellement un seul.

L'étude se limite alors à l'étude de faisabilité de l'ouvrage sur le site en question, si la réponse en est favorable, à la définition de la meilleure implantation.

A remarquer par ailleurs qu'en dépit de ces considérations, des raisons purement sociales ou politiques peuvent primer pour le choix d'un site. **(Compaore.M.L, 1996).**

V. 2 Etude de faisabilité

Pour acquérir une bonne connaissance du sous-sol. La nature, la qualité et les caractéristiques des fondations vont donc jouer un rôle prépondérant dans la sélection du type d'ouvrage.

L'étude de faisabilité qui doit être entreprise, est un travail conjoint de l'ingénieur, et du géologue. Le géologue est amené à donner son avis en particulier sur les questions suivantes.

- Bassin versant :
 - ✓ géologie régionale,
 - ✓ conditions hydrogéologiques,
- réservoir :
 - ✓ étanchéité du réservoir,
 - ✓ stabilité des versants et des rives,
 - ✓ transports et apports de matériaux solides,
- site :
 - ✓ étanchéité des appuis,
 - ✓ stabilité des appuis,
 - ✓ stabilité des excavations en surface et souterraines,
 - ✓ écoulements souterrains,
 - ✓ degré et profondeur de l'altération superficielle,
- Matériaux :
 - ✓ Inventaire des matériaux rocheux et meubles exploitables,
 - ✓ Nature de carrières,
 - ✓ Volumes approximatifs des matériaux rocheux et meubles disponibles pour la construction,
 - ✓ Sismicité.

Il est évident que la précision des réponses aux questions augmente au fur à mesure de l'avancement de l'étude. **(J.Anton et all, 1969).**

VI. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE EN TERRE

Si l'on dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné (type 1) s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné (Type 2) avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembran et la paroi moulée.

Un réajustement des caractéristiques des matériaux disponibles sur place par criblage, addition de bentonite, séchage ou humidification peut éventuellement être envisagé. Modifier la teneur en eau d'un matériau très argileux est une opération difficile et donc onéreuse. Elle nécessite un contrôle soigné et permanent, ce qui est difficile dans le cas des petits barrages. **(Degoutte, Gerard, 1997)**

VI.1 Types de barrages en remblai

Les grands types de barrages en remblai sont :

- type 1 : barrages en terre homogènes, constitués de matériaux étanches ;
- type 2 : barrages à zones avec massif amont ou noyau central assurant l'étanchéité ;
- type 3 : barrages en matériaux perméables (sable, grave, cailloux, tout venant) munis d'un dispositif d'étanchéité artificiel. **(Degoutte, Gerard, 1997).**

VII. DESCRIPTION DES INVESTIGATIONS SUR TERRAIN

Les investigations sur le terrain font partie d'un processus progressif qui permet d'évaluer la perméabilité, les conditions hydrogéologique (notamment la position d'une nappe phréatique), les caractéristiques de déformation et de résistance des sols et des roches, ainsi que les possibilités d'excavation. Pour connaître les conditions générales en surface, on débute par une reconnaissance géologique préliminaire, à savoir des levés des affleurements, des matériaux de recouvrement et des secteurs instables de la future retenue. Ces premières observations sur place vont ensuite permettre de fixer un premier programme de travaux d'une reconnaissance géologique plus poussée. Les prospections se font en surface sous forme de tranchées et de puits, ainsi qu'en profondeur par des forages et des galeries, on procède ensuite à l'exécution d'essais tant in situ qu'en laboratoire afin de mieux connaître les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols et roches rencontrés. **(J.Anton et all, 1967)**

VII.1 Etude du réservoir

Le premier volet essentiel est de s'assurer de l'étanchéité de la cuvette. Il convient dès lors de vérifier l'existence ou non de zones perméables, d'accidents tectoniques (faille, fracturation), d'une vallée épigénétique ou de zones karstique où l'eau peut s'infiltrer et éventuellement trouver un exutoire

Si tel devait être le cas, il faut évaluer les pertes possibles en relation avec les apports qui seront stockés et de décider de recourir à des travaux d'injection. Des galeries ont été creusées sur les rives des barrages de linth-limmern (GL/1963/ H=146m) et du Sanetsch (Vs / 1965 / H=42m) prévues au moment du projet, ainsi que de salanfe (VS / 1957 / H=52m) en cours d'exploitation à partir desquelles un voile d'étanchéité a été réalisé pour couper les cheminements et éviter les pertes. Relevons que les terrains karstiques. **(J.Antan et all, 1967)**

VIII. BARRAGES DANS LEUR ENVIRONNEMENT

VIII. 1 Fonctions d'un barrage

Il existe dans le monde plus de 36 000 barrages dont la hauteur dépasse 15 m; la plupart ont été construits depuis 1950.

Ce rapide accroissement du parc (200 par an à l'heure actuelle) correspond à l'évolution de la population mondiale dans les pays en développement, et à la

nécessité toujours plus pressante de gérer de manière rationnelle les ressources en eau.

Un barrage relève localement, de manière permanente ou temporaire, le niveau d'un cours d'eau et constitue, en association avec les rives naturelles, une réserve. C'est l'un ou l'autre de ces aspects qui prédomine, selon l'objectif recherché.

Les objectifs d'un aménagement comportant un barrage sont très variés :

- irrigation : 270 millions d'hectares sont irrigués dans le monde ; cela représente le cinquième des terres cultivées, et ce cinquième fournit le tiers de toute la nourriture disponible, ce qui représente les trois quarts de la consommation mondiale d'eau l'agriculture est donc de loin le premier consommateur de l'eau des réservoirs ;
- génération d'électricité : l'énergie hydroélectrique, avec une production annuelle de 2 100 TWh, représente actuellement 20 % de la production électrique totale, et 7 % environ de toute l'énergie consommée dans le monde ; ces valeurs varient considérablement d'un pays à l'autre ; les plus grosses proportions existent en Norvège (99,6 %), Brésil (90 %), Autriche (79 %) et Canada (66 %). Dans le tiers monde, c'est souvent la seule ressource d'énergie disponible localement.

En Europe, l'hydroélectricité a joué un rôle prépondérant dans le développement industriel du XIXe siècle, mais devient de moins en moins importante, les ressources naturelles ne pouvant suivre l'accroissement de la demande ;

- contrôle des crues : cela a été de tout temps une forte motivation pour l'édification de barrages, et souvent même l'objectif principal.

Une protection permanente efficace de vastes contrées contre les crues a ainsi pu être obtenue, comme dans la vallée du Colorado aux États-Unis grâce au barrage Hoover, ou par les ouvrages plus récents qui protègent les vallées des grandes rivières chinoises ; plus près de nous, le bassin parisien bénéficie d'une protection assurée par les réservoirs Seine, Marne et Aube. Le plus souvent, la protection contre les crues est un effet bénéfique secondaire des ouvrages construits dans un autre but. Globalement, les autres objectifs des barrages sont mineurs en regard des

trois buts principaux ; ils sont néanmoins d'importance dans l'aménagement des pays développés ou non ; il faut citer :

- 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.

Dans la plupart des cas, c'est le volume du réservoir créé qui est le paramètre significatif des bénéfices apportés par le barrage :

- volume utile rapporté au volume des crues, pour la protection contre les crues ;
- volume utile rapporté aux variations saisonnières ou interannuelles du débit naturel de la rivière, pour les besoins agricoles, urbains ou industriels.

Pour les aménagements à buts multiples, on est parfois amené à attribuer à chacun des objectifs une fraction bien définie du volume utile disponible ; cela se traduit en pratique par des règles d'exploitation. **(Carrere, Allain, 1978)**

VIII. 2 Etapes à suivre dans la réalisation d'un projet

Il s'agit de :

- Formuler le problème,
- Rechercher des solutions,
- Faire une étude préliminaire des solutions retenues et des cultures praticables.

VIII. 2.1 Formulation du problème

La formulation du problème permet:

- ✓ d'analyser les besoins,
- ✓ d'inventorier les données relatives à l'aménagement,
- ✓ de déterminer des objectifs.

- **Analyse des besoins**

La demande de l'aménagement du bas-fond

Ce travail est fait dans un tableau que l'on appelle tableau des aspects négatifs de la situation actuelle.

Tableau 1 : Aspects négatifs de la situation actuelle (B.Baba, 1999)

CATEGORIES DE DEFAUTS OU DE LACUNES	DEFAUTS OU LACUNES OBSERVES
-Manque d'eau de consommation	-Baisse de la nappe phréatique -Le forage est équipé d'une éolienne souvent en panne, -Baisse de la production animale, -Faible hauteur d'eau dans le puits, -Temps de séjour de l'eau de ruissellement.
-Manque d'eau pour l'agriculture	-Mauvaise production des arbres fruitiers, -Faible taux de maraichage, -Baisse de la diversification culturelle, -Manque de bois de chauffe.
-Manque de moyens pour exploiter le bas fond	-Revenu faible des familles, -Accélération de l'exode rurale

VIII. 2.2 Recherche de solution

Une fois réalisées les études du milieu et du site, il faut ensuite choisir le type d'aménagement qu'on souhaite réaliser. Ce choix nécessite une démarche d'analyse et de réflexion afin de déterminer la technique d'implantation des ouvrages qui convient le mieux aux utilisations souhaitées par les villageois, au site choisi mais aussi aux disponibilités en matériaux et en main-d'œuvre qui conditionnent la réalisation de l'ouvrage. Pour aménager un bas-fond, deux grands types d'ouvrage sont généralement utilisés. Ce sont les ouvrages de stockage des crues et les ouvrages d'épandage des crues.

- **Les ouvrages de stockage des crues**

Ces ouvrages servent à capitaliser l'eau qui s'écoule pour mieux l'employer. Le stockage peut être durable ou temporaire.

- **Les petits barrages**

Ils ont vocation de créer des retenues d'eau pérennes ou temporaires.

Ces stocks d'eau sont destinés :

- ✓ à la production agricole pour l'irrigation en contre saison, l'irrigation d'appoint ou par la submersion des parcelles cultivables,
- ✓ à l'approvisionnement en eau du bétail,
- ✓ à l'approvisionnement en eau des villageois,

- **Les mares artificielles**

Ces mares de dimensions réduites sont creusées dans les bas-fonds à sol profond et colmaté. Améliorées par des techniques simples, elles permettent:

- ✓ l'arrosage de petits jardins en contre saison,
- ✓ l'approvisionnement en eau du bétail sédentaire,

- **Les ouvrages d'épandage des crues**

Ces ouvrages servent à maîtriser l'eau et les sols sur les terres cultivables. Ils répandent la crue sur la plus grande superficie cultivable afin de permettre une bonne infiltration, la submersion des terres rizicultivables, l'arrêt de l'érosion et la reconstitution des sols. Nous avons:

- **Les micro- barrages digues dé versantes :**

Leur vocation principale est la riziculture inondée sans maîtrise de l'eau ou en submersion semi-contrôlée avec système de régulation du plan d'eau. Les bas-fonds larges et plats à sols argilo-limoneux sont particulièrement favorables à ce type d'ouvrage et à la mise en valeur agricole.

- **Les micro-barrages digues filtrantes :**

Ces diguettes permettent la reconstitution des terres cultivables dans les bas-fonds à pente longitudinale moyenne (moins de 3%). Leur rôle antiérosif est important. La retenue d'eau dure quelques heures après le passage de la crue, ce qui permet la culture de céréales pluviales : sorgho, maïs, riz ...

Rarement pérennes, ces points d'eau peuvent persister assez longtemps en saison sèche. Le principe consiste à capter l'eau d'un marigot dans une dépression artificielle.

- **Les micro-barrages à fonctionnement mixte:**

Ce sont des digues filtrantes partiellement colmatées « en pied ».Elles permettent de cumuler les avantages des deux types précédemment cités pour :

- ✓ pratiquer la riziculture en submersion dans la partie centrale du bas-fond,
- ✓ cultiver des céréales pluviales sur le pourtour.

Selon la position de la parcelle dans le bas-fond, l'eau retenue persiste de quelques heures à quelques jours après le passage de la crue.

La relation objective - moyens, met nettement en évidence que la solution du problème devra se trouver au niveau des ouvrages d'épandage des crues. Aussi le

choix du type d'ouvrage et de son emplacement ne se fera qu'après une étude topographique préliminaire détaillée et un vaste processus de communication interne et/ou externe entre les différents intervenants du milieu.

Ces intervenants sont le commanditaire, les bénéficiaires et le maître d'ouvrage.

Vu les forces et les faiblesses de chacune des solutions citées, les trois solutions ci-dessous sont retenues pour une étude préliminaire. **(B.Baba, 1999)**

- **Digues filtrantes + mares artificielles**
- **Digues filtrantes déversantes**
- **Digues déversantes en gabion**

VIII. 2.3 Étude préliminaire

Après l'étude d'identification et du choix du site, on a une idée de l'ampleur et de la difficulté du projet envisagé, de sa faisabilité probable, de l'importance et l'orientation à donner aux études nécessaires pour l'établissement de l'avant projet de l'ouvrage.

Avant d'entreprendre l'étude de ce projet, il est indispensable d'avoir une bonne connaissance des conditions socio-économique, topographiques, géologiques, géotechnique et hydrologique du site. **(Compaore.M.L ; 1996)**

Dans cette sous- partie les ouvrages cités précédemment et les types de cultures favorables sont présentés.

Présentation des trois solutions retenues

Aménagement par une succession de digues filtrantes

- **Etude socio-économique :**

La finalité de l'étude socio-économique est de fournir des données permettant d'apprécier l'intégration du projet dans son environnement socio-économique. Elle permet de :

- ✓ Fournir des données ou des informations nécessaires à l'estimation des besoins en eau et à la connaissance du site,
- ✓ mesurer l'adhésion des populations au projet,
- ✓ recenser les populations à déguerpir ou à exproprier du fait de la création de l'ouvrage,
- ✓ examiner la situation foncière en fonction des textes et de l'occupation ou l'utilisation traditionnelle ou en cours des terres du site,
- ✓ apprécier les préjudices encourus par les collectivités du fait de la création de l'ouvrage,

- ✓ sensibiliser les populations,
- ✓ dégager les mesures d'accompagnement nécessaire à la réussite du projet, etc...

(Compaore.M.L, 1996)

- **Présentation technique**

Les digues filtrantes sont de petits barrages constitués de pierres libres. L'eau peut librement couler à travers l'ouvrage, d'où leur comportement filtrant. Leur profil est plus ou moins triangulaire avec une pente plus faible en aval qu'en amont. La crête est en principe horizontale.

Il s'agit d'une succession de digues dans le même bas-fond. Le comportement filtrant et l'implantation sur des passages d'eau intermittents des digues filtrantes définissent leur fonctionnement. L'écoulement de l'eau ruisselant après une pluie, est ralenti par l'ouvrage, entraînant l'étalement de l'eau sur des surfaces en amont de la digue, bien qu'entre temps la qualité filtrante de la digue garantisse la décharge lente de l'eau retenue. Ainsi la superficie des terrains inondés en amont des digues est plus importante qu'avant la construction de l'ouvrage. De même la période d'inondation est plus longue. En dehors de cette action qui favorise l'infiltration des eaux d'écoulement, le ralentissement de l'eau entraîne le dépôt d'une partie des matières organiques et minérales emportées par l'eau en amont de la digue. Les digues filtrantes ont donc deux effets bénéfiques sur

La culture:

Une infiltration plus longue sur une superficie plus importante, Un dépôt des matières organiques et minérales, d'où la création d'une terrasse cultivable, et une fertilisation des sols à l'amont des digues.

L'écartement des diguettes varie avec la pente (P) du bas-fond.

Le CIEH « Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques » dans le bulletin de liaison N° 18 de Septembre 1974 proposent ces formules pour des zones cultivées à faible pente.

- Pour $P < 0.3\%$ $E=50m$

- Pour $0.3\% < P < 1\%$ $E= 0.15/P$

Consécutives.

$$\sim H = 0.15 \text{ m};$$

W : dénivelée entre deux digues

- Pour $1\% < P < 1.5\%$

$E = 0.20/P$ $H = 0.20$ m

- **Profil de la digue**

La stabilité d'une digue filtrante doit être assurée sur trois plans:

✓ La stabilité du massif d'enrochement : l'équilibre de l'ensemble résulte de trois forces que sont la poussée de la partie amont du massif, la butée du talus aval et la force de poussée de l'eau et des sédiments à l'amont.

✓ La stabilité des fondations: la zone de contact massif de pierres-fondations doit être bien arasée.

✓ Les tassements: les tassements sont dus aux poids de l'ouvrage et aux déformations de la digue sous l'effet de la poussée de l'eau et des terres ou à cause de déversements et de passage d'eau.

Après divers essais plus ou moins concluants, il semble que la forme idéale de la digue filtrante corresponde aux dimensions suivantes:

H : hauteur = 40 cm

Largeur en crête: 0.5 à 1 m pour les digues en pierres libres,

1 m pour les digues en gabions et enrochement

1.65H pour l'utilisation de pierres légères

Pente amont: 1/1

Pente aval : $\frac{1}{2}$ (B.Baba, 1999)

Les études préalables nécessaires pour l'établissement du projet comportent les différentes phases décrites ci-après.

Leur contenu dépend des problèmes posés par le site.

IX. ÉTUDE TOPOGRAPHIQUE

IX.1 Importance

Un plan topographique à l'échelle du $1/500^e$ ou $1/1.000^e$ de la zone d'implantation du barrage et de la cuvette permet de calculer les volumes, de déterminer la surface noyée, de localiser les travaux de reconnaissance et d'implanter les ouvrages et les zones d'emprunt.

Une bonne connaissance de la topographie du site est nécessaire avant l'étude technique du barrage.

IX. 2 Objectifs

L'étude topographique a pour but de connaître la configuration du site (sur 2D ou sur 3D) et de simuler la présence de l'ouvrage pour ainsi définir ses caractéristiques. En simulant la présence de l'ouvrage, on peut formuler des hypothèses sur sa position exacte, ses dimensions, ses conséquences dans la vallée ainsi que les possibilités de mise en œuvre. A partir des cartes et des levés topographiques, on détermine toutes les données qui pourront être importantes pour faire un choix judicieux de l'ouvrage et de son implantation.

IX. 3 Les données nécessaires concernent

- le site du barrage et de la retenue,
- la vallée de la rivière,
- les zones d'emprunt des matériaux de construction. **(B.Baba, 1999)**

Un site de barrage, au sens topographique, 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 fixée 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 ; il servira à définir la hauteur souhaitable du barrage (c'est-à-dire celle qui sera adoptée, sous réserve que toutes les autres conditions, notamment géotechniques, soient satisfaites).

La forme du site proprement dit influe sur le choix du type de barrage ; on peut réduire cette forme à deux caractéristiques : la largeur relative (L/H), qui varie en pratique de 1 à 4, parfois plus ; et la forme en U (vallées glaciaires dans nos régions) ou en V. Notamment les conditions climatiques (températures extrêmes, gel), qui constituent des sollicitations supplémentaires du futur ouvrage, les propriétés chimiques de l'eau, parfois agressive vis-à-vis de certains matériaux notamment le béton, la disponibilité de matériaux de construction de qualité à proximité, les accès, etc. **(Carrere.Allain, 1978)**

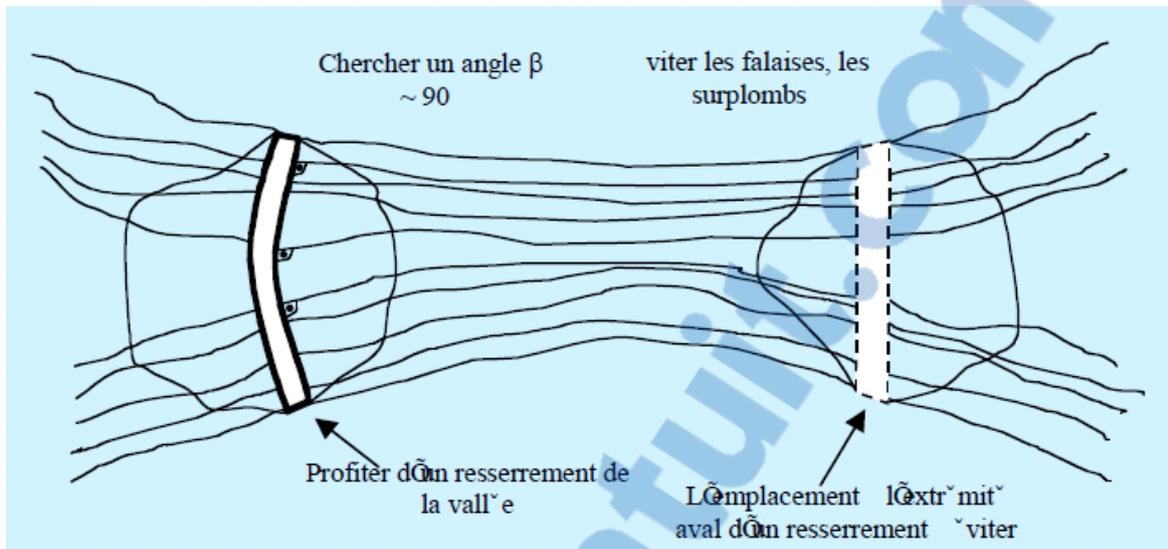


Figure 1.5 : Critère de choix de site-topographie (Mattmark, Valais, 1967)

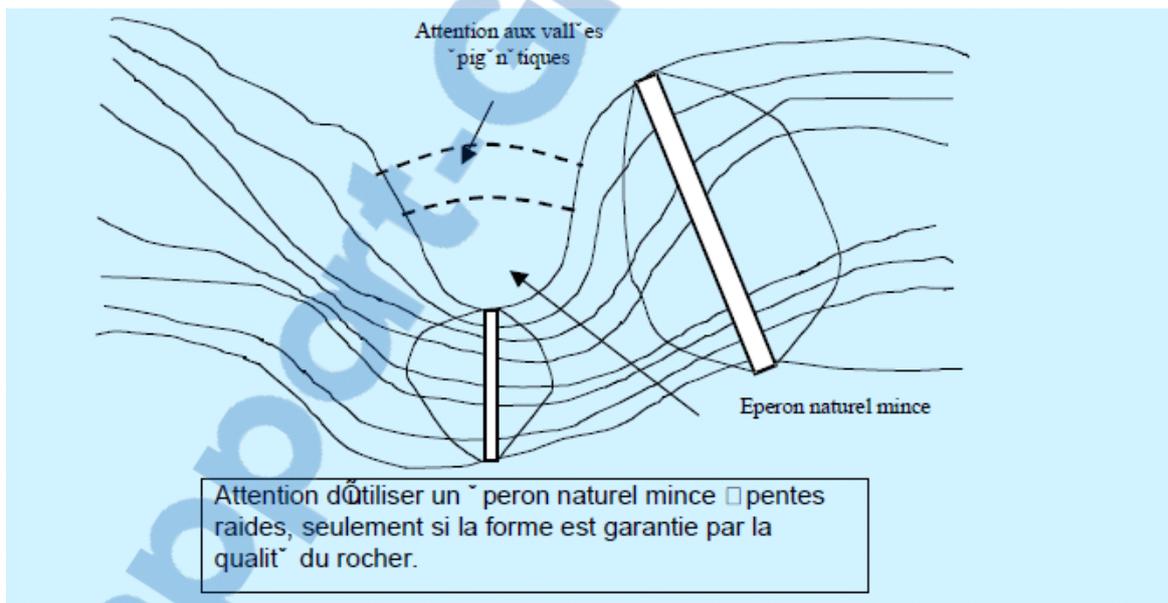


Figure 1.6 : Critère de choix de site- Topographie (Mattmark, Valais, 1967)

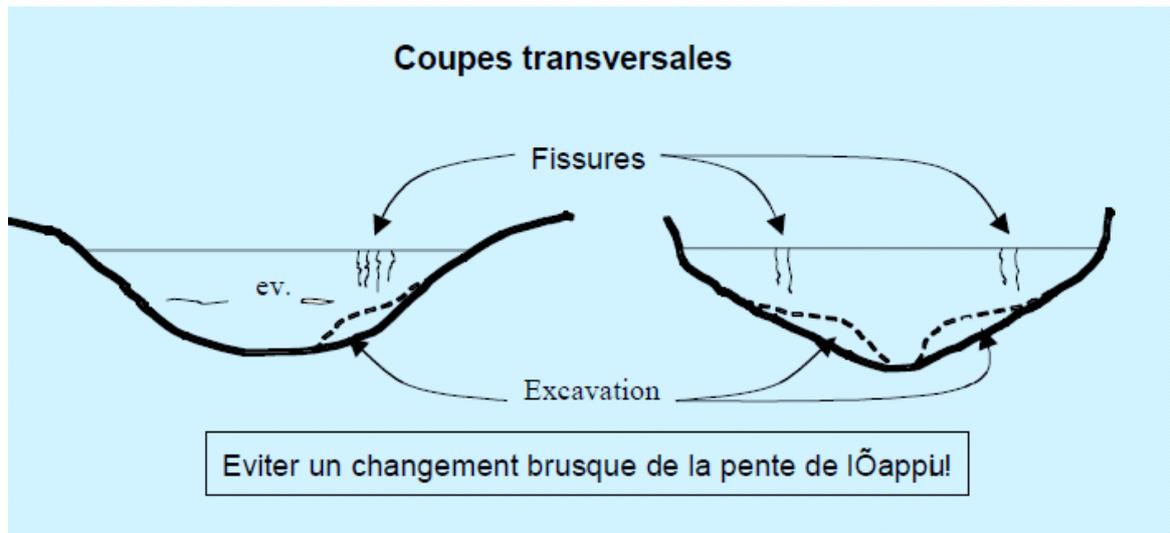


Figure 1.7 : Critère de choix de site- Topographie (Mattmark, Valais, 1967)

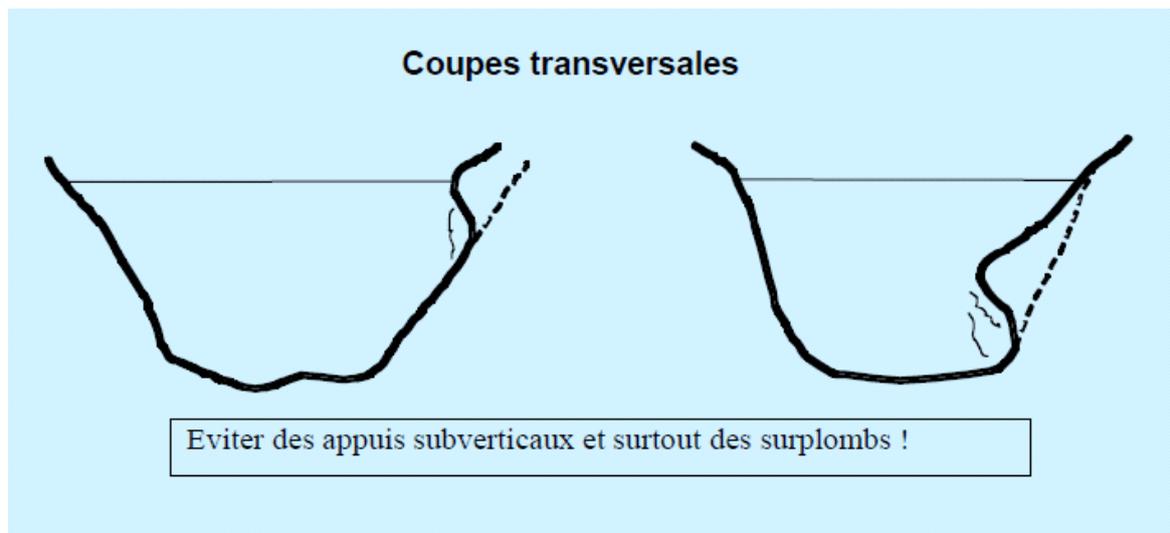


Figure 1.8 : Critère de choix de site- Topographie (Mattmark, Valais, 1967)

X. ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

X. 1 Etude Géologiques

X. 1.1 Introduction

Les précautions à prendre et les investigations à effectuer pour un barrage en remblai sont équivalentes à celle qu'on prendrait pour un barrage en béton, même si les exigences concernant la qualité du sous-sol sont moins prononcées

Lorsque la géologie n'est pas favorable à la réalisation d'un ouvrage en béton, le barrage en remblai peut constituer une alternative .dans ce cas (géologie médiocre),

les connaissances approfondies de la géologie sont indispensables pour garantir la faisabilité d'un barrage en remblai.

La construction nécessite d'importants volumes de matériaux de remblai. La prospection détaillée de toute la région entourant un site, accompagnée d'une étude géotechnique, est indispensable.

L'étude de faisabilité est le fruit du travail de l'ingénieur et du géologue.

X. 1.2 Reconnaissance géologique

- Réservoir
 - ✓ étanchéité du réservoir
 - ✓ stabilité des rives
 - ✓ transports /apport de matériaux solide
- Site
 - ✓ étanchéité des appuis
 - ✓ stabilité des appuis
 - ✓ stabilité des excavations a la surface et en souterrain
 - ✓ écoulements souterraines
 - ✓ degré et profondeur d'altération superficielle
- Matériaux (collaboration avec un ingénieur géotechnicien)
 - ✓ inventaire des matériaux meubles exploitables
 - ✓ volume approximatif de matériaux meubles disponible pour la construction
 - ✓ nature et volume de roches de carrière (éventuellement)

Les études géologiques et géotechniques ont pour but de contrôler :

- l'étanchéité et la résistance des fondations ;
- l'étanchéité de la cuvette et la stabilité de ses versants ;
- la présence en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai) de matériaux convenable pour la construction du barrage.

X. 1.3 Phasage des études

Elles doivent être confiées à des organismes spécialisés

La première phase de ces études consiste, après une éventuelle visite préliminaire du site, à reconnaître la nature géologique et géotechnique des terrains constituant la zone d'implantation du barrage et la cuvette, à l'aide d'une pelle hydraulique sur chenilles suffisamment puissante (environ 100CV, profondeur d'investigation minimale 4m, largeur du godet 0,6m à 1,00m).le creusement des tranchées permet

l'observation des couches et le prélèvement d'échantillons remaniés(cuvette et fondation) et d'échantillons intacts (fondation). En général on exécute une tranchée tous les 10 à 30m sur l'axe du barrage et 10 à 30 tranchées dans les zones d'emprunt.

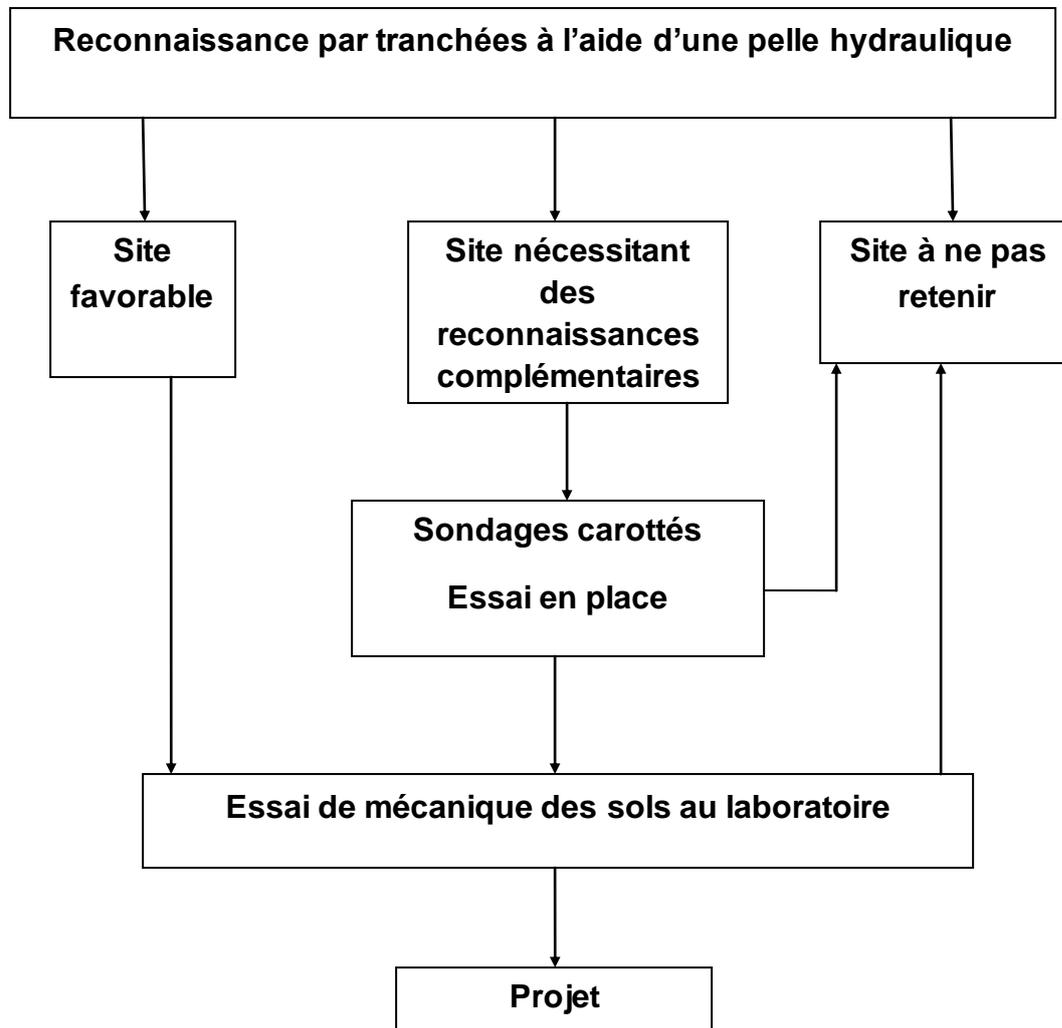
A l'issue de cette première phase, trois conclusions sont possibles :

- le site paraît favorable, sous réserve des résultats des essais de laboratoire ;
- le site nécessite des reconnaissances complémentaires pour vérifier les conditions d'étanchéité, de stabilité ;
- le site ne peut pas être retenu car l'ampleur des problèmes posés ne permet pas d'envisager la réalisation de l'aménagement à un coût raisonnable

La deuxième phase (éventuelle) peut comporter différents types de reconnaissances complémentaires parmi lesquels on peut citer :

- les sondages carottés (coupe de terrains mesures de perméabilité à l'aide d'essais LEFRANC et LUGEON, prélèvements intacts) ;
- les mesures géophysiques (méthodes sismiques, électriques) associées à des sondages ;
- les essais mécaniques en place (pénétrömètre, scissomètre).

Les résultats de cette deuxième phase peuvent conduire à l'élimination du site.

Tableau I.2 : Tableau récapitulatif des études géotechniques (Codis, 1985).

La dernière phase est constituée par des essais de mécanique des sols au laboratoire :

- Essais d'identification (teneur en eau, granulométrie, limites d'atterberg) ;
- Essais de compactage (énergie Proctor Normal) sur les matériaux destinés à la construction du barrage ;
- Essais mécaniques et hydrauliques (résistance au cisaillement à l'essai triaxial, compressibilité à l'oedomètre, perméabilité) sur des échantillons intacts prélevés en fondation et sur des échantillons compactés. **(Codis, 1985).**

X. 2 Études Géotechniques

X. 2.1 Introduction

La nécessité d'effectuer des études géologiques sur site est souvent sous-estimée. Dans de nombreux cas, cela entraîne des conséquences regrettables (infiltration sous le barrage, glissements de terrain, etc.), voire catastrophiques.

Fort heureusement, dans de nombreux pays, des cartes géologiques de qualité permettent, en première approche, des évaluations de la sécurité des fondations du barrage, de la stabilité des pentes et de perméabilité du terrain. Il est toutefois conseillé de compléter ces données par un travail de terrain par forage et échantillonnage.

Ce paragraphe complète pour les barrages en terre. Il insiste surtout sur l'interprétation des résultats d'essai.

Mais outre la recherche des matériaux, d'autres études peuvent impliquer la cuvette : son étanchéité dans le cas où le problème ne peut pas être résolu au droit du barrage, la stabilité des versants qui est à vérifier dans certains cas.

Il paraît primordial d'insister sur l'importance d'un essai très simple, surtout dans le cas des barrages homogènes. La teneur en eau est l'essai de base qui, associé à un commentaire lors du prélèvement sur la nature du matériau (argile, sable limoneux, grave propre...) et son état (sec, très humide...), permet une bonne première appréciation du site. Il ne faut pas hésiter à multiplier cet essai, peu coûteux (par exemple dans les emprunts) en prélevant un échantillon tous les 0,5 à 1 mètre de profondeur afin d'évaluer le gradient d'humidité.

En général, la teneur en eau des matériaux est peu variable au cours de l'année sauf en surface, jusqu'à 1,5 mètres environ de profondeur, où les matériaux peuvent être, suivant les conditions atmosphériques, secs ou humides.

Aussi bien en fondation qu'en zone d'emprunt, les échantillons ne sont généralement prélevés que dans certaines tranchées, mais ces dernières ont toutes un rôle descriptif (nature et état des matériaux, profondeur des couches, venues d'eau).

Les essais mécaniques et hydrauliques sur les matériaux des emprunts doivent être réalisés à la teneur en eau à laquelle ces matériaux seront mis en place. La résistance au cisaillement des sols fins, surtout à court terme en contraintes totales, chute nettement lorsque la teneur en eau augmente.

Étant donné la catégorie à laquelle se rattachent les petits barrages de décrue, il n'est pas utile de prévoir des études géologiques proprement dites. En revanche, quelques études géotechniques sont indispensables, tant pour se prononcer sur la faisabilité des ouvrages que pour garantir leur pérennité. Bien entendu, la portée et le contenu de ces études doivent être adaptés à la taille et à l'importance réelle de l'ouvrage. Rappelons, en outre, qu'en cas de contexte géotechnique défavorable, il est généralement préférable de ne pas réaliser de barrage. En effet, soit le surcoût nécessaire pour le réaliser dans des conditions de sécurité acceptables est rédhibitoire, soit, si l'on passe outre, le risque de dommages est très important et peut se révéler parfois fatal à l'ouvrage. **(Degoutte, Gerard, 1997)**

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 en effet très coûteux de généraliser l'étanchement artificiel à tout le fond du bassin, et de telles réalisations sont exceptionnelles.

Par ailleurs, 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 ;
- aux forces internes induites par la percolation de l'eau au sein de la fondation.

Tout projet de barrage commence donc par une étude géologique, géophysique et géotechnique (cf. article *Géotechnique. Mécanique des sols et des roches* [C 200] dans ce traité) qui est progressivement affinée au fur et à mesure que le projet se développe et que les choix se précisent sur le type et la hauteur du barrage. 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 réalisées pour lever les inconnues.

Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) 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 dissolution ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin. **(Carrere, Allain, 1978).**

X. 2.2 Contenu des études géotechniques

Fournir ou définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols c'est-à-dire leur aptitude à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables.

Pour cela on effectue des essais de mécanique des sols et des essais hydrauliques soit sur échantillons en laboratoire, soit « in situ » (directement sur le site)

Pour le prélèvement de chaque échantillon sur le terrain, on doit avoir un poids approximatif de 12kg pour les sols fins (plus de 70% d'éléments de diamètre <5mm) et 30kg pour les sols grossier (comportement plus de 70% d'éléments de diamètre >5mm).

A.P.S. (Avant Projet Sommaire) zone d'emprunt, faire une tranchée par hectare ;

A.P.D. (Avant Projet Détaillé) zone d'emprunt, faire 4 à 16 tranchées par hectare.

Pour se mettre dans la sécurité, le volume des emprunts aptes à chercher doit être 1,5 à 2 fois le volume du barrage projeté

Les études géotechniques sur échantillons comprendront :

- ✓ Analyse granulométrique (tamisage + sédimentométrie)
- ✓ Teneur en eau ;
- ✓ Limites d'atterberg qui sont les teneurs en eau caractérisant le passage d'un sol argileux :

- De l'état boueux à l'état plastique : limite de liquidité WL
- De l'état plastique à l'état solide : limite de plasticité WP
- à l'état solide avec fente de retrait : limite de retrait WRL

L'indice de plasticité IP est la différence WL-WP : $IP = WL - WP$

IP d'autant plus élevé que le sol contient plus d'argile

IP > 10 pour un sol assez argileux

IP > 30 pour un sol très argileux

Ces limites sont déterminées par des essais portant sur la fraction fine (diamètre des grains < 0.5mm)

- l'essai PROCTOR (aptitude au compactage, détermination de la densité sèche et de la teneur en eau W à l'optimum Proctor). En laboratoire cet essai se fait sur les matériaux de l'échantillon dont le diamètre des grains $< 5\text{mm}$. Ce qui rend souvent

difficile la comparaison avec le compactage sur chantier. Généralement sur le chantier on cherchera à obtenir des taux de compactage d'au moins 95% de la densité sèche maximale de l'essai PROCTOR NORMAL, sauf indication contraire donnée par le cahier des charges

Au point de vue identification des sols on considère qu'une densité sèche maximale $< 1.6 \text{ t/m}^3$ dans un essai PROCTOR modifié (essai de compactage avec une énergie égale à 5 fois plus forte que dans l'essai normal) caractérise un mauvais matériau. Pour un bon matériau on peut obtenir une densité sèche maximale voisine de 2. De même une teneur en eau optimale $> 20\%$ est un indice défavorable.

- Résistance au cisaillement (boite de CASAGRANDE)

$$t = c + \sigma_n \operatorname{tg} \phi$$

$t \rightarrow$ contrainte tangentielle

$C \rightarrow$ cohésion

$\sigma_n \rightarrow$ contrainte normale

$\phi \rightarrow$ angle de frottement interne des matériaux

- Consolidation, tassement, perméabilité (appareil, odomètre)

- Une étude géotechnique des fondations de l'ouvrage devra permettre de s'assurer que les contraintes dues au poids du barrage et aux poussées hydrauliques ne dépasseront pas la résistance au cisaillement des terrains de fondations, de prévoir les tassements des fondations meubles sous la charge du barrage, enfin de choisir le rythme de construction pour que les pressions interstitielles ne dépassent les limites admissibles, dans le cas des fondations mal drainées.

- Les fondations sablo-graveleuse sont généralement une bonne résistance mécanique, mais du fait de leur perméabilité, il faut prendre des précautions spéciales pour éviter les fuites.

- Les fondations limono-argileuses ont généralement une étanchéité suffisantes, mais il faut vérifier qu'ils peuvent supporter les contraintes dues au poids du barrage et calculer les tassements qui en résultent.

- Les fondations à alternance de couche sableuses perméables et argileuses imperméables, peuvent être à l'origine de grands désordres. Les passages sableux sont susceptibles de transmettre d'importantes sous-pressions ou d'entraîner des

fuites s'ils sont en communication avec la réserve à amont. Il faut envisager des dispositifs spéciaux.

- Les vases et tourbes sont, en principe, inaptés à supporter les ouvrages.
- Pour des fondations rocheuses, on fera attention aux couches altérées qu'il faudra enlever. Toutes les dispositions devront être prises pour traiter les fissures ou les failles.

Les méthodes de reconnaissance et d'étude des fondations utilisent les techniques de sondages et géophysique. **(Compaore.M.L, 1996)**

Reconnaisances et essais sur site

Les essais de mécanique des sols à réaliser sur le terrain visent principalement à vérifier certains paramètres mécaniques et hydrauliques des matériaux en place, en particulier de la fondation. Les remblais étant constitués de matériaux remaniés, les essais en laboratoire sont plus appropriés.

Dans le cas des petits barrages de culture de décrue en Mauritanie, les tests les plus utiles sont:

- les essais de perméabilité de type "essais Lefranc" (essai simple, tant pour le matériel que pour l'interprétation des résultats, consistant à injecter de l'eau dans plusieurs couches de sol et à mesurer le volume d'eau absorbé sous une charge hydraulique donnée),
- les tests au pénétromètre qui permettent de s'assurer de l'homogénéité de la fondation, en complément des autres investigations.

Soulignons également l'importance d'effectuer une reconnaissance visuelle de la fondation en creusant des puits de reconnaissance dans l'axe du futur barrage. Espacés de 25 à 50 mètres, suivant l'hétérogénéité constatée, ils doivent être creusés jusqu'à une profondeur à peu près équivalente à la hauteur prévisible de

l'ouvrage dans la partie centrale (l'espacement des puits augmentera et leur profondeur diminuera au fur et à mesure que l'on s'éloignera du lit mineur). Ce type de reconnaissance permet de repérer des singularités telles que les lentilles de sable ou les argiles à canaux, qui peuvent être très préjudiciables à la bonne tenue des ouvrages.

REMARQUES SUR LES RÉSULTATS DES PRINCIPAUX ESSAIS DE LABORATOIRE

- **Teneur en eau des matériaux fins**

Il convient que les matériaux d'emprunt aient une teneur en eau proche de celle de l'optimum Proctor normal. Mais, avant même de connaître cette valeur, on peut indiquer que lorsque les teneurs en eau sont inférieures à 10 ou supérieures à 40, les matériaux ont des caractéristiques médiocres et il peut être délicat de les utiliser comme emprunts.

- **Analyse granulométrique**

Les matériaux qui contiennent plus de 30 % d'éléments inférieurs à 80 μ sont probablement étanches ; avec moins de 15 %, ils ne le sont probablement pas. Avant d'envisager une étanchéité artificielle du remblai, il convient de bien vérifier qu'on ne dispose pas de matériaux susceptibles de constituer un noyau étanche.

- **Limites d'Atterberg**

Les matériaux fins dont l'indice de plasticité est supérieur à 35 posent non seulement des problèmes de stabilité mais également de tassement, de gonflement et de mise en œuvre.

- **Proctor Normal**

À l'optimum (OPN), le degré de saturation est généralement compris entre 80 et 90 %, et la contrainte de pré consolidation se situe entre 100 et 200 kpa dans la grande majorité des cas.

Par rapport à la teneur en eau optimale, la teneur en eau de mise en place des matériaux ne doit pas s'en écarter de plus de 2 ou 3 points (côté sec et côté humide) et même quelque fois moins.

- **Essais triaxiaux non consolidés non drainés**

Ces essais permettent d'obtenir les caractéristiques dites non drainées : cohésion c_{uu} et frottement interne φ_{uu} .

En fondation, si la couche meuble la plus médiocre (en général saturée ou presque et donc

$\varphi_{uu} = 0$ ou très faible) a une valeur de cohésion non drainée c_{uu} de 20, 40, 60, 80, 100kPa (des valeurs supérieures à 100kPa sont peu courantes), on peut respectivement construire un barrage de hauteur 5, 10, 15, 20, 25 mètres sans avoir à élargir sensiblement sa base, par rapport au même ouvrage qui serait fondé sur du rocher.

Pour le remblai, plus le matériau est humide (par rapport à l'OPN), plus la résistance au cisaillement est faible et c_{uu} de l'ordre de 50 kpa (avec $\varphi_{uu} = 0$) correspond à la limite d'utilisation du matériau. Côté sec on a souvent c_{uu} supérieur à 100 kpa et φ_{uu} supérieur à 10° .

- **Essais triaxiaux consolidés non drainés (ou drainés)**

Ces essais permettent d'obtenir les caractéristiques granulaires : cohésion c' et frottement interne φ' .

Les matériaux fins intacts ou compactés ont des valeurs de cohésion c' et d'angle de frottement interne φ' rarement hors des limites suivantes : 5 à 30 kpa pour c' et 15° à 40° pour φ' , soit une fourchette de 25 kpa et de 25° . La nature des matériaux a une influence importante sur ces valeurs. On peut obtenir des caractéristiques qui sont toutes les deux soit très médiocres (exemple: $c' = 10$ kpa et $\varphi' = 20^\circ$), soit excellentes (exemple : $c' = 25$ kpa et $\varphi' = 35^\circ$). Il est à noter toutefois que l'estimation est bien moins précise que celle de φ' .

XI. ETUDES HYDROLOGIQUES

XI.1 Introduction

L'étude hydrologique du bassin versant (cf. articles *Modèles mathématiques en hydrauliques et en hydrologie* [C 180] dans ce traité et *Mesures et hydrologie de surface* [R 2 330] dans le traité Mesures et Contrôle) permet de définir les **apports moyens du cours d'eau**, exprimés en hm^3/an ou en m^3/s , et leurs **variations probable** à une échelle de temps saisonnière ou interannuelle.

Quel que soit le but de l'aménagement, il s'agit d'informations primordiales pour établir la faisabilité et déterminer le volume souhaitable du réservoir

. Ces données sont entachées d'une incertitude d'autant plus grande que la région du futur ouvrage est peu développée.

Par ailleurs, l'étude hydrologique fournit également le **volume et le débit maximal des crues très rares**, qu'il faut considérer pour tous les ouvrages, même ceux n'ayant en principe aucun rôle de protection contre les crues : on impose généralement que le barrage une fois construit soit en mesure de supporter une crue ayant une période de récurrence de 10 000 ans (cela surtout pour les barrages en remblai qui ne peuvent supporter une submersion sans risque de ruine).

Par extension, l'étude hydrologique comprend également les informations sur le **régime des transports solides de la rivière**, dus à l'érosion des sols du bassin versant ; on évalue ainsi la rapidité de comblement de la « tranche morte » du réservoir.

De nombreuses données peuvent être reprises des publications de Meteo Suisse (anciennement ISM), du Service hydrologique national rattaché à l'OFEG. Des données sont aussi publiées par les cantons.

- Conditions météorologiques et hydrologiques : Ces données sont prises en compte pour le projet et servent de référence pour la prolongation des séries de données en vue de vérifications ultérieures.

- ✓ Précipitations

- ✓ Régime d'écoulement

- ✓ Crues

- ✓ Transports solides

- ✓ Avalanches et chutes de glace

Pour évaluer l'existence d'un danger pour un ouvrage d'accumulation en cas d'avalanches et/ou de présence de glaciers, il est important de faire appel à des spécialistes.

En cas de menace, des mesures doivent être prises pour éviter tout débordement par dessus le couronnement consécutif à l'arrivée dans la retenue de masses importantes de neige ou de glaces. Ces dispositions peuvent consister en une revanche complémentaire ou une limitation temporaire du niveau du plan d'eau permettant d'encaisser les volumes en jeu. **(Carrere .Allain, 1978)**

XI.2 Objectifs

Elle à pour objectif d'étudier les conditions de remplissages de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un

certain nombre d'année de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

Recherche de données :

Avant d'engager l'étude hydrologique, il est indiqué de rassembler le maximum d'informations relatives à l'écoulement des eaux.

La démarche suivante peut être appliquée :

- ✓ Réunir les documents cartographiques sur le bassin versant, étudié (hydrographie, topographie, géologie, occupations de sols,...)
- ✓ Rechercher des stations de jaugeage sur le cours d'eau étudiée et sur les cours d'eau voisins et recueillir le donnée hydrométriques ;
- ✓ Rassembler les données pluviométriques et pluviographiques, même pour des stations assez éloignée, si elles permettent d'avoir de longues séries de données ;
- ✓ Procéder à une reconnaissance de terrain pour avoir des renseignements hydrauliques (capacité d'écoulement des cours d'eau, niveaux atteints par les crues, les débouchées des ouvrages d'art, etc...) ;
- Effectuer des enquêtes sur les plus fortes crues observées :
 - ✓ Interview des riverains sur le niveau sur le niveau des plus hautes eaux H_x ; cette enquête peut être effectuée en diverses sections et sur les deux rives pour éliminer les aberrations ou les exagérations ;
 - ✓ Relevé topographique de sections du cours d'eau et de la pente moyenne du thalweg et recherche d'une éventuelle section de contrôle bien localisée en aval, qui modifierait la pente de la ligne d'eau I par rapport à celle du fond ;
 - ✓ Observation du lit pour estimer le coefficient de rugosité K application d'une formule d'écoulement type Manning avec ces quatre données (H_x , S, I et K) ;
 - ✓ Examen des plus gros galets charriés par le cours d'eau pour estimer grossièrement les plus hautes valeurs de tirant d'eau H_x qui se sont produites par le passé, en s'inspirant de la notion de force tractrice limite :

$$H_x = 0,8 \times \frac{d}{I}$$

H_x = tirant d'eau maximum, en m

I = pente du thalweg au point considéré, en %

d= "diamètre" des galets, en dm

XI. 3 Méthode d'estimation de la crue

Choisir la valeur du débit de la crue dont on veut protéger un ouvrage c'est choisir la probabilité de fréquence de cette crue, cette fréquence dépend bien sur de l'importance de l'ouvrage envisagé et de risques que sa destruction fait courir. Exemple: les petits barrages à vocation humaine et pastorale dont la rupture ne risque pas d'entraîner de mort d'hommes en aval sont munis de déversoirs calculés pour écouler la crue décennale (une fois en 10ans). Un ouvrage plus important méritera une meilleure protection (crue centenaire, millénaire ou même avantage).

La question est donc d'abord de connaître la valeur du débit de la crue dont on a choisi la fréquence (plus exactement la durée de retour). Elle se pose différemment si on a des informations ou non relatives au débit des cours d'eaux que le barrage va retenir ; dans la négative il faudra faire une estimation basée sur l'analyse des pluies.

- **Cas de données hydrométriques suffisantes :**

Si l'on peut disposer d'observation hydrométriques de taille intéressante ($n > 10$ à 20) on peut procéder à l'estimation de la crue par les méthodes d'analyse fréquentielle.

- **Cas de données hydrométriques insuffisantes ou inexistantes :**

Si les données hydrométriques sont insuffisantes ou inexistantes, on peut soit avoir recours à des bassins voisins où ces données sont disponibles, soit utiliser les méthodes déterministes, en l'occurrence celles basées sur l'analyse de la fréquence de pluies.

La crue est une fonction :

- ✓ Du coefficient d'écoulement instantané
- ✓ Du temps de concentration du bassin versant
- ✓ De l'intensité de l'averse qui la provoque
- ✓ De la surface du bassin versant

Le coefficient d'écoulement instantané ou coefficient de ruissellement

C'est le rapport du volume ruisselé au volume précipité au moment de la crue. Ce coefficient semblable au coefficient d'écoulement a des valeurs beaucoup plus fortes que ce dernier ; lors d'une averse importante une grosse partie des eaux ruisselle, l'évaporation ne jouant que beaucoup plus tard.

Ce coefficient d'écoulement instantané dépend du climat mais aussi relief et de la perméabilité des sols. On le détermine par observations et comparaison avec des bassins voisins. A titre indicatif, ce coefficient aura des valeurs allant de 0,8 à 0,9

pour un bassin à forte pente et dont les sols sont très imperméables à 0,2 ou même 0,1 pour des pentes très douces et des sols très perméables.

Le temps concentration :

C'est le temps que met l'eau tombée au point hydrauliquement le plus éloigné pour arriver au point où l'on calcule la crue. Si une averse dure un temps supérieur ou égale à t_c , toute la surface du bassin versant contribue à la crue au point considéré.

On peut estimer ce temps t_c par l'une des formules :

- VENTURA PASSINI

$$T_c = \alpha \frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{P}}$$

T_c : en heures

S : surface du bassin versant en Km²

L : chemin hydraulique le plus long en Km

P : pente de parcours L en % est la pente moyenne

α : coefficient caractéristique du bassin qui se détermine par comparaison avec d'autres bassins voisins. Il est de l'ordre de 0,11 s'il y a plusieurs tronçons L_i de pente P_i on prendra :

$$\sqrt{P} = \frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{P_i}}}$$

N.B : T_c dépend principalement de la longueur de la pente, de la couverture végétale et de l'intensité du ruissellement

- GLANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$$

T_c : en heures

S : surface BV en Km²

L : longueur du thalweg en Km

H : dénivelé (en mètre) entre le point haut et le point bas du thalweg

- **U.S.B.R** propose de calculer le temps de concentration en admettant les vitesses d'écoulement suivantes :

Pente : 0 à 3% → 0,3 m/s < V < 0,45 m/s

Pente : 4 à 7% → 0,6 m/s < V < 0,9 m/s

▪ **U.S.B.R**

$$T_c = \left[\frac{0,87L^3}{H} \right]^{0,385}$$

T_c (minutes)

L (m)

H (m)

▪ **KIRPICH**

$$T_c = \frac{1}{52} \frac{L^{1,15}}{H^{0,38}}$$

T_c (heures)

L (Km)

H (m)

- Intensité de la pluie : les pluies enregistrées au pluviographe le plus proche peuvent être classées selon durée et selon hauteur d'eau précipitée. On classera d'abord selon la durée : pluie de 1 heure, 3heures, 6heures, 12 heures, 24 heures etc... (en réalité on prendra des intervalles de durée). On ne retient pour chaque année que la pluie maximale pour chaque durée celle qui a précipité la plus grande hauteur d'eau.

On opère ensuite avec les pluies d'une durée t donnée comme on a fait avec les débits de rivière :

- Un classement par ordre de hauteur précipité croissante
- Le calcul de la probabilité pour qu'une pluie soit inférieure à une valeur donnée : $\phi(x)$; pour qu'elle soit supérieur à cette valeur $P = 1 - \phi$, le calcul de la durée de retour $T = \frac{1}{P}$.
- Le report sur un graphique à probabilité de Gumbel ou de Fréchet de chaque hauteur de pluie annuelle retenue en fonction de la valeur ϕ qui lui correspond.
- Le calcul des coefficients $\alpha = \frac{1}{0,780\sigma}$ et $X_0 = \bar{X} - \frac{0,577}{\alpha}$

Avec : $\bar{X} = \frac{\sum X}{n}$ (Gumbel) ou $\bar{X} = \frac{\sum \log x}{n}$ (Fréchet)

$$\text{Et } \sigma = \sqrt{\frac{\sum(X-\bar{X})^2}{n-1}} \text{ (Gumbel) ou } \sqrt{\frac{\sum(\log X - \bar{X})^2}{n-1}} \text{ (Fréchet)}$$

- Le tracé de la droite $X = X_0 + \frac{Y}{\alpha}$ (ou $\log X = X_0 + \frac{Y}{\alpha}$)

On calcule ainsi la valeur de la hauteur de la pluie de durée t dont la durée de retour est égale à T que l'on a choisie. On fait subir le même traitement aux pluies de durées diverses. On a ainsi des valeurs de hauteurs de pluies d'une même probabilité mais correspondant à des durées différentes : ces hauteurs sont telles que l'intensité $i = \frac{h}{t}$ décroît lorsque la durée croît. En effet l'intensité d'une pluie diminue quand le temps augmente.

- **Maitrise des crues :**

La problématique de la crue de dimensionnement est un point particulièrement sensible du projet de barrage, en raison du caractère incertain et probabiliste des valeurs retenues. L'étude hydrologique doit être menée par des spécialistes (ingénieurs, hydrologues, météorologues).

Il faut relever que la problématique de la crue à maîtriser et de l'intégration des ouvrages annexes constitue un critère particulier du choix du type de barrage. Les barrages en béton peuvent supporter sans dommages excessifs un éventuel dépassement des débits de dimensionnement et donc un déversement au-dessus du couronnement pour autant que la stabilité soit assurée pendant et après le débordement, que les contraintes de traction et de compression restent admissibles et que les conditions au pied aval le permettent (par exemple, pas de risque d'affouillement). Par contre, un déversement au dessus du couronnement des barrages en remblai serait catastrophique et pourrait conduire à la ruine de l'ouvrage et des dégâts considérables à l'aval.

On peut considérer que les débits de crue à maîtriser dépendent :

- Des caractéristiques du bassin versant et de son hydrologie : afin de mieux connaître le comportement d'un bassin versant, il est utile de connaître ses caractéristiques topographiques, géologiques et pédologiques ; les conditions climatiques d'une région (pluviomètre, température de l'air), ainsi que les débits mesurés sur les cours d'eau fournissent une information essentielle pour conduire des études hydrologiques,

- De l'effet de laminage, qui dépend de la retenue (surface, revanche) et de organes d'évacuation des crues,
- Du type de barrage
- ✓ Barrage-poids et barrage à contrefort
- ✓ Barrage-voute
- ✓ Barrage en remblai

XII. LA RETENUE

On construit un barrage en vue de constituer une réserve qui puisse satisfaire les besoins.

Les problèmes suivants sont donc à considérer

- L'évaluation des besoins
- L'évaluation des diverses pertes d'eau –infiltrations – évaporation – perte par dépôts solides progressifs dans la cuvette.

En tenant compte de ces évaluations et aussi, bien sur, de considérations topographiques, géotechniques, géologiques, hydrologiques et économiques on doit alors chercher un site le plus proche possible des besoins à satisfaire et permettant de constituer le réserve suffisante. Un compromis est parfois nécessaire entre les conditions optimales relatives aux besoins et celles relatives au choix du site qui pour des raisons économiques ou techniques peuvent être divergentes. **(Compaore.M.L, 1996)**

XII.1 Moyens de lutte contre les infiltrations dans

Les cuvettes de petites dimensions :

- Si la couche superficielle de terre dans la retenue est un matériau dont la granulométrie est étendue et qui contient un minimum de 3 à 4% d'éléments fins inférieur à 50 microns (0,05 mm) on pourra scarifier le fond de la cuvette puis le compacter correctement (en apportant de l'eau généralement).
- Si les terres ne contiennent pas assez d'éléments fins ou si l'on veut recouvrir une zone sableuse ou latéritique par exemple on peut répondre et compacter une couche d'argile sur une épaisseur d'environ 50 cm. Le procédé est intéressant s'il existe une ballastière argileuse à proximité. L'inconvénient de cette méthode est qu'elle exige beaucoup de soin pour sa réalisation : une infiltration qui se manifesterait dans une

zone mal compactée entraînerait l'argile au travers du matériau perméable : on a donc intérêt lorsque c'est possible, à intercaler entre le sol perméable et l'argile un sol jouant le rôle de filtre retenant l'argile. D'autre part si la zone argileuse doit être mise à sec chaque année en fin de saison sèche, il y a des risques de fissuration de l'argile ainsi que d'érosion. Il faudra prévenir ce risque en recouvrant la couche d'un matériau sablonneux ou d'une protection de pierre reposant elle-même sur des graviers (couche de 20 cm environ)

▪ **D'autres procédés plus coûteux peuvent être envisagés :**

✓ Le "sol ciment" obtenu en incorporant à la terre faible proportion de ciment ou même de chaux. Cette technique est délicate : problème des essais préliminaires pour déterminer les quantités de stabilisants à utiliser, problème du mélange de la terre et du ciment.

✓ La bentonite qui est une argile spéciale (thixotropique) peut être utilisée de différentes manières :

- Après avoir assécher par labourage puis aplani la terre on y répand la bentonite (4 kg par m²) qu'on mélange par hersage sur une couche de 10 à 15 cm d'épaisseur. On compacte enfin : on peut obtenir une réduction des fuites de 85% environ.

- On peut également répandre sur le sol une couche uniforme de bentonite (4kg/m²) et recouvrir ensuite d'une couche protectrice de 10 à 15 cm de sable ou gravier. Cette méthode est plus efficace mais plus délicate que la première.

- Enfin, si la réserve d'eau ne peut être vidangée, on peut étancher une zone avérée perméable par saupoudrage à la surface d'un mélange de sable et de bentonite. Cette méthode est évidemment moins sûre.

✓ Un film en matière plastique de quelques dixièmes de mm peut utiliser de la manière suivante : la surface est aplani, les éléments anguleux enlevés, le tapis de plastique est alors posé et ancré au sommet des talus dans une tranchée qu'on remblaie ensuite. Le collage des bandes de plastique doit être réalisé par un spécialiste. Sur le plastique on répond une couche de protection de matériaux fins sur une épaisseur de 30 à 50 cm. Pour que le matériau tienne il faut des pentes inférieures à 2,5 pour 1. Attention ! la couche de protection devra être posée à la main sur 30 cm environ, les engins de terrassement risquent de déchirer le plastique

✓ Une émulsion de bitume peut être répandue depuis la surface de l'eau : elle est entraînée vers les fissures et les colmates. On utilise en général un tuyau qui descend le produit au fond et évite de souiller par trop la surface. On utilise en général 6kg de produit par m².

Le procédé est relativement économique mais salit l'eau.

✓ Des procédés plus coûteux consistant à couler sur place 5 à 10 cm de béton bitumineux étanche reposant sur un support en empierrement ou sur une couche de béton de ciment. (Compaore.M.L, 1996)

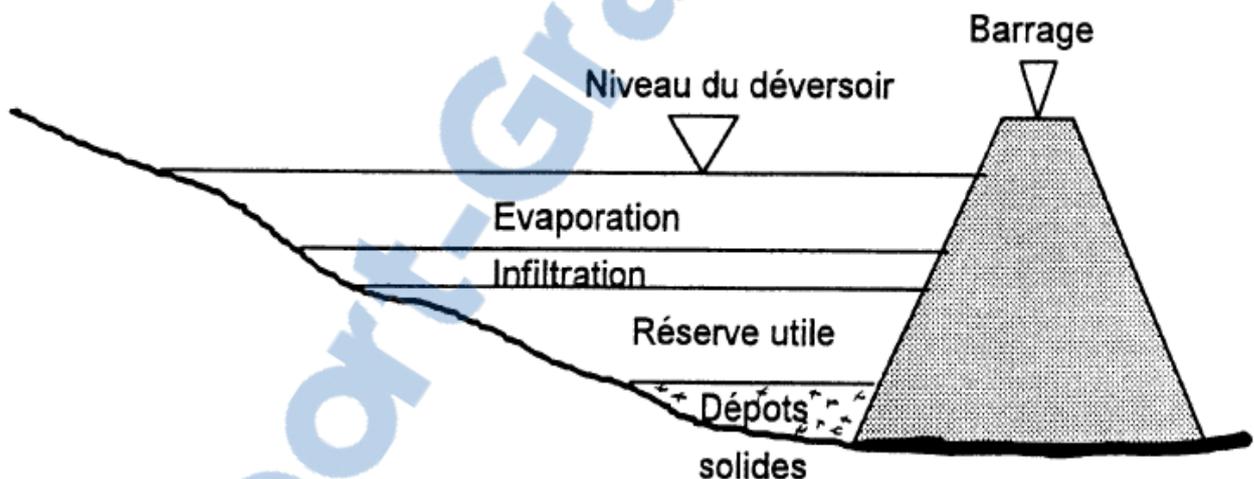


Figure I.9: Schéma de réparation des tranches d'eau dans la retenue (Compaore.M.L, 1996)

Conclusion

Pour les petits barrages, les campagnes de reconnaissance géotechnique sont menées généralement par deux à trois sondages effectués le long de l'axe de la digue, dépassant rarement les 10m de profondeurs et quelques puits à ciel ouvert pour la recherche des matériaux d'emprunt.

En effet, chaque site possède ses spécificités sur le plan géologique. Pour les fondations de ces ouvrages, l'insuffisance en plan et en profondeur des reconnaissances, dictées par des contraintes financières a souvent constitué l'origine des difficultés pour la conception et la réalisation de ces ouvrages.

I. INTRODUCTION

Les fondations d'un barrage comprennent le terrain et les talus supportant l'ouvrage (les rives). Qu'il s'agisse d'un ouvrage existant, en projet ou en construction, on évalue les fondations selon les trois critères qu'elles doivent fournir :

- la stabilité,
- une rigidité suffisante pour limiter les déformations une fois les charges en place,
- une maîtrise des infiltrations d'un point de vue débit (avec une étanchéité naturelle ou non) et sous-pressions (avec des zones de drains et de filtres), **(G.Degoutte, 1997)**.

La fonction d'un barrage est de constituer une réserve d'eau, il est donc évident que ces ouvrages doivent être et demeurer étanches. L'apparition de fuites dans un barrage peut avoir des conséquences néfastes à plusieurs titres : augmentation des pressions interstitielles et détérioration des conditions de stabilité, érosion interne pouvant aboutir à la rupture. **(M.A.Bertal et O.Benyahiya, 2012)**.

Les fondations peuvent être classées en deux groupes :

- Les fondations rocheuses, c'est-à-dire un substratum rocheux non altéré. Ces fondations sont considérées comme les plus portantes,
- Les fondations meubles qui incluent les dépôts transportés (dépôts fluviaux, éoliens et volcaniques, alluvions, colluvions, éluvions) et la partie la plus altérée du rocher.

Les conditions défavorables pour les fondations sont nombreuses : terrains de faible résistance, joints ou lits rocheux à pendage problématique, terrains fracturés, cisailés, dépôts alluvionnaires hétérogènes et très perméables, failles, karsts, évaporites solubles... Il arrive même que des interventions, souvent très chères, soient nécessaires après la mise en service de l'ouvrage lorsque les fondations ont été mal investiguées ou que leurs caractéristiques ont été surestimées.

En pratique, pour que les fondations puissent remplir leurs fonctions de résistance aux sollicitations mécaniques et aux flux hydrauliques, elles subissent un traitement qui va améliorer le comportement des terrains. Il a pour but de consolider, étancher

et permettre le drainage. Si la fondation pose un problème de stabilité on peut purger les premiers mètres de sol ou élargir l'assise du remblai. D'une manière générale, les barrages peuvent être construits avec succès même sur des fondations difficiles, du moment que les traitements effectués pour satisfaire les exigences de stabilité, déformation et étanchéité sont adéquats. **(G.Degoutte, 1997)**.

Le traitement des fondations est nécessaire pour :

- améliorer l'étanchéité de la fondation sur la partie amont du barrage,
- améliorer le drainage de la fondation sur la partie aval du barrage,

Pour ce faire, les travaux consistent à :

- réaliser un rideau d'injection depuis le pied amont, après la construction d'une plinthe facilitant à la fois les travaux de forage et la mise en place de l'étanchéité,
- réaliser un rideau de drainage depuis le pied aval visant à rabattre les sous pressions le plus proche possible de l'amont, ainsi qu'en profondeur (dans le cas où des horizons plus perméables étaient rencontrés). **(L.Deroo et O. Lapeyre)**.

Pour les petits barrages poids, les gradients hydrauliques en fondation (et dans le corps de l'ouvrage) sont aussi élevés que pour les grands barrages. L'étanchéité des fondations doit donc, contrairement à une idée trop répandue, faire l'objet d'une vigilance aussi importante. Le niveau d'assise du barrage est le rocher sain qui est le plus souvent fracturé. Un traitement de la fondation par injections s'impose donc dans la plupart des cas, y compris pour les petits barrages. Cependant, par souci d'économie, on cherche à réaliser les injections en une seule intervention. Si le barrage est équipé d'une galerie, les injections sont faites en forages depuis cette galerie. Les dimensions de la galerie et de ses accès doivent donc permettre le passage des machines de forages (qui, il est vrai, sont maintenant peu encombrantes). À titre indicatif, on peut retenir une dimension minimale de 2,0 mètres de largeur et 2,5 mètres de hauteur. Lorsque le barrage n'est pas équipé de galerie - ce qui est le plus souvent le cas pour les petits barrages - les forages d'injection sont réalisés depuis le pied amont. Le cas échéant, pour les barrages d'une certaine importance ou pour des fondations médiocres, le voile d'injections est engagé entre deux lignes d'injections peu profondes réalisées à l'ouverture des fouilles, ce qui exige alors deux phases distinctes d'injection.

Il convient de s'assurer que la zone du voile d'injection reste toujours comprimée pour toutes les combinaisons de charge. Dans les premiers mètres de profondeur, la pression d'injection doit être limitée (ne pas dépasser 0,5 MPa) afin d'éviter de claquer le rocher et de soulever le barrage. L'adoption de coulis plus pénétrants permet d'obtenir un traitement aussi efficace tout en limitant la pression d'injection **(G. Degoutte, 1997)**.

II. TRAITEMENT DES FONDATIONS

II.1. Problématique

Les problèmes potentiels sont de trois ordres : déformabilité, résistance, étanchéité. Si le sol est trop déformable, les tassements sous le poids de l'ouvrage et ensuite les mouvements sous la poussée horizontale seront difficilement supportés par la structure monolithique d'un barrage (Exp : barrage poids), même équipé de joints, d'où un risque de fissure anarchiques ; cela exclut pratiquement les fondations non rocheuses, voire même les roches faibles (craies, marnes), sauf cas d'ouvrages modestes. De même, une forte inclinaison des poussées n'est pas acceptable par des fondations non rocheuses ; lorsqu'on ne peut pas faire autrement (barrages en rivière sur dépôts sableux, par exemple), il est nécessaire de dimensionner très largement le barrage en vue de réduire les inclinaisons des forces et, par ailleurs, de renforcer le massif d'appui par des caissonnements de parois moulées ou palplanches. **(A.Carrère, 1978)**.

II.2. La sous pression en fondation

Il est toujours nécessaire de maîtriser les sous-pressions dans la fondation afin d'en contrôler la stabilité ; cela conduit, la plupart du temps, à installer un drainage de la fondation à l'aval (surtout dans le cas des fondations meubles) ; le tapis drainant du remblai, déjà mentionné, joue ce rôle ; il est parfois complété par des puits de décharge forés au pied aval du remblai. Il faut souvent, pour éviter la saturation du drainage et limiter les fuites, étancher la fondation, et en particulier y neutraliser les cheminements préférentiels d'eau qui pourraient entrer en contact avec le remblai ; cela est réalisé en général de deux manières qui se complètent :

- à proximité des organes sensibles du remblai (noyau, filtres proches) par un traitement superficiel : obturation des vides et fissures par du mortier, puis injections systématiques en dessous,
- création d'une coupure étanche dont le sommet doit, bien entendu, être raccordé au noyau : il s'agit soit de voiles d'injection (souvent à plusieurs lignes), soit encore de parois moulées, réalisées en béton plastique pour s'accommoder des mouvements consécutifs à la construction du remblai.

Une variante consiste à placer un « tapis » étanche sur le fond de la retenue, jusqu'à une certaine distance qui dépend de la perméabilité de la fondation ; ce tapis doit bien entendu être raccordé au noyau du barrage. **(A.Carrère, 1978).**

II. 2.1. Répartition de la sous pression

La répartition de la sous pression sous la fondation dépend du gradient de la percolation souterraine, et ce gradient dépend des conditions de perméabilités, plusieurs cas typiques peuvent être mis en évidence.

(M.A.Bertal et O.Benyahiya, 2012).

II. 2.2. Coefficient de sous pression λ

Un Coefficient de sous pression $\lambda=1.0$ et une répartition triangulaire signifie que toute la sous pression est active sous la fondation et que la répartition de la perméabilité est homogène sur toute la largeur de la fondation. Le coefficient λ dépendait de la qualité du rocher par injection. Les valeurs les plus souvent admises sont :
(M.A.Bertal.M.A et O.Benyahiya, 2012)

- $\lambda = 0.75$ à 0.80 rocher sain et bien injecté,
- $\lambda = 0.75$ à 1.0 rocher de qualité moyenne, mais bien injecté,
- $\lambda = 1.0$ en cas de doute.

II.3. L'étanchéité en fondation

On peut considérer les trois cas suivants pour les barrages de type 1 et 2 (homogènes et zonés) :

- Cas d'une fondation constituée de matériaux peu perméables : il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compactés afin de tenir

compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéités éventuelles. Les dimensions de cette clé sont :

- Largeur minimale à la base de 3 mètres (largeur des engins),
 - Pentés de l'ordre de 1/1,
 - Profondeur de plusieurs mètres avec un minimum de 2 mètres par rapport au terrain naturel.
- Cas d'une fondation où la présence de couches perméables n'a été mise en évidence que jusqu'à une profondeur de quelques mètres : la clé d'étanchéité doit les barrer et être ancrée dans le niveau étanche ; si ce dernier est le rocher sain, après son nettoyage et une régularisation éventuelle de sa surface, la mise en place d'une première couche d'épaisseur décimétrique constituée d'argile humide (OPN + 2 ou 3) permet d'assurer un bon contact ; il peut être nécessaire d'interposer un filtre entre la face aval de la clé et les matériaux perméables de la fondation.
 - cas d'une fondation perméable jusqu'à une profondeur importante : les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés, les produits d'injection étant adaptés au matériau traité (coulis bentonite-ciment, coulis spéciaux) ; la coupure comporte le plus souvent trois lignes de forages en quinconce ; comme l'injection ne peut être efficace en surface, soit on recoupe les premiers mètres injectés par une clé d'étanchéité, soit on traite à partir d'une certaine hauteur de remblai.

L'autre technique d'étanchéité est la paroi moulée en coulis auto-durcis sable bentonite ciment ou en béton plastique ; cette solution est assez classique dans les terrains meubles; elle est aussi possible dans les fondations rocheuses selon la technique, plus coûteuse, de l'hydrofraise. Elle peut entraîner des désordres si des déplacements importants se produisent, par exemple le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble (risque aussi d'un frottement latéral excessif) ; si elle est située au pied amont du remblai, la paroi peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure. En ce qui concerne les barrages de type 3 (étanchés), la liaison entre l'étanchéité du remblai et celle de la fondation est délicate, sauf dans le cas où une paroi moulée assure depuis la crête

toute l'étanchéité. Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'une géomembrane ou d'un tapis en matériaux argileux compactés (au minimum deux couches d'épaisseur de 0,20 mètre chacune), ces derniers étant à protéger contre tout risque de dessiccation. Ces techniques conduiront nécessairement à un prix élevé du m³ d'eau stockée.

En ce qui concerne le support il faut :

- respecter les conditions de filtres dans le cas du tapis amont,
- éliminer les aspérités susceptibles de perforer la géomembrane,
- éviter tout risque de sous-pression, notamment gazeuse, sous la géomembrane. **(A.Malfi et A.Kolli, 2012).**

II. 3.1. Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, qui doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable.

Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique. **(B.Messaid, 2009).**

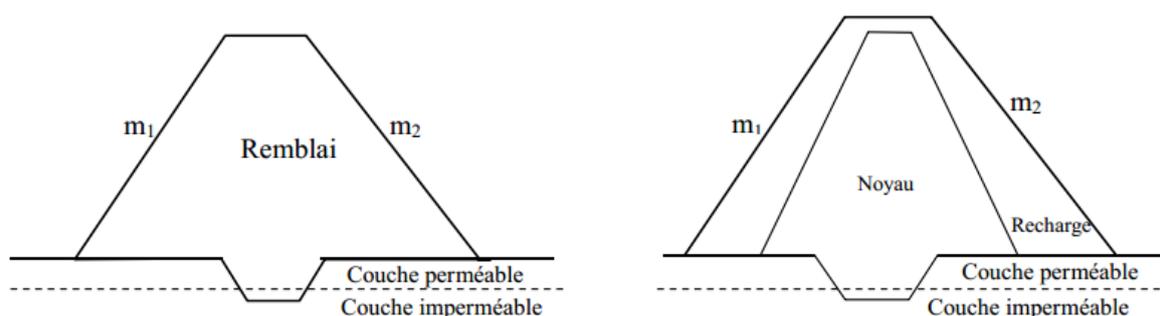


Figure II.1 : Clé d'étanchéité réalisée dans les fondations de barrage en terre

(B.Messaid, 2009).

II.3.2. Paroi moulée

Cette solution est assez classique dans les terrains meubles; elle est aussi possible dans les fondations rocheuses selon la technique, plus coûteuse, de hydro fraise. Elle peut entraîner des désordres si des déplacements importants se produisent, par

exemple le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la nidation meuble (risque aussi d'un frottement latéral excessif) ; si elle est située au pied amont du remblai, la paroi peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure. **(B.Messaid, 2009).**

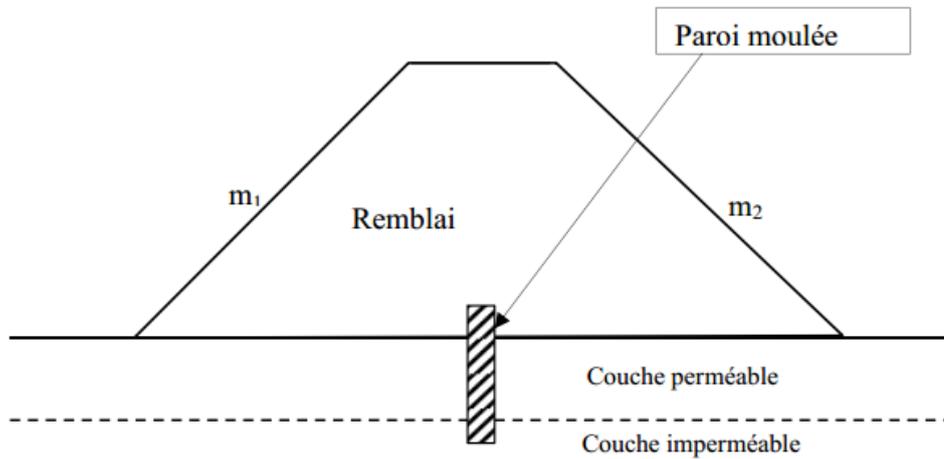


Figure II.2.: Barrage à paroi moulée

(B.Messaid, 2009).

II.3.3. Tapis d'étanchéité amont

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du arrange, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'une géomembrane ou d'un tapis en matériaux argileux compacts (au minimum deux couches épaisseur de 0,20 mètre chacune), ces derniers étant à protéger contre tout risque de dessiccation. Ces techniques conduiront nécessairement à un prix du m³ d'eau stockée.

En ce qui concerne le support il faut :

- respecter les conditions de filtres dans le cas du tapis amont,
- éliminer les aspérités susceptibles de perforer la géomembrane,
- éviter tout risque de sous-pression, notamment gazeuse, sous la géomembrane.

(A.Malfi et A.Kolli, 2012)

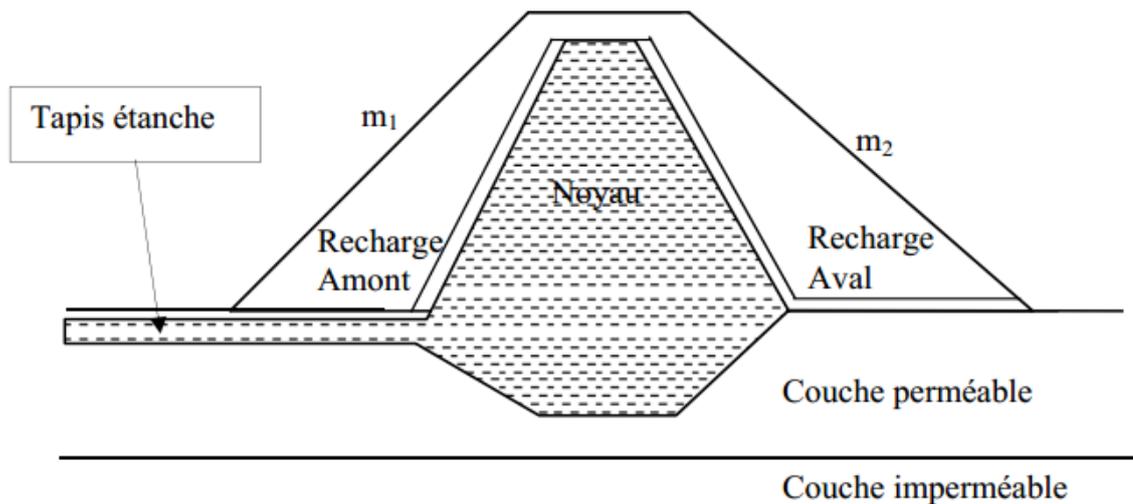


Figure II.3: Barrage avec tapis amont

(A.Malfi et A.Kolli, 2012)

II. 3.4. Etanchéité du massif

Le problème de l'étanchéité du massif se pose chaque fois que le calcul des infiltrations superstructure indique des pertes inadmissibles. Ces pertes peuvent soit entraîner la ruine de l'ouvrage par formation de renard, soit encore, sans nuire à sa sécurité, être gênantes pour exploitation du barrage.

III. TRAITEMENT DES FONDATIONS PAR INJECTION DES COULIS DE CIMENT

III.1 Introduction

L'injection est définie par **(D.Gouvenot et all, 1997)**, est un procédé permettant d'étancher des vides au moyen de produits liquides qui se solidifient dans le temps. Cette technique permet de modifier certaines caractéristiques du sol, et notamment sa perméabilité sans nécessiter une substitution de matériaux, la forme des écrans injectés est liée à la géométrie des forages.

Les vides doivent remplis avec un produit liquide qui se solidifie plus ou moins avec le temps. Le liquide ou coulis est envoyé sous pression dans des forages qui traversent les vides à injecter.

Des produits et des méthodes d'injection sont utilisés depuis plusieurs siècles. Que ce soit pour étancher ou pour consolider des structures, des milieux rocheux fissurés ou des milieux poreux, on cherche à remplir les vides à l'aide d'un produit liquide se solidifiant dans le temps. Selon le type de milieu à traiter et l'objectif à atteindre, la formulation de ces produits et leur mode d'injection sont différents.

L'application des injections, il Ya quelques années était limitée aux terrains très perméables (gravier et sables) ou aux roches fracturées.

- Améliorer les caractéristiques mécaniques des sols fins ou grenus,
- Consolider,
- L'étanchement des sols,
- La réfection des ouvrages,
- Contrôler la percolation,
- Confiner et empêcher l'érosion des matériaux meubles contenus dans les fissures et joints,
- Réduire la pression interstitielle à l'aval du rideau.

Le matériel d'injection normalement utilisé consistait en un mélange eau-ciment, éventuellement stabilisé avec de l'argile ou de la bentonite (**M.A.Bertal, O.Benyahiya, 2012**).

III. 2. Objectifs du traitement des fondations

Le traitement au quel le terrain est soumis à deux objectifs indépendants ou non, mécanique et hydraulique :

- **Mécaniquement** : il s'agit d'améliorer globalement les propriétés de déformabilité et de résistance, que ce soit en terrains meubles ou en terrain rocheux, avec, pour ces derniers, une action sur les cavités, les fissures et les points de discontinuité ;
- **Hydrauliquement** : les buts recherchés sont :
 - une réduction, voire une suppression des débits d'infiltration à travers des massifs,
 - une réduction des vitesses de percolation et donc des risques d'érosion des parties fines ou solubles du sol,
 - une protection à l'égard d'agents polluants ou agressifs éventuellement infiltrés.(**A.Moulay Elboudkhili**)

III. 3. Influence du traitement des fondations de barrage

Quel que soit la nature du terrain des fondations d'un barrage poids, il existe toujours des percolations de l'eau au-dessous des fondations qui influent négativement sur la stabilité du corps du barrage. Les sous-pressions sont le résultat de ces percolations,

c'est pour cela il faut penser à des solutions afin d'évacuer cet eau pour diminuer l'influence sur le barrage. Le traitement des fondations par injection ou drainage est une solution incontournable pour stabiliser un barrage poids. **(A.Moulay Elboudkhili)**

III.4. Utilité des injections dans les barrages

La fonction d'un barrage est de constituer une réserve d'eau, il est donc évident que ces ouvrages doivent être et demeurer étanches. L'application de fuite dans un barrage peut avoir des conséquences néfastes à plusieurs titres : augmentation des pressions interstitielles et détérioration des conditions de stabilité, érosion interne pouvant aboutir à la rupture.

De nombreuses techniques existantes aujourd'hui, elles sont choisies en fonction de nombreux paramètres liés à l'ouvrage lui-même, mais aussi à la géologie du site et à la géométrie des vides à traiter. De nombreux exemples illustrent ces méthodes **(D. Gouvenot et all, 1997)**.

Ce traitement nécessite de combler les vides sous les maçonneries et de réduire la perméabilité du sol au droit des ouvrages hydrauliques.

Ainsi, l'injection, qui consiste à faire pénétrer dans le sol un coulis durcissant avec le temps, est apparue comme le moyen de traitement le plus adapté. Toutefois la différence de nature des volumes à traiter (maçonnerie ou sol) et la variété des objectifs (comblement de vides, étanchement et reconsolidation) ont rendu difficile le choix d'une méthode d'exécution.

- la régénération des maçonneries par remplissage de vides relativement importants est obtenue au moyen d'une injection de fissure sans déplacement des terrains. Elle vise à réduire la perméabilité et à accroître la résistance de la masse traitée. Elle se fait en une seule passe d'injection et utilise des coulis de ciment stabilisés moyennement fluides. Ces coulis doivent avoir une résistance mécanique suffisante pour reconstituer une véritable liaison entre les pierres et leur décantation doit être faible.
- l'injection derrière les maçonneries pour combler des vides centimétriques entre maçonnerie et terrain encaissant (injection de contact ou de collage) vise aussi à réduire la perméabilité. Le déplacement des terrains doit être évité à cause des risques pour la maçonnerie. L'injection se fait en une passe et on utilisera ici des

coulis peu fluides. La stabilité et la résistance ne sont pas des paramètres déterminants.

- pour le traitement du terrain on cherche en priorité à colmater les conduits d'écoulement et accessoirement à reconsolider les sols décomprimés. L'injection solide, après claquage local le cas échéant, permet de traiter des volumes significatifs de sol. Elle s'accompagne de déplacement des terrains. On utilisera des coulis très fluides, avec des pressions d'injection élevées. En outre l'injection devra être faite par horizons successifs.

L'espacement entre les forages dépend du milieu à injecter (sol meuble, rocher, ouvrages, cavités).

La méthode d'injection a comporté deux phases :

$$^5 R = \sqrt{\frac{V}{nL\eta}} \text{ ou}$$

V : Le volume de coulis injecté par passe,

n : La porosité du terrain,

L : L'épaisseur de la tranche injectée ou longueur de passe .

- La première phase, réalisée après chaque série de 2 ou 3 forages, consistait en un remplissage par gravité des forages au moyen d'un premier coulis (coulis de gaine). Ce remplissage était suivi par la mise en place d'un tube à manchettes et complété le lendemain pour compenser les volumes de coulis absorbés par la maçonnerie ou le terrain.
- La deuxième phase correspondait à l'injection sous pression. Elle est réalisée généralement 24 heures après la fin du remplissage; elle est faite à différentes profondeurs au moyen du tube à manchettes, en commençant par le fond.

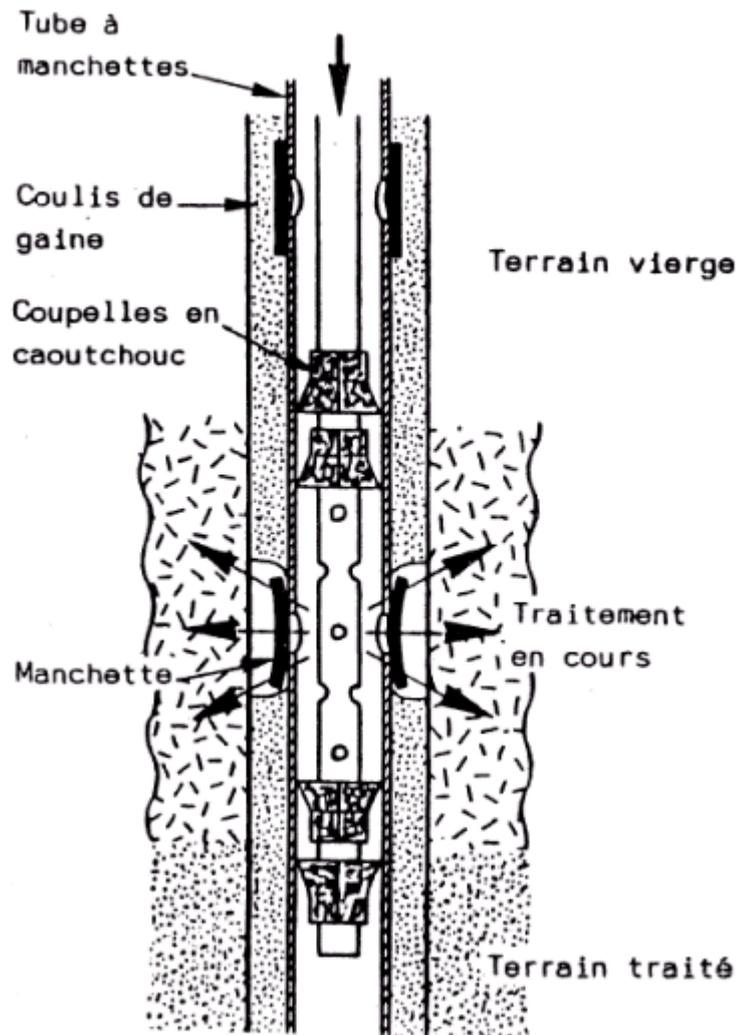


Figure II.4 : Principe de l'injection au moyen d'un tube à manchette

(M.Citeaue et V.Zumbo, 2007)

III.4.1 Les coulis

Les coulis utilisés sont des suspensions constituées d'un mélange de ciment dans l'eau. Elles présentent un rapport pondéral ciment sur eau C/E pris égal à 1.5 pour le coulis de gaine et égal à 1.15 pour le coulis d'injection sous pression.

On a utilisé un ciment CPJ 32.5 et les coulis ont été préparés avec 3% de bentonite afin d'améliorer leur stabilité.

Tableau III.1 Caractéristiques des coulis (M.Citeau et V.Zumbo, 2007)

Caractéristiques obtenues	Coulis de graine	Coulis d'injection
Densité	1,67	1 ,63
Cône de Marsh (diamètre12mm)	9s	8 s
Résistance à la compression	18 à 23 MPa	18 MPa

Bien que très fluide, le coulis a présenté des caractéristiques mécaniques satisfaisantes. **(Marc Citeau, Jean Pierre Rajot Lrpc D'autun).**

III. 5. Rideau d'injection, plinthe

Les injections seront réalisées depuis l'amont. La profondeur moyenne des injections est d'environ 15 m dans le massif granitique sur l'ensemble de l'ouvrage.

Le voile se compose d'une unique ligne avec des injections primaires et secondaires. L'espacement entre forages successifs est de 2 m. Si les injections secondaires sont arrêtées sur le critère « Volume », alors des forages tertiaires, puis éventuellement quaternaires, sont réalisés et injectés.

Le nombre d'injections sera ainsi adapté lors du chantier selon les analyses des premiers résultats (lithologie du forage, volume et pression d'injection). **(L.Deroo, O.Lapeyre).**

La réalisation des forages d'injection est rendue difficile par l'inclinaison retenue ici. Une attention particulière est à apporter afin de ne pas endommager le parement amont du barrage. A cet effet, une plinthe en béton armé est construite, elle permettra également d'assurer la jonction entre les injections et la géo-membrane mise en œuvre sur le parement du barrage. Cette plinthe sera ancrée dans la maçonnerie du parement, l'effort vertical à reprendre étant de l'ordre de 50 kN/ml. Les dimensions courantes de la plinthe sont de 1,0 m (l) x 1,5 m (h).

Afin de faciliter la conception du voile de drainage de la fondation, et d'augmenter l'efficacité du voile d'injection en lui faisant traverser la bêche amont du barrage, la position de la plinthe et du voile d'injection est plus basse que le toit des sédiments présumé. **(L.Deroo, O.Lapeyre)**

III.6. Caractéristiques du procédé d'injection

III.6.1. Pression d'injection

La pression d'injection doit permettre l'ouvrage des fissures et l'introduction du coulis, surtout celle des coulis instable, elle a donc une influence directe sur la qualité du résultat, citer par **(M. J. P. Stucky, 1975)**.

Il faut relever l'existence d'une procédure classique appliquée depuis fort longtemps qui appelle à des règles très simples. Elles consistent à définir la limite de pression d'injection simplement en fonction de la profondeur sous la surface. Toutefois, il ne faut pas prendre de vue que non seulement le type de rocher et ses caractéristiques géologiques, mais également le type de coulis à injecter entrent en ligne de compte. On a introduit une pression dite « de refus » au-delà de laquelle le massif rocheux ne devrait absorber aucun volume additionnel de coulis.

(A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 1969).

En fait l'expérience enseigne que dans le domaine usuel du génie civil, l'injection peut toujours être poursuivie et les volumes absorbés augmentés, encore que de plus en plus lentement, pourvu qu'une pression suffisante soit appliquée. C'est tout au plus la pompe qui refuse d'aller au-delà d'une certaine pression ; non le massif rocheux. Cette notion de refus pourrait être simplement curieuse si elle n'était l'invitation pour nombre de personnes à définir d'une façon arbitraire le critère d'arrêt de l'injection en augmentant pas la pression au-delà de cette « limite ». Encore qu'injustifiée, cette vue de l'esprit a fait couler beaucoup d'encre sans que l'on n'ait jamais constaté aucun refus de la part du papier à l'absorber. **(G. Lombardi, 1998)**.

En revanche, il faut faire attention de ne pas soulever le terrain ou les ouvrages, parce que : **(M.J.P Stucky., 1975)**.

- Risque de fuites par les fissures du terrain, jusqu'à des distances de 50m à 100m ;
- Risque de soulèvement du terrain ;
- Risque de soulèvement des ouvrages.

On applique en générales la règle suivante :

Tableau II.2 : Pression d'injection par rapport à la profondeur (M.J.P stucky, 1975)

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

etc, sans dépasser 40 à 50 Kg/cm²

Dans les terrains délicats, sera plus prudent. Au besoin, il fera des essais préalables, avec mesures de nivellement de précision à la surface du terrain.

III.6.2 Nombre de ligne d'injection

Le voile d'étanchéité profond est constitué d'une ou plusieurs lignes d'injection. Le voile est double ou triple lorsque le terrain n'admet pas une forte pression et que le rayon d'action des forages risque d'être petit. Les forages sont alors disposés en quinconce. En règle générale, une seule ligne d'injection est suffisante pour les barrages en béton, quant au voile d'étanchéité sous un barrage en remblai, il comporte en général plusieurs lignes. Dans le cas d'un barrage avec noyau, il est exécuté soit avant la mise en place des remblais, éventuellement à partir d'une pâque en béton. Si le barrage comporte un masque amont, les injections peuvent être exécutées depuis une galerie située au pied amont **(A.J Scheleiss et H.Pougatsch, 1969)**

En pratique, le patron minimum adopté aura généralement des trous primaires de part et d'autre du rideau d'étanchéité, espacés de 6m et ayant une profondeur de 8m. Le nombre de rangées des trous varie avec la charge d'eau.

Tableau II.3 : Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau**(A.J Scheleiss et H.Pougatsch, 1969)**

Charge d'eau (m)	Nombre de rangée d'injection
0 à 25	0
25 à 60	2
60 et plus	Zone de contact du noyau à l'intérieur des limites, des trous de 8m de profondeur et espacés de 6m.

Lorsque la charge d'eau supérieure à 60 m, le nombre de rangées doit être suffisant pour couvrir toute la surface du noyau incluant un dépassement possible sous la limite amont du filtre aval. Les trous seront en général verticaux. Localement, des trous inclinés pourront être requis pour recouper certains joints d'orientation particulière **(M.A.Bertal et O.Benyahia, 2012)**.

Profondeur du voile d'injection :

La profondeur et la géométrie du voile d'injection dépendent de la géologie et de la hauteur du barrage. Sa profondeur doit être suffisante pour minimiser les percolations et contribuer à la réduction des sous pressions. On peut descendre le rideau jusque dans une zone où la perméabilité est moindre que celle de la zone injectée. Généralement, la hauteur du voile atteint 35 à 100% de la hauteur de barrage, avec une profondeur maximum de 50m.

(A.J schleisset H.pougatsch, 2011).

En relation avec la hauteur H du barrage, l'USBR propose une profondeur du voile d'injection égale à :

$$H_{\text{voile}} = 1/3 h + C \quad \text{avec } C = 8 \text{ à } 25\text{m}$$

IV. ETANCHEITE DES FONDATIONS DES BARRAGES EN TERRE

On peut considérer les trois cas suivants pour les barrages de types homogènes et zonés:

- Cas d'une fondation constituée de matériaux peu perméables: il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compactes afin de tenir compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéités éventuelles.

- Cas d'une fondation ou la présence de couches perméables n'a été mise en évidence que jusqu'à une profondeur de quelques mètres: la clé d'étanchéité doit les barrer et être ancrée dans le niveau étanche ; si ce dernier est le rocher sain, après son nettoyage et une régularisation éventuelle de sa surface, mise en place d'une première couche d'épaisseur décimétrique constituée d'argile humide permet d'assurer un bon contact ; il peut être nécessaire d'interposer un filtre entre la face aval de la clé et les matériaux perméables de la fondation.
- Cas d'une fondation perméable jusqu'à une profondeur importante : les injections sont utilisables aussi bien dans le cas de fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés, les produits d'injection étant adaptés au matériau traité (coulis bentonite-ciment, coulis spéciaux) ; la coupure comporte le plus souvent trois lignes de forages (**A.Malfi ; A Kolli, 2012**).

V. LES DRAINS

V. 1. Introduction

Il est toujours nécessaire de maîtriser les sous-pressions dans la fondation afin d'en contrôler la stabilité : cela conduit, la plupart du temps, à installer un drainage de la fondation à l'aval (surtout dans le cas des fondations meubles) ; le tapis drainant du remblai, déjà mentionné, joue ce rôle ; il est parfois complété par des puits de décharge forés au pied aval du remblai.

Il faut souvent, pour éviter la saturation du drainage et limiter les fuites, étancher la fondation, et en particulier Y neutraliser les cheminements préférentiels d'eau qui pourraient entrer en contact avec le remblai ; cela est réalisé en général de deux manières qui se complètent :

- A proximité des organes sensibles du remblai (noyau, filtres proches) par un traitement superficiel : obturation des vides et fissures par du mortier, puis injections systématiques en dessous ;
- Création d'une coupure étanche dont le sommet doit, bien entendu, être raccordé au noyau : il s'agit soit de voile d'injection (souvent à plusieurs lignes), soit encore de parois moulées, réalisées en béton plastique pour s'accommoder des mouvements consécutifs à la construction du remblai.

Une variante consiste à placer un « tapis » étanche sur le fond de la retenue, jusqu'à une certaine distance qui dépend de la perméabilité de la fondation ; ce tapis doit bien entendu être raccordé au noyau du barrage.

V. 2. Définition

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est généralement constitué de graviers et d'enrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions. Il est admis que la présence de drain dans les barrages en terre est indispensable pour leur stabilité. Parfois le drain classique est remplacé par des tuyaux poreux ou perforés en matière

On utilise également de plus en plus des géotextiles pour assurer le drainage des petits barrages. **(B.Messaid, 2009).**

V. 3. Rôle des drains

Les drains dans les barrages en terre ont une multitude de fonctions très importantes.

- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.
- Abaisser la ligne de saturation, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.
- La présence du drain permet d'activer la consolidation du remblai. **(Comité Internationale Des Grands Barrages)**

V.4. Différents types de drainages et leur dimensionnement

On rencontre plusieurs types de drainages qui diffèrent les uns des autres par leur formes constructives, leur emplacement dans le barrage et le rôle pour lequel ils ont été prévus. i) Prisme de drainage : Il est prévu lorsqu'il y a une présence d'eau à l'aval du barrage avec une variation du niveau, mais il nécessite pour sa construction un volume d'enrochement important ce qui rend son choix fonction de la disponibilité à proximité du site de l'ouvrage de zones d'emprunts où les enrochements sont

disponibles en quantité suffisante et qualité acceptable. (**Comité Internationale Des Grands Barrages**)

V.5. Les forages drainants

Sont généralement implantés à l'aval d'un voile d'injection. Ils peuvent être verticaux ou inclinés en fonction de la structure géologique. Parfois, ils répartissent le long de la section transversale du barrage. Les forages drainants sont exécutés à partir de la galerie de pied du barrage une fois les travaux d'injection achevés. Leurs parois sont «libres », toutefois selon le tenu du rocher, ils peuvent être équipés d'un tube partiellement ou totalement perforé. Il n'est pas rare qu'au fil du temps, ces forages drainants soient obturés par des dépôts de calcite. Il devient alors nécessaire soit de les renforcer, soit d'en forer des nouveaux.

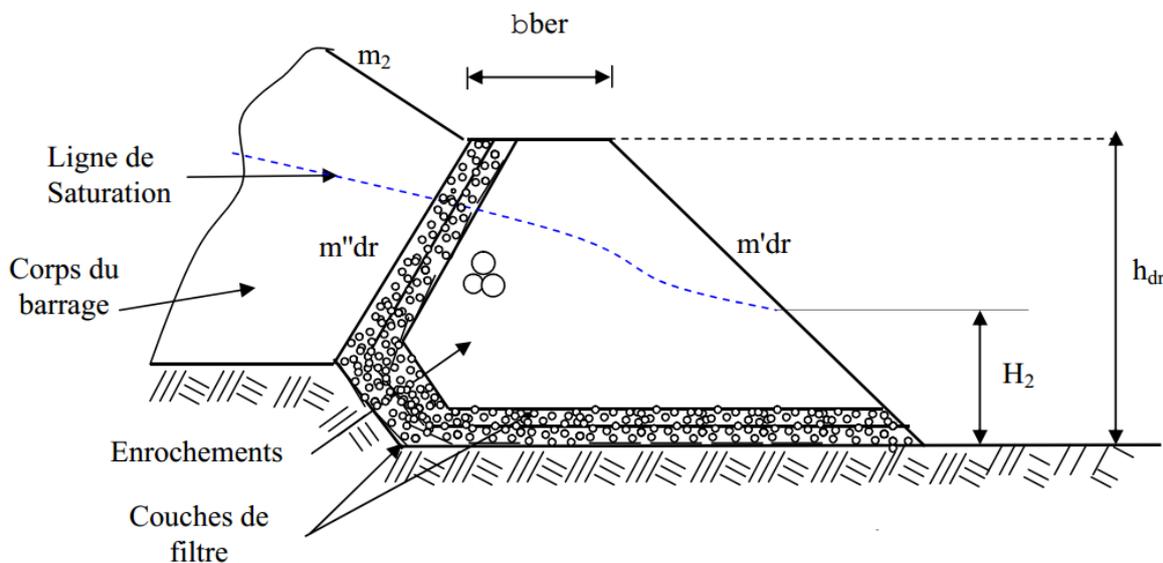


Figure II.5: Prisme de drainage aval (S.M.Cherif et M.C.Bouhassane, 2013)

Dans la figure, les différentes dimensions sont illustrées à dessous :

b_{ber} : largeur de la berme

h_{dr} : hauteur du prisme de drainage

$m'dr$ et $m''dr$: pente des talus aval et amont du prisme de drainage

m_2 : pente du talus aval du barrage

h_2 : hauteur d'eau à l'aval du barrage

$b_{dr} \geq 3.00$ mètres

Pour les petits barrages cette largeur peut être plus petite pour des raisons économiques

$b_{ber} = 0,50$ à $2,00$ Mètre

- La hauteur du prisme de drainage h_{dr} est fixée si le niveau d'eau à l'aval est connu avec précision.

$h_{dr} = H/2 + (0.50 \text{ à } 1.00 \text{ mètre})$.

Dans le cas où la présence de l'eau à l'aval est peu probable, nous pouvons fixer la hauteur du prisme de drainage selon l'expression suivante :

$h_{dr} = (0.15 \text{ à } 0.18) H$

Avec.

H = Hauteur totale du barrage

- la pente du talus aval : La pente aval du prisme de drainage est fonction des caractéristiques des enrochements et donc de leur stabilité au glissement et aux effets des vagues. Elle est généralement fixée comme suite:

$m'_{dr} = (1.00 \text{ à } 1.50).m_1$

m_1 : Pente amont du barrage.

- la pente du talus amont : elle est étroitement liée à la ligne de saturation et donc à la stabilité du remblai, mais elle joue aussi un rôle très important dans la quantification du débit d'infiltration. Habituellement elle est fixée comme suite :

$m'_{dr} = (1.25 \text{ à } 2.00).m_1$

m_1 : Pente amont du barrage.

V.5.1. Drainage de surface

Ce type de drainage, est employé dans la construction de petites retenues collinaires. Il présente l'avantage de ne pas exiger de grandes quantités d'enrochement pour sa construction et d'être facilement réparable en cas d'avarie. Il présente l'inconvénient de ne pas influencer la ligne de saturation qui peut débaucher sur le talus aval du barrage.

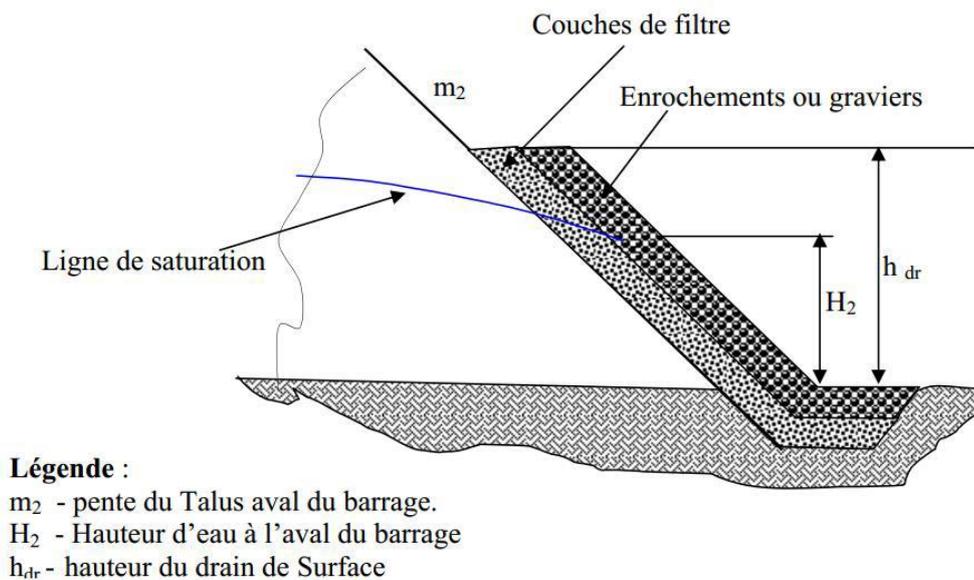


Figure II.6 : Drainage de surface (S.M.Cherif et M.C.Bouhassane, 2013)

Le dimensionnement du drainage de surface se fait de la manière suivante :

- la hauteur (h_{dr}) du drainage de surface est souvent fixée en fonction de la hauteur d'eau à l'aval. Cette hauteur est choisie de la même manière que pour le prisme de drainage y compris lorsqu'il n'y a pas d'eau à l'aval
- L'épaisseur du drainage de surface est dimensionnée pour évacuer le débit d'infiltration sans débordement et il doit être vérifié pour ne pas être altéré par l'action des vagues. (J.M. Durand)

V.5.2 Drain tapis interne

Le dimensionnement du tapis drainant est très simple et se résume en une épaisseur moyenne de sable de 0,5 m (valeurs extrêmes 0,3 m à 0,8 m) et en une surface drain comprise entre 1/3 et les 2/3 de la projection du talus aval sur l'horizontale. (J.M.Durand)

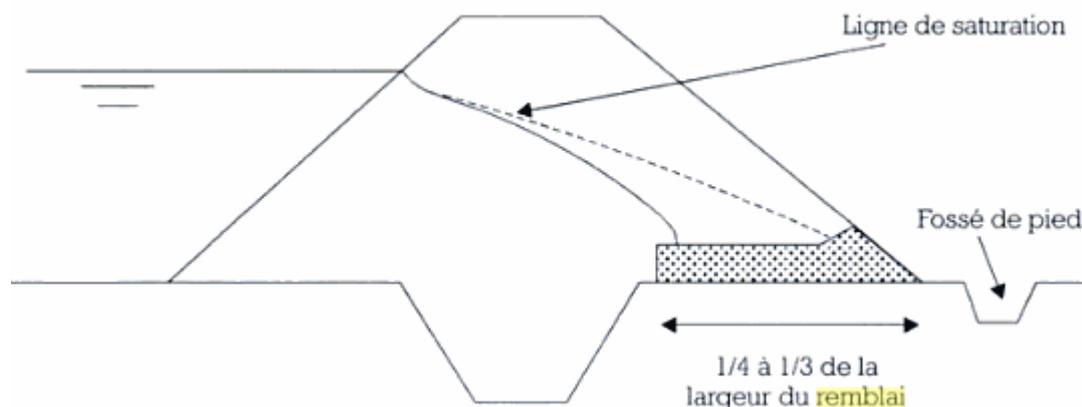


Figure II.7: Tapis drainant pour barrages en terre (S.M.Cherif et M.C.Bouhassane, 2013)

Le respect des conditions de filtre du matériau drainant vis à vis du remblai, mais aussi vis à vis du sol de la fondation si celui-ci s'avère peu perméable, doit être examiné avec soin. On adaptera la granulométrie du drain en conséquence et, si nécessaire, on interposera un filtre granulaire ou géotextile. (J.M.Durand)

V. 5.3. Prisme de drainage avec drain tapis interne

Le plus souvent et pour des raisons de sécurité de l'ouvrage, on associe les deux variantes du prisme de drainage et du tapis interne. Ainsi le prisme de drainage est prolongé à l'intérieur du massif par un drain tapis interne. On rencontre deux variantes suivant que les fondations sont perméables ou non.

Le dimensionnement d'un tel drainage se fait de la même manière que pour le prisme et drain tapis interne séparément.

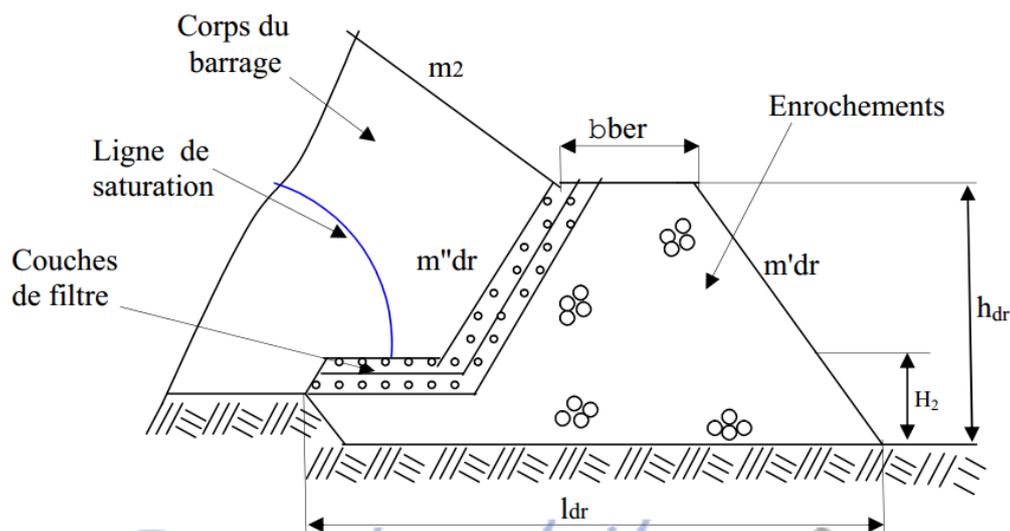


Figure II.8 : Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations imperméables (S.M.Cherif et M.C.Bouhassane, 2013)

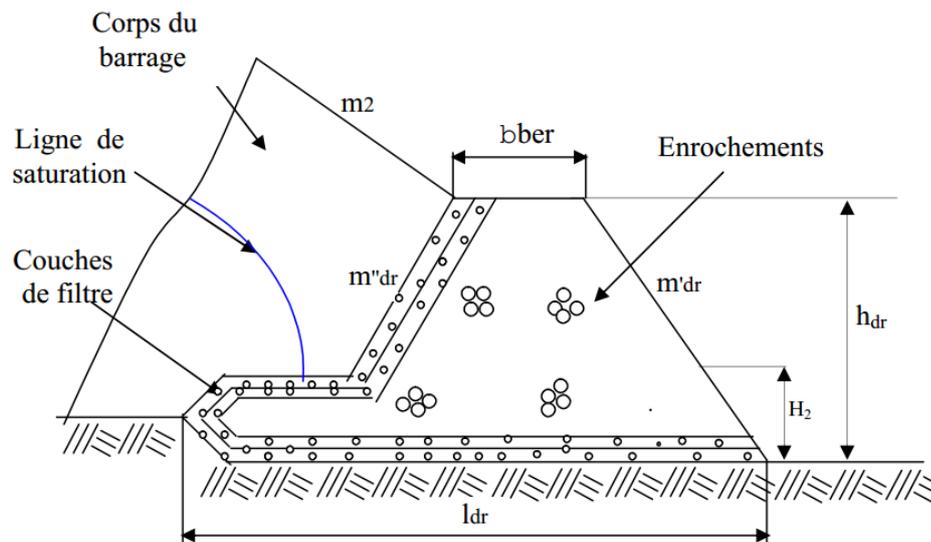


Figure II.9 : Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables

(S.M.Cherif et M.C.Bouhassane, 2013)

V.5.4 Drainage a bande

C'est une variante du drain tapis interne mais la bande drainante n'est pas continue sur sa partie aval. Celle-ci est remplacée par des bandes discontinues.

Ce type de drainage est prévu quand la quantité des enrochements et graviers n'est pas suffisante et que la fondation est imperméable. La bande drainante peut être remplacée par des drains tuyaux.

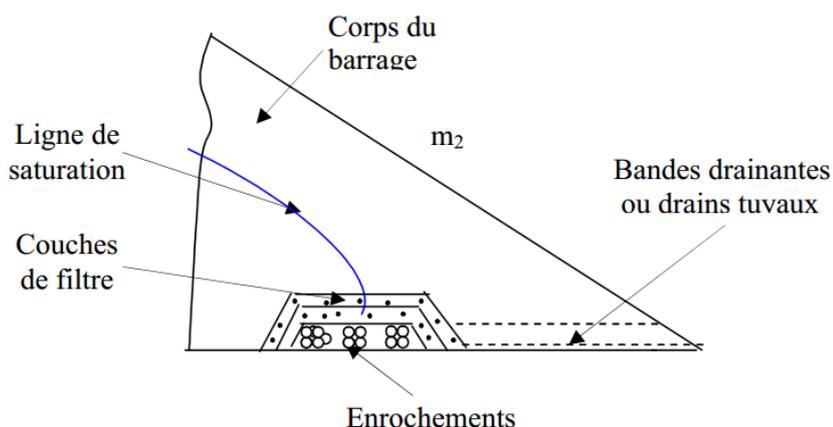


Figure II.10 : Drainage à bande des barrages (S.M.Cherif et M.C.Bouhassane, 2013)

Le dimensionnement de ce type de drainage se fait de la même façon que pour un drain tapis interne. **(Groupe De La Spécialistes De LA Direction D'Aménagement)**

V. 5.5 Drain vertical

Le dimensionnement du drain cheminé, qui représente à lui seul 79 % des systèmes drainants, est beaucoup plus complexe. **(Jean Maurice Durand)**

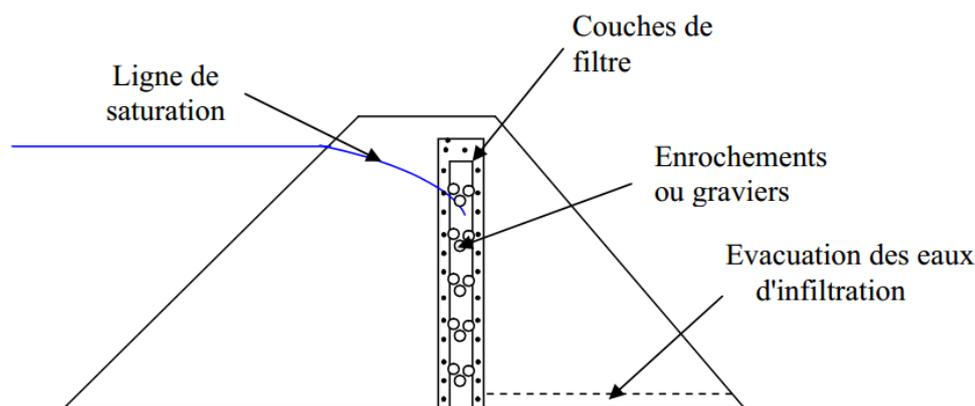


Figure II.11 : Drain vertical pour barrage en terre (S.M.Cherif et M.C.Bouhassane, 2013)

Le drain vertical - ou drain cheminée - est une alternative intéressante au tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité mentionnée.

L'épaisseur à retenir pour un tel drain est de l'ordre de 0,60 m et (l'implantation idéale se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité).

Le sommet du drain est arasé au niveau normal du plan d'eau (NNE), il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (PHE) qui est atteint à priori de façon trop temporaire pour affecter significativement l'état de saturation du remblai. Sa cote de base est calée de façon permettre l'évacuation gravitaire des eaux jusqu'en pied aval de digue. La pose, en fond de cheminée, d'un collecteur drainant facilite l'écoulement des eaux. Les exutoires peuvent être constitués de collecteurs PVC étanches débouchant dans le fossé de pied et espaces tous les 30 à 50 m dans le sens de la longueur du remblai. **(Comité Internationale Des Grands Barrages)**

Les drains peuvent être équipés de collecteurs qui sont des tuyaux drainants en plastique (PVC ou PEHD), souples ou rigides. Ces collecteurs drainants existent en deux types : circulaire doté de fentes sur l'ensemble du pourtour (« drain agricole.) Ou avec fentes seulement sur les 2/3 supérieurs « drain routier ». **(S.M.Cherif et M.C.Bouhassane, 2013).**

VI. L'ÉROSION INTERNE

L'érosion interne est la première source d'incidents sur les ouvrages hydrauliques en terre. L'érosion interne est définie comme l'entraînement vers l'aval des particules constitutives du remblai, ou de la fondation, sous l'action d'un écoulement provenant de la retenue, pour les barrages, ou des écoulements liés à la crue pour les digues.

Pour que l'érosion interne se développe, deux phénomènes doivent avoir lieu simultanément: l'arrachement de particules, et le transport de ces particules. Ces différents modes de déclenchement de l'érosion interne peuvent se combiner entre eux et être difficilement distinguables. Pour entraîner la rupture, il faut aussi que les conditions du transport des particules soient assurées afin que l'érosion soit entretenue. La nature du transport conduit à distinguer deux mécanismes d'érosion interne: le renard hydraulique et la suffusion.

Les vitesses de l'écoulement sont fortes dans le mécanisme de renard hydraulique et peu élevées dans le mécanisme de suffusion. Le mécanisme de renard est le plus dangereux et le plus rapide: c'est celui qui entraîne le plus souvent la rupture des digues.

Des facteurs tels que l'absence de filtre aval, la présence de terriers d'animaux, la présence de conduite traversant ou de racines d'arbres favorise le développement d'un mécanisme de rupture par renard sur les digues. **(A.Keddouri, 2011)**

VII. GRADIENT HYDRAULIQUE ET VITESSE CRITIQUE DE PERCOLATION

Ces deux notions sont fondamentales dans le processus d'érosion interne. Elles interviennent à tous les stades d'arrachement des grains ou de transport.

Le gradient hydraulique est représenté par :

$$i = H/L$$

Avec :

H : charge hydrostatique

L : longueur de percolation

La vitesse de percolation est représentée par:

$$V=kxi$$

Avec :

K : coefficient de perméabilité du sol

i : gradient hydraulique

Lorsqu'il y a un arrachement de particules dans le sol, la vitesse de percolation est nécessairement une vitesse antie pour le milieu traverse par l'écoulement.

Elle peut être atteinte par une augmentation de k ou une augmentation de i.

On admettra aisément qu'il est difficile de connaître dans le détail les variations de la perméabilité au sein d'un remblai ou d'une fondation, comme il est difficile d'estimer les pertes de charges le long des filets liquides autrement que d'une manière globale entre l'amont du barrage et un exutoire connu (drain, recharge, pied aval, puits, etc...).

Le gradient hydraulique global est, finalement, le seul paramètre aisément quantifiable. C'est aussi un paramètre modulable. Si on admet que H est une valeur définie au projet (hauteur d'eau), la valeur de i dépend de L c'est-à-dire de la longueur de percolation sur laquelle on peut agir. C'est ce que l'on fait en s'appuyant sur la règle empirique de Lane pour se préserver d'un phénomène d'érosion interne en fondation.

Lane a démontré, par l'étude du comportement de 280 barrages en béton sur des alluvions diverses, qu'il existait une longueur critique de percolation en fonction de la nature des sols, donnée par la relation suivante

$$C = (\sum L_v + 1/3 L_h) / H$$

Avec : $\sum L_v$ somme des distances verticales

La distance horizontale parcourue par l'eau sous l'ouvrage (le coefficient 1/3 tient compte du fait que la perméabilité horizontale est supérieure à la perméabilité verticale dans les sols alluvionnaires).

H : charge hydrostatique totale

C : coefficient dépendant de la nature du sol.

Tableau II.4 : la valeur de coefficient(c) en fonction la nature du sol (S.M.Cherif et M.C.Bouhassane, 2013)

Nature du sot	C (valeur minimal)
Sable très fin ou silt	8,5
Sable fin	7
Sable moyen	6
Sable grossier	5
Gravier fin	4
Gravier moyen	3,5
Gravier grossier et pierres	3
Galets, pierres et graviers	2,5
Argile	2
Argiles raides	1,8

L'application de cette relation, bien qu'elle ne soit pas exactement extrapolable a la fondation d'un barrage en terre déformable, donne un ordre de grandeur de la longueur de percolation susceptible de protéger la fondation d'un barrage du phénomène d'érosion interne et on l'applique couramment.

Ceci revient à définir un gradient hydraulique critique :

$$i_c = 1 / C$$

En fonction de la nature des sols et à le respecter.

Dans la pratique, chaque fois que le gradient calculé entre l'origine d'un écoulement et un exutoire concernés par l'écoulement , on modifiera la structure du barrage en allongeant les percolations autant que faire se peut, ou bien on bloquera par des filtres toute possibilité d'entraînement des fines par l'élément liquide ,ou bien encore on s'opposera à toute percolation par la mise en place d'écrans pour protéger l'ouvrage, ou une partie de l'ouvrage de l'érosion interne.

Les mêmes précautions devront être prises pour un grand ou un petit barrage .Il ne faut pas croire, en effet, qu'un petit barrage soumis à une faible charge est moins vulnérable qu'un grand sur ce point. Les gradients hydrauliques sont de lamême ordre de grandeur dans les deux cas et les précautions techniques doivent être mêmes.

Si l'ouvrage est conforme aux règle de l'art en matière de choix technique et s'il est bien réalisé, le phénomène d'érosion interne ne peut plus se produire qu'accidentellement. **(S.M.Cherif et M.C.Bouhassane, 2013)**

CONCLUSION

Les techniques de réhabilitation des barrages disponibles aujourd'hui sont nombreuses, les plus usuelles sont les parois étanches, l'injection et le jet grouting.

Ces techniques, utilisées depuis de nombreuses années, bénéficient aujourd'hui de développements récents qui sont guidés par des recherches de performances et de qualité. Pour l'ensemble de ces techniques, ceux ci sont orientés vers l'automatisation des opérations et le suivi en temps réel de l'ensemble des principaux paramètres de la réalisation en cours. La possibilité de corriger les déviations en temps réel constitue également un domaine actif de développement.

L'apport de ces nouvelles technologies est capital car elles donnent accès pendant les opérations de réhabilitation et en temps réel, au résultat des travaux alors que sans elles, le traitement des fuites est jugé une fois les travaux terminés !

En effet, l'estimation de l'efficacité du traitement d'un barrage affecté par des fuites est traditionnellement réalisée par des études hydrogéologiques. Des piézomètres sont installés en amont et en aval de la zone traitée, l'analyse de leurs relevés permet de quantifier l'incidence des travaux, mais un suivi de plusieurs mois, parfois de plusieurs années, est nécessaire.

En revanche, les nouvelles technologies permettent de connaître de nombreux paramètres tels que la verticalité, la profondeur, la nature des terrains traversés...en temps réel. Toutes ces informations sont analysées par des logiciels spécifiques qui permettent l'édition de rapports également en temps réel et aussi d'établir des représentations graphiques performantes des travaux au fur et à mesure de leur exécution. Cette cartographie, en 2 ou 3 dimensions, de l'ouvrage réalisé permet de visualiser parfaitement la continuité des écrans étanches et de garantir la qualité des réparations. Il n'est alors plus nécessaire d'attendre plusieurs mois pour juger de l'efficacité des travaux de réhabilitation.

I. INTRODUCTION

Les moyens de mobilisation superficielles classiques de la ressource en eau ont toujours été orientés vers la grande hydraulique notamment les grands barrages.

Néanmoins les délais de concrétisation de ces ouvrages (études, réalisation, financement, etc...) ont conduit à une inadéquation entre les besoins et la demande. Sous les pressions et tensions engendrées par une sécheresse persistante, les pouvoirs publics ont engagé une nouvelle philosophie de mobilisation des ressources en eaux superficielles à partir de retenues collinaires et petites barrages. Cette demande orientée essentiellement pour les besoins du secteur de l'agriculture des périmètres éparses s'articulait autour des concepts suivants :

Faible Célérité dans la réalisation: délais de réalisation généralement très courts et permettent de mettre immédiatement à la disposition de l'agriculture une ressource précieuse.

Climatologie aléatoire du pays : Nous assistons à de longues périodes de sécheresse entrecoupées de pluviométrie à intensité importante. Ce moyen de mobilisation se devait de permettre de concrétiser des ouvrages de rétention d'eau en vue de son utilisation durant les périodes sèches.

Vulgarisation de ce mode de mobilisation: le troisième concept consistait à introduire ce nouveau mode de mobilisation des ressources en eaux superficielles. L'état devait se désengager progressivement de la prise en charge financière de ces ouvrages et encourager les agriculteurs à réaliser eux même ces retenues.

Les études liées à ces ouvrages étaient très sommaires et portaient sur les éléments suivants :

- Absence d'étude hydrologique,
- Reconnaissance visuelle sommaire de la géologie du site,
- Absence de reconnaissances géotechnique approfondies,
- Digue homogène avec des matériaux rencontrés sur place,
- Evacuateur de crues dimensionné pour des crues de projet évaluées empiriquement.

II. CARENCES AU NIVEAU DES ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DE PETITS BARRAGES

En se référant à l'article présenté par B. ROUISSAT lors du séminaire National tenue à Souk Ahras en 1999 ayant pour thème « l'expérience algérienne dans le domaine de la mobilisation des ressources en eau par les barrages de la catégorie II » intitulé « petits barrages en remblais (ouest algérien), enseignements et recommandations », et qui dresse une synthèse sur les insuffisances relatives aux conceptions et réalisations de 20 petits barrages dans l'Ouest de l'Algérie, nous retraçons ci-dessous deux exemples concrets de carences constatées sur les études géologiques et géotechniques. Pour ce type d'ouvrages, la campagne de reconnaissance géotechnique est menée généralement par deux à trois sondages effectués le long de l'axe de la digue, dépassant rarement les 10m de profondeurs et quelques puits à ciel ouvert pour la recherche des matériaux d'emprunt. Cette démarche ne devait pas être systématisée pour l'ensemble des sites. En effet, chaque site possède ses spécificités sur le plan géologique. Au niveau de certains sites, la géologie est monotone et parfois un nombre minimum de sondages suffit, par contre dans d'autres sites, la géologie est complexe et le nombre et l'implantation judicieuse des sondages s'avèrent nécessaire. La participation du géologue demeure très importante dans la conduite de ces reconnaissances.

A titre d'exemple, il a été cité dans le même document deux cas liés aux carences des études géologiques et géotechniques.

Petit barrage de Sidi Moussa (Wilaya de Mostaganem)

Les travaux de sondage initiaux effectués par le L.T.P.O. étaient favorables à la construction d'un petit barrage. La campagne de reconnaissance comportait 03 sondages de profondeurs respectives 10, 06 et 10m. Au cours des travaux de fouille nécessaires à l'ancrage de la digue, les déblais ont fait apparaître une importante couche de sable jaune, fin, tendre et friable en rive gauche. Devant cette situation, des sondages supplémentaires de profondeurs respectives 7 et 5m ont été réalisés et ont confirmé la présence de cette couche de sable. Cette couche étant inexistante en rive droite démontre une géologie locale complexe. Afin de palier à cette situation, deux variantes ont été envisagées : Etanchéisation de la rive gauche ou prolongation de la digue parallèlement à

cette rive sur une longueur de 193m. Pour des raisons économiques et techniques, la deuxième variante a été retenue. Cette modification a eu pour conséquences : Un volume supplémentaire des remblais de 37 000 m³, une diminution de la capacité de réservoir de 30 000m³, une prolongation importante des délais de réalisation de 15 mois.

Petit barrage sur Oued Mghila (Wilaya de Tissemsilt)

Cet ouvrage se caractérise par une longueur en crête relativement très importante soit 416m et une géologie complexe. Il n'a été réalisé que 03 sondages de reconnaissance de 15 m sur l'axe de la digue.

Au cours des travaux de terrassement du parafouille, il s'est avéré que le substratum imperméable ne correspondait nullement aux données de l'étude. Les fouilles réalisées par l'entreprise en rive gauche et au niveau du lit mineur de l'oued ont montré que les structures et formations rencontrées ne correspondaient pas aux données de l'étude géotechnique. Cette situation a engendré un arrêt des travaux et une reprise des études en fonction de ces nouvelles données.

En ce qui concerne les conditions hydrogéologiques, sur l'ensemble des cas présentés, il a été signalé qu'aucune information n'est donnée sur l'hydrogéologie de l'oued, notamment : l'existence d'une nappe alluviale, les données sur la piézométrie de la nappe, des informations liées aux débits d'écoulement.

Ainsi dans un nombre appréciable de chantiers, des problèmes se posent lors des terrassements et des remblais du parafouille. L'entreprise n'étant pas préparée pour prendre des mesures de rabattement et d'assèchement des écoulements souterrains. Cette situation a toujours engendrée des retards importants et en conséquence des surcoûts.

III. MOTIVATIONS DES INVESTIGATIONS ENGAGEES POUR LA MODELISATION

Pour les fondations de ces ouvrages, l'insuffisance en plan et en profondeur des reconnaissances, dictées par des contraintes financières a souvent constitué l'origine des difficultés pour la conception et la réalisation de ces ouvrages. Cette partie qui constitue le noyau du travail élaboré vise une analyse des modes de maîtrise des écoulements dans les fondations en fonction des difficultés de réalisation et de proposer des solutions optimales permettant, pour les cas qui se présentent, d'éviter des dégradations et des pathologies et assurer par conséquent la sécurité des aménagements. Le travail proposé est basé essentiellement sur l'analyse des écoulements en relation avec les dispositions conceptuelles des fondations de petits barrages en terre. La considération du cas du barrage M'GHILA dans la wilaya de Tissemsilet apporte d'énormes enseignements pour ces situations.

IV. PRESENTATION DU CAS ETUDIE

IV.1 Profil type du barrage

Le barrage M'ghila est situé dans la wilaya de Tissemsilet. C'est un barrage en terre homogène en argile drainé horizontalement.

Les caractéristiques du barrage intéressant le présent travail sont résumées au niveau du tableau III. 1

Tableau III.1 : Caractéristiques du barrage M'ghila

Paramètres	Valeurs
Côte crête	117.50 m
Côte retenue normale	114.65 m
Côte fond du lit	101.40 m
Côte drain prismatique aval	106.00 m
Côte berme aval	111.50 m
Base du barrage	114 m
Pente talus amont	3.25 H / 1V
Pente talus aval au-dessus berme	2.75 H / 1V
Pente talus aval au-dessous berme	3.50 H / 1V

La figure III.1 schématise le profil type de la digue du barrage M'ghila

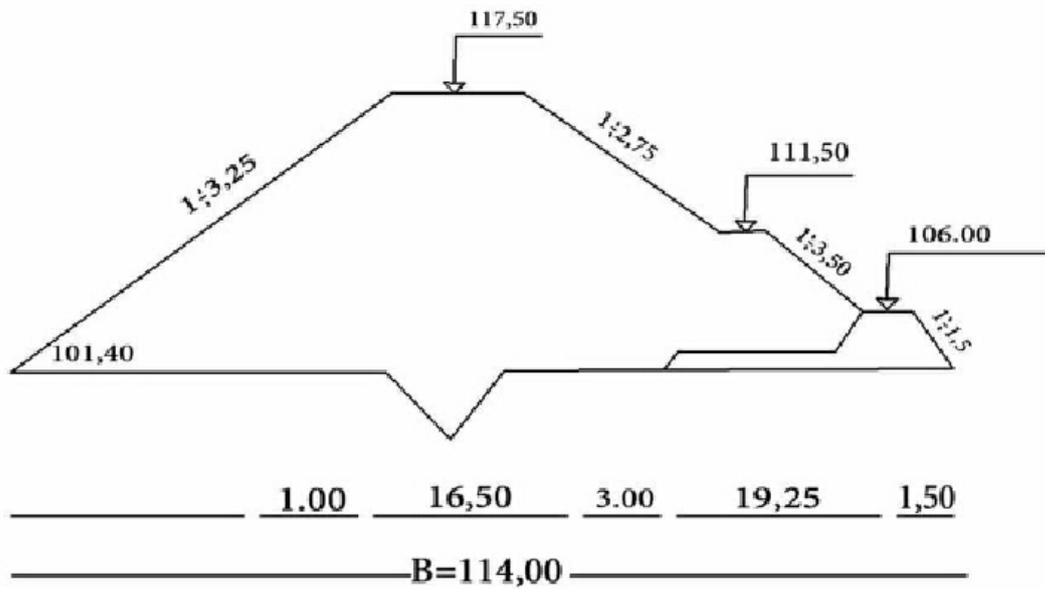


Figure III. 1 : Profil en travers schématique de la digue- barrage M'ghila

IV.2. Géologie des fondations

La campagne de reconnaissances géotechnique au niveau de l'axe de la digue a été menée par la réalisation de 04 sondages carottés de profondeur 15 m.

Les sondages effectués sur les rives témoignent de la présence de formations marneuse et argileuse jusqu'à la profondeur de sondage et assurant relativement des conditions d'étanchéité des fondations. C'est sur cette base qu'un parafouille (clé d'ancrage) a été projeté par le concepteur avec généralisation de sa profondeur à 4 m. la figure 2 illustre les log géologiques des sondages réalisés au niveau de l'axe de la digue.

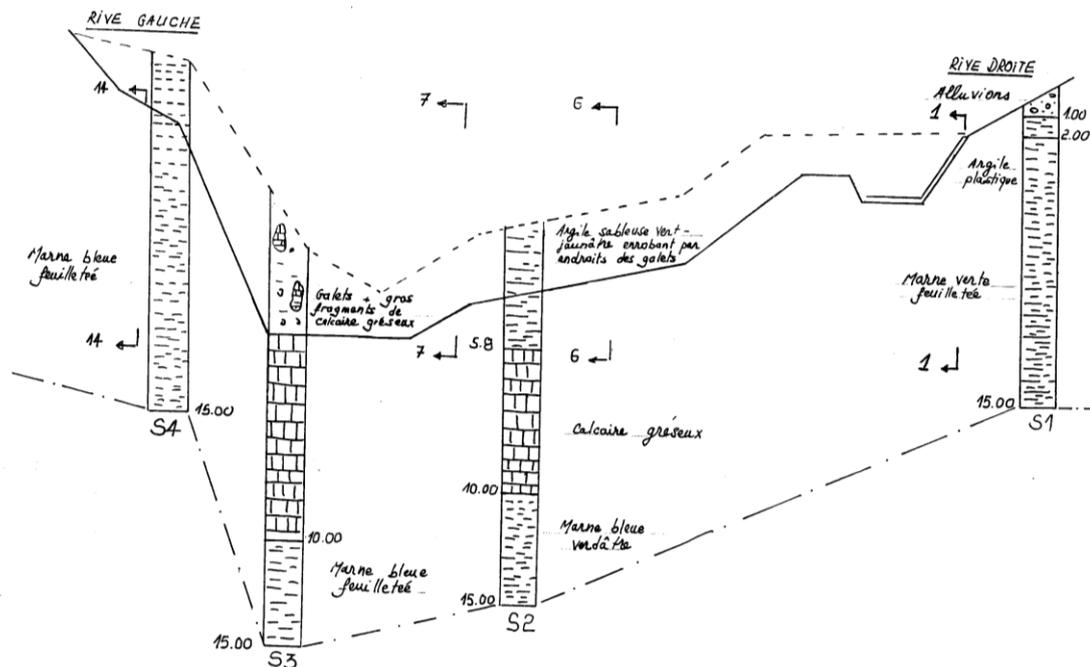


Figure III. 2 : Coupe géologique schématique sur l'axe de la digue (C.T.H, 1993)

IV.3. Historique et pathologie

IV.3.1. Géologie des fondations

Lors de l'ouverture des tranchées pour le commencement des travaux de réalisation du barrage, il s'est avéré que le profil géologique réel ne correspondait pas au rapport géotechnique de l'étude.

Par ailleurs, le dossier d'exécution basé sur l'étude géotechnique s'avérait inadaptable et par conséquent les études relatives aux infiltrations dans la fondation du barrage devaient être repris en totalité.

La préoccupation principale a été **le problème de géologie des fondations de l'ouvrage** ainsi que celle de la cuvette et les problèmes hydrogéologiques.

Lors des terrassements pour le parafouille, il a pu être constaté ce qui suit:

- La géologie des fondations non compatible avec les formations décelées lors des études géotechniques,
- L'écoulement souterrain important attestant de conditions hydrogéologiques non prévues dans le cadre de l'étude du barrage,
- La non-conformité des formations géologiques présentés sur plans avec celle rencontrées sur terrain, notamment entre le profile 6-6 et 7-7(figure 2)

IV.3.2. Objectifs de la reprise des études

En fonction des nouvelles données, la reprise des études liées aux infiltrations au niveau des fondations devaient inclure les étapes suivantes :

- Reconstitution du profil géologique réel au niveau de l'axe du barrage,
- Procéder à une étude des infiltrations sur la base des nouvelles données géologiques du site et la découverte d'une nappe phréatique sous le parafouille initialement projetée,
- Tenter de rabattre le niveau de la nappe sous la côte projet du parafouille,
- Calcul et estimation des paramètres de décision comme le débit de fuite et le gradient hydraulique compte tenu de la formation géologique réelle du site,
- Vérification de la conception du barrage avec ces nouveaux paramètres et procéder à l'étude des variantes pour le changement de la conception en fonction des nouvelles données,
- Choix de la variante adoptée et élaboration du nouveau dossier d'exécution.

V. OBJECTIFS DE LA MODELISATION

En se référant au cas du barrage M'ghila, il est proposé dans le présent travail d'analyser, par le biais de la modélisation, les dispositions conceptuelles des fondations des petits barrages et d'engager une étude paramétrée débouchant sur des recommandations pratiques. Ces recommandations permettront d'orienter les conceptions en garantissant à la fois la sécurité des aménagements ainsi que la faisabilité économique des solutions proposées.

Pour ces fins, la modélisation numérique traitera de plusieurs variantes de conception des fondations en fonction des paramètres relatifs aux écoulements souterrains dans les fondations de petits barrages.

Les cas de modélisation traités dans le présent travail s'articule autour des aspects d'influence résumés en ce qui suit :

- Influence des profondeurs des clés d'ancrage dans l'objectif de limiter ces profondeurs en fonction des difficultés lors de la réalisation (éboulements, écoulements au niveau des parafoilles...etc),
- Influence des chemins d'écoulement verticaux sur les infiltrations dans les fondations (nombre parafoilles),

- Influence des chemins d'écoulement horizontaux sur les infiltrations dans les fondations (conjugaison clé d'ancrage-tapis amont étanché)
- Influence de la profondeur des formations perméables pour pouvoir d'adapter aux incompatibilités des formations géologiques rencontrées lors des terrassements des clés d'ancrages avec les résultats des reconnaissances géotechniques,
- Influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations de barrages.

Les analyses paramétrées seront menées en fonction des paramètres liés aux infiltrations dans les fondations de barrages en l'occurrence :

- Développement des pressions interstitielles et leurs évolutions,
- Développement des gradients hydrauliques

VI. Description de l'outil de modélisation

VI.1. Présentation du logiciel ANSYS

ANSYS est un logiciel à tout usage de modélisation, il permet de résoudre numériquement une grande variété de problèmes mécaniques. Les domaines d'application sont multiples et peuvent être résumés ainsi :

- Problèmes structuraux d'analyse statiques et/ou dynamiques,
- Problèmes structuraux linéaires et non linéaires,
- Problèmes thermiques et de fluide,
- Problèmes d'ordre acoustique et électromagnétique.

En général, une solution recherchée doit passer par les étapes principales suivantes :

VI.2. Définition du problème

Les étapes principales dans le prétraitement sont indiquées ci-dessous :

- Définir keypoints / lines /areas / volumes
- Définir le type d'élément et les propriétés de material /geometric

VI.3. Assigner des charges, des contraintes et la solution

Nous indiquons les charges (point ou pression), contraintes afin d'intégrer les systèmes d'équations pour les résolutions.

VII.4. Une transformation plus ultérieure et visionnement des résultats

Dans cette étape on peut voir :

- Listes de déplacements nodaux,
- Forces et moments d'élément,
- Déformations des éléments.

ANSYS/Multiphysics est le produit phare d'Ansys, incluant toutes les fonctionnalités d'Ansys dans toutes les disciplines d'ingénierie.

Il y a trois principaux produits dérivés d'ANSYS/Multiphysics :

- ANSYS/Mechanical : fonctionnalités structurales et thermiques
- ANSYS/Emag: électromagnétique
- ANSYS/FLOTRAN : fonctionnalités CFD

Il y a également d'autres lignes de produits :

- ANSYS/LS-DYNA : Pour des problèmes structuraux fortement non linéaires
- DesignSpace : Un outil de conception et d'analyse facile d'utilisation pour des analyses rapides sous environnement CAO

ANSYS/ProFEA - Pour l'analyse ANSYS et l'optimisation de modèles sous Pro/ENGINEER

Les sorties du logiciel dépendent du problème traité et des besoins de l'utilisateur.

Pour notre cas, on a pu obtenir la réponse des barrages sous forme de contraintes, de déformations et de déplacement en fonction des sections transversales.

VIII. 5. Etapes d'une analyse

Toute analyse requiert trois étapes principales:

- **Prétraitement**
 - ✓ Créer ou importer la géométrie du modèle,
 - ✓ Mailler la géométrie.
- **Resolution**

- ✓ Appliquer les chargements,
- ✓ Résolution.

- **Post-traitement**

- ✓ Examiner les résultats,
- ✓ Vérifier la validité de la solution.

VI.5.1. Géométrie

Un modèle géométrique typique est défini par des volumes, des surfaces, des lignes et des points clés.

VI.5.2. Maillage

Le maillage est la procédure utilisée « remplir » le modèle géométrique avec des nœuds et des éléments, créer le modèle pour analyse en éléments finis

Il y a trois étapes pour le maillage

- Définir les attributs des éléments,
- Spécifier les paramètres de contrôle du maillage,
- Générer le maillage

VI.5.3. Chargement

- Les étapes résolution est l'étape où l'on applique les chargements et où le solveur calcule la solution des éléments finis,
- Les chargements sont disponibles aussi bien dans le menu Pré-traitement que dans le menu Solution.

VI.5.4. Résolution

- L'étape résolution est l'étape où le solveur calcule la solution des éléments finis,
- Revoir et d'examiner les données d'analyse.

VII. RESULTATS DE LA MODELISATION ET ANALYSE DES PARAMETRES D'INFLUENCE SUR LES INFILTRATIONS DANS LES FONDATIONS DU BARRAGE

VII.1. Influence de la profondeur de la clé d'ancrage

VII.1.1 Discrétisation du barrage

Le 1^{er} cas de modélisation concerne la projection d'une seule clé d'ancrage et l'analyse portera sur l'étude des paramètres d'infiltration en fonction de la variation des profondeurs des clés d'ancrage.

Les figures III.3 et III.4 donnent respectivement le profil géométrique et le maillage du barrage modélisé

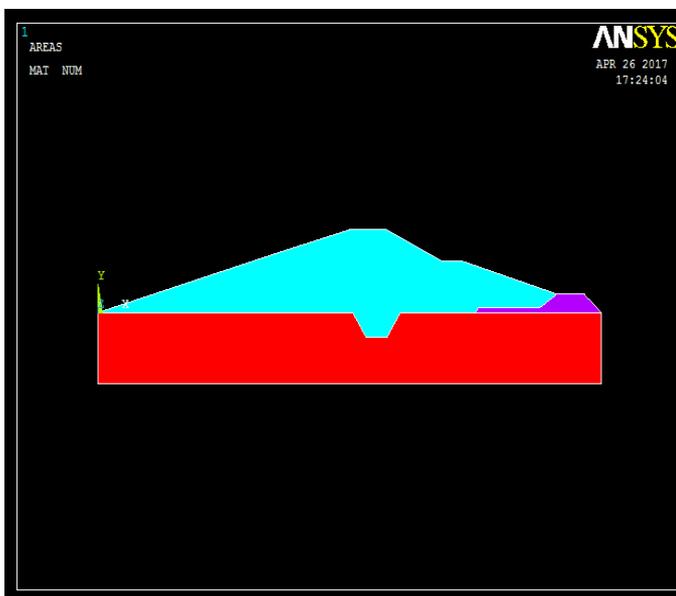


Figure III.3 : Profil géométrique
Influence de la profondeur de la clé d'ancrage

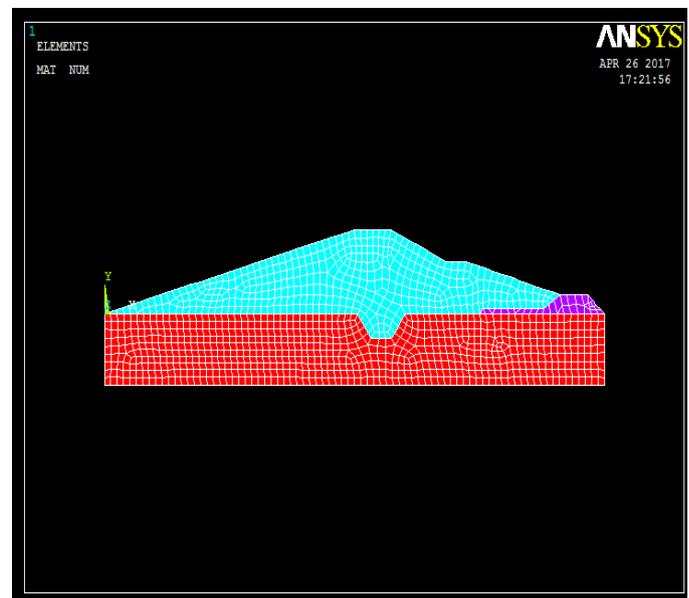


Figure III.4 : Maillage
Influence de la profondeur de la clé d'ancrage

Certaines positions ont été choisies dans les fondations du barrage pour l'analyse des paramètres. La figure III.5 donne la matérialisation des positions de l'analyse.

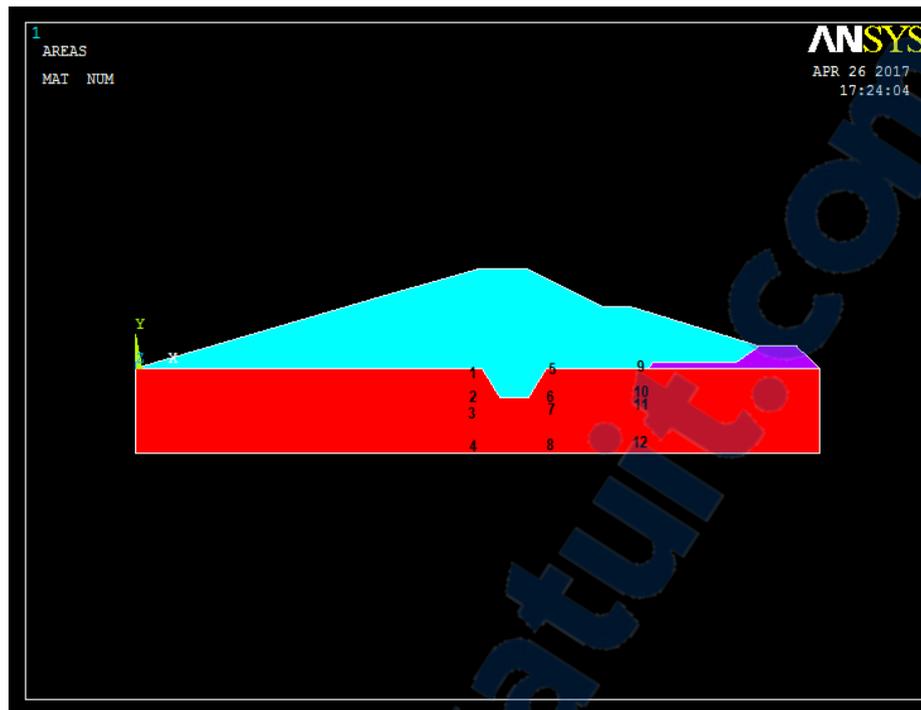


Figure III.5 : Positions pour l'analyse des paramètres
Influence de la profondeur de la clé d'ancrage

VII. 1.2. Caractéristiques des matériaux servant à la modélisation

Les caractéristiques des matériaux servant à la modélisation sont résumées sur le tableau III.2.

Tableau III .2 : Propriétés des matériaux utilisées dans la modélisation du barrage et ses fondations

	Perméabilité K (m/s)	Masse volumique (Kg/m ³)
Corps du barrage	10^{-9}	1 700
Clé d'ancrage	10^{-9}	1700
Fondations	$10^{-2} - 10^{-6}$	1800
Tapis amont	10^{-9}	1700
Drain	10^{-2}	1750

VII.1.3. Résultats graphiques de la modélisation

Les figures III.6 à III.11 donnent les variations des champs de flux thermique pour différents cas de variation des profondeurs des clés d'ancrage.

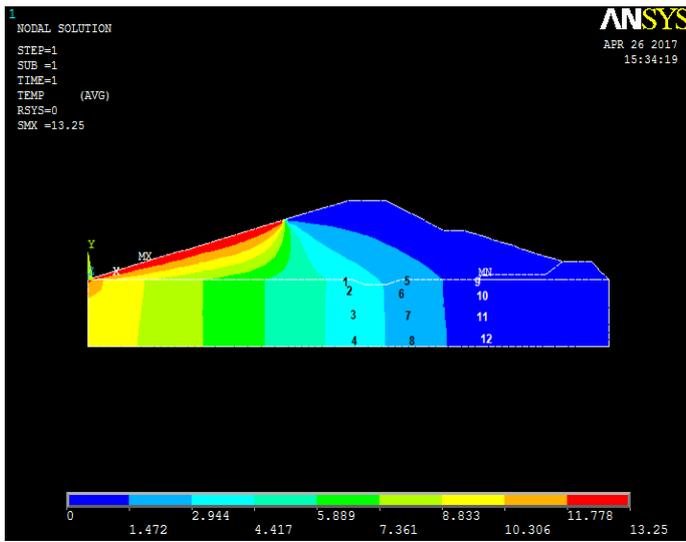


Figure III.6 : Champ de flux thermique
Influence de la profondeur
 $h=1m$ de la clé d'ancrage

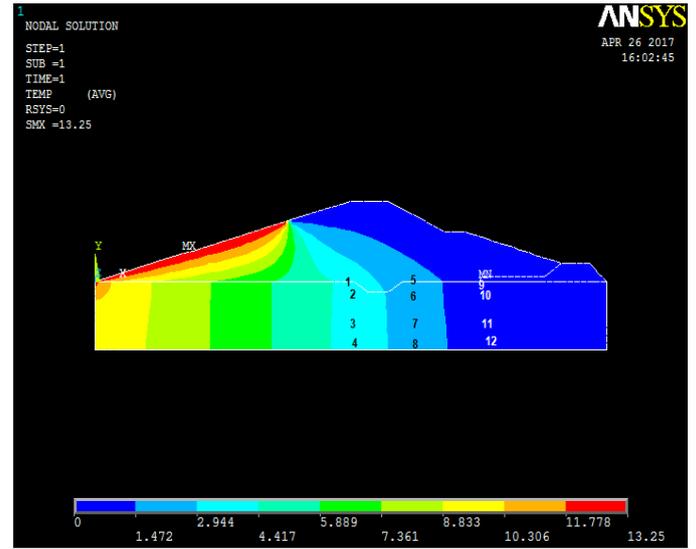


Figure III.7 : Champ de flux thermique
Influence de la profondeur
 $h=2m$ de la clé d'ancrage

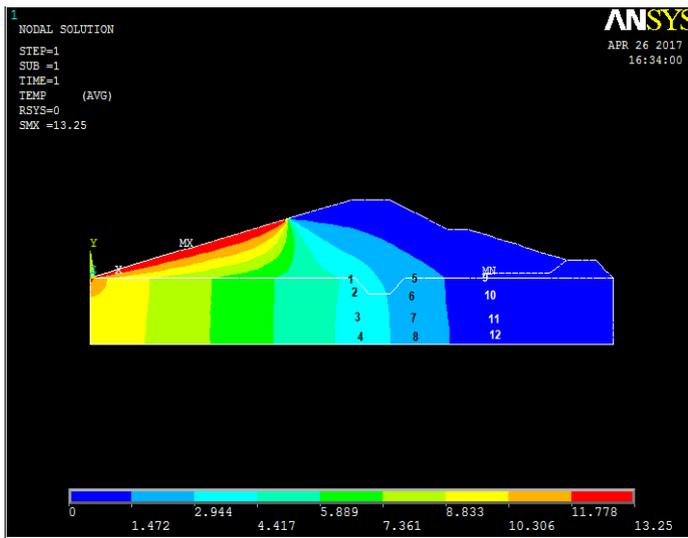


Figure III.8 : Champ de flux thermique
Influence de la profondeur
 $h=3m$ de la clé d'ancrage

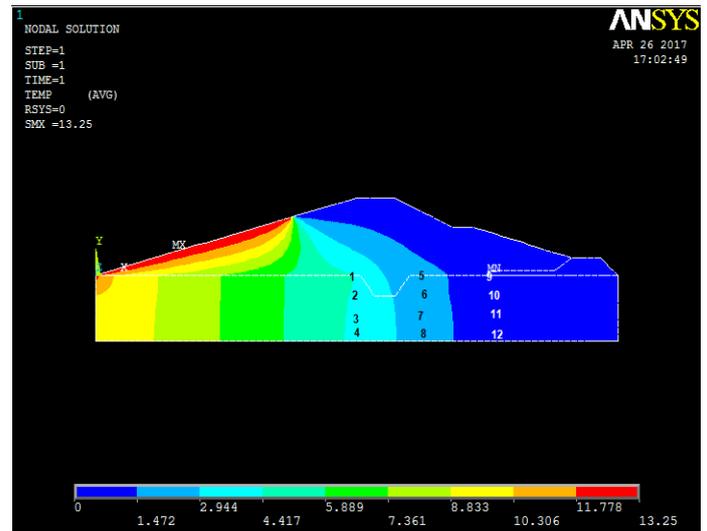


Figure III.9: Champ de flux thermique
influence de la profondeur
 $h=4m$ de la clé d'ancrage

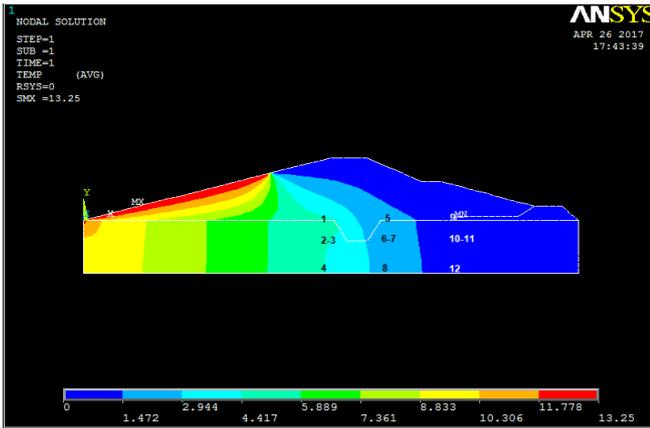


Figure III.10 : Champ de flux thermique
Influence de la profondeur
 $h=5\text{m}$ de la clé d'ancrage

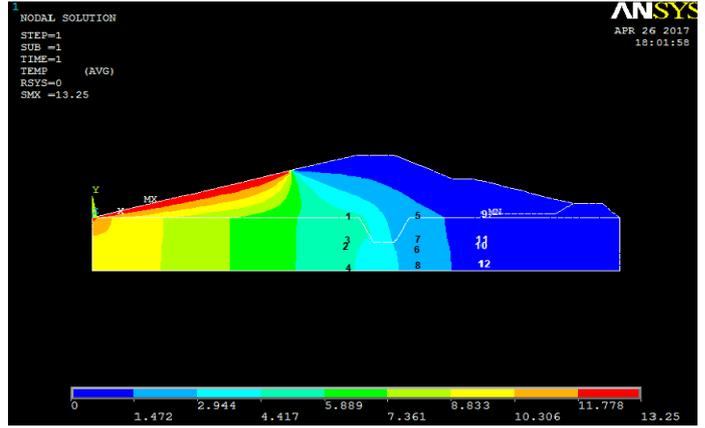


Figure III.11 : Champ de flux thermique
influence de la profondeur
 $h=6\text{m}$ de la clé d'ancrage

Le tableau III.3 donne la variation des pressions interstitielles au niveau des positions d'analyse des infiltrations dans les fondations des barrages.

Tableau III.3: Variation des pressions interstitielles dans les fondations du barrage (m)
Influence de la profondeur de la clé d'encrage.

Profondeur Clé d'ancrage(m)	1m	2m	3m	4m	4.5m	5m	6m
Point 01	3.84106	3.98715	4.16376	4.35857	4.46711	4.5816	4.83092
Point 02	3.82768	3.95347	4.11494	4.20761	4.39316	4.32875	4.47358
Point 03	3.68111	3.87395	3.92971	4.13345	4.27313	4.32875	4.57642
Point 04	3.67971	3.73336	3.80526	4.08602	3.95419	4.21542	4.16583
Point 05	2.44536	2.35804	2.26688	2.17223	2.12521	2.07927	1.98322
Point 06	2.4854	2.48531	2.40198	2.26493	2.45886	2.30327	2.26798
Point 07	2.52688	2.45213	2.53657	2.40153	2.50844	2.30327	2.2181
Point 08	2.519	2.52382	2.5306	2.53477	2.53661	2.53914	2.53547
Point 09	0	0	0	0	0	0	0
Point 10	0.368788	0.344051	0.486181	0.637553	0.560847	0.547003	0.620769
Point 11	0.685401	0.78018	0.587415	0.720547	0.630187	0.547003	0.551499
Point 12	0.788476	0.782514	0.775145	0.872982	0.757797	0.858485	0.73461

L'analyse de la variation des pressions interstitielles se focalisera dans la zone aval de la clé d'ancrage et particulièrement au niveau de la base, soit au niveau des positions 5 et 6.

En effet, et au niveau de ces positions les réductions des pressions interstitielles sont respectivement de 19% (position 5) et de 9% (position 6) environ pour des profondeurs des clés d'ancrage de 1m et de 6m.

Sur le plan mécanique, le tableau III.4 donne les valeurs des gradients hydrauliques enregistrés dans les fondations des barrages.

Tableau III.4 : Variation des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage
Influence de la profondeur de la clé d'ancrage

Paramètres	L_H	L_V						i					
		1m	2m	3m	4m	5m	6m	1m	2m	3m	4m	5m	6m
Profondeur de clé													
Amont clé	57,77	0	0	0	0	0	0	0,688	0,688	0,688	0,688	0,688	0,688
Aval clé	68,55	2	4	6	8	10	12	0,533	0,493	0,459	0,429	0,403	0,380
Drainage	85,50	2	4	6	8	10	12	0,434	0,408	0,384	0,363	0,344	0,327

En ce qui concerne les risques d'érosion mécanique, la figure III.12 donne les taux de réduction des gradients hydrauliques (par rapport à l'amont de la clé d'ancrage) au niveau de la zone aval de la clé et du pied amont du drainage.

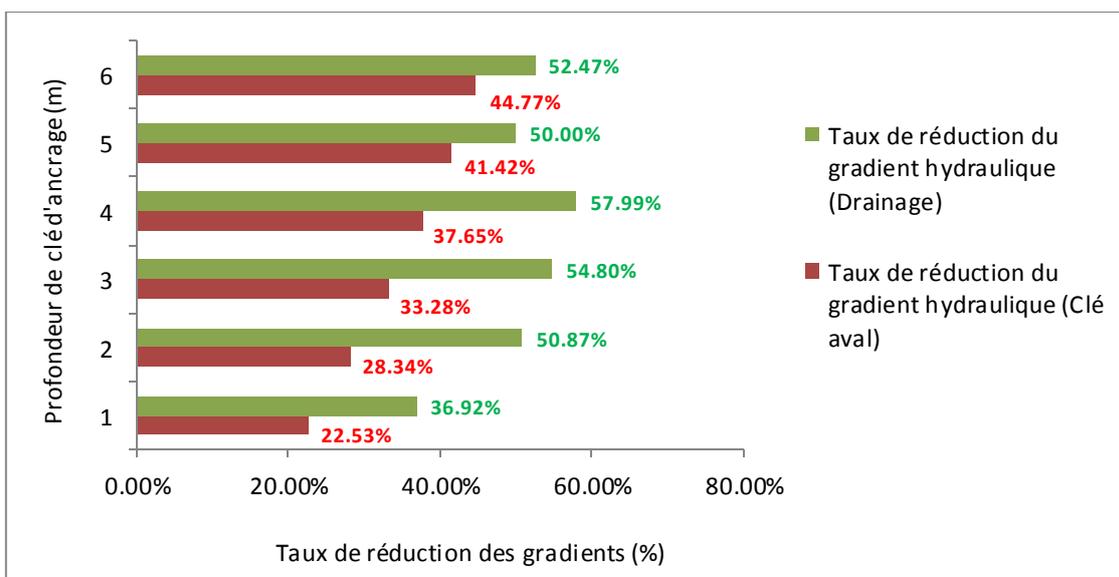


Figure III.12 : Taux de réduction des gradients zone aval de la clé d'ancrage et zone de drainage-Influence de la profondeur de la clé d'ancrage

On constate d'après les résultats figurants sur la figure III.12 que pour une valeur maximale de la profondeur de la clé d'ancrage, soit $h=6\text{m}$, les taux respectifs de réduction du gradient dans la zone aval de la clé et la zone de drainage sont de 45% et 53% environ.

Afin de juger de l'adaptation de cette 1^{ère} disposition conceptuelle des fondations sur différentes formations rencontrées, la figure III.13 donne une comparaison entre les gradients enregistrés pour ce 1^{er} cas de modélisation dans la zone aval de la clé d'ancrage et celle du drainage et les gradients critiques des différents matériaux rencontrés dans les fondations de barrages.

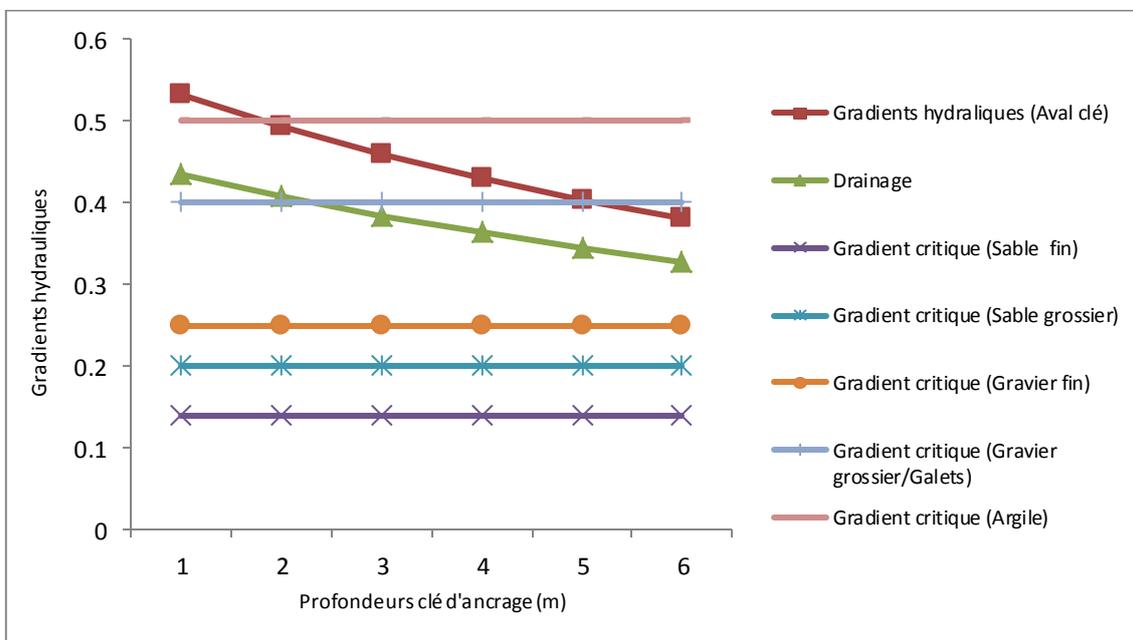


Figure III.13 : Comparaison des gradients hydrauliques de conception et gradients critiques - influence de la profondeur de la clé d'ancrage

Il est à signaler, que d'après la figure III.13, les conclusions suivantes sont :

- Pour des fondations constituées de sable fin ou grossier et /ou de gravier fin, les gradients enregistrés dépassent les gradients hydrauliques critiques pour les matériaux, quelque soit la profondeur de la clé d'ancrage.
- Pour des fondations constituées de graviers grossier et/ou galets ou d'argile, seules les profondeurs des clés d'ancrage supérieur à 2,5 m sécurisent le barrage vis-à-vis de l'érosion mécanique.

VII.2. Influence des chemins d'écoulement verticaux

VII.2.1. Discrétisation du barrage

Afin d'analyser l'influence des chemins d'écoulement verticaux (augmentation du nombre de clés d'ancrage), il a été élaboré une 2^{ème} série de modélisation avec une disposition conceptuelle portant projection de deux clés d'ancrage de différentes profondeurs.

Les figures III.14 et III .15 donnent respectivement le profil géométrique et le maillage du barrage pour cette série de modélisation.

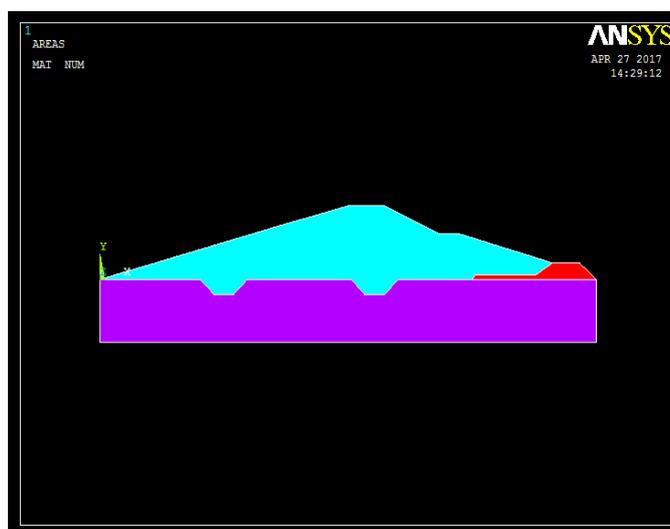


Figure III.14 : Profil géométrique
Influence des chemins d'écoulement

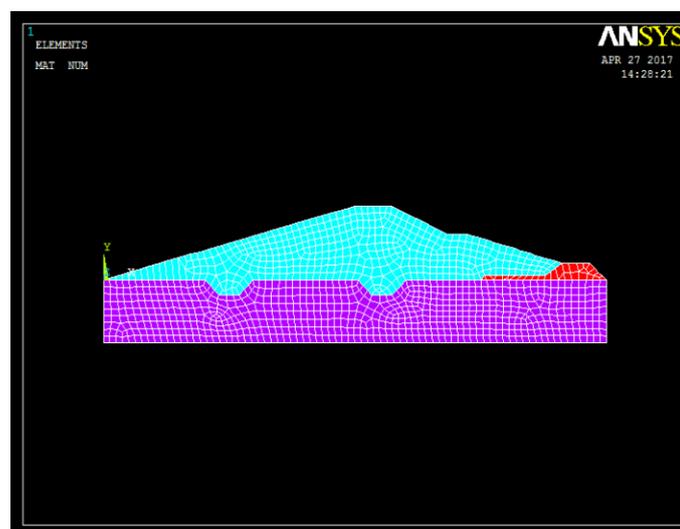


Figure III.15 : Maillage
Influence des chemins d'écoulement

Certaines positions ont été choisies au niveau des fondations du barrage pour l'analyse des paramètres. La figure III.16 donne la matérialisation des positions de l'analyse.

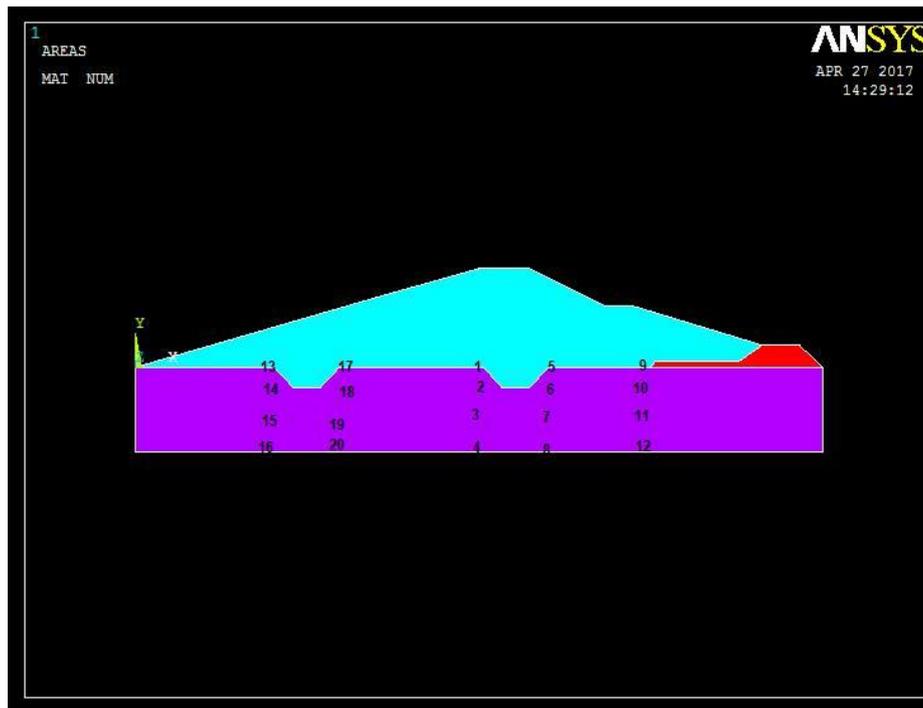


Figure III.16 : Positions pour l'analyse des paramètres
Influence des chemins d'écoulement verticaux

VII.2.2. Résultats graphiques de la modélisation

Les figures III.17 à III.19 donnent les variations des champs de flux thermique pour différents cas de variation des profondeurs des chemins d'écoulement verticaux.

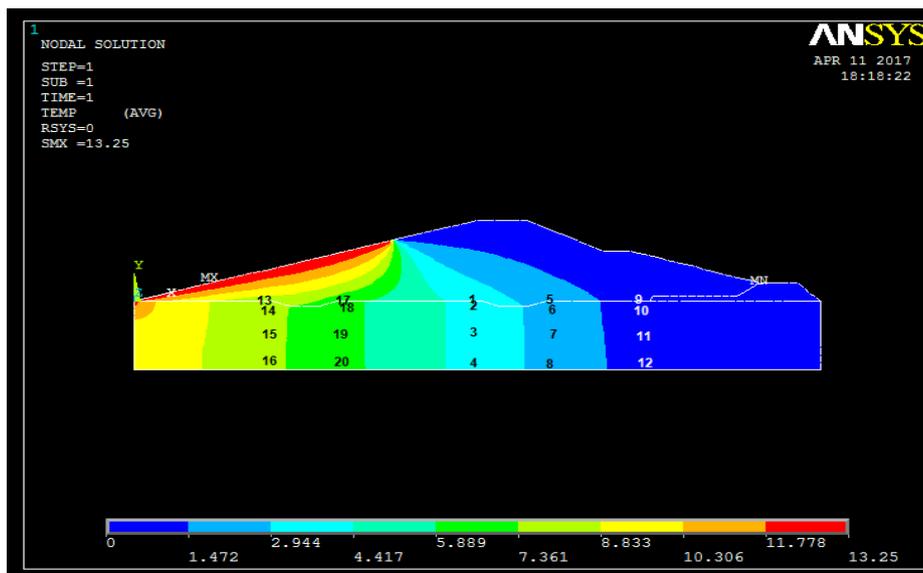


Figure III.17 : Champ de flux thermique
Influence des chemins d'écoulement verticaux ($h_{clé}=1m$)

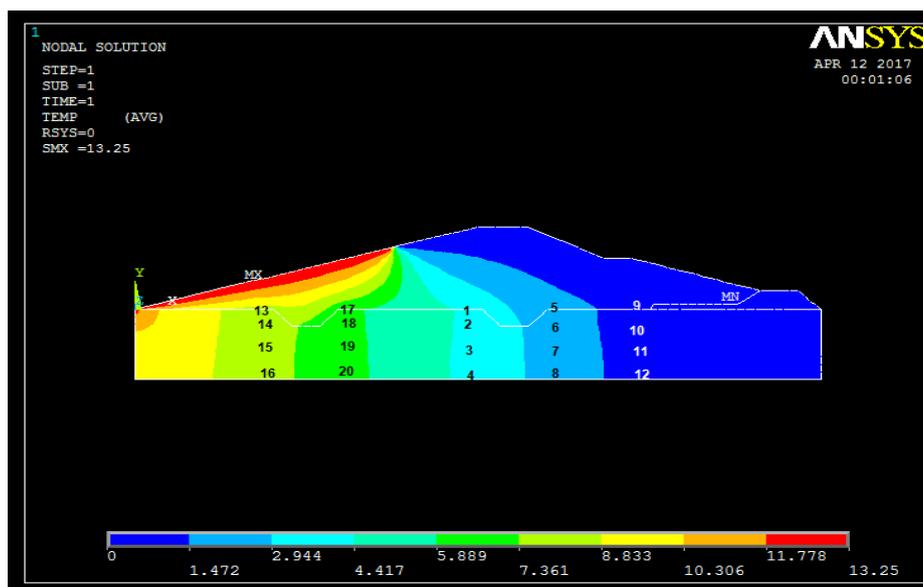


Figure III.18 : Champ de flux thermique
Influence des chemins d'écoulement verticaux ($h_{cle}=3m$)

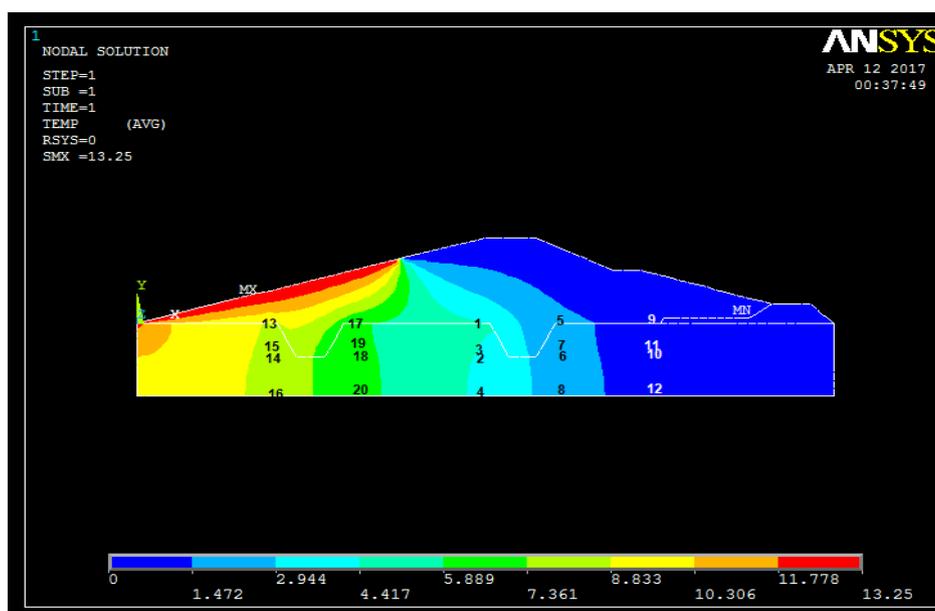


Figure III.19 : Champ de flux thermique
Influence des chemins d'écoulement verticaux ($h_{cle}=6m$)

Le tableau III.5 donne la variation des pressions interstitielles au niveau des positions d'analyse des infiltrations dans les fondations des barrages.

Tableau III.5: Variation des pressions interstitielles dans les fondations du barrage (m)*Influence des chemins d'écoulement verticaux*

Positions	1m	3m	6m
01	3.81668	4.05496	4.46329
02	3.76621	3.95665	4.1262
03	3.7062	3.88633	4.22623
04	3.65687	3.87994	3.85116
05	2.43059	2.20552	1.79736
06	2.44007	2.30132	2.10138
07	2.47505	2.38778	2.0297
08	2.50303	2.29484	2.15589
09	0	0	0
10	0.358677	0.451796	0.525903
11	0.64156	0.539124	0.471997
12	0.783527	0.754414	0.678527
13	7.69828	8.0459	8.73293
14	7.65578	7.94091	8.38635
15	7.64558	7.81789	8.49019
16	7.56711	7.72838	8.15838
17	6.31688	6.20495	6.11136
18	6.31059	6.30751	6.44346
19	6.41129	6.34362	6.31927
20	6.41698	6.48943	6.65336

L'analyse de l'évolution des pressions interstitielles sera engagé dans les zones aval des clés d'ancrage soient au niveau des positions 5 et 17.

- Pour la zone aval de la 1^{ère} clé d'ancrage (position 17), la réduction des pressions interstitielles entre les deux profondeurs $h=1\text{m}$ et $h=6\text{m}$ des clés d'ancrage est de 3%.
- Entre les positions 17 et 5, les réductions des pressions interstitielles se présentent ainsi :
 - 61% de réduction pour une hauteur des clés d'ancrage de 1m,
 - 64% de réduction pour une hauteur des clés d'ancrage de 3m,
 - 70% de réduction pour une hauteur des clés d'ancrage de 6m.

Sur le plan mécanique, le tableau III.6 donne les valeurs des gradients hydrauliques enregistrés dans les fondations des barrages pour le cas de projection de deux clé d'ancrage.

Tableau III.6 : Variations des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage
Influence des chemins d'écoulement verticaux.

Paramètres	L_H	Profondeur de la clé d'ancrage (m)					
		1		3		6	
		L_V	i	L_V	i	L_V	i
Amont clé	23,11	0	1,720	0	1,720	0	1,720
Aval clé	68,55	4	0,493	12	0,380	24	0,283
Drainage	85,5	4	0,408	12	0,327	24	0,252

Pour analyser l'influence de cette disposition conceptuelle (Influence des chemins d'écoulement verticaux) sur les risques d'érosion mécanique, la figure III.20 donne les taux de réduction des gradients hydrauliques entre la zone amont de la 1^{ère} clé d'ancrage et la zone de drainage.

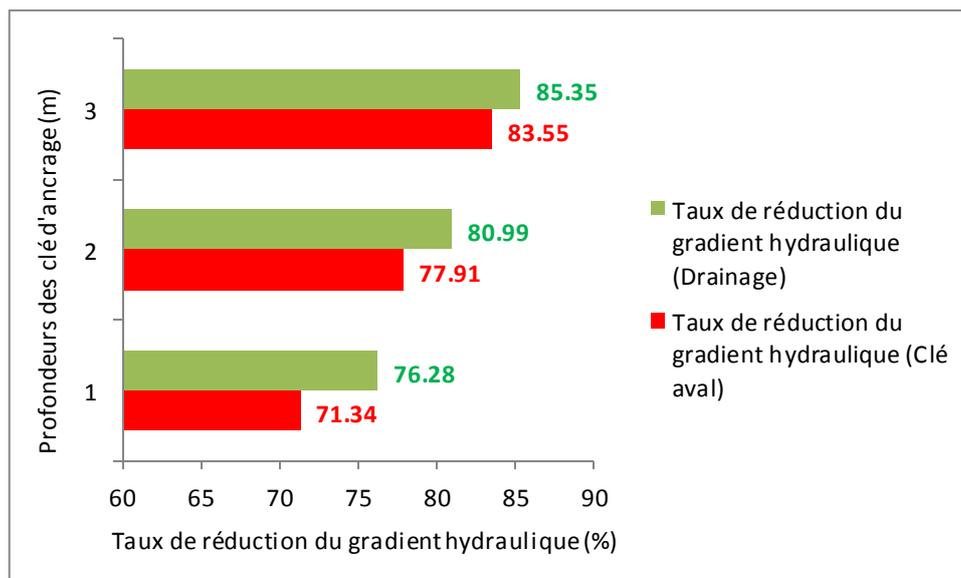


Figure III.20 : Taux de réduction des gradients hydrauliques
Influence des chemins d'écoulement verticaux

La figure III.21 donne une comparaison des gradients hydrauliques enregistrés pour cette disposition conceptuelle avec les gradients critiques des formations constituant les fondations des barrages.

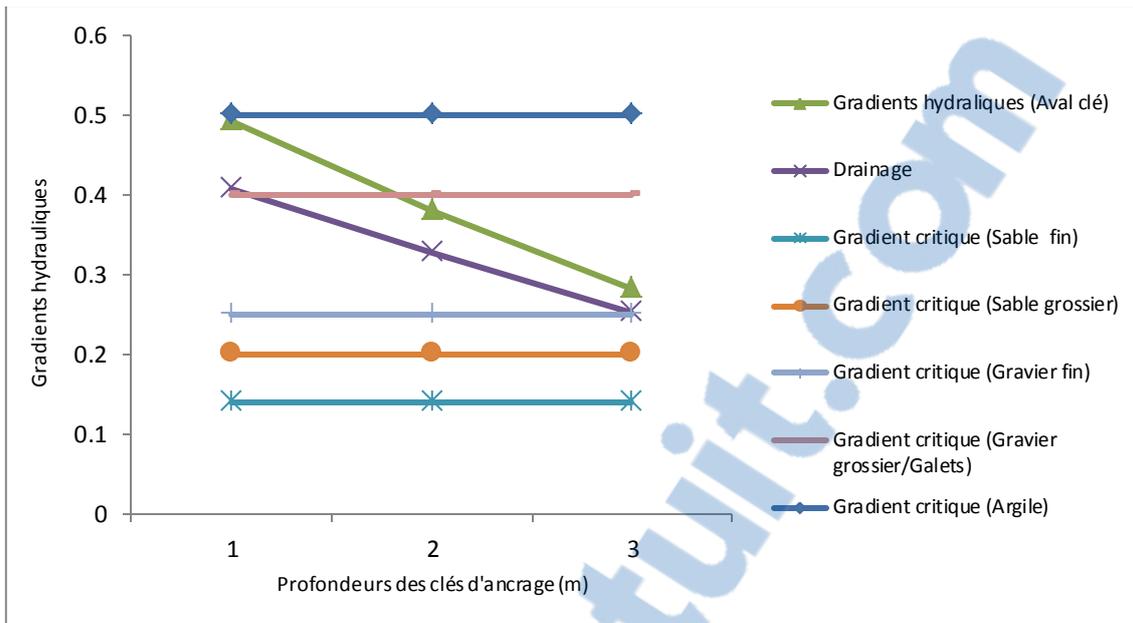


Figure III.21 : Comparaison des gradients hydrauliques de conception et gradients critiques
Influence de la longueur des chemins d'écoulement verticaux

Il est à signaler que pour des fondations constituées de gravier et/ou galet, la situation limite enregistrée en matière de risque d'érosion mécanique est obtenue pour des profondeurs des clés d'ancrage $h=2\text{m}$.

VII.3. Influence des chemins d'écoulement horizontaux

VII.3.1. Discrétisation du barrage sans tapis

Les figures III.22 et III.23 donnent respectivement le profil géométrique et le maillage du barrage pour l'analyse de l'influence sur les infiltrations de la projection de tapis amont.

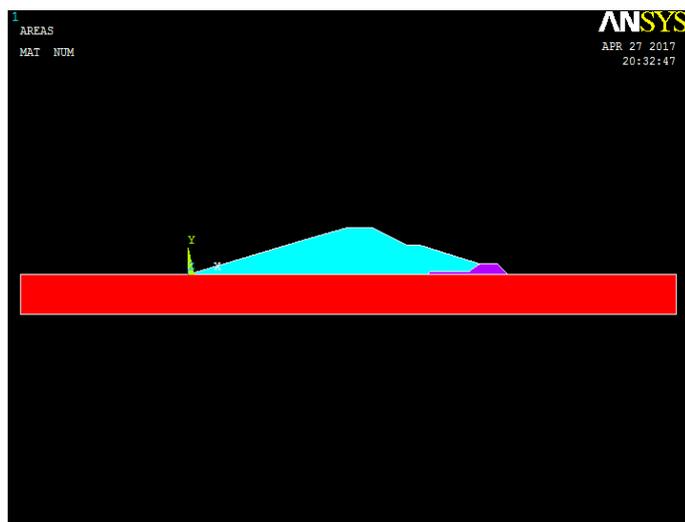


Figure III.22 : Profil géométrique
Absence tapis amont

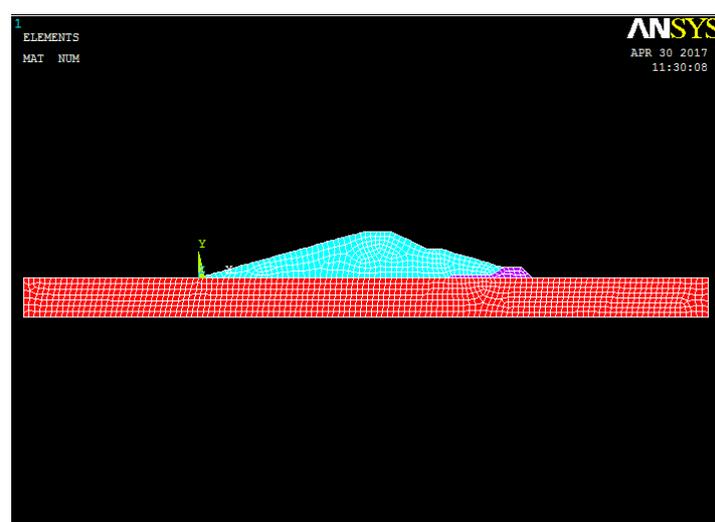


Figure III.23 : Maillage
Absence tapis amont

Certaines positions ont été choisies dans les fondations du barrage pour l'analyse des paramètres. La figure III.24 donne la matérialisation des positions de l'analyse.

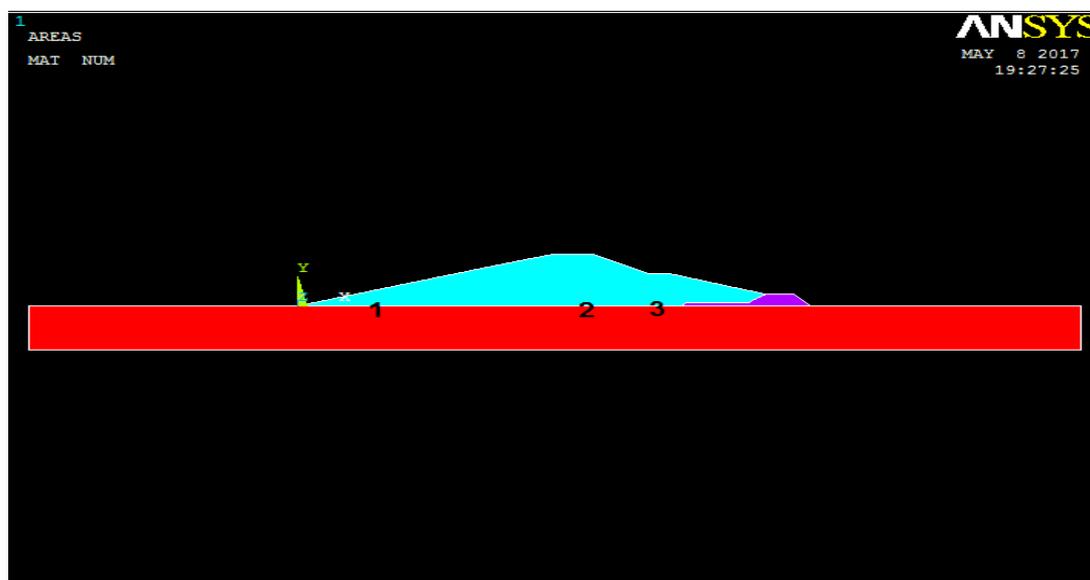
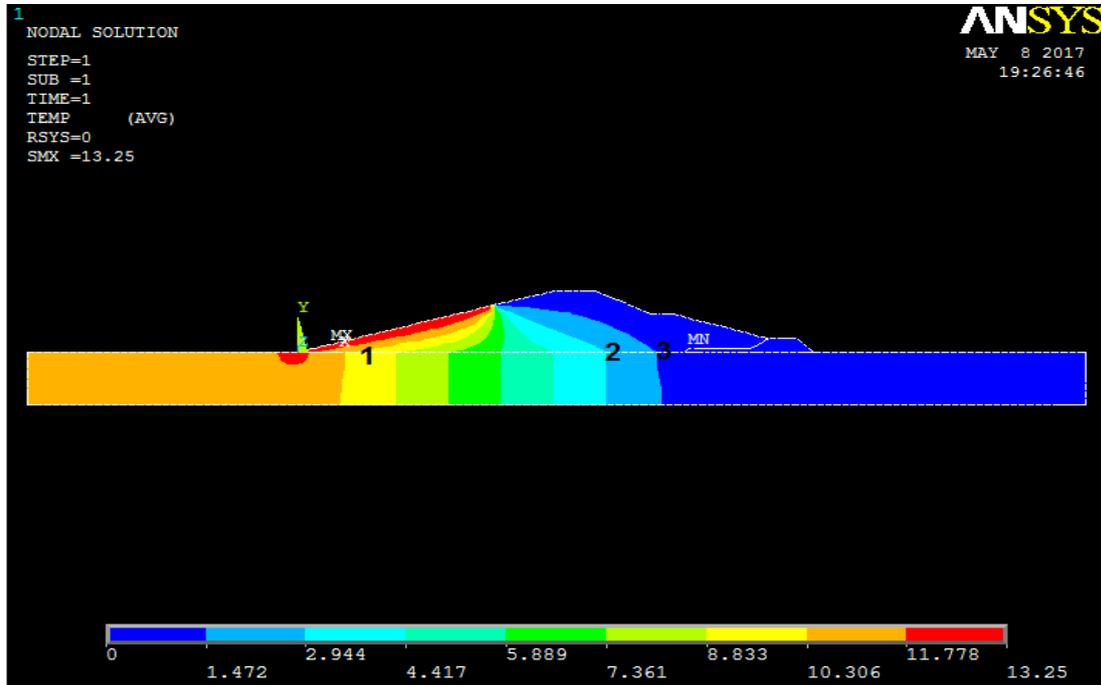


Figure III.24 : Positions pour l'analyse des paramètres
Absence tapis amont

VII.3.2. Résultats graphiques de la modélisation

La figure III.25 donne les variations des champs de flux thermique pour le cas d'absence de tapis amont.



*Figure III.25 : Champ de flux thermique
Cas d'absence tapis amont*

Le tableau III.7 donne la variation des pressions interstitielles au niveau des positions d'analyse des infiltrations dans les fondations des barrages pour ce cas de modélisation (absence de tapis amont).

Tableau III.7: Variation des pressions interstitielles (m) dans les fondations du barrage-sans tapis amont.

Positions	Pressions interstitielles (m)
Point 1	10,0763
Point 2	4,40975
Point 3	2,99689

Sur le plan mécanique, le tableau III.8 donne les valeurs des gradients hydrauliques enregistrés dans les fondations des barrages.

Tableau III.8 : Variation des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage sans tapis amont

Position	L_H	L_V	i
Pied amont	85,5	0	0,465

Nous constatons que la valeur du gradient hydraulique enregistrée dépasse les valeurs des gradients critiques pour l'ensemble des formations argileuses au niveau des fondations (situation rares), le gradient est limité ($i_G=0,5$).

VII. 3.3. Discrétisation du barrage avec tapis étanche

Cette disposition conceptuelle prévoit la projection de tapis amont pour différentes longueurs afin d'agir sur les chemins d'écoulement horizontaux.

Les figures III.26 et III.27 donnent respectivement le profil et le maillage du barrage pour ce cas de disposition conceptuelle.

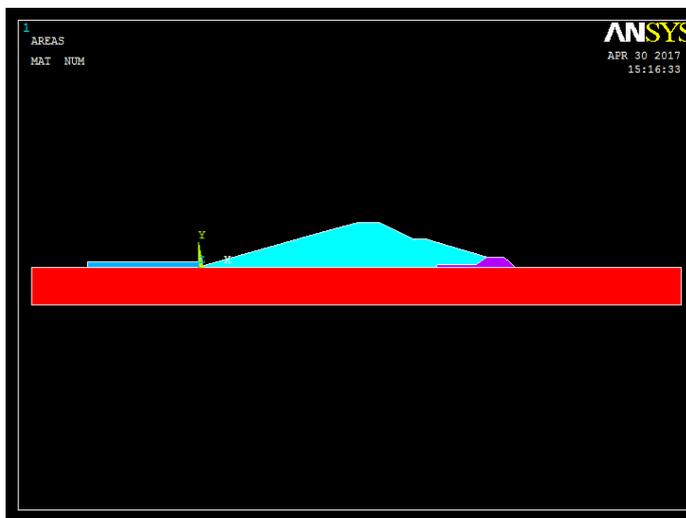


Figure III.26 : Profil géométrique
Influence de la longueur de tapis amont

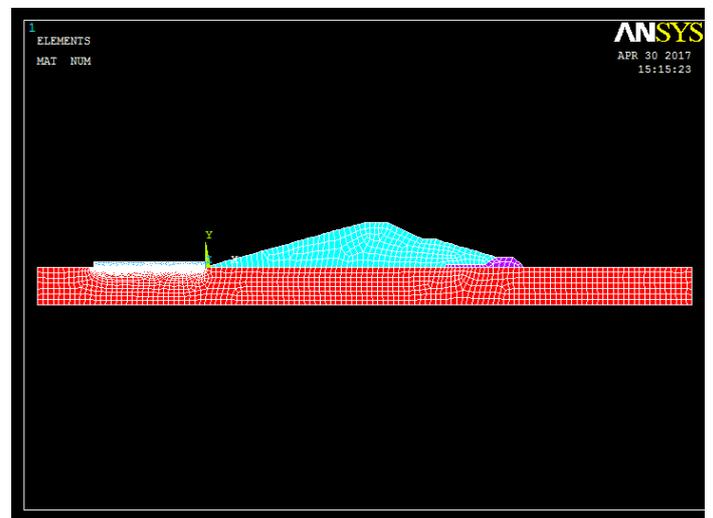
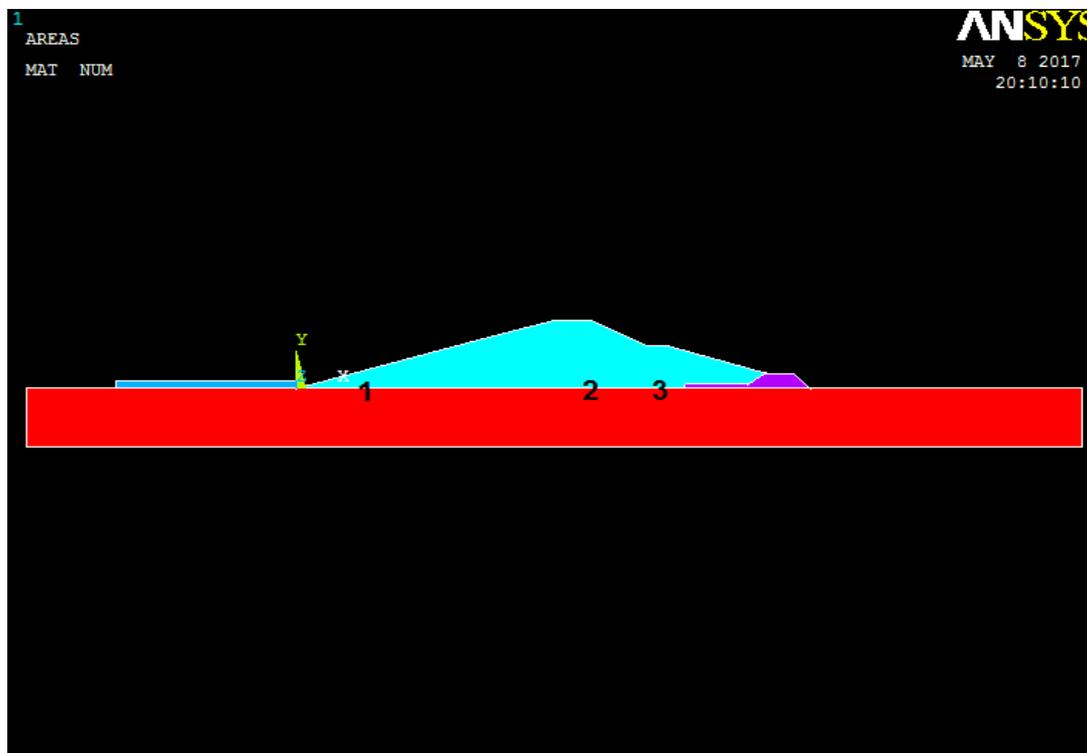


Figure III.27 : Maillage
Influence de la longueur de tapis amont

Certaines positions ont été choisies dans les fondations du barrage pour l'analyse des paramètres. La figure III.28 donne la matérialisation des positions de l'analyse.



*Figure III.28 : Positions pour l'analyse des paramètres
Influence de la longueur du tapis amont-*

VII.3.4. Résultats graphiques de la modélisation

Les figures III.29 à III.34 donnent les variations des champs de flux thermique pour différents cas de variation des longueurs de tapis amont.

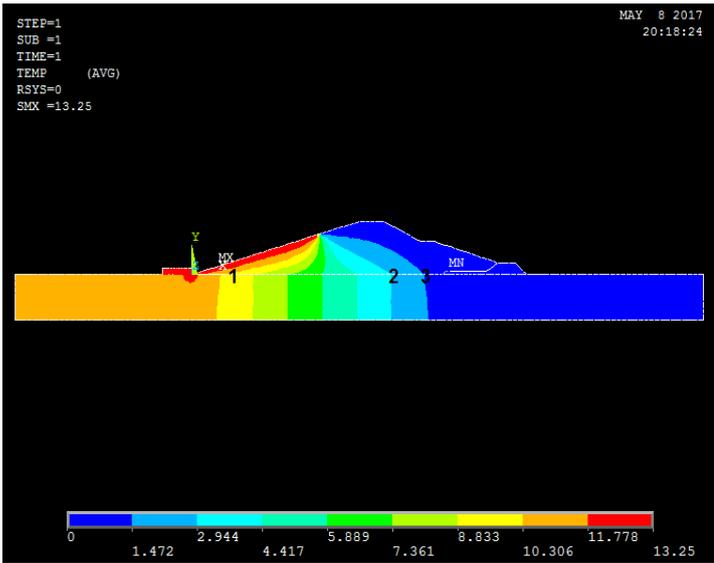


Figure III.29 : Champ de flux thermique
Influence de la longueur de tapis amont
 $L=10m$

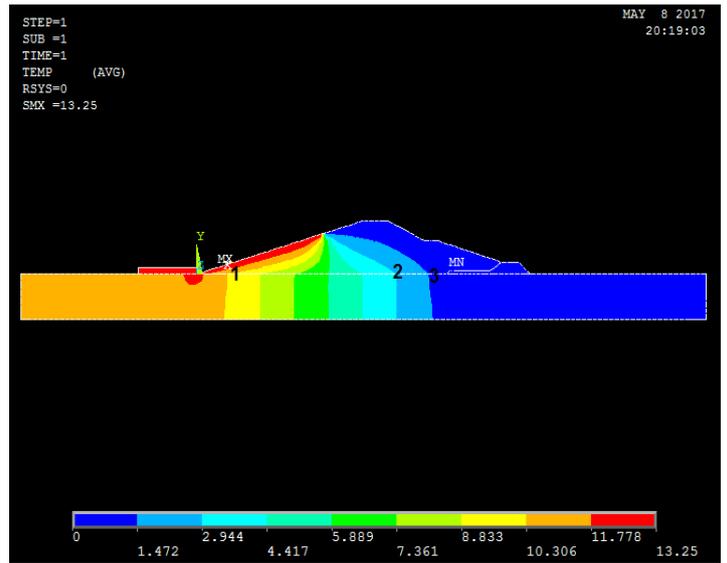


Figure III.30 : Champ de flux thermique
Influence de la longueur de tapis amont
 $L=20m$

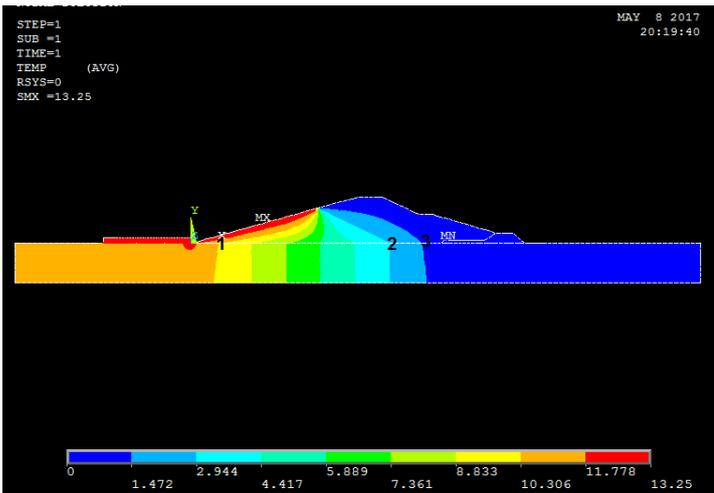


Figure III.31 : Champ de flux thermique
Influence de la longueur de tapis amont
 $L=30m$

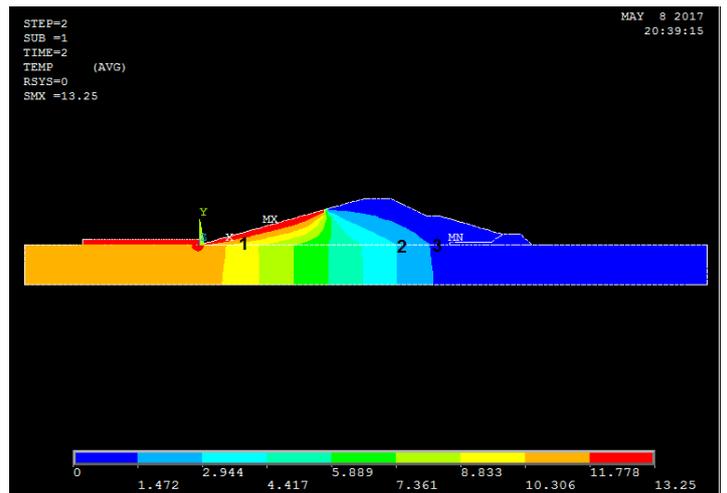


Figure III.32 : Champ de flux thermique
Influence de la longueur de tapis amont
 $L=40m$

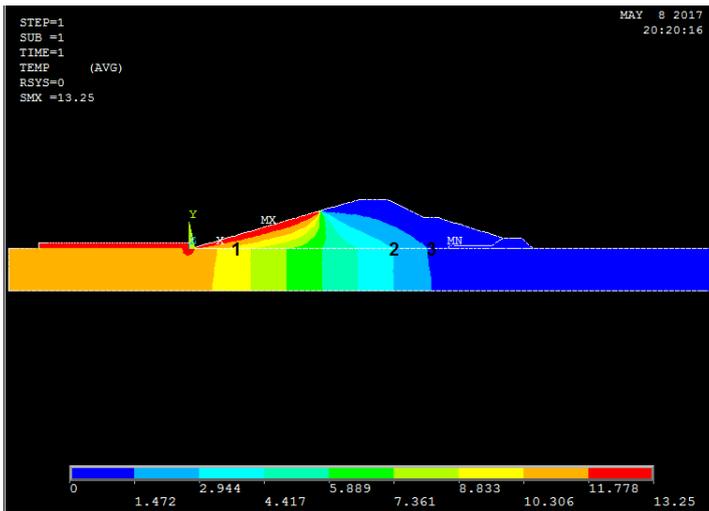


Figure III.33 : Champ de flux thermique
Influence de la longueur de tapis amont
 $L=50m$

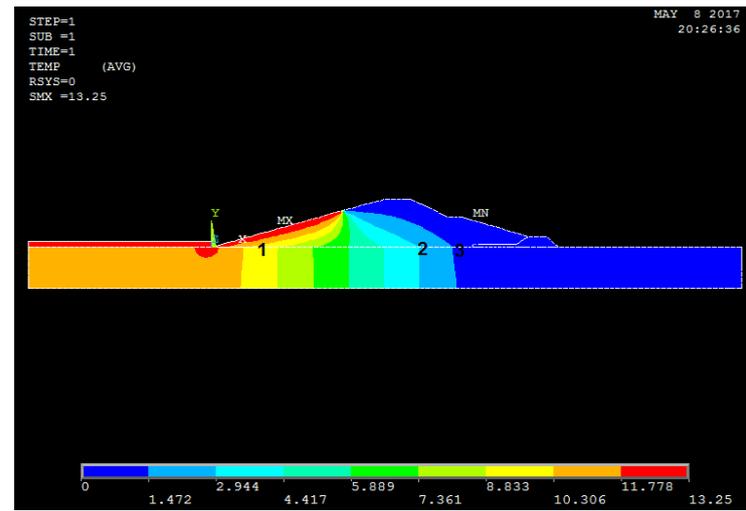


Figure III.34 : Champ de flux thermique
Influence de la longueur de tapis amont
 $L=60m$

Le tableau III.9 donne la variation des pressions interstitielles au niveau des positions d'analyse des infiltrations dans les fondations des barrages.

Tableau III.9: Variation des pressions interstitielles dans les fondations du barrage (m)
Influence de la longueur de tapis amont

Positions	Longueur de tapis (m)					
	L=10m	L=20m	L=30m	L=40m	L=50m	L=60m
point 1	10,2346	10,4374	10,2403	10,2525	10,2471	10,2421
point 2	4,36908	4,34231	4,36655	4,36824	4,59677	4,47223
point 3	2,96946	2,95124	2,96618	2,96575	2,96198	3,03558

La figure III.35 donne, en fonction de la longueur du tapis, l'évolution de la pression interstitielle au niveau du pied amont du barrage et la zone de drainage

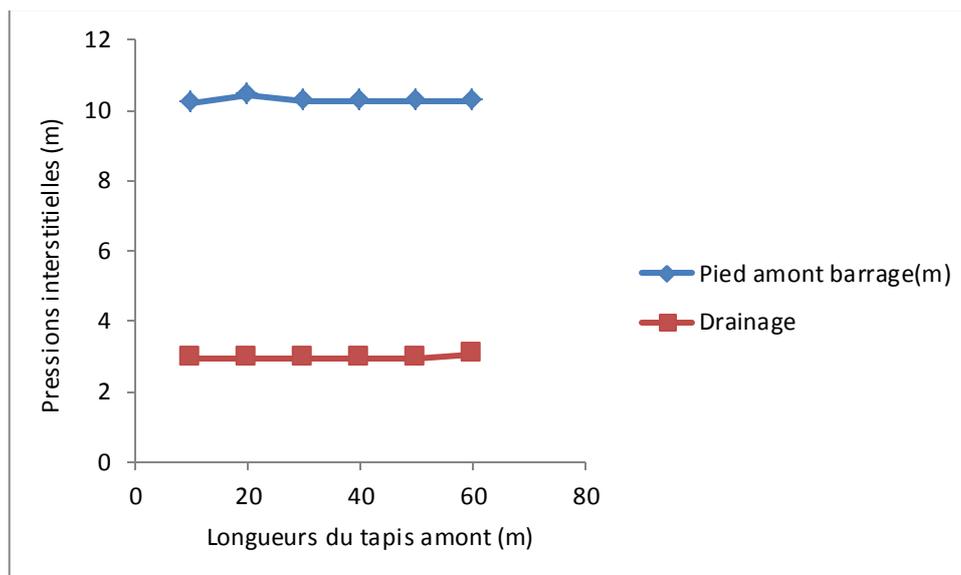


Figure III.35 : Evolution de la pression interstitielle entre le pied amont du barrage et la zone du drainage en fonction des longueurs du tapis amont

Sur le plan mécanique, le tableau III.10 donne les valeurs des gradients hydrauliques enregistrés dans les fondations des barrages avec la projection de tapis amont.

Tableau III.10: Variation des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage
Influence de la longueur de tapis amont.

		Longueur du tapis amont (m)											
		10			20		30		40		50		60
Paramètres	L_V	L_H	i	L_H	i	L_H	i	L_H	i	L_H	i	L_H	i
Pied aval tapis	0	10	3,978	20	1,989	30	1,325	40	0,993	50	0,795	60	0,663
drainage	0	95,5	0,416	105,5	0,376	115,5	0,344	125,5	0,316	135,5	0,293	145,5	0,273

La figure III.36 illustre la variation des gradients hydrauliques au niveau du pied amont du drainage horizontal en fonction des longueurs du tapis amont.

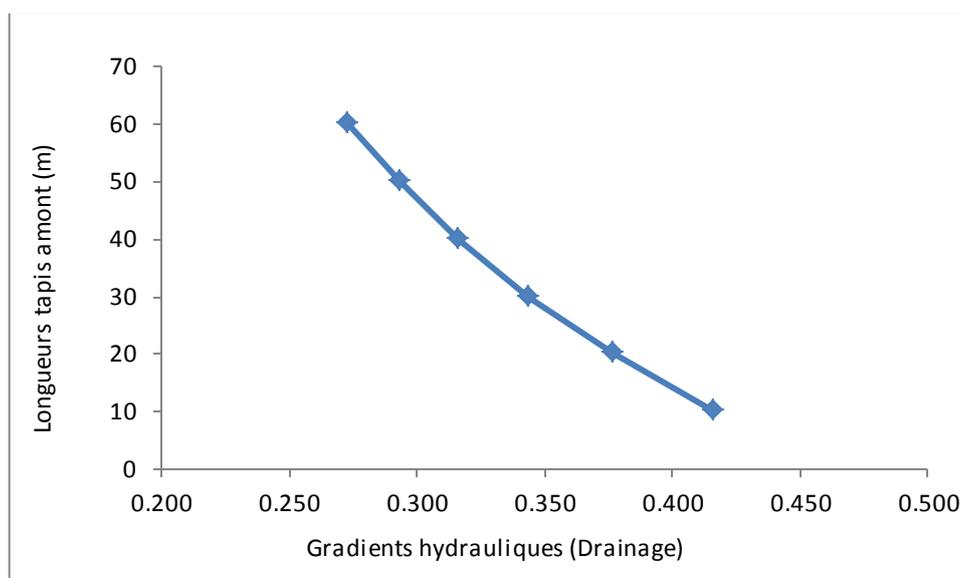


Figure III.36: Variation des gradients hydrauliques au pied amont du drainage en fonction de la longueur du tapis amont

Nous constatons que la projection d'un tapis amont influe énormément sur les gradients hydrauliques de conception au pied amont du drainage.

Pour une longueur du tapis supérieure ou égale à 50m, les gradients hydrauliques enregistrés sont inférieurs à 0,3.

VII. 3.5. Discrétisation du barrage avec une clé d'ancrage de 2 m de profondeur et différents longueurs de tapis amont

Cette disposition conceptuelle prévoit la combinaison d'une clé d'ancrage avec un tapis amont. La profondeur de la clé d'ancrage sera fixée à 2m avec variation de la longueur du tapis amont. Les figures III.37 et III.38 donnent respectivement le profil géométrique et le maillage du barrage pour cette variante de disposition conceptuelle.

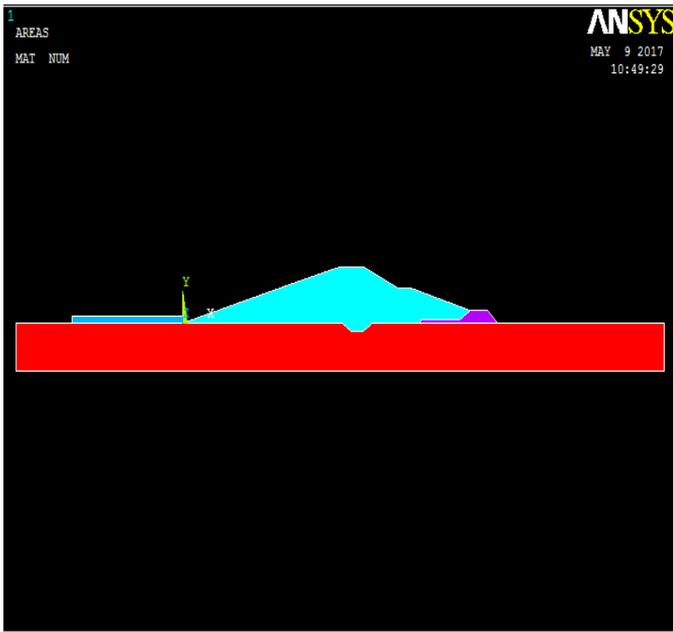


Figure III.37 : Profil géométrique
Combinaison clé d'ancrage et tapis
amont

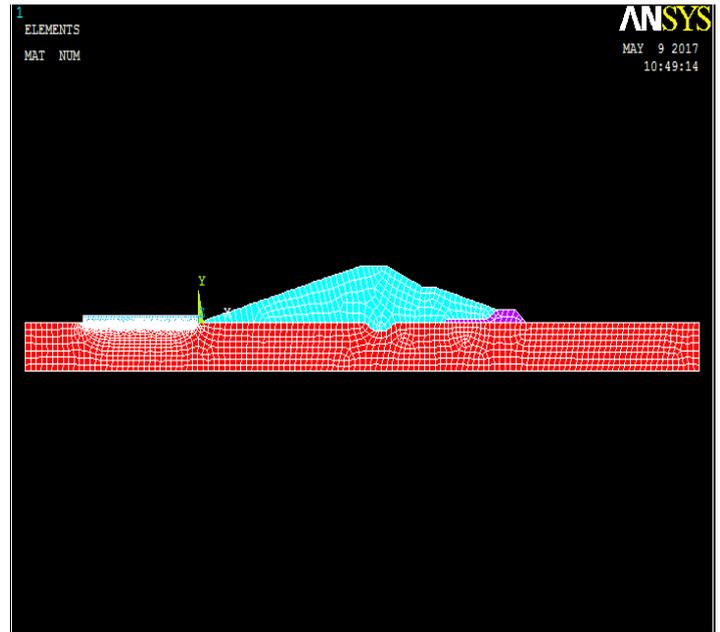


Figure III.38 : Maillage
Combinaison clé d'ancrage et tapis
amont

Certaines positions ont été choisies dans les fondations du barrage pour l'analyse des paramètres. La figure III.39 donne la matérialisation des positions de l'analyse.

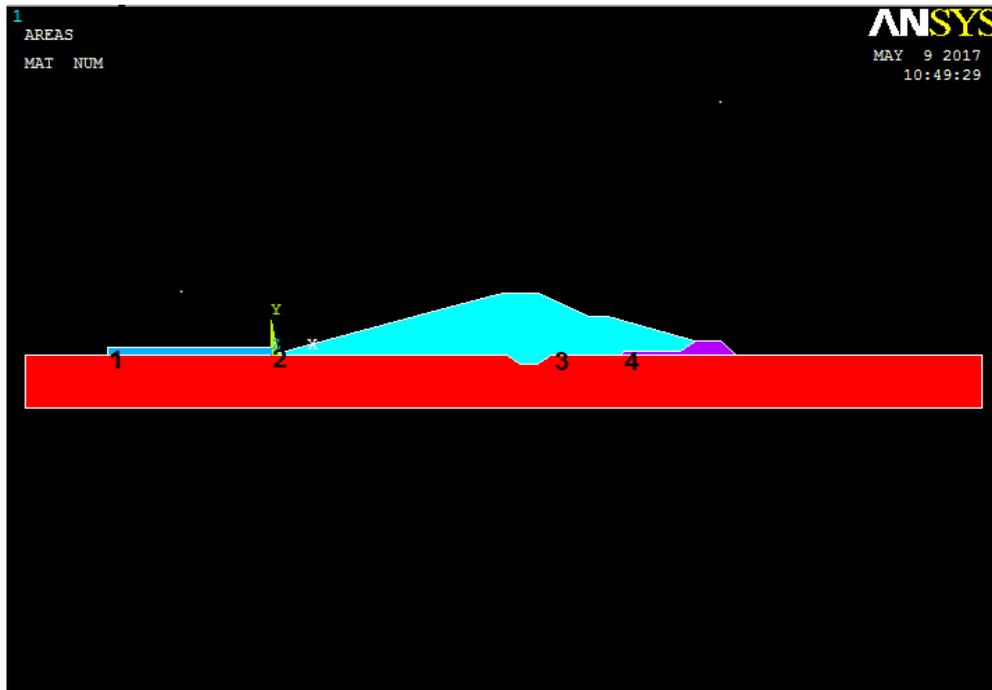


Figure III.39 : Positions pour l'analyse des paramètres
Combinaison clé d'ancrage et tapis amont

VII. 3.6. Résultats graphiques de la modélisation

Les figures III. 40 à III.45 donnent les variations des champs de flux thermique pour différentes longueurs de tapis amont avec 2m de profondeur de clé d'ancrage.

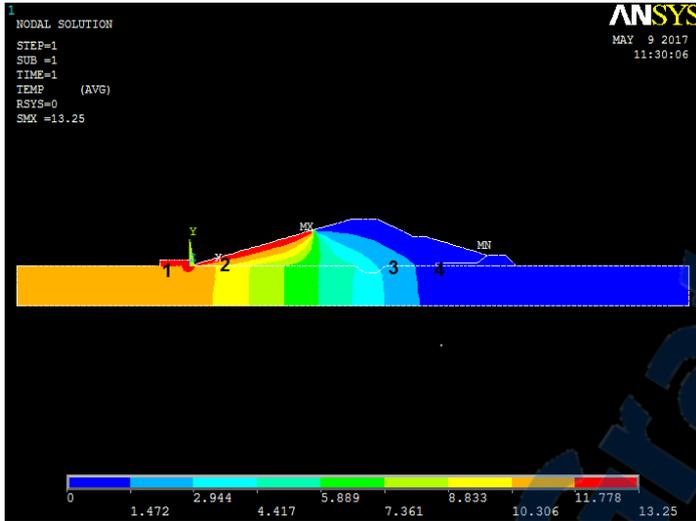


Figure III. 40 : Champ de flux thermique
Combinaison clé d'ancrage $h=2m$ et tapis
amont $L=10m$

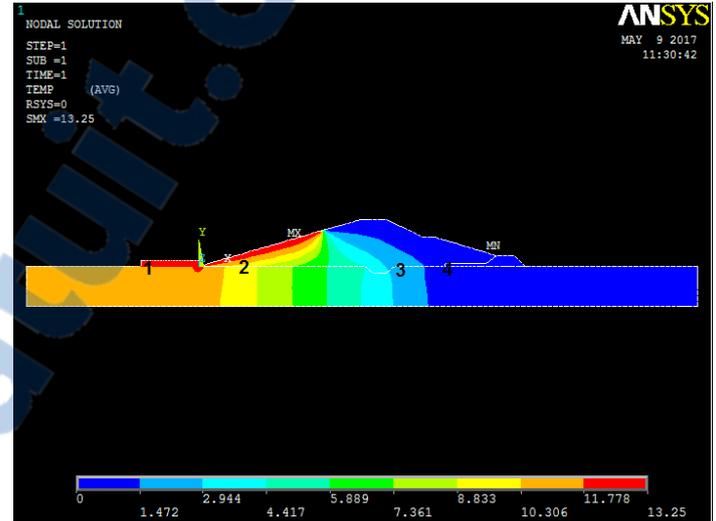


Figure III. 41 : Champ de flux thermique
Combinaison clé d'ancrage $h=2m$ et tapis
amont $L=20m$

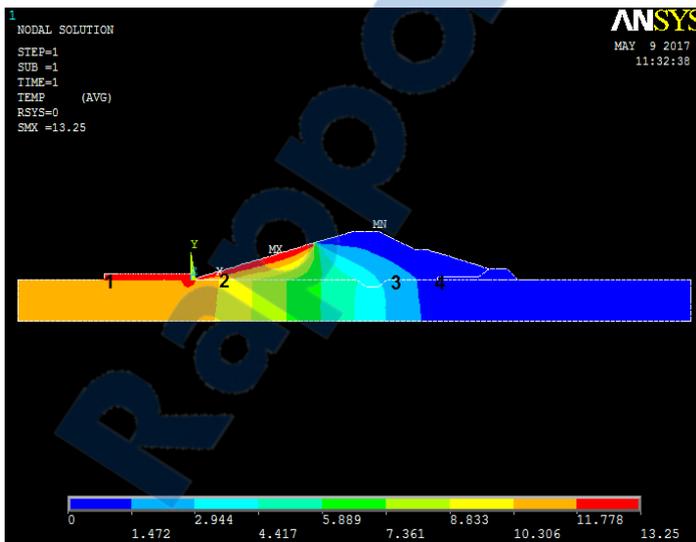


Figure III. 42 : Champ de flux thermique
Combinaison clé d'ancrage $h=2m$ et tapis
amont $L=30m$

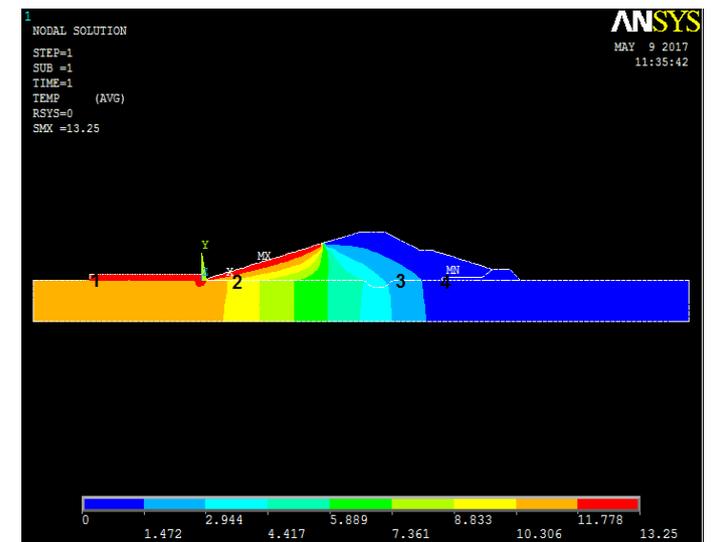


Figure III. 43 : Champ de flux thermique
Combinaison clé d'ancrage $h=2m$ et tapis
amont $L=40m$

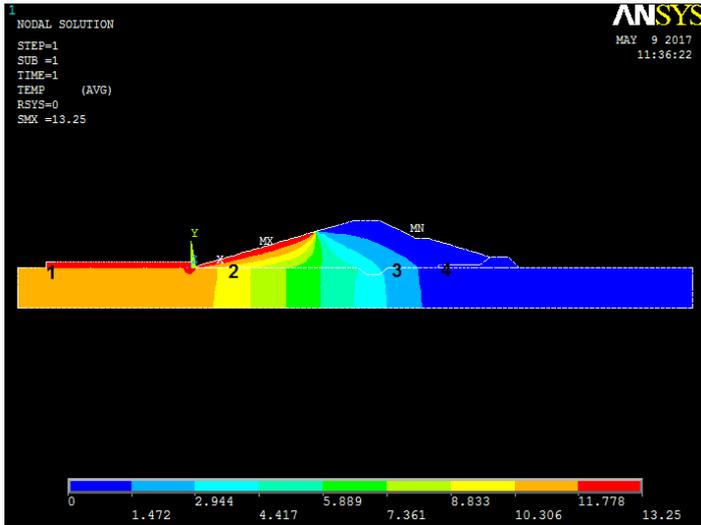


Figure III. 44 : Champ de flux thermique
Combinaison clé d'ancrage $h=2m$ et tapis
amont $L=50m$

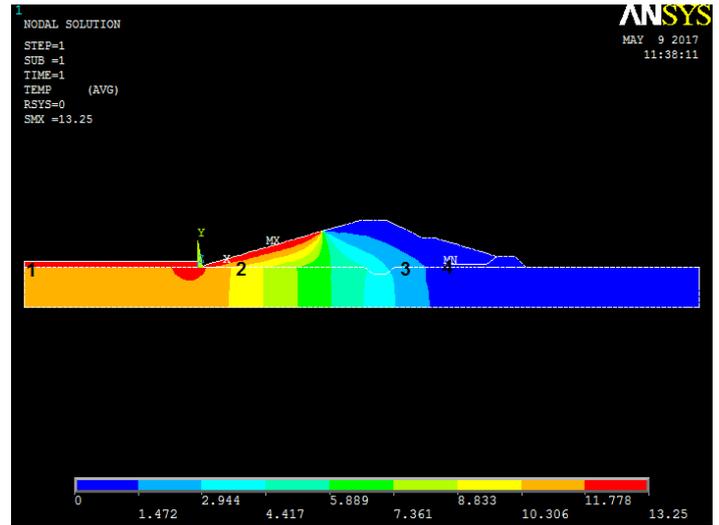


Figure III. 45: Champ de flux thermique
Combinaison clé d'ancrage $h=2m$ et tapis
amont $L=60m$

Le tableau III.11 donne la variation des pressions interstitielles au niveau des positions d'analyse des infiltrations dans les fondations des barrages pour le cas de combinaison d'un tapis amont avec une clé d'ancrage de 2m de profondeur .

Tableau III.11: Variation des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction des longueurs du tapis amont.

Positions	Longueur tapis amont (m)					
	L=10m	L=20m	L=30m	L=40m	L=50m	L=60m
Point 1	11.4025	11.2954	11.4108	11.3302	11.3307	11.7764
Point 2	10.2973	10.2485	10.3071	10.2349	10.2361	10.2828
Point 3	2.6322	2.61921	2.64766	2.63214	2.63662	2.71608
Point 4	0.531963	0.525972	0.537701	0.533176	0.535537	0.546511

La figure III.46 donne, en fonction des longueurs de tapis l'évolution de la pression interstitielle au niveau de la clé aval et la zone de drainage.

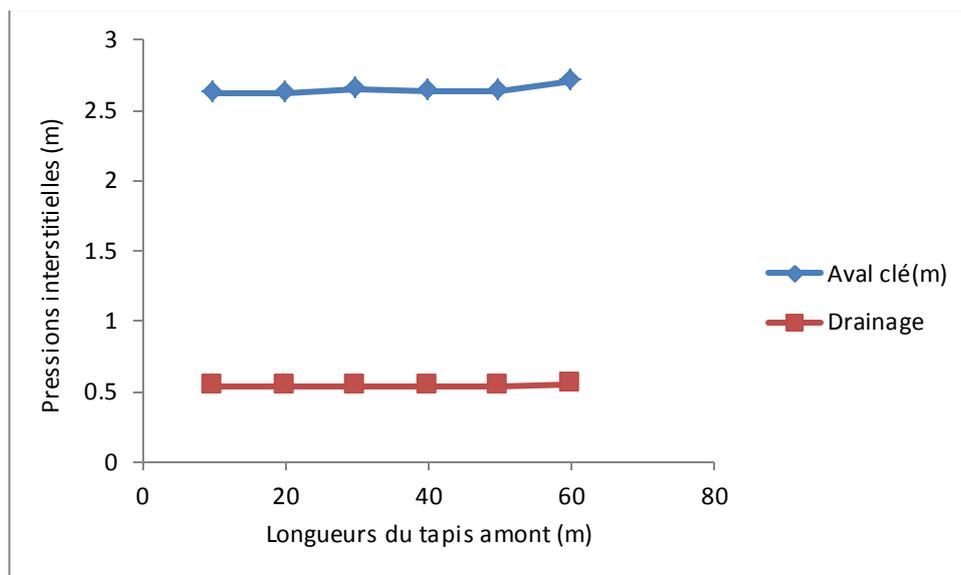


Figure III.46 : Evolution de la pression interstitielle entre la clé aval et la zone du drainage en fonction de longueurs du tapis amont

Sur le plan mécanique, le tableau III.12 donne les valeurs des gradients hydrauliques enregistrés dans les fondations des barrages.

*Tableau III.12: Variations des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage
Influence de la longueur du tapis amont.*

		Longueurs tapis amont (m)											
		10m		20m		30m		40m		50m		60m	
Positons	L_v	L_H	i	L_H	i	L_H	i	L_H	i	L_H	i	L_H	i
Pied aval tapis	0	10	3,978	20	1,98	30	1,325	40	0,993	50	0,795	60	0,662
Clé aval	4	78,55	0,439	88,55	0,395	98,55	0,359	108,55	0,329	118,55	0,304	118,55	0,282
Drainage	4	95,5	0,369	105,5	0,338	115,5	0,311	125,5	0,289	135,5	0,269	145,5	0,252

La figure III.47 illustre la variation des gradients hydrauliques au niveau du pied aval du tapis, de la zone aval de la clé d'ancrage et du pied amont du drainage horizontal en fonction des longueurs du tapis amont.

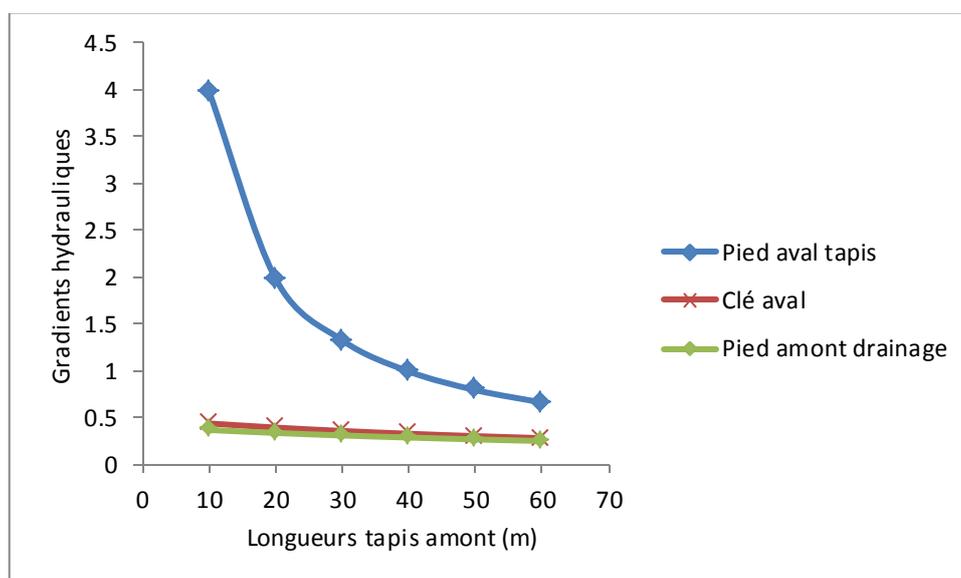


Figure III.47 : Variation des gradients hydrauliques au pied aval tapis, aval clé d'ancrage et pied amont drainage en fonction de la longueur du tapis

D'après les résultats figurant sur la figure III.47, l'influence des longueurs du tapis sur les gradients hydraulique est remarquable, en effet :

- Pied aval tapis : $i=3,978$ ($L_{\text{Tapis}}=10\text{m}$) à $i=0,662$ ($L_{\text{Tapis}}=60\text{m}$),
- Clé aval : $i=0,439$ ($L_{\text{Tapis}}=10\text{m}$) à $i=0,282$ ($L_{\text{Tapis}}=60\text{m}$),
- Drainage : $i=0,369$ ($L_{\text{Tapis}}=10\text{m}$) à $i=0,252$ ($L_{\text{Tapis}}=60\text{m}$).

VII. 4. Influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations de barrages

VII.4.1. Discrétisation du barrage

Ce cas de modélisation concerne la projection d'une clé d'ancrage ($h=2\text{m}$) et d'un tapis amont ($L=50\text{m}$). L'analyse portera sur l'étude des paramètres d'infiltration en fonction de la variation de la perméabilité des formations au niveau des fondations de barrages. Les dimensions de la clé d'ancrage et du tapis amont ont été fixées en fonction de l'optimisation des paramètres au niveau des cas de modélisations précédents

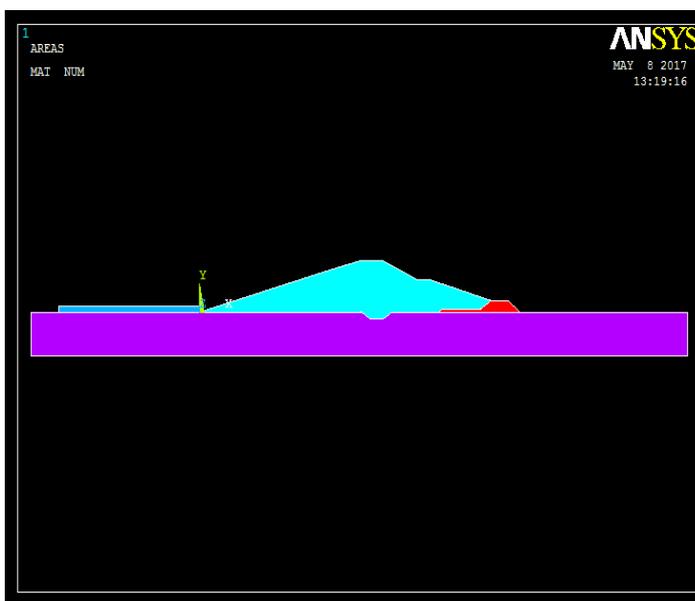


Figure III.48 : Profil géométrique
Influence de la perméabilité des formations
au niveau des fondations de barrages

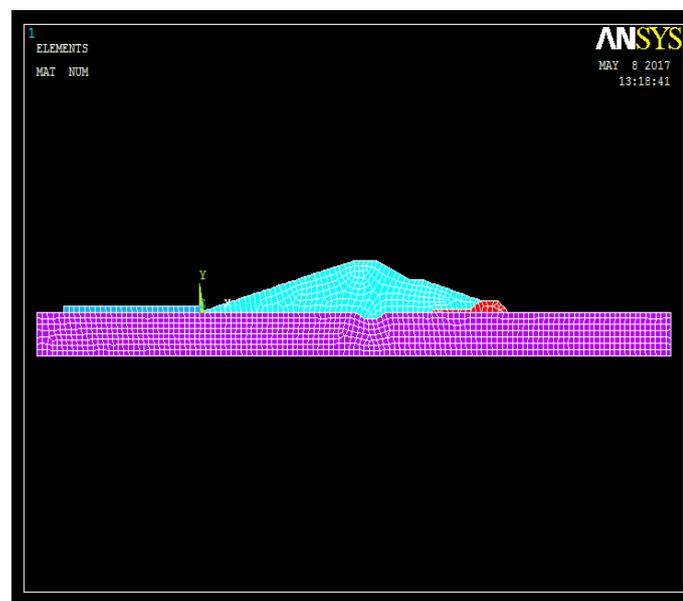


Figure III.49: Maillage
Influence de la perméabilité des formations
au niveau des fondations de barrages

Certaines positions ont été choisies dans les fondations du barrage pour l'analyse des paramètres. La figure III.50 donne la matérialisation des positions de l'analyse.

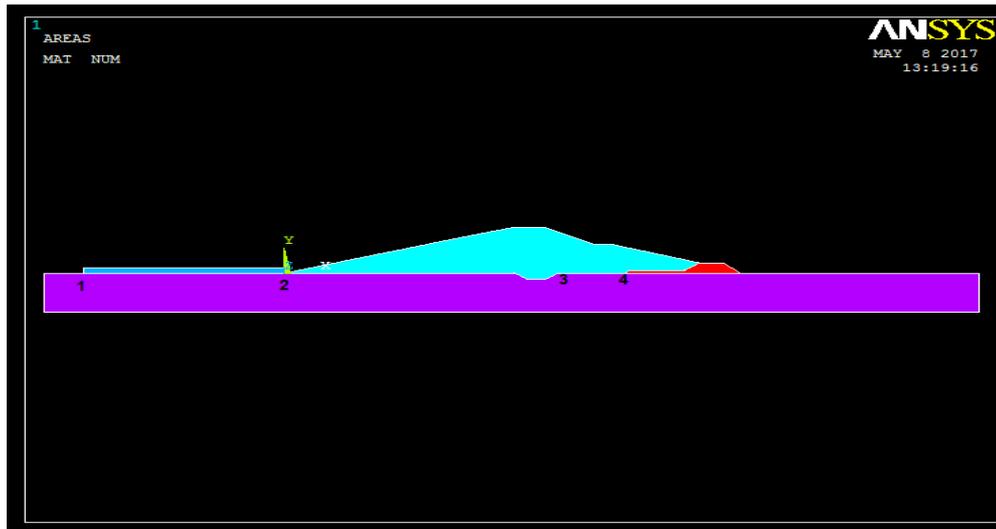


Figure III.50 : Positions pour l'analyse des paramètres
Influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations de barrages

VII.4.2. Résultats graphiques de la modélisation

Les figures III.51 et III.52 donnent les variations des champs de flux thermique pour différentes perméabilités avec un tapis amont de 50m de longueur et une profondeur de clé d'ancrage de 2m.

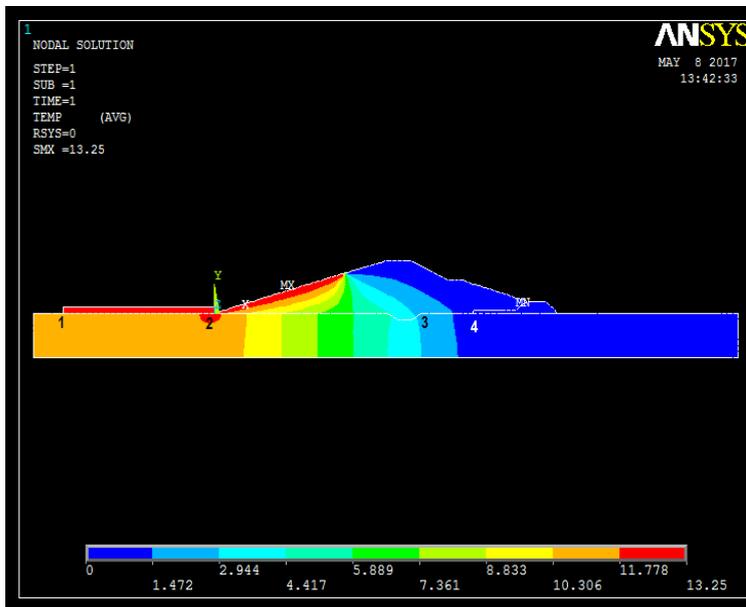


Figure III.51 : Champ de flux thermique
Influence de la perméabilité des formations
au niveau des fondations de barrages

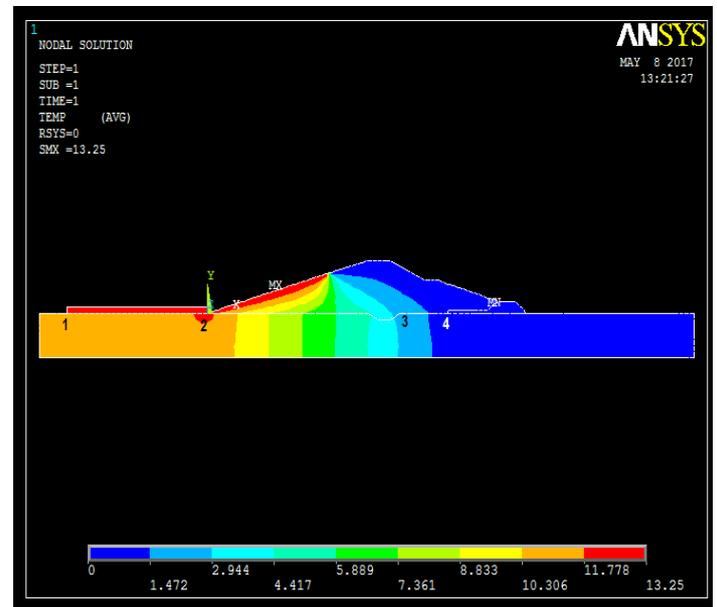


Figure III.52 : Champ de flux thermique
Influence de la perméabilité des formations
au niveau des fondations de barrages

Le tableau III.13 donne la variation des pressions interstitielles au niveau des positions d'analyse des infiltrations dans les fondations des barrages pour ce cas de modélisation.

Tableau III.13 : Variation des pressions interstitielles dans les fondations du barrage (m)
Influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations des barrages

Positions	Perméabilité des fondations (m/s)	
	10^{-2}	10^{-4}
Point 01	11.5659	11.5607
Point 02	12.0063	12.0018
Point 03	2.69856	2.65772
Point 04	0.458752	0.400436

Sur le plan mécanique, le tableau III.14 donne les valeurs des gradients hydrauliques enregistrés dans les fondations du barrage en fonction de l'influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations du barrage.

Tableau III.14: Variations des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage
Influence de la perméabilité des formations au niveau des fondations des barrages.

Paramètres	Perméabilité des fondations (m /s)					
	10^{-2}			10^{-4}		
	L_H	L_V	i	L_H	L_V	i
Pied amont tapis	50	0	0,795	50	0	0,795
Aval clé	118,55	4	0,304	118,55	4	0,304
Drainage	135,4	4	0,269	135,4	4	0,269

A travers les résultats obtenus, l'influence de la perméabilité des fondations est insignifiante.

VII.5 Influence de la profondeur des formations perméables

VII.5.1 Discrétisation du barrage

Cette série de modélisation concerne l'influence de la profondeur des formations perméables des fondations sur les paramètres des infiltrations.

Pour ces fins, il a été considéré des plages des profondeurs de 10,15 et 20m.

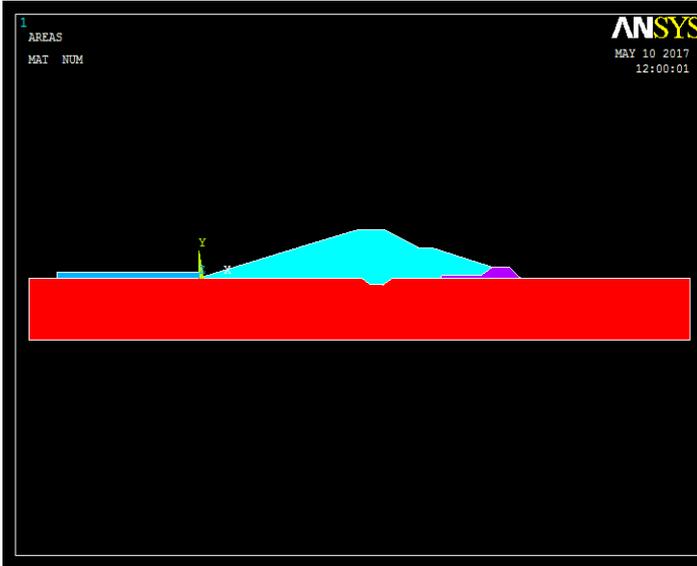


Figure III.53: Profil géométrique
Influence de la profondeur des formations
perméables ($h=15m$)

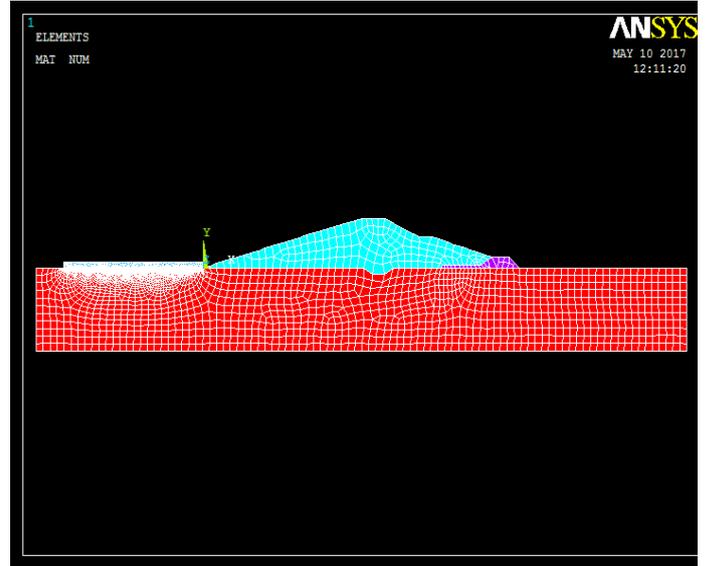


Figure III.54: Maillage
Influence de la profondeur des formations
perméables ($h=15m$)

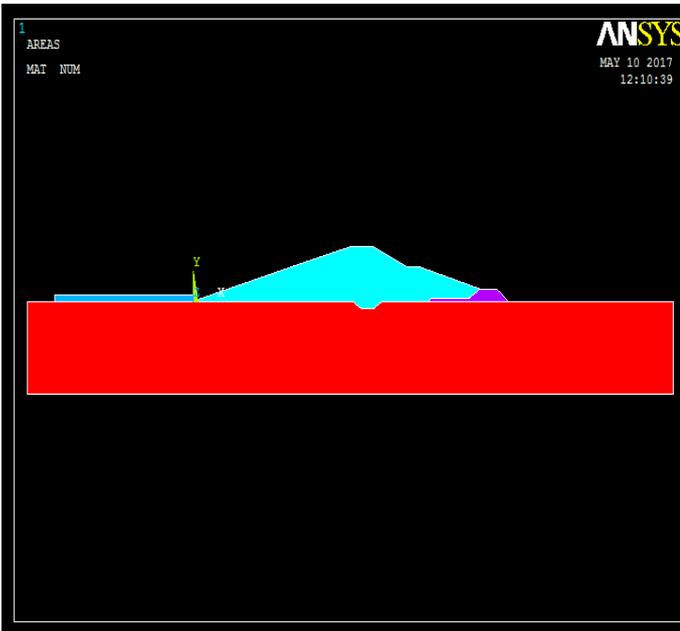


Figure III.55: Profil géométrique
Influence de la profondeur des formations
perméables ($h=20m$)

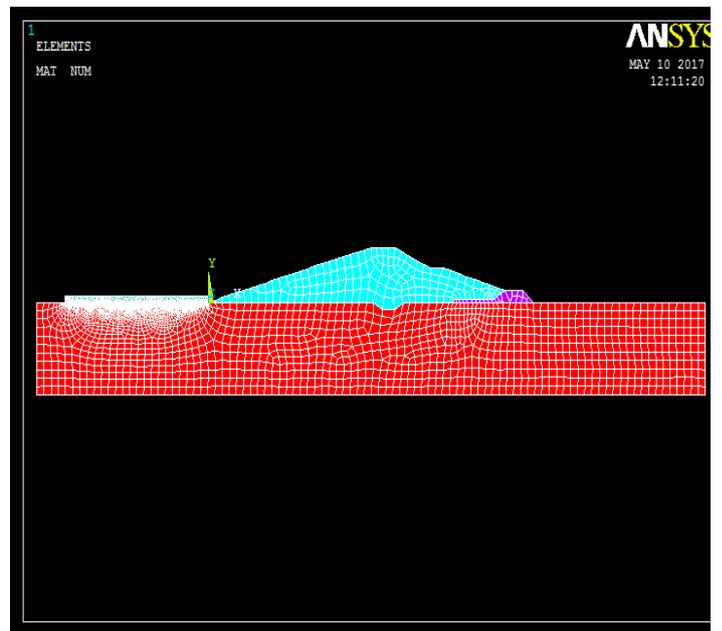


Figure III.56: Maillage
Influence de la profondeur des formations
perméables ($h=20m$)

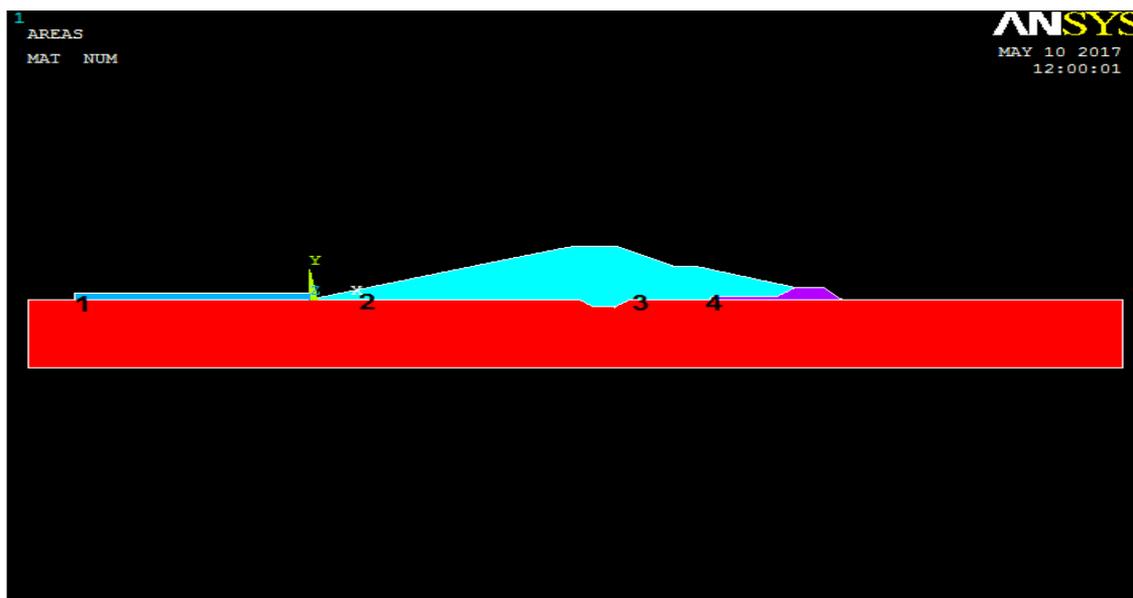


Figure III.57: Positions pour l'analyse des paramètres d'infiltrations
Influence de la profondeur des formations perméables.

VII.5.2. Résultats graphiques de la modélisation

Les figures III. 58et III.59donnent les variations des champs de flux thermique pour différents profondeurs des formations perméables des fondations avec 50m de longueur de tapis amont et 2m de profondeur de clé d'ancrage.

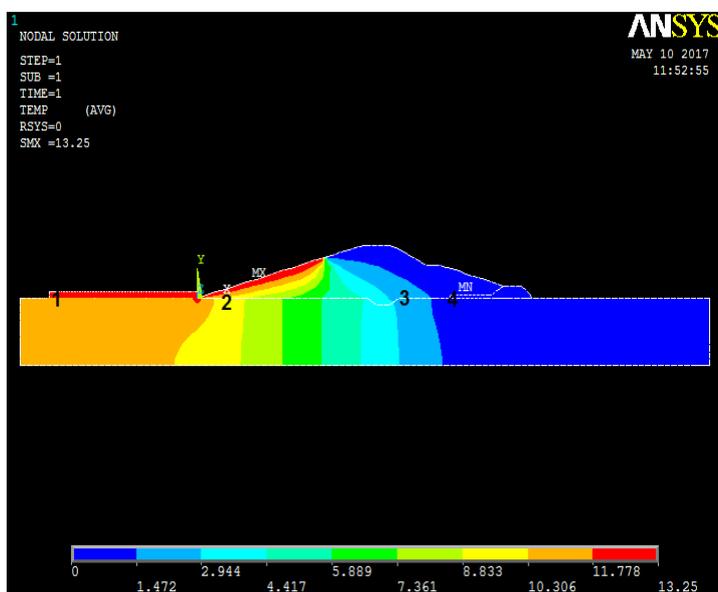


Figure III.58 : Flux de champ thermique
Influence de la profondeur des formations perméables ($h=15m$)

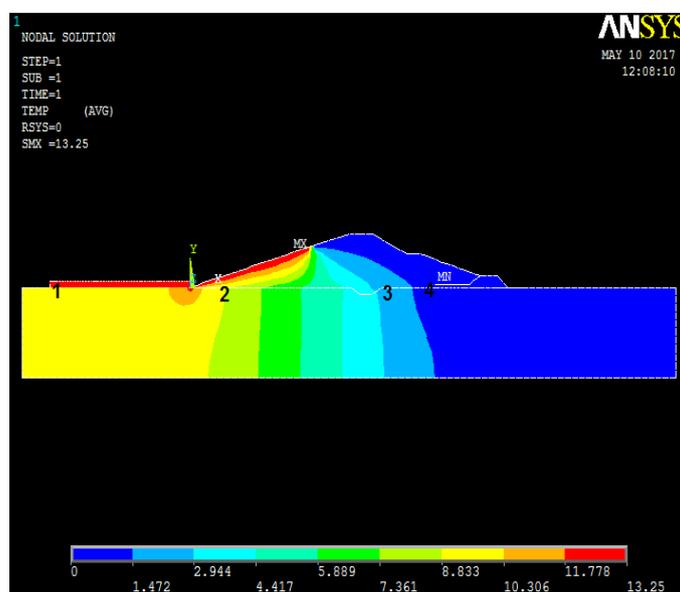


Figure III.59 : Flux de champ thermique
Influence de la profondeur des formations perméables ($h=20m$)

Le tableau III.15 donne la variation des pressions interstitielles au niveau des positions d'analyse des infiltrations dans les fondations du barrage en fonction de l'influence de la profondeur des formations perméables.

Tableau III.15 : Variation des pressions interstitielles dans les fondations des barrages
Influence de la profondeur des formations perméables

Positions	Profondeur de fondation (m)	
	15	20
Pied amont tapis	10,5122	9,83121
Pied aval tapis	9,4598	8,83925
Aval clé d'ancrage	2,66301	2,68543
Drainage	0,575094	0,603203

La figure III.60 illustre la variation des pressions interstitielles en fonction de la perméabilité des formations des fondations au niveau des positions d'analyse.

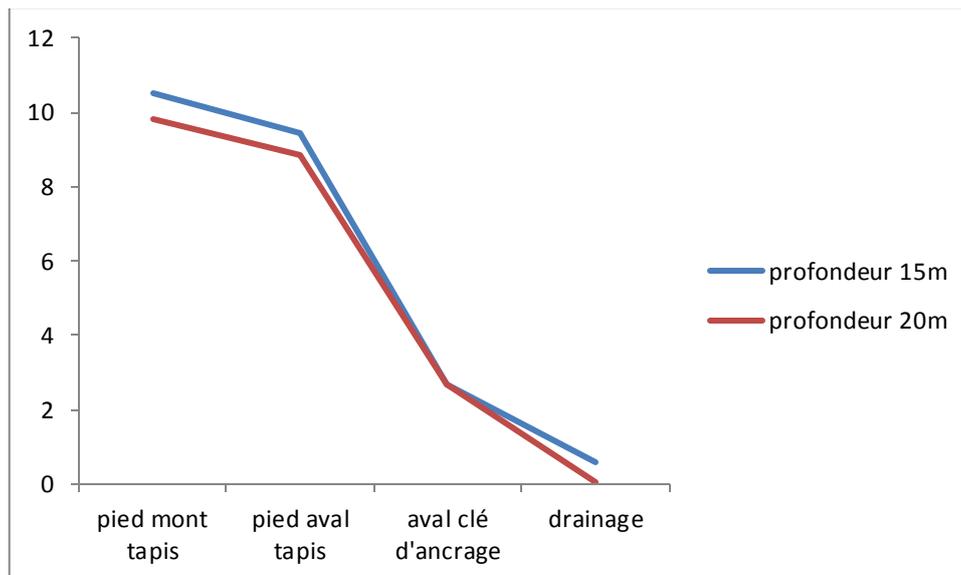


Figure III.60 : Variation des pressions interstitielles
Influence de la profondeur des formations perméables des fondations

VII.6. Impact sur les débits de fuite à travers les fondations

Afin de juger l'influence de la perméabilité et de la profondeur des formations perméables sur les débits de fuite à travers les fondations, l'estimation du débit de fuite peut être approchée par :

$$Q = K \times h \times \frac{H(h - h')}{B + 2h'}$$

Avec :

Q : Débit de fuit à travers la fondation perméable par unité de la largeur (m^2/s)

K : Perméabilité de la formation perméables (m/s)

H : Hauteur d'eau à la cote CRN (m)

h : Profondeur de la formation perméable des fondations (m)

h' : Profondeur de la clé d'ancrage (m)

B : Longueur du contour horizontal (base du barrage en m)

En considérant $H= 13,25m$, $h'= 2m$ et $B= 114m$, le tableau III.16 donne les variations des débits de fuite en fonction des profondeurs et des perméabilités des formations au niveau des fondations du barrage.

Tableau III.16 : Variation des débits dans les fondations des barrages

H=10m	Perméabilité des fondations (m/s)			K=10 ⁻⁶ m/s	Profondeur des fondations (m)		
	10 ⁻²	10 ⁻⁴	10 ⁻⁶		10	15	20
Q (m ² /s)	0,0898	8,9830E-4	8,9830E-6	Q (m ² /s)	8,9830E-6	2,1896E-5	4,0423E-5

Influence de la profondeur et de la perméabilité des fondations.

Les figures III.61 et III.62 illustrent la variation des débits d'infiltration en fonction de la perméabilité et de la profondeur des fondations.

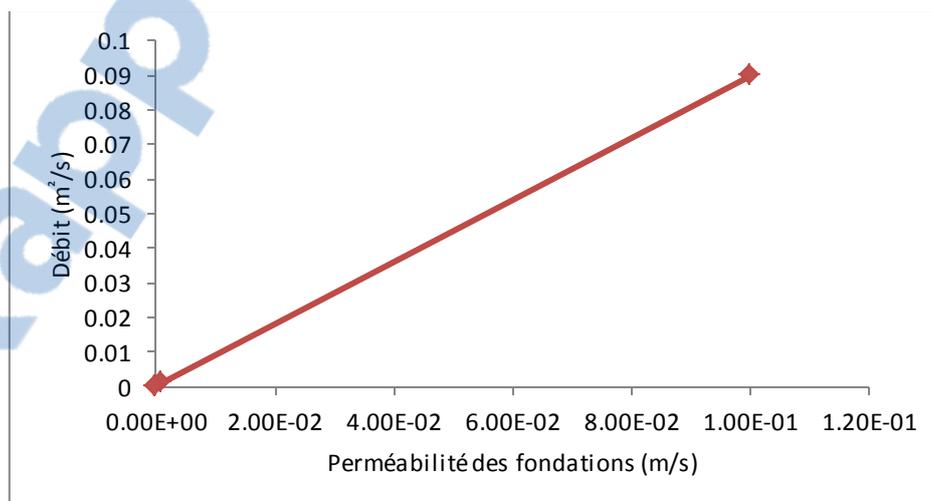


Figure III.61 : Variation des débits d'infiltration en fonction de l'influence de la perméabilité des fondations

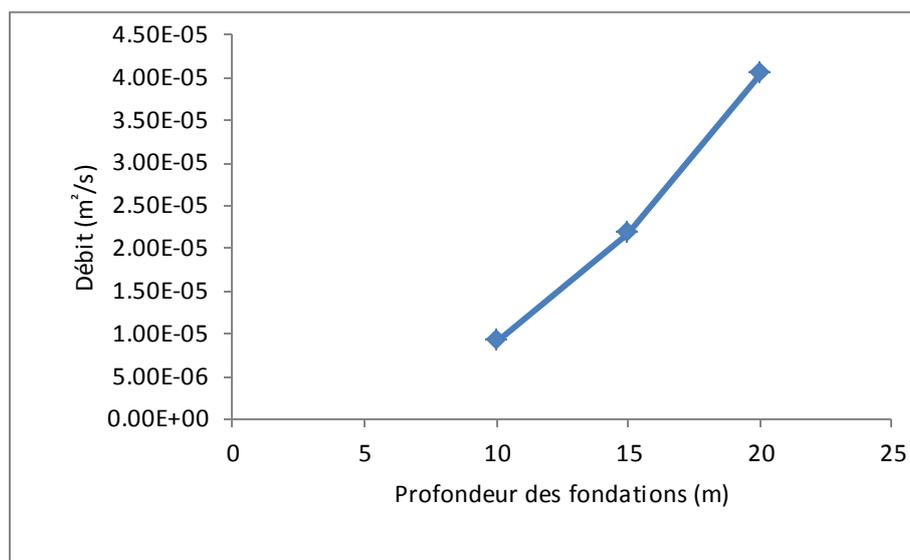


Figure III.62 : Variation des débits d'infiltration en fonction de l'influence de la profondeur des formations perméables des fondations

A travers l'analyse des courbes de variation des débits de fuite dans les fondation du barrage, il ressort que la perméabilité des formations constituant les fondations du barrage a plus d'influence sur les débits de fuite par rapport à la profondeur des formations perméables. Toutefois, nous signalons que les débits de fuite évalués sont des débits unitaires (par mètre de largeur des formations perméables) et que le jugement sur l'influence des paramètres ne peut être définit que par la connaissance précise de cette dimension.

Conclusion

En guise de synthèse de cette partie du travail, focalisée sur la modélisation numérique en vue d'optimiser les dispositions conceptuelles relatives aux fondations de petits barrages, il est déduit les conclusions fondamentales ci-dessous:

- Les profondeurs des clés d'ancrage induisent des influences sur les pressions interstitielles au niveau des fondations,
- Les profondeurs des clés d'ancrage inférieures à 2m ne sécurisent nullement le barrage vis à vis de l'érosion mécanique des matériaux constituant les fondations du barrage,
- La projection de tapis amont étanche influent énormément sur les valeurs des gradients hydrauliques de conception,
- Les dispositions conceptuelles portant combinaison de tapis amont avec clé d'ancrage permet une meilleure maîtrise des paramètres d'infiltration.
- La perméabilité des formations constituant les fondations du barrage a plus d'influence sur les débits de fuite par rapport à la profondeur des formations perméables

CONCLUSION GENERALE

La modélisation numérique engagée a permis de mettre en évidence l'influence des procédés conceptuels des fondations de petits barrages. L'analyse paramétrée a également élucidé l'influence des paramètres d'infiltration, notamment l'évolution des pressions interstitielles et des gradients hydrauliques sur les choix et décisions pour l'optimisation des dispositions conceptuelles.

L'étude, en fonction des paramètres de décision, a tenu compte de l'influence des profondeurs des clés d'ancrage, des longueurs des tapis amont, des combinaisons entre les deux procédés de traitement des fondations ainsi que des caractéristiques géométriques et hydrauliques des formations constituant les fondations des barrages. Une étude de variation des gradients hydrauliques a été également élaborée en vue d'en juger sur les risques d'érosion interne et d'arrêter les dispositions conceptuelles permettant d'assurer la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis de ce phénomène.

L'interprétation des résultats graphiques et analytiques des différents cas de modélisation élaborés ont permis de dégager les conclusions fondamentales suivantes

Influence de la profondeur de la clé d'ancrage

La profondeur de la clé d'ancrage permet une réduction des pressions interstitielles entre 9 et 19 % pour des profondeurs des clés d'ancrage de 1m et de 6m. Pour des fondations constituées de sable fin ou grossier et /ou de gravier fin, les gradients enregistrés dépassent les gradients hydrauliques critiques pour les matériaux quelque soit la profondeur de la clé d'ancrage. Pour des fondations constituées de graviers grossier et/ou galets ou d'argile, seules les profondeurs des clés d'ancrage supérieur à 2,5 m sécurisent le barrage vis-à-vis de l'érosion mécanique.

Influence des chemins d'écoulement verticaux

Au niveau du cas de projection de deux clés d'ancrage, pour la zone aval de la 1^{ère} clé d'ancrage, la réduction des pressions interstitielles entre les deux profondeurs $h=1m$ et $h=6m$ des clés d'ancrage est de 3%. En aval de la 2^{ème} clé d'ancrage, les réductions des pressions interstitielles se présentent ainsi : 61% de réduction pour

une hauteur des clés d'ancrage de 1m, 64% de réduction pour une hauteur des clés d'ancrage de 3m, 70% de réduction pour une hauteur des clés d'ancrage de 6m.

Sur le plan mécanique, Il est à signaler que pour des fondations constituées de gravier et/ou galet, la situation limite enregistrée en matière de risque d'érosion mécanique est obtenue pour des profondeurs des clés d'ancrage $h = 2m$.

Influence des chemins d'écoulement horizontaux

Pour le cas d'absence de tapis amont, la valeur du gradient hydraulique enregistrée dépasse les valeurs des gradients critiques pour l'ensemble des formations argileuses au niveau des fondations (situation rares), le gradient est limité ($i_c=0,5$).

La projection de tapis amont, influe énormément sur les gradients hydrauliques de conception au pied amont du drainage. Pour une longueur du tapis supérieur ou égale à 50m, les gradients hydrauliques enregistrés sont inférieurs à 0,3.

Influence des chemins d'écoulement horizontaux et verticaux combinés

L'influence des longueurs du tapis, avec une clé d'ancrage de 2 m de profondeur sur les gradients hydraulique est remarquable :

Réduction du gradient hydraulique au niveau du pied aval tapis : de $i=3,978$ ($L_{\text{Tapis}}=10m$) à $i=0,662$ ($L_{\text{Tapis}}=60m$), réduction au niveau de la clé aval : de $i=0,439$ ($L_{\text{Tapis}}=10m$) à $i=0,282$ ($L_{\text{Tapis}}=60m$) et réduction du gradient dans la zone de drainage : de $i=0,369$ ($L_{\text{Tapis}}=10m$) à $i=0,252$ ($L_{\text{Tapis}}=60m$).

Influence des caractéristiques hydrauliques et géométriques des formations de fondations

A travers les résultats obtenus, l'influence de la perméabilité des fondations est insignifiante.

L'analyse des variations des débits d'infiltration en fonction des perméabilités et des profondeurs des formations perméables, a mis en évidence que le paramètre perméabilité des fondations est plus influent que celui relatif à leurs profondeurs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Anton J.Schleiss.Henri Pougatsch. (1969), Les barrages ; du projet de la mise en service. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne ,703p.

Baba Ba. 1999, Etude préliminaire topographique à l'implantation de digues dans le bas fond Mbambara chérif-sanagal Oualof, projet de fin d'étude, 77p.

Bertal.M.A, Benyahya.O.(2012), Traitement des fondations des barrages par l'injection et drainage, mémoire 99p.

Carrere, Allain.(1978), Barrages, 26p.

Cherif.S.M, Bouhassane.M.C. (2012), Etude comparative des barrages à noyau central, 93p.

Comite Internationale Des Grands Barragesodis. (1985), Etude et construction petits barrages en terre, CEMEGREF, p01-11.

Compaore.M.L.(Novembre 1996) Cours de barrages ,2^e Edition, 277p.

Degoutte, Gerard.(1997),Petits barrages-recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, CEMAGREF,183p

Deroo.L, Lapeyre.O.

Durand.Jean-Maurice, Technique des petits barrages en Afrique, 414p.

Groupe De La Specialistes De La Direction D'aménagement.

Gouvenot.D et All. (1997), Barrage & Réservoirs n°7, l'érosion interne.

Keddouri.Ahmed, (2011), Etude des pathologies de la digue d'ouedkreich wilaya de Djelfa, Mémoire de Magistère de l'université Abou BakrBelkaid, 148p.

LOMBARDI.G, (1998).

Malfi.Abdelouaheb, Kolli Ahmed, (2012), Infiltration dans les barrages en terre et influence de dispositions de drainage, de l'université Abou Baker Belkaid.

Mattmark, Valais. (1967), Barrages en Remblai,87p.

Messaid Belkacem. (2009), Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre, Thèse doctorat de l'université Colonel Hadj-Lakhdar-Batna.

Moulay.Elboudkhili.A, (23 juin 2014), Etude paramétrée de la stabilité des barrages poids, Mémoire de Master de l'université Abou bakrBelkaid, 120p.

Stucky.M.J.P, (1975).

RESUME

Pour les fondations des petits barrages, l'insuffisance des reconnaissances géotechniques, dictées par des contraintes financières a souvent constitué l'origine des difficultés pour la conception et la réalisation des fondations de ces ouvrages. Les diverses contraintes enregistrées sur les projets des petits barrages ont eu pour conséquences des arrêts de chantiers et des reprises des études occasionnant des délais supplémentaires des travaux et des surcoûts importants. Les moyens de traitement des fondations de grands barrages (injection et drainage) ne peuvent être adoptés en raison de la faisabilité économique des projets de petits barrages.

Partant de cet état de fait, le travail élaboré vise une analyse des modes de maîtrise des écoulements dans les fondations de petits barrages en fonction des difficultés conceptuelles et de réalisation et de proposer des solutions optimales permettant d'éviter des dégradations et des pathologies et assurer par conséquent la sécurité des aménagements. Le travail élaboré est basé essentiellement sur la modélisation par le code de calcul Ansys et cible l'analyse des écoulements en relation avec les dispositions conceptuelles des fondations de petits barrages en terre. La considération du cas du barrage M'GHILA dans la willaya de Tissemsilet apporte d'énormes enseignements pour ces situations et peut constituer une base pour orienter les projets futurs.

Mots clés : Barrage, fondations, infiltrations, clé d'ancrage, tapis amont, Ansys

ABSTRACT

For the foundations of the small stoppings, the insufficiency of the recognitions geotechnics, dictated by financial constraints often constituted the origin of the difficulties for the design and the realization of the foundations of these works. The various constraints recorded on the projects of the small dams had as consequences of the stops of building sites and the resumptions of the studies causing of additional times of work and the important overcosts. The means of treatment of the foundations of dam (injection and drainage) cannot be adopted because of the economic feasibility of the projects of small dams.

On the basis of this irrefutable fact, elaborate work aims at an analysis of the modes of control of the flows in the foundations of small dams according to the conceptual difficulties and realization and to suggest optimal solutions making it possible to avoid degradations and pathologies and to ensure consequently the safety of installations. Elaborate work is based primarily on modeling by the target and code Ansys computer the analysis of the flows in relation to the conceptual provisions of the foundations of small dams earth. The consideration of the case of the dam M'GHILA in the willaya of Tissemsilet brings enormous lesson for these situations and can constitute a base to direct the future projects.

Keywords: dam, foundations, infiltrations, key of anchoring, carpet upstream, Ansys

المخلص

لأسس السدود الصغيرة، الجيوتقنية كافية تمليه القيود المالية كثيرا ما يسبب صعوبات لتصميم و بناء أسس هذه الأعمال . و قد كان للقيود المختلفة المخزنة على مشاريع السدود الصغيرة العواقب التي تترتب على القرارات و الدراسات تسبب مرارا مزيد من التأخير في العمل و تكاليف إضافية كبيرة. وسائل معالجة أسس السدود الكبيرة (الحقن و الصرف) لا يمكن اعتمادها بسبب الجدوى الاقتصادية لمشاريع السدود الصغيرة.

استنادا إلى هذه الحقيقة، و العمل المتقدم هو تحليل التدفقات من التمكن من وسائط في أسس السدود الصغيرة على أساس الصعوبات و إنتاج المفاهيم و تقديم الحلول المثلى لمنع التدهور والضمان و بالتالي

بشكل رئيسي على النمذجة عن ANSYS فان سلامة المرافق و يستند عمل متقن

و تحليل الهدف من تدفق فيما يتعلق بالأحكام المفاهيمية من أسس السدود الترابية طريق شفرة الحاسوب الصغيرة. و لذا يجب النظر في قضية "سد مغيلة" في "ولاية تيسمسيلت" بجلب الدروس ضخمة لهذه الحالات، و يمكن أن يكون أساسا لتوجيه المشاريع المستقبلية.

الكلمات المفتاحية : سد، أسس، تسلل، المرسة الرئيسي، سجاد المنيع، ANSYS