

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE I : LES BARRAGES POIDS

I. INTRODUCTION	3
------------------------------	----------

II. DEFINITION	3
-----------------------------	----------

III. LES DIFFERENTS TYPES DE BARRAGES	4
--	----------

III.1. Barrages en béton	4
--------------------------------	---

III.2. Barrages en remblais	4
-----------------------------------	---

III.3. Barrages mobiles	4
-------------------------------	---

IV. CLASSIFICATION DES BARRAGES	4
--	----------

IV.1. Les matériaux de construction	5
---	---

IV.2. La façon à résister à la poussée de l'eau	5
---	---

V. CHOIX DU SITE ET DU TYPE DE BARRAGE	5
---	----------

V.1. Conditions naturelles d'un site	6
--	---

V.1.1. Données hydrologiques	6
------------------------------------	---

V.1.2. Données topographiques	6
-------------------------------------	---

V.1.3. Données géologiques et géotechniques	7
---	---

V.1.3.1. Conditions sur le fondations	7
---	---

a) Fondations rocheuses	7
-------------------------------	---

b) Fondations graveleuses	8
---------------------------------	---

c) Fondations sablo-silteuses	8
-------------------------------------	---

d) Fondations argileuses	8
--------------------------------	---

V.1.3.2. Qualités requises et traitement de la fondation	8
--	---

V.1.4. Données sismologiques	10
V.1.5. Conditions générales d'environnement	10
V.2. Matériaux disponibles	10
V.3. Crues et ouvrages hydrauliques	11
V.4. Critères économiques	11
V.5. Conclusion sur le choix du type de barrage	12
VI. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE EN BETON	12
VI.1. Les types des barrages en béton	12
VI.1.1. Barrage Gravité	12
VI.1.2. Barrage voute	13
VI.1.3. Barrage à contreforts	14
VI.1.4. Barrage en BCR	15
VI.2. Critères de choix d'un barrage rigide	15
VI.3. Fonctionnement mécanique des barrages rigides	16
VII. CRITERES GENERAUX DE CONCEPTION D'UN PROFIL POIDS	16
VIII. MATERIAUX UTILISES POUR LA REALISATION DES BARRAGES RIGIDES	17
VIII.1. Béton conventionnel vibré (BCV)	17
VIII.2. Béton compacté au rouleau (BCR)	17
IX. AVANTAGES ET PARTICULARITES DES BARRAGES EN BETON	18
IX.1. Barrages poids	18
IX.2. Barrages à contrefort	19
IX.3. Barrages voutes	19
X. CONCLUSION SUR LE CHOIX DU BARRAGE EN BETON.....	20
CHAPITRE II : ANALYSE DE LA STABILITE DES BARRAGES POIDS	
I. INTRODUCTION	21

II. ACTIONS AGISSANTS SUR LES BARRAGES POIDS	21
II.1. Actions permanentes	22
II.2. Actions variables	22
II.3. Actions accidentelles	22
III. MANIFESTATIONS DES ACTIONS	22
III.1. Le poids propre P_0	22
III.2. Poussée des sédiments déposés au pied amont Q_2	23
III.3. Poussée hydrostatique amont Q_1	23
III.4. Poussée hydrostatique aval Q_3	25
III.5. Sous pressions P_1	25
III.6. Poussée des glaces	27
III.7. Actions accidentelles	27
III.7.1. L'aléa sismique	28
III.7.2. Modélisation de l'action sismique	28
III.7.3. Méthode pseudo statique	29
IV. CRITERES DE CONCEPTION D'UN BARRAGE POIDS	29
IV.1. La règle de tiers central	29
IV.2. Combinaison d'actions	29
IV.2.1. Combinaison fréquente ou quasi-permanente	29
IV.2.2. Combinaison rare	29
IV.2.3. Combinaison accidentelle	30
V. CRITERES SOMMAIRES DE STABILITE	30
V.1. Etude de stabilité	30
V.1.1. Stabilité interne	30
V.1.2. Stabilité au glissement	31
V.1.3. Stabilité au poinçonnement	31
V.1.4. Stabilité au renversement	31

VI. ANALYSE DE LA STABILITE D'UN BARRAGE POIDS	31
VI.1. Calcul du volume d'un barrage poids	31
VI.2. Vérification de stabilité	32
VI.2.1. Travaux de reconnaissance	32
VI.2.2. Procédés géophysiques	33
a) Module statique E_s	33
b) Module dynamique E_d	33
VI.3. Sécurité vis-à-vis du glissement	34
VI.4. Sécurité vis-à-vis le renversement	35
VI.4.1. Méthode pratique de calcul	35
VI.4.2. Les mesures prises dans la conception des ouvrages	36
VI.4.3. Vérification de la stabilité au renversement	36
VI.4.4. Vérification des contraintes	37
VI.4.5. Dispositions constructives	38
VI.4.6. Amélioration de la sécurité du barrage	38
VII. INFLUENCE DU TRAITEMENT DES FONDATIONS DE BARRAGE	39
VII.1. Utilité des injections dans les barrages	39
VII.2. Répartition de la sous pression en fonction de l'injection et le drainage	40
VII.3. Le coefficient de sous pression	40
VII.4. Traitement de fondations par parois étanches	41
VII.4.1. Les parois en béton	41
VII.4.2. Les parois en béton plastique	41
VII.4.3. Les parois aux coulis	42
VII.5. Objectifs du traitement des fondations	42
VII.6. Caractéristiques du procédé d'injection	43
VII.6.1. La pression d'injection	43
VII.6.2. Les propriétés du coulis frais	44
VII.6.3. Nombre de ligne d'injection	45
VII.6.4. Espacement entre les forages	46
VII.6.5. Orientation des forages	46
VII.6.6. Profondeur du voile d'injection	46

VIII. TRAITEMENT DES FONDATIONS PAR DRAINAGE	47
VIII.1. Introduction	47
VIII.2. Les forages drainants	48
VIII.3. Principe de drainage vertical	48
IX. CONCLUSION	49

CHAPITRE III : ANALYSE PARAMETREE DE LA STABILITE DES PARRAGES POIDS

I. INTRODUCTION	50
II. OBJECTIFS	50
III. APPLICATION SUR LE CAS DU BARRAGE DE BREZINA	50
III.1. Présentation de l'ouvrage	50
III.2. Profil type du barrage	51
IV. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL ANSYS	51
IV.1. Les composantes du logiciel ANSYS	52
IV.2. Analyse d'un modèle avec ANSYS	53
IV.2.1. Prétraitement (pre-processing)	53
IV.2.2. Solution	53
IV.2.3. Post-traitement	54
V. VARIANTES DE LA MODELISATION	54
VI. PRESENTATION GRAPHIQUE DES RESULTATS DE LA MODELISATION	56
VI.1. Etude du comportement du barrage à retenue pleine avec intégration des fondations	56
VI.2. Etude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et intégration d'un voile d'injection de profondeur de $H/2$	57

VI.3. Etude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et intégration d'un voile de drainage de profondeur H/2	58
VI.4. Etude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et intégration d'un voile d'injection et voile de drainage de profondeur H/2	59
VI.5. Etude du comportement du barrage avec pré-radier amont à retenue pleine avec fondations	60
VI.6. Etude du comportement du barrage avec pré-radier amont à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection	61
VI.7. Etude du comportement du barrage avec pré-radier amont à retenue pleine avec fondations et intégration de voile de drainage	62
VI.8. Etude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et fruit amont incliné	63
VII. TRAITEMENT DES RESULTATS	64
VII.1. Barrage à retenue pleine avec fondations sans traitement	65
VII.1.1. Influence de la charge d'eau	65
a) Sans cohésion des fondations (C = 0)	65
b) Avec cohésion des fondations (C ≠ 0)	67
c) Vérification de la sécurité au renversement	68
VII.1.2. Influence de la charge des sédiments	68
a) Sans cohésion des fondations (C = 0)	69
b) Avec cohésion des fondations (C ≠ 0)	70
c) Vérification de la sécurité au renversement	70
VII.2. Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection	71
a) Sans cohésion des fondations (C = 0)	71
b) Avec cohésion des fondations (C ≠ 0)	72
c) Vérification de la sécurité au renversement	73
VII.3. Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile de drainage	74
a) Sans cohésion des fondations (C = 0)	74
b) Avec cohésion des fondations (C ≠ 0)	75
c) Vérification de la sécurité au renversement	76

VII.4. Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection et voile de drainage	76
a) Sans cohésion des fondations ($C = 0$)	76
b) Avec cohésion des fondations ($C \neq 0$)	77
c) Vérification de la sécurité au renversement	78
VII.5. Barrage à retenue pleine avec fondations et pré-radier amont	79
a) Sans cohésion des fondations ($C = 0$)	79
b) Avec cohésion des fondations ($C \neq 0$)	80
c) Vérification de la sécurité au renversement	81
VII.6. Barrage à retenue pleine avec fondations et pré-radier amont et intégration de voile d'injection	81
a) Sans cohésion des fondations ($C = 0$)	82
b) Avec cohésion des fondations ($C \neq 0$)	83
c) Vérification de la sécurité au renversement	83
VII.7. Barrage à retenue pleine avec fondations et pré-radier amont et intégration de voile de darinage.....	84
a) Sans cohésion des fondations ($C = 0$)	84
b) Avec cohésion des fondations ($C \neq 0$)	85
c) Vérification de la sécurité au renversement	86
VII.8. Barrage à retenu pleine avec fondations et fruit du parement amont incliné	87
a) Sans cohésion des fondations ($C = 0$)	87
b) Avec cohésion des fondations ($C \neq 0$)	88
c) Vérification de la sécurité au renversement	89
VIII. ANALYSE PARAMETREE DES RESULTATS	89
VIII.1. Influence de la poussée des sédiments	89
VIII.2. Influence du mode de traitement des fondations	90
VIII.3. Influence de l'inertie des fondations	92
IX. INTERPRETATION DES RESULTATS	95
CONCLUSION GENERALE	97
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	99

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure I-1 : Profil type d'un barrage poids.....	13
Figure I-2 : Le barrage de Monteynard (Isère, France)- voûte.....	13
Figure I-3 : Barrage de d'Albertville, Rhône-Alpes, France (1955-1962)-contrefort	14
Figure I-4 : Barrage du Riou-BCR	15

CHAPITRE II :

Figure II.1 : Schéma des actions agissantes sur un barrage poids	21
Figure II.2: Action du poids propre du barrage	23
Figure II.3: Action des sédiments sur le barrage	23
Figure II.4: Action de la poussée hydrostatique.....	24
Figure II.5 : Paramètres d'un barrage poids et position du voile de drainage.....	25
Figure II.6 : Action de la poussée hydrostatique aval Q_3	25
Figure II.7 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage.....	26
Figure II.8 : Diagramme de la répartition des sous-pressions.....	27
Figure II.9 : Forces agissantes sur la stabilité d'un barrage poids.....	34
Figure II.10 : Forces agissantes sur un barrage poids et leurs bras de levier.....	36
Figure II.11 : Formes des arrêts de bétonnage	38
Figure II.12 : Répartition des sou-pressions	40
Figure II.13 : Schéma d'un voile d'injection	46
Figure II.14 : Profondeur de voile d'injection.....	47

CHAPITRE III :

Figure III.1 : Profil type du barrage de Brezina.....	51
Figure III.2 : Discrétisation du barrage	56
Figure III.3 : Champ de contraintes suivant Y.....	56
Figure III.4 : Flux thermique	56
Figure III.5 : Diagramme des sous pressions	56
Figure III.6 : Discrétisation du barrage avec voile d'injection	57

Figure III.7 : Champs de contraintes suivant Y avec voile d'injection	57
Figure III.8 : Flux thermique avec voile d'injection	57
Figure III.9 : Diagramme des sous pressions avec voile d'injection	57
Figure III.10 : Discrétisation d'un barrage avec voile de drainage	58
Figure III.11 : Champ de contraintes avec voile de drainage	58
Figure III.12 : Flux thermique avec voile de drainage	58
Figure III.13 : Diagramme des sous pressions avec voile de drainage	58
Figure III.14 : Discrétisation du barrage avec voile d'injection et voile de drainage	59
Figure III.15 : Champ de contraintes suivant Y avec voile d'injection et voile de drainage	59
Figure III.16 : Flux thermique avec voile d'injection et voile de drainage	59
Figure III.17 : Diagramme des sous pressions avec voile d'injection et voile de drainage	59
Figure III.18 : Discrétisation du barrage avec pré-radier amont	60
Figure III.19 : Champ de contraintes suivant Y avec pré-radier amont	60
Figure III.20 : Flux thermique avec pré-radier amont	60
Figure III.21 : Diagramme des sous pressions avec pré-radier amont	60
Figure III.22 : Discrétisation du barrage avec pré-radier amont et voile d'injection	61
Figure III.23 : Champ de contraintes suivant Y avec pré-radier amont et voile d'injection	61
Figure III.24 : Flux thermique avec pré-radier amont et voile d'injection	61
Figure III.25 : Diagramme des sous pressions avec pré-radier amont et voile d'injection	61
Figure III.26 : Discrétisation du barrage avec pré-radier amont et voile de drainage	62
Figure III.27 : Champ de contraintes suivant Y avec pré-radier amont et voile de drainage ..	62
Figure III.28 : Flux thermique avec pré-radier amont et voile de drainage	62
Figure III.29 : Diagramme des sous pressions avec pré-radier amont et voile de drainage	62
Figure III.30 : Discrétisation du barrage avec fruit amont incliné	63
Figure III.31 : Champ de contraintes avec fruit amont incliné	63
Figure III.32 : Flux thermique avec fruit amont incliné	63
Figure III.33 : Diagramme des sous pressions avec fruit amont incliné	63
Figure III.34 : Schéma de principe -1er cas, influence de la charge d'eau	65
Figure III.35 : Schéma de principe – 1er cas, influence de la charge des sédiments	68
Figure III.36 : Schéma de principe – 2eme cas	71
Figure III.37 : Schéma de principe – 3eme cas	74
Figure III.38 : Schéma de principe – 4eme cas	76



Figure III.39 : Schéma de principe – 5eme cas	79
Figure III.40 : Schéma de principe – 6eme cas	81
Figure III.41 : Schéma de principe – 7eme cas	84
Figure III.42 : Schéma de principe – 8eme cas	87
Figure III.43 : Influence de la poussée des sédiments sur la stabilité du barrage (glissement)	90
Figure III.44 : Influence de la poussée des sédiments sur la stabilité du barrage (renversement).....	90
Figure III.45 : Influence du mode du traitement des fondations sur la stabilité au glissement du barrage ($C_{\text{fondations}} = 0$)	91
Figure III.46 : Influence du mode du traitement des fondations sur la stabilité au glissement du barrage ($C_{\text{fondations}} \neq 0$)	91
Figure III.47 : Influence du mode de traitement des fondations sur la stabilité au renversement du barrage	92
Figure III.48 : Schéma de principe – cas d'absence de l'inertie des fondations	92
Figure III.49 : Variation du coefficient de sécurité au glissement – sans inertie des fondations	94
Figure III.50 : Variation du coefficient de sécurité au renversement – sans inertie des fondations	94

ABREVIATIONS ET NOTATIONS

BCR : Béton compacté au rouleau.

BCV : Béton conventionnel vibré.

CRN : Côte retenue normale.

CVM : Côte volume mort.

PHE : Plus hautes eaux.

RN : Retenue normale.

ρ_e : Masse volumique de l'eau.

ρ_s : Masse volumique des sédiments.

K_0 : Coefficient de la poussée des sédiments.

P_0 : Force due au poids propre du barrage.

P_1 : Force due aux sous pressions.

Q_1 : Force de la charge d'eau en amont.

Q_2 : Force de la charge des sédiments.

Q_3 : Force de la charge d'eau en aval.

d_0 : Bras de levier de P_0 par rapport au pied aval.

d_1 : Bras de levier de Q_1 par rapport au pied aval.

d_2 : Bras de levier de Q_2 par rapport au pied aval.

d_3 : Bras de levier de Q_3 par rapport au pied aval.

d' : Bras de levier de P_1 par rapport au pied aval.

X_1 : Moment de Q_1 par rapport au pied aval.

X_2 : Moment de Q_2 par rapport au pied aval.

X_3 : Moment de P_0 par rapport au pied aval.

X_4 : Moment de P_1 par rapport au pied aval.

G : Accélération de la pesanteur.

H : hauteur du barrage.

B : Largeur de la base du barrage.

L_C : Largeur de la crête.

λ : Coefficient des sous pressions.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

γ : Densité du corps du barrage.

σ_v : Contrainte normale à l'amont.

φ : Angle de frottement interne des fondations.

E_s : Module statique.

E_d : Module dynamique.

V_L : Vitesse de propagation longitudinale d'ondes.

V_T : Vitesse de propagation transversale d'ondes.

f : Coefficient de frottement.

ΣQ : Somme de forces horizontales.

ΣQ : Somme de forces verticales.

$K_{S(\text{glissement})}$: Coefficient de sécurité au glissement.

$K_{S(\text{renversement})}$: Coefficient de sécurité au renversement.

M_S : Moments stabilisateurs.

M_D : Moments déstabilisateurs.

F : Surface de la base du barrage.

C : Cohésion.

Résumé :

La stabilité des barrages poids est souvent vérifiée pour le glissement au niveau du plan de contact du barrage avec sa fondation ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci de rendre stable le barrage poids n'est nullement articulé sur l'octroi d'un profil transversal plus volumineux.

D'autres facteurs peuvent assurer cette stabilité sans avoir recours au passage par la variante suscitée. Il s'agit de la mobilisation de forces supplémentaires stabilisatrices (influence du fruit du parement amont, projection de pré-radier amont) et/ou l'atténuation de forces déstabilisatrices (sous pressions) par des drainages intensifs (conception de barrages poids évidés), ou par traitement des fondations (voile d'injection).

C'est autour de cette réflexion que le projet a été engagé avec une étude paramétrée (basée sur la modélisation) liée à ces divers paramètres vis-à-vis de l'analyse de la stabilité globale des barrages poids.

Plusieurs cas d'étude ont été intégrés et ayant un lien avec les paramètres pouvant influencer sur la résistance et la stabilité des barrages poids.

Mots clés : barrage poids, glissement, renversement, coefficient de sécurité, stabilité, ANSYS.

Summary:

The stability of gravity dams is often checked for the sliding at the contact plan of the dam with its foundation as well as the reversal with regard to the downstream. The desire to make the gravity dam stable is not hinged on providing a more voluminous transverse profile, or by treatment of the foundations (veil of injection).

Other factor can ensure this stability without resorting to passing through the aroused variant. It is about the mobilization of additional stabilizing forces (influence of the fruit of the facing upstream, splashing upstream pre-strike) and/or the mitigation of destabilizing forces (under pressures) by intensive drainages (dam design recessed weight).

It is around this reflection that the project was conducted with a parameterized study (based on the modeling) related to these diverse parameters towards the analysis of the global stability of gravity dams.

Several researches were jointed and having a link with the parameters with can influence the resistance and the stability of gravity dams.

Keywords: gravity dams, sliding, reversal, safety factor, stability, ANSYS.

INTRODUCTION GENERALE :

Les barrages poids constituent dans certains cas une solution incontournable pour la définition du profil type et ce en vue des conditions géologiques, topographiques et hydrologiques du site. Le volume du béton sous l'angle coût et délais ainsi que les contraintes thermiques sont les principales causes de leur substitution par d'autres conceptions.

Toutefois le grand avantage qu'offre ce type de barrage et sans aucun doute l'intégration des évacuateurs de crues au niveau du corps du barrage et le gain économique sur cet important ouvrage annexe, notamment pour le bassin versants à crue de projet élevée.

Les critères de dimensionnement de l'ouvrage portent sur la répartition des contraintes normales (limitation des tractions au niveau du parement amont et limitation des contraintes de compression au pied aval) et sur l'excentricité et l'inclinaison de la résultante des sollicitations.

Les paramètres liés à cet aspect de stabilité mettent en évidence le rôle majeur des sous-pressions dans l'équilibre du barrage et donc l'importance du traitement des fondations par l'injection et le drainage.

La stabilité de ce type d'ouvrage est souvent vérifiée pour le cas du glissement au niveau du plan de contact du barrage et/ou ancrage avec ses fondations ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci d'assurer une stabilité au barrage ne doit en aucun cas être orienté, d'une manière systématique, vers l'action du profil transversal plus volumineux.

La recherche des critères de stabilité exigés peut donc être réorientée vers autres aspects visant :

- La mobilisation de forces supplémentaires stabilisatrices : inclinaison du parement amont, projection de pré-radier amont, ...etc.
- L'atténuation de forces déstabilisatrices, notamment les sollicitations dues aux sous pressions : traitement des fondations par l'injection et le drainage.

C'est dans ce contexte que le présent travail est lancé. L'outil servant à mettre en évidence tous les aspects suscités est la modélisation. Le choix est porté sur le code de calcul ANSYS en deux modes :

- Mode structural pour l'analyse des contraintes,
- Mode thermique pour l'analyse du flux et des sous pressions.

L'analyse a été engagée sur plusieurs variantes de conception et de traitement des fondations ayant une relation direct ou indirect avec les critères de stabilité en l'occurrence :

- Traitement des fondations par voile d'injection,
- Traitement des fondations par voile de drainage,
- Traitement des fondations par l'injection et le drainage,
- Projection d'un pré-radier amont,
- Inclinaison du parement amont du barrage.

De multiples combinaisons de variantes ont été également étudiées pour mettre en évidence le poids de chaque paramètre.

La modélisation a été construite en fonction de l'influence de :

- La poussée des sédiments dans le réservoir,
- La cohésion et l'inertie des fondations intégrées sur la surface d'emprise du barrage.

En considérant tous ces cas d'études, une analyse paramétrée s'articulant sur la stabilité du barrage au glissement et au renversement a été ensuite engagée avec l'élaboration d'une balance comparative sur les coefficients de sécurité évalués.

Pour réaliser tous ces objectifs, le mémoire a été structuré en trois principaux chapitres :

- Analyse bibliographique sur les barrages poids,
- Analyse de stabilité des barrages poids,
- Etude paramétrée appliquée sur la stabilité des barrages poids.

CHAPITRE I

LES BARRAGES POIDS

I. INTRODUCTION :

L'étude d'un barrage a nécessité l'intervention de plusieurs disciplines scientifiques complémentaires les unes des autres à cause de la nature complexe et délicate. Les données environnementales de la région, hydrauliques, géologiques et géotechniques combinées ensemble constituent le socle de ce projet. Ces données ont influencé toute la structure, notamment le choix des matériaux de son corps, de la fondation et des mesures spécifiques de sécurité.

Les barrages sont des ouvrages de génie civil remarquables à plusieurs titres :

- Par leurs dimensions : puisque certains d'entre eux sont les plus grandes constructions de génie civil existants.
- Par l'ampleur de conséquences que pourrait avoir leur rupture.
- Par l'impact qu'ils ont sur l'environnement.

Le domaine des barrages se trouve au point de rencontre de spécialités aussi variées que la résistance des matériaux, la géologie, l'hydrologie, la mécanique des sols, ... etc.

Une autre caractéristique de ces ouvrages est l'importance considérable des spécificités du site sur la conception et le dimensionnement qui font de chaque ouvrage un cas particulier.

Les barrages sont généralement construits pour stocker l'eau pour usage domestique et industriel, pour l'irrigation, la production d'électricité hydraulique ou de prévenir les inondations.

Le concept de sécurité pour les barrages d'accumulation repose sur les trois piliers : de la sécurité structurale, de la surveillance et entretien, et de la planification en cas d'urgence. Cette structure et les éléments de chacun de ces piliers sont une mise en œuvre logique de l'objectif ultime qui est de garantir la sécurité en tout temps et en toute circonstance.

En pratique, certaines situations peuvent se développer dont la prise en charge ne peut pas être attribuée sans autre à un de ces piliers. C'est le cas lorsque l'ouvrage est soumis ou pourrait être soumis à des sollicitations dont le développement est inconnu, incertain ou pas encore vérifié par l'expérience (aussi en début d'exploitation). C'est également le cas lorsque le comportement de l'ouvrage ou un constat visuel n'est à priori pas explicable. La surveillance ordinaire n'est alors plus suffisante, sans que la situation ne nécessite d'entrer de plein pied dans la planification d'urgence. La réponse à ce type de situation est toujours la même: La surveillance renforcée. Le but est également toujours le même: Disposer des éléments

nécessaires à l'analyse permanente de la situation afin de pouvoir prendre à temps des mesures de protection éventuelles.

II. DEFINITION :

Les barrages sont par définition des ouvrages hydrauliques disposés en travers d'un cours d'eau pour créer une retenue ou exhausser le niveau en amont, ces types d'ouvrages barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011).

III. LES DIFFERENTS TYPES DE BARRAGES :

Chaque structure et matériau de construction définit le type de barrage. On distingue :

III.1 Barrages en béton :

- Barrage-poids (gravité)
- Barrages-voûtes
- Barrages à contreforts
- Barrages en béton compacté au rouleau (BCR)

III.2 Barrages en remblais :

- Barrages en terre homogène
- Barrages à noyau
- Barrages à masque

III.3 Barrages mobiles :

Ont une hauteur limitée, ils sont généralement édifiés en aval du cours des rivières, de préférence à l'endroit où la pente est la plus faible. On utilise généralement ce type de barrage dans l'aménagement des estuaires et des deltas pour rendre les rivières navigables en les canalisant (B. Rouissat, 2010).

IV. CLASSIFICATION DES BARRAGES :

Un barrage fluvial permet la régulation du débit d'une rivière ou d'un fleuve, l'irrigation des cultures, une prévention relative des catastrophes naturelles (crues, inondations), par la création de lacs artificiels ou de réservoirs. Un barrage autorise aussi sous certaines conditions

la production de forces motrices (moulin à eau) et d'électricité (on parle alors de barrage hydro-électrique) (A.Z. Bendimerad, 2011).

La classification des barrages est faite en fonction des critères suivants :

IV.1. Les matériaux de construction :

- Barrages rigides : en béton, béton compacté au rouleau (BCR), maçonneries.
- Barrages souples : en terre ou enrochement.

IV.2. La façon à résister à la poussée de l'eau :

- Barrages à stabilité de forme (barrages voutes) : sa forme arquée horizontalement et verticalement, permet de reporter la poussée de l'eau sur les flancs de la vallée. Il doit donc s'appuyer sur une fondation rocheuse résistante.
- Barrage à stabilité de poids (barrages poids) : un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple (leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangulaire) (A.Z. Bendimerad, 2011).

V. CHOIX DU SITE ET DU TYPE DE BARRAGE :

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrage sont les suivants :

- La topographie et les apports du bassin versant,
- La morphologie de la vallée,
- Les conditions géologiques et géotechniques,
- Le contexte météorologique et le régime des crues,
- Sismicité de la région.

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions.

V.1. Conditions naturelles d'un site :

V.1.1 Données hydrologiques :

L'étude hydrologique du bassin versant permet de définir les apports moyens du cours d'eau, exprimés en m^3/s , et leurs variations probables 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 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 1000 ans (cela surtout pour les barrages en remblai qui ne peuvent supporter une submersion sans risque).

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

V.1.2 Données topographiques :

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 supportés 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 ou en V.

V.1.3 Données géologiques et géotechniques :

La constitution même d'une retenue d'eau requiert du massif dans lequel elle est située des propriétés minimales en matière d'étanchéité naturelle ; il serait 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 barrages commence donc par une étude géologique, géophysique et géotechnique qui est progressivement affinée au fur et à mesure que le projet se développe et que le choix se précise 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, galerie de reconnaissance, prélèvements, essais de laboratoires et essais in situ sont réalisées pour lever les inconnues (A. Carrère, 1994).

V.1.3.1 Conditions sur les fondations :

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminant dans la sélection du type de barrage.

a) Fondations rocheuses :

Sauf en cas de roches très fissurées ou de caractéristique très médiocre, les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous types de barrages, moyennant des dispositions adéquates concernant la purge des matériaux très altérés et le traitement éventuel par injection. L'aspect important est le régime des fractures (faille, joints, diaclases, schistosité). Les barrages en remblai conviennent toujours ; pour les autres, les exigences vont en croissant du béton compacté au rouleau (BCR), au béton conventionnel vibré (BCV) et à la voûte.

b) Fondations graveleuses :

Sous réserve qu'elles soient suffisamment compactes, ces fondations conviennent en général pour des barrages en terre ou en enrochement, du moins au plan mécanique. Le contrôle des fuites doit être assuré par un dispositif d'étanchéité et de drainage approprié.

Dans la pratique ce type de fondation se rencontre surtout pour les rivières ou fleuves à débit important. L'ouvrage doit donc évacuer des crues importantes, ce qui exclut les barrages en terre.

Des barrages en béton de très petite hauteur peuvent également être édifiés moyennant des précautions concernant les fuites et les percolations (risque de renard) et les tassements différentiels.

c) Fondations sablo-silteuses :

Des fondations de silt ou de sable fin peuvent convenir à l'édification de barrages en terre, voire exceptionnellement à de très petits barrages poids en béton moyennant de sérieuses précautions.

d) Fondations argileuses :

Des fondations argileuses impliquent presque automatiquement le choix de barrages en remblai, avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécanique des formations en place (G. Degoutte, 2002).

V.1.3.2 Qualités requises et traitement de la fondation :

Les problèmes potentiels liés à la qualité de fondations sont de trois ordres :

- Déformabilité,
- Résistance,
- Etanchéité.

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 poids, même équipé de joint, d'où un risque de fissures anarchique ; cela exclut pratiquement les fondations non rocheuse, voire même les roches faibles (craies, marnes), sauf cas d'ouvrages modestes. De même, une forte inclinaison des poussées n'est pas acceptable par les fondations non rocheuses ; lorsqu'on ne peut pas faire

autrement (barrage 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 parois moulées ou palplanches.

En matière d'étanchéité, il s'agit d'une part de réduire les fuites en fondations susceptibles de diminuer la rentabilité de l'aménagement, mais surtout de réduire autant que possible le risque de sous-pression déstabilisatrice. On y parvient en plaçant sous le barrage :

- Au pied amont, un organe artificiel d'étanchement, qui peut être soit une paroi moulée en béton (béton normal ou béton plastique plus déformable), soit un écran d'injection : en général, une seule ligne de forages dans les roches, mais 3 à 5 lignes dans les sols).
- Quelques mètres (de l'ordre de 10 à 15% de charge d'eau) à l'aval de l'écran étanche, une première ligne de drain foré, éventuellement tubés et munis de crépines, destinés à recueillir le débit résiduel et à neutraliser les sous-pressions ; pour que ce résultat soit effectif les drains doivent avoir un diamètre assez gros (100mm minimum) et un intervalle modéré (1.50 à 5 m).
- En complément, on draine généralement aussi la masse de fondation située sous la surface d'appui jusqu'au pied aval du barrage.
- Dans les fondations rocheuses, la résistance mécanique est la plus part du temps limitée par la présence de discontinuités, comme des failles ou des joints, qui découpent le massif en blocs ; les discontinuités les plus dangereuses sont celles qui sont remplies par des produits argileux de décomposition de la roche, car la résistance au cisaillement de ces joints est faible, c'est la raison pour laquelle les reconnaissances géotechniques doivent pouvoir identifier à coup sûr la présence de surfaces de faiblesse en fondation, surtout celles orientées horizontalement ou peu inclinées, et pouvant donc déboucher sur l'aval.
- Il n'existe pas de moyen économique d'améliorer sensiblement les propriétés mécaniques des fondations rocheuses ; c'est la raison pour laquelle on déroche la partie superficielle, souvent de moindre qualité, jusqu'à une profondeur permettant de trouver un appui satisfaisant ; la profondeur varie de 1 à 10m (ou plus) selon le gradient de qualité et la taille du barrage. De telles excavations sont effectuées à l'explosif de manière contrôlée, c'est-à-dire avec une maille serrée, des charges limitées, et un pré-découpage périphérique afin de ne pas endommager la roche laissée en place.

V.1.4 Données sismologiques :

L'étude sur une base historique ou déterministe (sismotectonique) de la sismicité du site est entreprise et aboutit à la définition de deux séismes de référence :

- Le séisme de projet : que l'ouvrage doit être en mesure de supporter sans aucun dommage.
- Le séisme maximal probable : auquel le barrage doit pouvoir résister sans ruine ni mise hors service de ses organes de sécurité.

Chacun d'eux est défini par un niveau d'accélération et un spectre de fréquence, qui serviront dans le calcul de la structure.

V.1.5 Conditions générales d'environnement :

D'autres natures de données, moins importantes dans la mesure où elles n'influent que rarement sur la faisabilité d'un barrage, sont toutefois indispensables pour mener le projet à son terme : citons 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. (A. Carrère, 1994).

V.2. Matériaux disponibles :

La disponibilité dans le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- ✓ Sols utilisables en remblais,
- ✓ Enrochement pour remblai ou protection de talus,
- ✓ Agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés),
- ✓ Liants (ciment, cendres volantes, ...).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise de la retenue permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

D'une manière générale, si l'on dispose de sols limoneux ou argileux de qualité (teneur en fines, plasticité, état) et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution

barrage en terre ou pseudo-zoné en réservant les matériaux les plus grossiers en recharge-aval s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crues à évacuer demeurent modestes.

Si l'on dispose de matériaux imperméables en qualité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochement, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou enrochements avec noyau. Cette solution présente l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone, d'autant plus compliquée que le site est restreint et contrarie l'évolution des engins.

Si l'on ne dispose que d'enrochements, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité rapportée sur le parement amont éventuellement adouci (membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. La solution béton en particulière la solution BCR, peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne (roche ou terrain compact) ne nécessitant pas de fouilles excessives.

V.3. Crues et ouvrages hydrauliques :

Le coût des ouvrages d'évacuation des crues dépend des caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le cas de bassin versant étendu et de crues prévisibles sévères, il peut être intéressant de combiner l'évacuateur de crues de barrage dans un ouvrage en béton déversant. Au contraire, un déversoir de petites dimensions favorise plutôt le choix d'un barrage en remblai, toutes choses égales d'ailleurs.

Lorsqu'une galerie est requise pour assurer la dérivation provisoire du cours d'eau durant les travaux, cette galerie peut être avantageusement intégrée aux ouvrages d'évacuations de crues, moyennant, si besoin est, une légère augmentation de sa section. Le choix d'un barrage en BCR peut s'avérer attractif, dans la mesure où il permet de comprimer les délais d'exécutions et de s'affranchir des risques liés à l'arrivée d'une crue qui obligerait, dans les autres solutions, à des ouvrages de dérivation ou de protection onéreux.

V.4. Critères économiques :

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrages. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crues coûteux.

Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types

de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option (A. Z. Bendimerad, 2011).

V.5. Conclusion sur le choix du type de barrage :

Le choix du type de barrage s'impose tout naturellement dans bien des cas, sans qu'il soit nécessaire de faire des investigations poussées.

D'une autre part, le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants : nature de la fondation, disponibilité de matériaux à proximité, hydrologie, pour aboutir au meilleur choix économique. Mais il y aura toujours intérêt à choisir le plus rapidement possible, en règle générale à l'issue des études de faisabilité.

VI. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE EN BETON :

VI.1. Les types des barrages en béton :

Il existe quatre types principaux de barrage en béton:

VI.1.1. Barrage Gravité :

Les barrages poids ont d'abord été des murs en maçonneries épais dimensionnés empiriquement. Les premiers calculs de résistances des matériaux ont permis vers 1840 d'améliorer ce profil triangulaire, en donnant aux barrages le profil triangulaire, puis les techniques de fabrication de liants et de mise en œuvre des maçonneries ayant progressé. Les efforts admissibles dans le corps de l'ouvrage ont pu être accrus. Les profils ont alors été plus hardis, avec des fruits de l'ordre de 0.6. En 1895 la rupture du barrage vosgien de BOUZEY qui amené Maurice LEVY à mettre pour la première fois en évidence le phénomène des sous-pressions. Les barrages étudiés depuis 1900 ont donc un fruit global plus fort, de l'ordre de 0.8. Le type de barrage construit est basé sur des facteurs tels que la géologie locale, la forme de la vallée, le climat, et la disponibilité des matériaux et de la main-d'œuvre.



Figure I-1 : Profil type d'un barrage poids

VI.1.2. Barrage voûte :

Les barrages-voûtes sont des ouvrages remarquables par leurs dimensions, leur finesse. Ils tirent au maximum partie de la capacité de résistance des matériaux et du rocher de fondation. Leur conception est aussi plus complexe que pour les autres types de barrages.



Figure I-2 : Le barrage de Monteynard (Isère, France)- voûte

Comme son nom l'indique, un barrage-voûte résiste à la pression de l'eau par l'effet voûte, c'est à dire en s'arc-boutant sur les flancs de la vallée. Son mode de résistance est donc très différent de celui d'un barrage-poids et met en jeu, non plus l'équilibre statique de tranches verticales parallèles, mais l'équilibre élastique de l'ensemble de l'ouvrage. Par contre, il sollicite fortement ses appuis et exige donc un rocher de bonne qualité pour rester dans le domaine élastique. Ce type de barrage est particulièrement adapté aux vallées étroites et profondes et de forme assez régulière. Ils sont notamment utilisés lorsque la largeur de la gorge ne dépasse pas 5 à 6 fois la hauteur du barrage projeté. Pour des largeurs plus importantes des dispositions constructives particulières doivent être adoptées. C'est le type de barrage le plus achevé en ce sens que c'est celui qui utilise le mieux les matériaux employés. Ses progrès sont allés de pair avec l'amélioration de la qualité des ciments et la maîtrise de la fabrication et de la mise en place des bétons.

VI.1.3. Barrage à contreforts :

Les barrages à contreforts sont des barrages en béton constitués : - des murs, généralement de forme triangulaire, construits dans la vallée parallèlement à l'axe de la rivière. Ces murs sont les contreforts.

Des bouchures entre les contreforts pour maintenir l'eau de la retenue. Ces bouchures s'appuient sur les contreforts auxquelles elles transmettent la poussée de l'eau.

Les bouchures sont très souvent inclinées vers l'aval pour que la poussée de l'eau soit orientée vers le bas de façon à améliorer la stabilité des contreforts. Dans le sens transversal, notamment vis-à-vis des effets sismiques de rive à rive, les contreforts peuvent être munis de butons.



Figure I-3 : Barrage de d'Albertville, Rhône-Alpes, France (1955-1962)-contrefort

VI.1.4. Barrage en BCR :

Les plus récents sont en béton compacté au rouleau (BCR) : le barrage est construit par couches successives mises en place par des engins de terrassement et compactées avant de passer à la couche suivante. Les barrages sont ainsi construits très rapidement, ce qui apporte pour les chantiers un intérêt économique certain.



Figure I-4 : Barrage du Riou-BCR

VI.2. Critères de choix d'un barrage rigide :

Rapport-gratuit.com 
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MEMOIRE

Le plus souvent, les raisons du choix d'un ouvrage rigide sont :

- Nécessité d'évacuer une crue importante,
- Présence de fondations hydrauliques complexes dans l'ouvrage (ouvrage vannée pour assurer, par exemple, l'évacuation des sédiments et garantir la pérennité de la retenue, vidange de fond de fort débit),
- Incertitude sur l'hydrologie : les ouvrages rigides sont généralement moins sensibles au déversement que les ouvrages en remblai. Sur les sites où il y a une grande incertitude sur les crues, les variantes rigides sont souvent avantageuses.

De façon générale, un ouvrage en béton est envisagé chaque fois que les ouvrages hydrauliques ont une importance significative dans le projet.

Les conditions requises pour pouvoir projeter un ouvrage rigide sont :

- La première condition porte sur la qualité de la fondation. On peut énoncer la règle suivante : un barrage rigide nécessite une fondation rocheuse de bonne qualité,

- La deuxième exigence pour construire un ouvrage rigide est de disposer, dans des conditions économiques acceptables, de granulats de bonne qualité nécessaires à sa construction.

VI.3. Fonctionnement mécanique des barrages rigides :

Il convient de distinguer les barrages voûtes qui transmettent la poussée hydrostatique par « effet voûte » c'est-à-dire en la reportant sur les rives par des arcs comprimés, et les barrages poids dans l'équilibre est assuré par le poids de l'ouvrage qui permet de mobiliser le frottement sur la fondation (A. Z. Bendimerad, 2011).

VII. CRITERES GENERAUX DE CONCEPTION D'UN PROFIL POIDS :

Pour un barrage à profil poids, le fonctionnement de l'ouvrage est complètement différent : c'est le poids de l'ouvrage qui assure l'équilibre de la poussée hydrostatique et des sous-pressions.

Pour un barrage poids, les sous-pressions jouent un rôle majeur dans l'équilibre.

La méthode classique d'étude de la stabilité d'un barrage poids consiste à analyser l'équilibre global du barrage ou d'une partie de celui-ci sous l'action du poids, de la poussée hydrostatique, des sous-pressions et éventuellement d'autres actions secondaires (par exemple poussée des sédiments ou séisme).

Les critères de dimensionnement de l'ouvrage portent sur la répartition des contraintes normales (limitation des tractions au pied amont et limitation des contraintes de compression) à l'aval et sur l'inclinaison de la résultante. Cette méthode de calcul met en évidence le rôle majeur des sous-pressions dans l'équilibre des barrages poids et donc l'importance du drainage.

À titre indicatif les contraintes maximales de compression sous un profil poids traditionnel à parement vertical et fruit aval de $0,8H/V$ sont de 0,35 MPa pour un barrage poids de 25m de hauteur, soit plus de dix fois plus faible que pour un barrage voûte de même hauteur. L'inclinaison de la résultante varie de 27° à 42° suivant les conditions de drainage.

Enfin il convient de noter que le barrage poids en béton est un ouvrage rigide ; son module du béton traditionnel est de l'ordre de 25 GPa.

Ces rappels sur le fonctionnement mécanique du profil poids justifient la principale exigence Pour un barrage en béton, à savoir la nécessité d'une fondation rocheuse de qualité suffisante. La condition relative à sa faible déformabilité est généralement la plus contraignante, en particulier pour des fondations de roches tendres ou altérées mais la condition sur la résistance

au cisaillement élimine également le profil poids lorsque la résistance au cisaillement de la fondation est faible (fondation marneuse, présence de joints argileux subhorizontaux dans la fondation, ...).

VIII. MATERIAUX UTILISES POUR LA REALISATION DES BARRAGES RIGIDES :

VIII.1 Béton conventionnel vibré (BCV) :

La technique des barrages poids en BCV s'est développée à partir de la deuxième décennie du XXe siècle. Elle a donné lieu à un très grand nombre d'ouvrages de toute tailles et pour toutes sortes d'usages.

La technologie des barrages poids en BCV met en œuvre des bétons de granulométrie importante (jusqu'à 80mm) et des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250 Kg/m³. L'exothermie de la réaction d'hydratation du béton conduit pendant la prise à de fortes augmentations de températures du béton et à un risque de fissurations lors du refroidissement. Les barrages en BCV sont pour cette raison construits par plots de dimensions horizontales courantes 15x15m nécessitant la mise en œuvre de nombreux joints de contraction, transversaux et longitudinaux (au moins pour les barrages de grande hauteur). Pour les petits barrages, il est généralement possible de se contenter de joints transversaux.

Le monolithisme de l'ouvrage est obtenue par la mise en place de boîtes de cisaillement et l'injection des jointe entre plots.

La technique des barrages poids en BCV nécessite comme la maçonnerie une importante main d'œuvre, en particulier pour la réalisation des coffrages. Cette exigence en main d'œuvre et le développement parallèle des techniques modernes de terrassement à très hautes cadences ont conduit à une désaffection progressive pour les profils poids en béton aux profils des barrages en terre ou en enrochements.

VIII.2 Béton compacté au rouleau (BCR) :

Le gain d'intérêt pour les profils poids est venu de l'invention du BCR qui est une innovation technique majeure dans la technologie des barrages.

L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels (grue ou blondin pour le transport et compactage par pervibration dans la masse), mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au buteur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige toutefois une surface de

plate- forme de travail supérieure à 500 m² (environ) pour que les engins puissent évoluer efficacement.

La possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par le compactage en couches de 30 cm ont permis de limiter les quantités de ciment à des valeurs de 100 à 150 kg/m³ de façon à diminuer l'exothermie.

En effet, cette nouvelle méthode de mise en œuvre s'accommode mal des nombreux joints destinés à contrôler la fissuration thermique du BCV. Dans la conception actuelle des barrages en BCR, seuls les joints transversaux sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs aux 15 mètres traditionnels des barrages en BCV.

L'un des avantages importants du BCR, en particulier dans les pays développés, est la rapidité d'exécution : permettant de réduire les coûts d'immobilisation, la maîtrise d'œuvre et souvent de dérivation des eaux, le barrage étant construit en étiage avec des ouvrages de dérivation réduit au minimum.

Dans cet esprit, les matériaux BCR utilisés pour le corps du barrage sont avant tout des matériaux rustiques, dont la composition variable est guidée par la disponibilité sur le site des composants dans une formulation au moindre cout. Les teneurs en liant sont faibles, de l'ordre de 100 kg/m³, et la teneur totale en fines est d'au moins de l'ordre de 12 % (G. Degoutte, 2002).

IX. AVANTAGES ET PARTICULARITES DES BARRAGES EN BETON :

Ils sont dimensionnés de façon à ce que leurs charges (poids et pression hydrostatique) s'opposent l'une à l'autre. Dans ce qui suite, on dressera un bilan de comparaison permettant aux concepteurs, à priori, de faire le point sur les alternatives de choix primaire des types de barrages.

IX.1 Barrages poids :

a) Avantage :

- faibles contraintes dans le béton,
- faibles contraintes transmises aux roches,
- Les variations de température ne produisent que des contraintes faibles,
- Gradient des sous-pressions sous la fondation faible,
- Evacuateur de crues peut facilement être intégré.

b) Particularités :

- Volume d'excavation important,
- Volume de béton important,
- Refroidissement artificiel est nécessaire lors de la prise du béton,
- Sous-pressions importantes sous la fondation,
- Sensibilité aux tassements,
- Sensibilité aux séismes.

IX.2 Barrages à contrefort :**a) Avantage :**

- Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes,
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles,
- Le volume du béton est faible donne un échauffement faible,
- Moyens risques de tassement.

b) Inconvénients :

- Susceptibilité aux séismes est très forte,
- La résistance à l'accélération est presque non existante,
- Importantes fouilles,
- Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.

IX.3 Barrages voutes :**a) Avantage :**

- Le volume du béton est faible
- La fouille est assez petite,
- La résistance au séisme est haute,
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.

b) Inconvénients :

- Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher,
- Les forces sont transmises obliquement dans les appuis,
- Le risque de tassement est moyen,
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est considérable,

- L'intégration de l'évacuateur de crue (grand débit) est difficile,
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand,
- Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis (Cours barrage EFPL, 2006)

X. CONCLUSIONS SUR LE CHOIX DU BARRAGE EN BETON :

En guise de conclusion :

- Les barrages poids en maçonnerie, malgré leur très bonne performance, apparaissent réservés aux contextes où la main- d'œuvre est abondante,
- Le barrage poids en béton classique ne se justifie en général que pour les barrages comportant des ouvrages hydrauliques complexes, en particulier les barrages mobiles,
- Le barrage poids en BCR s'impose comme une solution économique et sûre, dès que le volume de béton dépasse 35 à 40 000 m³,
- Le barrage symétrique en remblai dur à mesure est à considérer sur les sites difficiles caractérisés par une fondation rocheuse de faibles caractéristiques mécaniques, de fortes crues ou une exposition aux séismes.

CHAPITRE II
ANALYSE DE LA STABILITE DES
BARRAGES POIDS

I. INTRODUCTION :

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage poids, il convient de garder présent de l'esprit que la grande majorité des ruptures des barrages poids recensées dans le monde s'est produit lors des crues. Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de la stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur. L'évaluation de la crue de projet et du niveau atteint par l'eau devra être faite avec une grande rigueur et on tiendra compte de l'imprécision ou des incertitudes sur l'hydrologie examinant les conséquences 'd'un dépassement significatif de la crue de projet qui aura été retenue.

II. ACTIONS AGISSANTS SUR LES BARRAGES POIDS :

Un barrage doit résister à des contraintes impressionnantes qu'il est important de les connaître pour pouvoir comprendre son fonctionnement, ils peuvent intervenir non pas à sa conception et son dimensionnement mais aussi au comportement et à la stabilité du barrage. La figure II-1 illustre les différentes sollicitations agissantes sur un barrage poids :

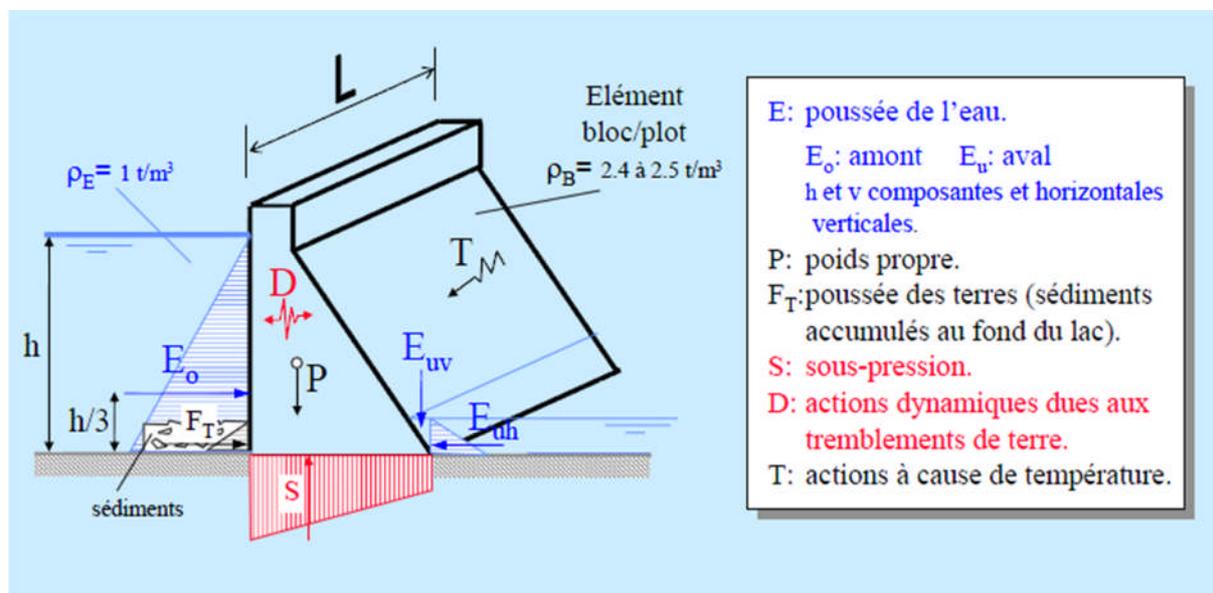


Figure II.1 : Schéma des actions agissantes sur un barrage poids

On peut classer ces actions en fonction de leurs types :

II.1. Actions permanentes :

Elles commencent avec la réalisation du barrage et continuent durant toute la vie de ce dernier :

- Poids propre,
- Poussées des sédiments.

II.2. Actions variables :

Elles sont variables en fonction des variations du niveau de la retenue :

- Poussées de l'eau et des matières en suspensions,
- Poussées des glaces.

II.3. Actions accidentelles :

Ces actions sont relatives aux excitations sismiques :

- Les séismes (B. Rouissat, 2013).

III. MANIFESTATIONS DES ACTIONS :

III.1. Le poids propre P_0 :

La densité d'un BCV (béton conventionnel vibré) de barrages poids est généralement de l'ordre de 2,4. D'autres valeurs plus élevées ou moins élevées sont à prendre en compte lorsqu'une différence de densité des agrégats significativement de l'ordre de 2,7, on doit tenir compte de la présence des galeries selon le mode d'auscultation prévu. La densité d'un BCR est variable selon la granulométrie des agrégats et le dosage en liant ; la densité d'un BCR pauvre en fines peut descendre à 2,3. L'ensemble (granulats et liant) forme un béton (BCR ou BCV) à l'ensemble à une masse de considérable influence sur les fondations et aussi pour la réaction sur la poussée hydrostatique (figure II.1).

Les barrages poids résistent d'eux-mêmes grâce à leurs dimensions et à leur masse fantastique qui peut atteindre plusieurs dizaines de millions de tonnes. Ces barrages travaillent par gravité. Ils sont dimensionnés de façon à ce que leurs charges (poids et pression hydrostatique) s'opposent l'une à l'autre.

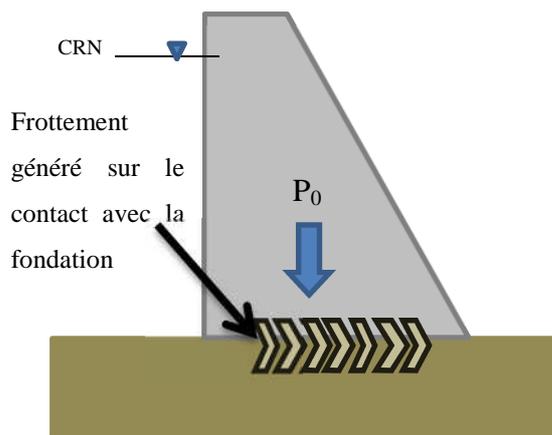


Figure II.2 : Action du poids propre du barrage

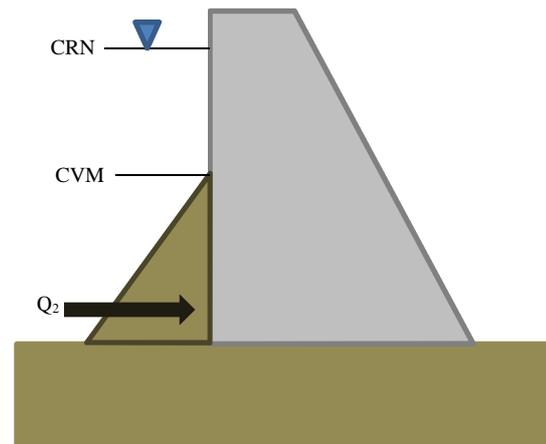


Figure II.3 : Action des sédiments sur le barrage

III.2. Poussée des sédiments déposés au pied amont Q_2 :

Les sédiments en cours de consolidation exercent une poussée qui est a priori légèrement inclinée sur l'horizontale (figure II-3). Le coefficient de poussée peut être pris égal à :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (\text{formule de Jacky})$$

Avec : φ : Angle de frottement interne des sédiments.

Il convient de faire le calcul en contraintes effectives, c'est-à-dire avec la densité déjaugée pour les sédiments, car la poussée de l'eau est par ailleurs considérée sur toute la hauteur du barrage.

III.3. Poussée hydrostatique amont Q_1 :

Tout d'abord un barrage est soumis à des pressions, dont la plus importante est la pression hydrostatique. C'est une force horizontale exercée par l'eau sur sa surface immergée. On en tire l'expression de la pression suivante :

$$P = \rho \cdot g \cdot h$$

Avec :

- **P** : est la pression en Pa (Pascal),
- **ρ** : la masse volumique de l'eau en kg.m^3 ,
- **g** : est l'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m}^2/\text{s}$),
- **H** : la hauteur d'eau au-dessus du point considéré en m.

On constate que la pression dépend de la hauteur d'eau et non de la largeur du barrage. Etant donné que c'est la hauteur d'eau qui est responsable de la pression hydrostatique.

Le principe du calcul de l'action de l'eau de la retenue revient à un calcul de poussée hydrostatique. Dans chaque situation de projet correspondant à un niveau de remplissage de la retenue, on calcule l'intensité Q_1 résultant de la hauteur d'eau supposée connue agissant contre le parement amont : les incertitudes sur l'intensité Q_1 sont sous cette hypothèse très limitées (R. Paul et al, 2006).

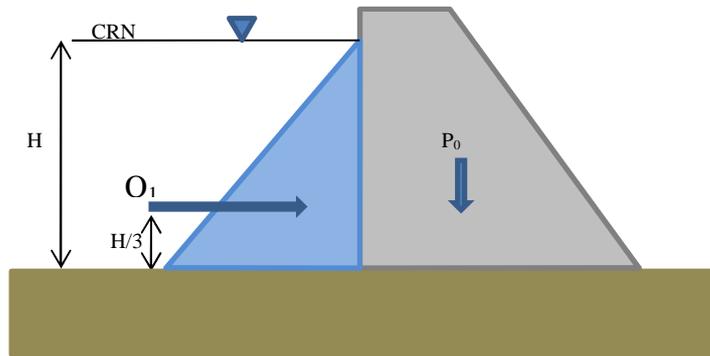


Figure II.4 : Action de la poussée hydrostatique

La pression hydrostatique s'exerce horizontalement, tandis que le poids s'applique suivant la verticale. Les concepteurs d'un barrage calculent donc les contraintes engendrées par ces forces pour en déduire la masse de l'ouvrage, ainsi que sa hauteur et sa surface. La règle du tiers central régit la construction du barrage. Sa forme doit être telle que le résultat des efforts passe en diagonale par le tiers central de son épaisseur et de la surface de ses fondations. Dans ce cas, tous les efforts qui s'exercent sur le barrage s'équilibrent en compression. Si la résultante s'écarte du tiers central, le barrage risque de subir de fortes contraintes de flexion.

La stabilité des barrages poids repose aussi sur deux autres facteurs : leurs fruits et leurs bons systèmes de drainage.

Le fruit d'un barrage-poids, c'est le degré de pente que la face semi-verticale doit avoir pour assurer un maintien parfait du barrage. Il est calculé par la relation h/v , c'est-à-dire le rapport de la distance horizontale par la distance verticale (figure II.5). Comme nous l'avons déjà dit auparavant, les barrages poids, malgré tous les systèmes d'imperméabilisations, sont très susceptibles aux infiltrations d'eau. Ainsi un système de drainage doit être mis en place pour recueillir et évacuer cette eau afin d'éviter les problèmes de sous-pression.

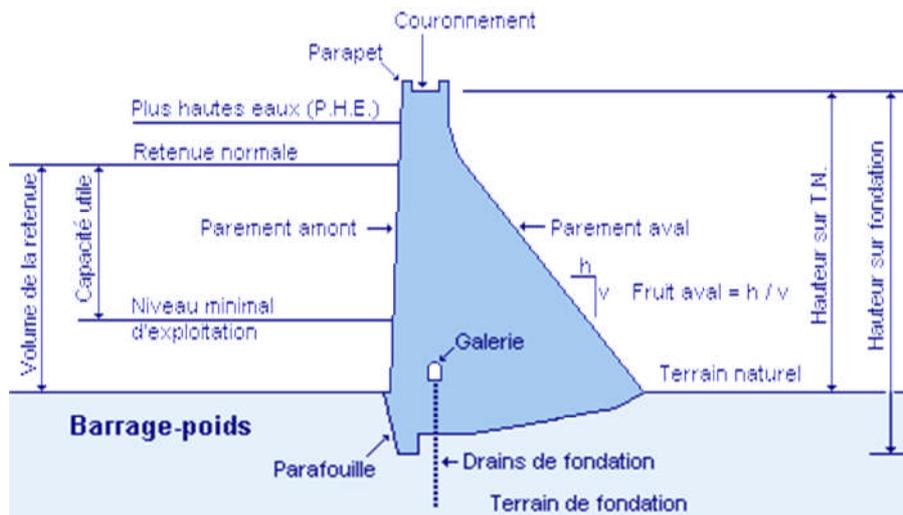


Figure II.5 : Paramètres d'un barrage poids et position du voile de drainage

III.4. Poussée hydrostatique aval Q_3 :

Parmi les conséquences de la poussée hydrostatique, une retenue se forme à l'aval et peut être agissante sur le barrage, sa valeur Q_3 n'est pas de même importance que Q_1 mais on la prend en considération comme action agissante.

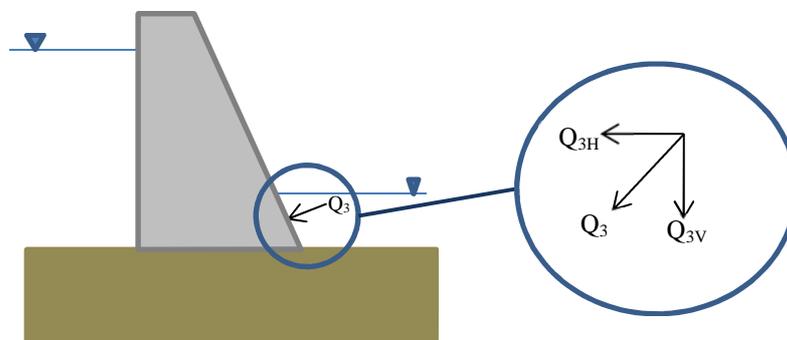


Figure II.6 : Action de la poussée hydrostatique aval Q_3

III.5. Sous pressions P_1 :

En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression (U_m) du plan d'eau en pied amont et une sous-pression (U_v) égale au niveau d'eau en pied aval.

En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus favorable que le diagramme trapézoïdal (a) de la (figure II-6) si les fissures du rocher ont tendance à se

refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50%, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage :

$$U_A - U_B = (U_A - U_C)/2$$

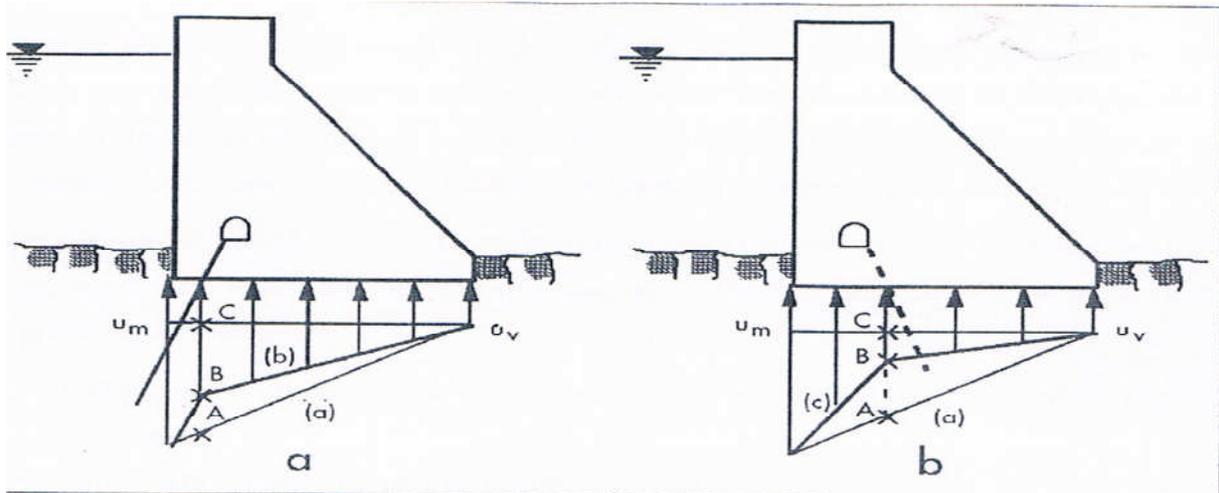


Figure II.7 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage

Avec : (a) - sans injection ni drainage

(b) – avec voile d'injection

(c) – avec drainage

De même, si un voile d'injection a été réalisé en fonction près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont) (G. Degoutte, 2002) :

$$U_A - U_B = (U_A - U_C) / 3$$

La considération des sous-pressions, éléments importants du comportement des barrages poids du point de vue stabilité, diffère d'un pays à l'autre. La figure (II.8) illustre les différents cas de diagrammes considérés pour l'évaluation des sous-pressions tenant compte des voiles d'injection et de drainage.

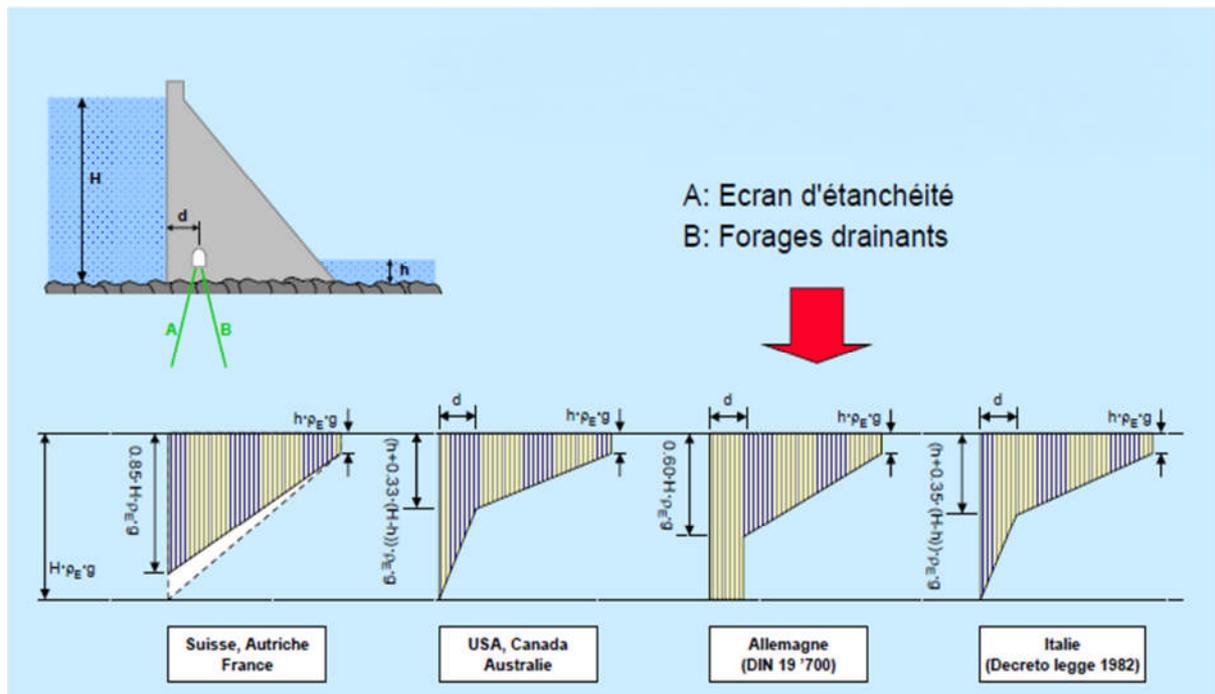


Figure II.8 : Diagramme de la répartition des sous-pressions

Le diagramme de contrainte à la base de la fondation du barrage poids doit être obligatoirement aux limites admissibles en compression en pied aval et en traction en pied amont (Cours barrage EPFL, 2006).

III.6. Poussée des glaces :

Cette action n'est à considérer que si l'environnement climatique du barrage le justifie. Elle n'est en général pas déterminante pour la stabilité, car elle est simultanée avec la crue du projet.

III.7. Actions accidentelles :

Les actions accidentelles qui peuvent déstabiliser un barrage poids sont une approximation des séismes. La valeur ($\alpha.g$) est l'intensité du composante horizontale correspond au vecteur (g). La contrainte de poussée de l'eau à la profondeur Z est augmentée d'une valeur fonction de plusieurs paramètres : $\Delta P = 0,875.\alpha.\gamma_w.(H.Z)^{1/2}$ en Kpa.

Avec :

- H : la hauteur du barrage (m) ;
- γ_w : le poids volumique en (KN/m³).

Dans le cas d'un barrage déversant la poussée totale de l'eau est augmentée d'une valeur additive : $\Delta P = 0,58.\alpha.H^2$ en (Kpa).

III.7.1. L'aléa sismique :

La détermination de l'aléa sismique concerne l'estimation des mouvements sismiques qu'on doit prendre en compte dans l'évaluation de la sécurité des barrages projetés ou existants. Dans ce domaine les recommandations actuelles sont la non-construction d'un barrage à cheval sur une faille capable identifiée et la recherche de sites alternatifs dans une zone moins exposée à ce type de risque.

Le séisme de référence à tenir compte pour justifier les barrages poids est le séisme maximal possible (SMP). Pour le SMP la stabilité du barrage doit être assurée et ne doit pas provoquer des dommages susceptibles de remettre en cause son intégrité structurale. RN est le niveau d'eau associé dans la retenus.

L'identification du SMP est une approche déterministe basée sur la détermination du séisme maximum historiquement vraisemblable (SMHV), la mise en œuvre de la méthode comprend quatre étapes :

- l'élaboration d'un modèle sismotectonique permettant l'identification des zones sources ;
- la caractérisation des zones sources correspondant au niveau sismique maximum susceptible d'être émis par cette zone source ;
- la synthèse sismotectonique ;
- la détermination des paramètres de calcul, établi par corrélation sur des séismes instrumentés récents, entre les paramètres sismologiques.

III.7.2. Modélisation de l'action sismique :

Au cours d'un séisme, l'énergie transmise par la fondation se traduit par la mise en mouvement de l'ouvrage, structure qui malgré son caractère massif est susceptible de se mettre en vibration. Les sollicitations mécaniques auxquelles un barrage est alors soumis sont de deux types :

- Les forces d'inertie dues à l'accélération de la structure ;
- Les forces hydrodynamiques dues à la mise en vibration de la retenue qui s'ajoutent aux forces hydrostatiques.

III.7.3. Méthode pseudo-statique :

Dans le cadre d'un calcul simplifié, l'approche pseudo-statique est utilisée : le changement dynamique est représenté par l'application de forces statiques jugées équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage. Les forces d'inertie sont celles d'un solide rigide soumis à l'accélération maximale au sol.

IV. CRITERES DE CONCEPTION D'UN BARRAGE POIDS :

IV.1. La règle de tiers central :

L'excentricité du point d'application de la résultante des actions doit être inférieure à $B/6$ (B est la largeur de la base du barrage).

Pour les actions rares (accidentelles), on peut admettre des tractions modérées au pied amont de l'ordre de :

- $\sigma < 0,2$ MPa (pour un barrage BCV) ;
- $\sigma < 0,05$ MPa (pour un barrage BCR).

Rapport-gratuit.com 
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MEMOIRE

IV.2. Combinaison d'actions :

Les sollicitations de calcul résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé. On peut ainsi distinguer trois types de combinaisons d'actions :

IV.2.1. Combinaison fréquente ou quasi-permanente :

C'est l'état de sollicitations correspondantes au niveau de service courant de l'ouvrage. En général, c'est la combinaison du poids propre, de la poussée des sédiments déposés, de la poussée de l'eau à la retenue normale (RN) et de la sous-pression correspondante sous la fondation.

IV.2.2. Combinaison rare :

Il s'agit de la combinaison de l'action lors de la crue de projet (niveau des plus hautes eaux – PHE). En prendre en compte le poids propre, la poussée des sédiments déposés, la poussée d'une eau éventuellement chargée et la sous-pression correspondante sous la fondation.

IV.2.3. Combinaison accidentelle :

En générale, elle résulte du séisme survenant lorsque la retenue est à son niveau normal (RN). Il convient dans tous les cas de faire différentes hypothèses sur le diagramme des sous-pressions (qui est l'inconnue majeure) et de tester ainsi la sensibilité des résultats.

V. CRITERES SOMMAIRES DE STABILITE :

Pour un profil triangulaire simplifié, dont le parement amont est vertical, les fruits avals f limites sont :

- $f \geq (\gamma-1)^{-1/2}$ (condition pour non fissuration) ;
- $f \geq (2\gamma-3)^{-1/2}$ (condition pour fissuration stable).

γ : la densité du corps du barrage

Pour une densité moyenne de 2,35 les valeurs 0,86 et 0,77 sont correspondantes aux fruits respectifs du parement aval (B. Rouissat, 2013).

V.1. Etude de stabilité :

Le calcul de stabilité des barrages poids est fait le plus souvent en deux dimensions. Un calcul tridimensionnel se justifie pour un barrage implanté dans une vallée relativement étroite et/ou pour un ouvrage courbe en plan. La contribution à la stabilité peut être dans certains cas significatifs même si la difficulté reste grande pour l'évaluer avec précision. Généralement la stabilité globale se décline en quatre composantes (B. Rouissat, 2013) :

V.1.1 Stabilité interne :

On étudie la stabilité de la partie supérieure du barrage le long d'un horizontal situé à une profondeur Z sous le niveau de la retenue. La proposition de MAURICE LEVY est un critère pour lequel la contrainte normale σ_v à l'amont, calculé hors sous-pression, reste toujours supérieure à la pression de l'eau au même niveau.

$$\sigma_v > \gamma_w \cdot Z$$

Ce critère est sévère, la qualité des bétons actuels permet de réduire cette exigence, habituellement il est recommandé :

$$\sigma_v > 0,75 \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Ce critère à vérifier pour les combinaisons d'actions rares (crue de projet) ; on doit aussi la stabilité interne au glissement, notamment lorsqu'un problème se pose pour la résistance entre couches (cas d'un BCR) (G. Degoutte, 2002).

V.1.2 Stabilité au glissement :

Sous l'effet de la poussée de l'eau, le barrage tend à glisser sur sa base. (C'est le poids de l'ouvrage et son ancrage qui empêchent le glissement par la création de frottement sur le plan de contact barrage-fondation.

Si N et T sont les composantes normale et tangentielle de la résultante des actions sur la fondation, le critère couramment retenue est :

$$\frac{N \cdot \tan \varphi}{T} \geq F$$

Ceci revient à négliger la cohésion des fondations. L'angle de frottement φ entre le barrage et sa fondation est en général pris égal à 45° pour un rocher sain, mais peut prendre des valeurs beaucoup plus faibles dans certains cas (par exemple $\varphi = 25^\circ$ pour les fondations marneuses). Le coefficient de sécurité F doit être supérieur ou égal à 1,5 pour les combinaisons fréquentes ou rares et à 1,3 pour les combinaisons accidentelles (séisme) (A. Z. Bendimerad, 2011).

V.1.3 Stabilité au poinçonnement :

Dans le cas des ouvrages sur sol meuble, la semelle et les fondations doivent être dimensionnées pour que l'ouvrage ne s'enfonce pas sous son poids propre.

La stabilité au poinçonnement est souvent vérifiée en comparant la résultante des charges appliquées au barrage par rapport à la portance du sol de support des fondations.

V.1.4 Stabilité au renversement :

Sous l'effet de la poussée de l'eau, l'ouvrage tend à basculer vers l'avant (mouvement de rotation autour du pied aval). C'est le poids de l'ouvrage qui s'oppose à cet effet de renversement.

VI. ANALYSE DE LA STABILITE D'UN BARRAGE POIDS :

VI.1. Calcul du volume d'un barrage poids :

Généralement on utilise une approximation (B. Rouissat, 2013) donnée par :

$$V_p = 0,14 \cdot H^2 \cdot (L_c + 2 \cdot L_b)$$

Avec :

- V_p : volume du barrage poids (m^3) ;
- H : hauteur du barrage (m) ;
- L_c : largeur du site simplifiée au niveau de la crête (m) ;
- L_b : largeur du site au niveau de la base (m).

VI.2. Vérification de stabilité :

En ce qui concerne la stabilité de l'ouvrage, le terrain de fondation doit présenter les qualités essentielles suivantes :

- ❖ faible degré de broyage et d'altération
- ❖ faible compressibilité
- ❖ grande résistance à l'écrasement

La recherche de ces caractéristiques est réalisée grâce aux moyens suivants :

- Travaux de reconnaissance
- Procédés géophysiques

VI.2.1. Travaux de reconnaissance :

Les travaux de reconnaissance ont pour but de reconnaître la topographie du rocher en place, la nature du terrain, sa structure, son degré d'altération (faible, diaclases) et de déterminer sa résistance mécanique.

Les différents procédés utilisés sont les suivants :

- ✓ Décapage de la zone d'implantation de l'ouvrage
- ✓ Percement de galerie et de puits dans les versants ou sous l'emplacement de l'ouvrage
- ✓ Sondage aux rails : enfoncement de barre métallique (composée par exemple, de rails éclissés) jusqu'au contact du rocher en place (bed-rock)
- ✓ Sondage mécanique vertical ou rayonnant : carottage (échantillon cylindrique de roches) à des profondeurs sur plusieurs dizaines de mètres.

La durée des campagnes de reconnaissance est quelquefois très longue : des années voir même des dizaines d'années (ex. Barrage Serre-Ponçon 1913-1947 pour 6500 m de perforation).

VI.2.2. Procédés géophysiques :

Mesures de certaines caractéristiques physiques des rochers et des sols telles que : vitesse du son et résistance ohmique à partir desquelles on peut déterminer les grandeurs caractérisant la déformation et la résistance mécanique des roches de fondations. Rappelons que le module d'élasticité E d'un matériau caractérise sa compressibilité, c'est-à-dire sa déformation sous l'action d'une contrainte ; sa valeur est d'autant plus grande que le matériau est moins compressible et la roche de fondation est ainsi d'autant plus satisfaisante. Suivant la vitesse d'application des contraintes, nous distinguons le module d'élasticité statique et dynamique :

a) Module statique E_s :

Peut être mesuré par deux méthodes :

- Déformation d'une cavité : on crée une cavité cylindrique de diamètre d dans la roche ; on introduit de l'eau sous pression dans cette cavité et on mesure la variation Δd du diamètre du cylindre produite par une pression p :

$$\Delta d = \frac{pd}{E_s} (1 + \mu)$$

- Méthode de poinçonnement : elle consiste à charger le terrain sur une surface circulaire au moyen d'un vérin et mesurer les enfoncements sur les bords et au centre.

Les valeurs de E_s varient entre $25\,000 < E_s < 300\,000$ Kg.F (respectivement pour schistes verts et schistes cristallins de bonne qualité).

b) Module dynamique E_d :

Mesuré par la méthode sismique des vitesses de propagation d'ondes de pression longitudinales V_l et transversales V_t produites par une explosion. Ces vitesses permettent le calcul de E_d et μ , le coefficient de Poisson.

$$V_l = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \frac{1 - \mu}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}} \quad V_t = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \frac{1}{2(1 + \mu)}}$$

ρ étant la masse volumique de la roche

La mesure du temps de propagation est réalisée au moyen de sismographes. Le module E_d est en général, supérieur au module statique E_s .

La méthode sismique permet également de déterminer l'épaisseur d'une couche rocheuse surmontant une couche de nature différente par mesure des temps de propagation (méthode par réfraction, méthode par réflexion).

VI.3. Sécurité vis-à-vis du glissement :

Si on désigne par P_0 le force verticale due au poids du barrage et par P_1 les sous-pressions, la stabilité au glissement est assurée si :

$$\frac{\sum Q}{\sum G} \leq f$$

f : coefficient de frottement

$\sum Q$: forces horizontales

$\sum G$: forces verticales

B : surface de contact entre le barrage et sa fondation

C : la cohésion

Avec : $\sum Q = Q_1 + Q_2$

$\sum G = P_0 - P_1$

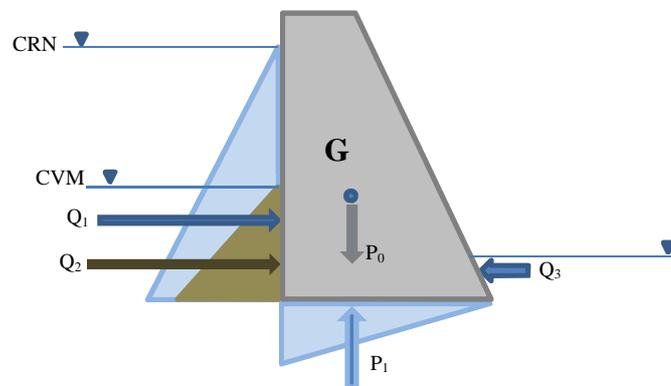


Figure II.9 : Forces agissant sur la stabilité d'un barrage poids

Le coefficient de sécurité au glissement F est alors :

$$K_{s(\text{glissement})} = \frac{\sum G \cdot f}{\sum Q}$$

On admet habituellement $K_{s(\text{glissement})} \geq 1,5$

On adopte en général un coefficient de frottement $f = 0,75$ valeur utilisée pour le frottement béton sur béton et béton sur rocher de qualité.

Si la fondation est constituée de de roche plus tendre (calcaire, marne), on peut être amené à adopter une valeur inférieure de l'ordre de 0,6.

Le coefficient de frottement f est donné en fonction de la nature des sols de fondation :

$f = 0,7$ fondation rocheuse

$f = 0,3 - 0,6$ fondation sableuse

$f = 0,2 - 0,25$ fondation argileuse

Si on tient compte également de la cohésion des fondations, le coefficient de sécurité au glissement devient :

$$K_s (\text{glissement}) = \frac{C.B + \sum G.f}{\sum Q}$$

Dans ce cas, compte tenu de l'incertitude sur la cohésion, on adopte en général une valeur de $K_s = 2,5$ en fonctionnement normal.

Pour le rocher de qualité, la valeur admise pour la cohésion est généralement prise entre 0,5 et 2 MPa. La cohésion C s'annule dès qu'il y a fissuration ou joints.

Si le terrain comporte des plans de faiblesse horizontaux (stratification schistosité, fissure de décompression), l'étude de stabilité au glissement devra se faire au niveau de faiblesse.

VI.4. Sécurité vis-à-vis le renversement :

On ne s'intéressera ici qu'aux règles de dimensionnement qui garantissent la stabilité au renversement. Il conviendra donc de s'assurer également que l'ouvrage n'est pas susceptible de s'enfoncer, ni de glisser.

VI.4.1. Méthode pratique de calcul :

Le calcul permettant de s'assurer de la stabilité au renversement d'un ouvrage est systématiquement réalisé sur un projet de barrage afin de vérifier que le barrage à construire sera stable. Pour cela, on considère qu'il faut que le moment stabilisateur de l'ouvrage soit au moins deux fois supérieur au moment de renversement.

En pratique, on peut également montrer qu'un micro barrage-déversoir trapézoïdal dont la grande base est égale à la hauteur et la petite base égale à 0.25 m garantit largement la stabilité au renversement. On dispose ainsi d'une règle approximative qui permet d'estimer très rapidement le gabarit d'un ouvrage, connaissant la hauteur nécessaire pour alimenter la prise d'eau (cote). Cette règle conduit cependant à de légers surdimensionnements.

VI.4.2. Les mesures prises dans la conception des ouvrages :

Le calcul de stabilité au renversement fait intervenir la hauteur de la lame d'eau déversant au-dessus de l'ouvrage, elle même fonction du débit du cours d'eau. Pour garantir la stabilité de l'ouvrage, y compris dans des cas extrêmes, on devrait théoriquement estimer les débits de crue décennale ou centennale et en déduire la hauteur d'eau maximale au-dessus du déversoir. Afin de sécuriser les ouvrages et limiter la poussée lors des fortes crues, il est intéressant de prévoir une vanne de chasse dans le corps du déversoir. Il s'agit d'un orifice que l'on verrouille avec une série de madriers quand le débit du cours d'eau est faible et que l'on ouvre en cas de crue pour « délester » l'ouvrage. Ce dispositif ne protège efficacement le barrage que si les usagers sont suffisamment organisés et responsabilisés pour l'utiliser au moment opportun ! Cette vanne peut en tous cas s'avérer très utile pour vidanger le barrage et effectuer des travaux d'entretien sur le déversoir ou le canal de dérivation.

VI.4.3. Vérification de la stabilité au renversement :

Le barrage est soumis à :

- la force de poussée de l'eau qui entraîne un mouvement de rotation autour du pied aval,
- son propre poids qui tend à le stabiliser en s'opposant à cette rotation, diminuant l'effet de frottement.
- les sous pressions,
- la force de poussée de la vase déposée au fond (B. Rouissat, 2013).

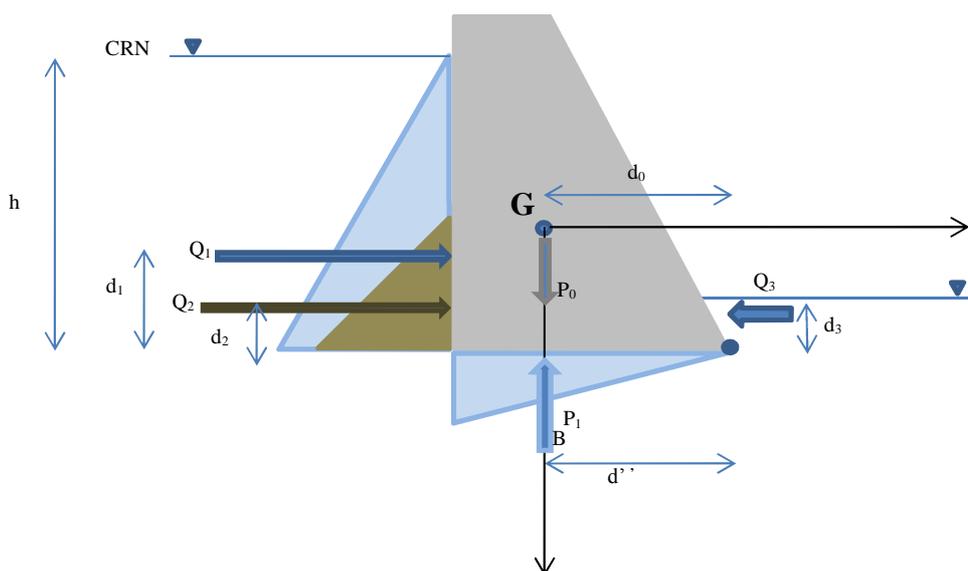


Figure II.10 : Forces agissantes sur un barrage poids et leurs bras de levier

Comme tout mouvement de rotation, le renversement de l'ouvrage est déterminé par le moment des forces, c'est-à-dire le produit des forces par leur bras de levier :

$$M_s = \text{moment due au poids et à la poussée aval} = (P_0 \cdot d_0) + (Q_3 \cdot d_3)$$

$$M_d = \text{moment des poussées et des sous-pressions} = (P_1 \cdot d'_1) + (Q_1 \cdot d_1) + (Q_2 \cdot d_2)$$

Théoriquement, l'ouvrage est en équilibre si : $M_s = M_d$; mais en pratique on applique un coefficient de sécurité et on considère que l'ouvrage est stable si $M_s = 2 \cdot M_d$

Etudier la stabilité au renversement d'un barrage revient donc à comparer le moment stabilisateur (M_s) et le moment de renversement (M_d).

Le coefficient de sécurité au glissement devient :

$$Kc = \frac{\sum Ms}{\sum Md}$$

VI.4.4. Vérification des contraintes :

La contrainte est donnée par l'expression :

$$\sigma = \frac{\sum P}{F} + \frac{\sum M}{W}$$

Avec :

$\sum P$: la somme des forces verticales,

$\sum M$: la somme des moments appliqués sur l'ouvrage,

F : la surface de la section centrale,

Et : $W = \frac{I}{y}$

Avec :

I : le moment d'inertie,

y : l'abscisse de la position du pied par rapport au pied amont du barrage (en général égale à la moitié de la base B du barrage) (B. Rouissat, 2013).

VI.4.5. Dispositions constructives :

Les dispositions constructives concernent les arrêts de bétonnage des plots. La figure (II.11) montre les dispositions de ces arrêts :

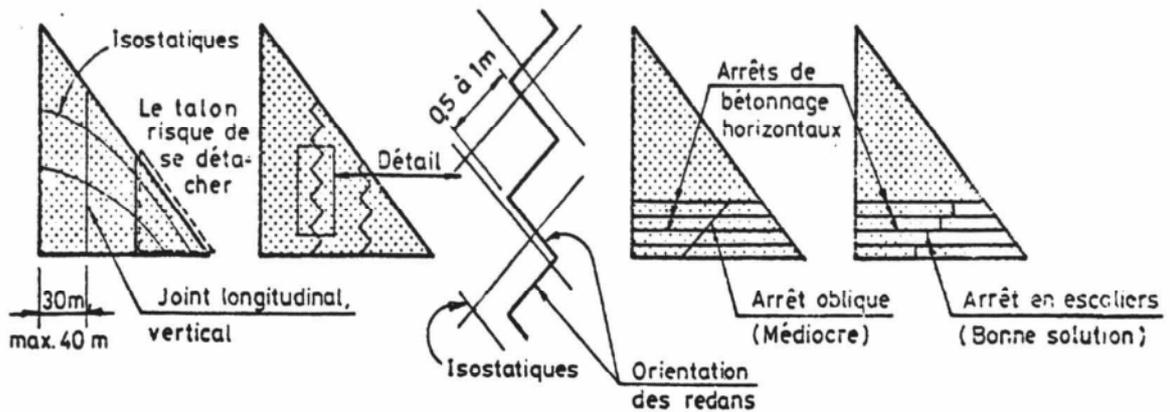


Figure II.11 : Formes des arrêts de bétonnage

VI.4.6. Amélioration de la sécurité du barrage :

Si la vérification de la stabilité du barrage enregistre des insuffisances, l'amélioration de la stabilité est réalisée en :

- Augmenter les forces verticales, c'est-à-dire :
 - Réduire l'angle du parement aval,
 - Incliner le parement amont,
 - Réduire les sous pressions.
- Réduire les forces de poussée horizontales, c'est-à-dire :
 - Incliner la fondation vers l'amont.
- Augmenter la valeur de l'angle de frottement, c'est-à-dire :
 - Traitement des arrêts de bétonnage,
 - Redans coffrés,
 - Injection dans le rocher.

VII. 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.

VII.1 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 F. D. Bourgoise, 1998).

Les méthodes de détection des fuites des barrages diffèrent en fonction du type de désordre auquel on est confronté : l'érosion est soit concentrée dans un conduit, soit elle est diffuse.

La détection précoce des fuites est fondamentale dans la mesure où elle empêche alors toute menace de rupture. La mise en évidence de tels défauts permet de définir au mieux les techniques de réhabilitation à mettre en œuvre (D. Gouvenot, 1997).

Parmi ces techniques nous avons présentés dans ce chapitre les parois étanches, l'injection des coulis de ciment et le drainage dans les fondations des barrages et ouvrages hydraulique.

Le traitement de la fondation par injection du coulis de ciment est une procédure assez complexe formée d'une succession d'opérations dont le succès ou l'échec va conditionner le résultat final. Bien que de nombreuses recherches soient intéressées de l'étude de certains paramètres de la procédure d'injection, le traitement des fondations des grands ouvrages par injection de coulis est toujours resté un art.

Les injections sont effectuées le plus souvent pour réduire les fuites à travers les matériaux sur lesquels sont fondés des grands ouvrages tel que les barrages (voile d'étanchéité). Elles sont aussi effectuées parfois pour améliorer la pérennité et les caractéristiques mécaniques des roches ou sols de fondation, afin de pouvoir supporter le poids des structures à construire.

VII.2 Répartition de la sous pression en fonction de l'injection et le drainage :

La répartition de la sous pression sous la fondation dépend du gradient de la percolation souterraine, et ce gradient dépend des conditions de perméabilité, plusieurs cas typiques peuvent être mis en évidence (figure II-8 et II.12).

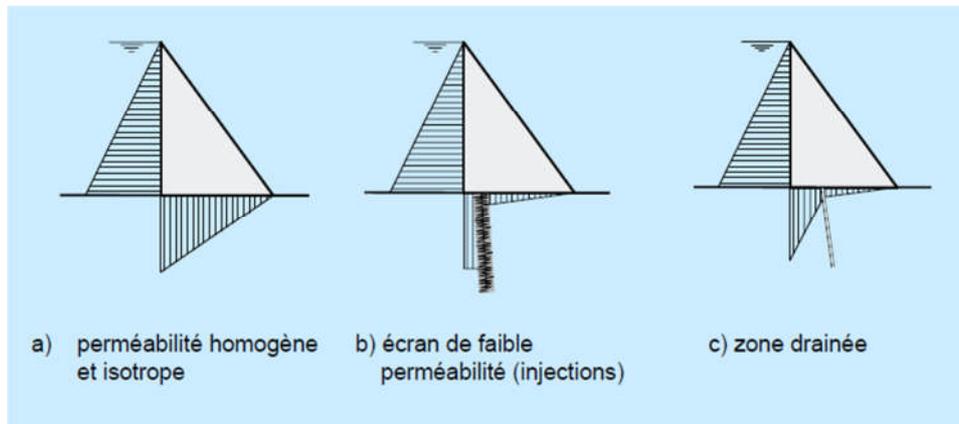


Figure II.12 : Répartition des sou-pressions (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011)

Les cas (b) et (c), ont pour effet direct, s'ils sont correctement mis en œuvre, de diminuer la force de sous pression qui tend à soulever le barrage. En pratique, on combine ces deux effets par la mise en place d'un voile d'étanchéité (rideau d'injection) placé à l'amont du barrage et de forages drainants placés immédiatement à l'aval.

VII.3 Le coefficient de sous pression :

Le 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 (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011). Le coefficient λ dépendait de la qualité du rocher de fondation et du traitement du contact béton-rocher par injection. Les valeurs les plus souvent admises sont :

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

VII.4 Traitement de fondations par parois étanches :

Les écrans étanches sont des structures enterrées destinées à réduire, empêcher ou détourner des écoulements souterrains ou établir une coupure imperméable pour isoler un site. Ils sont utilisés à titre provisoire et définitif pour réaliser soit des ouvrages hydrauliques soit des ouvrages de protection de l'environnement (C.I.M béton, 2004).

VII.4.1 Les parois en béton :

La réalisation d'une paroi en béton destinée à garantir l'étanchéité comporte deux étapes principales. Après la phase de perforation sous boue de bentonite, la tranchée est bétonnée. Les parois sont constituées par la juxtaposition de panneaux élémentaires : primaires, secondaires, perforés contre un seul panneau déjà bétonné.

Les profondeurs de 35 à 50 m sont courantes, selon l'outil d'excavation on peut descendre jusqu'à 150 m. Les longueurs usuelles des panneaux sont voisines de 5 à 6 m. les largeurs varient entre 0,50 et 1,50 m, les plus fréquentes sont 0,60 et 0,80 m. Ces ouvrages sont réalisés soit au moyen de bennes mécaniques ou hydrauliques, soit au moyen d'hydro-fraises, ce choix est principalement lié à la nature des terrains à excaver.

VII.4.2 Les parois en béton plastique :

La perforation de la tranchée, d'une épaisseur courante comprise entre 0,50 m et 0,60 m, est faite sous boue bentonitique, à l'aide des outillages de parois classique : benne ou hydro-fraise. Le principe de réalisation est identique à celui de la paroi moulée décrite dans le paragraphe précédent. Comme dans le cas de la paroi en béton, le bétonnage est fait par un tube plongeur. Le béton utilisé est un mélange plastique (ciment, granulats, argile et eau) de composition étudiée en fonction des objectifs : résistance minimale et module maxima notamment.

Leurs caractéristiques répondent aux exigences des parois étanches de deux manières complémentaires :

- Incorporation des liants hydrauliques et d'argiles pour l'étanchéité ;
- Très grande déformabilité sans fissuration, le domaine de déformations plastiques est très étendu.

Pour garantir une forte déformabilité au matériau, il faut que les grains des divers agrégats ne soient pas jointifs et que la résistance mécanique ne soit pas trop élevée. Ce résultat est obtenu par l'utilisation de formulations à la fois pauvre en ciment et riche en eau, le rapport pondéral

ciment/eau est généralement compris entre 0,15 et 0,25 (Gouvenot. D. et Bourgois. F. D, 1998). Mais le béton ainsi constitué est instable, de l'argile ou de la bentonite est alors incorporée à ce mélange afin de le stabiliser. L'argile apporte également à ce béton des caractéristiques d'étanchéité élevées.

Le matériau obtenu est élasto-plastique, ses propriétés sont très différentes de celle des bétons classiques de génie civile. Sa perméabilité est généralement comprise entre $5 \cdot 10^{-9}$ et $2 \cdot 10^{-10}$ m/s pour un gradient de 30. (Tableau 3.1) présente une comparaison d'un béton plastique et d'un béton courant de génie civile pour un essai triaxial avec une étreinte latérale $\sigma_3=0.4\text{MPa}$ (D. Gouvenot et L. Chazot, 1998).

Tableau II.1 : Comparaison des caractéristiques mécaniques d'un béton courant et d'un béton plastique

	Béton courant	Mortier plastique
Compression à la rupture σ_1	30 Mpa	1Mpa
Déformation à la rupture ε	0.1%	10%

VII.4.3 Les parois aux coulis :

Le principe des écrans étanches réalisés en coulis est dérivé de la technique des parois moulées.

Lors de la réalisation de telle paroi, un seul fluide est utilisé. A l'état fluide, il présente des caractéristiques voisines de celles de la boue bentonitique. Celles-ci évoluent lentement en fonction du temps pour atteindre un état solide et stable. Ce fluide est en général une coulisse bentonite ciment, mais un grand nombre de coulis est disponible aujourd'hui, en fonction des propriétés requises pour la paroi essentiellement. Ces coulis sont constitués de bentonite et de ciment auquel on adjoint des additifs minéraux spécifiques qui permettent essentiellement la perméabilité des écrans et/ou d'en augmenter la durabilité.

VII.5 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.

VII.6 Caractéristiques du procédé d'injection :

VII.6.1 La 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 appel 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, 2011).

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 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).

Par ailleurs, en relation avec la pression d'injection, redoute d'une part une fracturation hydraulique (claquage) qui correspond à une ouverture brusque d'une nouvelle discontinuité et d'autre part un soulèvement, perceptible ou non, de la surface du massif rocheux injecté, conséquence d'ouvertures de discontinuités.

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

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

On applique en général la règle suivante (tableau) :

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

Profondeur de 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/cm ²	

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.

VII.6.2 Les propriétés du coulis frais :

La réalisation correcte d'une campagne d'injection requiert le respect de certaines propriétés du coulis frais afin que (G. Lombardi, 2007) :

- les conditions imposées au coulis ayant fait prise soient respectées ;
- l'opération d'injection puisse être réalisée de la façon la plus simple et efficace possible.

Il est fort probable que le massif rocheux à injecter ne soit pas homogène pour tout l'ouvrage et qu'il faille le subdiviser en plusieurs zones sur la base de considérations géologiques ou géotechniques afin que chacune de ces zones puisse être considérée par elle-même comme étant homogène et être traitée comme telle.

Toutes les remarques et conclusions qui suivent se réfèrent donc à une telle zone et devront donc être adaptées en conséquence à chacune de celles-ci. De fait, il est clair qu'il n'y aurait pas de sens de spécifier des conditions d'injection uniformes pour un barrage qui s'appuierait, par exemple, en partie sur des calcaires et en partie sur des marnes. De même il se pourrait que des parties différentes de l'ouvrage exigent des conditions de consolidation elles-mêmes différentes.

Nous n'examinerons donc que des « zones homogènes » tant du point de vue géologique que de celui des conditions imposées par l'ouvrage. Par ailleurs, en fonction de ce qui vient d'être

dit, seuls des coulis stables seront pris en considération. On entend surtout montrer que la méthode d'injection retenue, pour chaque zone, doit être le résultat d'un projet étudié spécifiquement en fonction des conditions réelles du site et de l'ouvrage et non le résultat de la simple application de normes préconçues ou des clauses de cahiers de charges préexistants.

VII.6.3 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 en remblai avec noyau il est exécuté soit avant la mise en place des remblais, éventuellement à partir d'une pâte en béton. Si le barrage comporte un masque amont, les injections peuvent être exécutées depuis une galerie située au pied amont (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011).

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

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

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 est supérieure à 60m, 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.

VII.6.4 Espacement entre forages :

Le voile d'injection est exécuté en différentes phases, réduisant à chaque phase la distance entre les forages (figure 13). En général, les premiers forages (forages primaires) sont les plus longs et espacés de 10 à 12m. Ils sont carottés afin d'obtenir des indications supplémentaires relatives à la géologie et des essais des perméabilités peuvent être réalisés. Puis des forages intermédiaires moins profonds que les premiers (forages secondaires, tertiaires, ...) sont exécutés, réduisant successivement l'espacement de moitié. Dans la majorité des cas, la distance finale, qui dépend du rocher et du degré d'imperméabilité recherché, varie entre 2,5 et 3 mètres. Pour des barrages de plus faibles hauteurs, l'intervalle entre forages peut être inférieur à 3 mètres, les injections se faisant alors avec des pressions réduites (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011).

1. orages primaires
2. Forages secondaires
3. Forages tertiaires
4. Forages obliques de contrôle
5. Voile au large

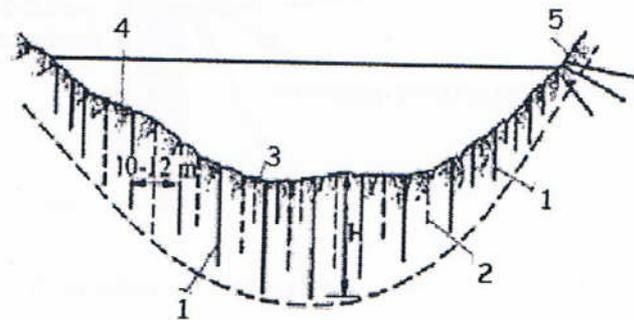


Figure II.13 : Schéma d'un voile d'injection (A. J. Schleiss e H. Pougatsch, 2011).

VII.6.5 Orientation des forages :

La direction des forages est soit verticale soit inclinée vers l'amont en fonction des propriétés géométriques de la fondation. L'objectif étant de remplir les fissures avec un marteau, il s'agit de rechercher la ligne ou le plan qui recoupe le maximum de fractures et de fissures verticales ou inclinées. L'établissement d'un diagramme polaire permet de déterminer les différents systèmes de discontinuités existants et de fixer au mieux l'orientation des forages.

VII.6.6 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 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 (Schleiss. A. J et Pougatsch. H, 2011).

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

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

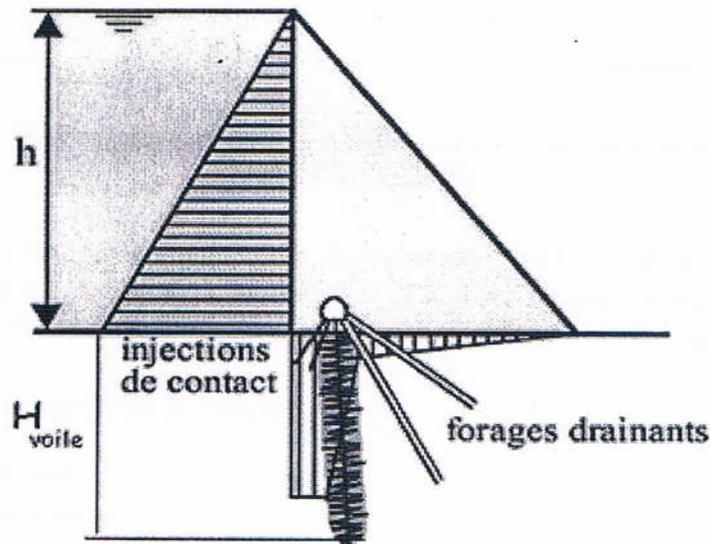


Figure II.14 : Profondeur de voile d'injection (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011).

VIII. TRAITEMENT DES FONDATIONS PAR DRAINAGE :

VIII.1 Introduction :

Le but de drainage et notamment de diminuer l'effet des sous-pressions sous l'ouvrage et de capter les percolations il renforce ainsi la sécurité de l'ouvrage et des fondations. Le système de drainage permet par ailleurs de contrôler la tenue du voile d'étanchéité (d'injection), selon (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011).

Cependant, pour être réellement efficace, le drainage doit être fait relativement en amont, c'est-à-dire depuis une galerie (figure II.7.a).

Avec : a- avec galerie ; b- sans galerie

Pour les barrages non équipés de galerie, le drainage peut être constitué d'une ligne de forages implantées près du pied aval et inclinés vers l'amont (figure II.7.b). Cette solution permet d'améliorer la situation des sous-pressions sous le coint aval du barrage.

Les deux moyens fréquemment utilisés sont :

- Les forages drainants ;
- Les galeries de drainage.

VIII.2 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.

VIII.3 Principe de drainage vertical :

- Quelques mètres (de l'ordre de 10 à 15% de la charge d'eau) à l'aval de l'écran étanche, une première ligne de drains forés, éventuellement tubés et munis de crépines, destinés à recueillir le débit résiduel et à neutraliser les sous-pressions, pour que ce résultat soit effectif, les drains doivent avoir un diamètre assez gros (100 mm minimum) (A. Carrère, 1994) et un intervalle modéré (1,50 à 5 m) ;
- En complément, on draine généralement aussi la masse de fondation située sous la surface d'appui jusqu'au pied aval du barrage.
- D'après (G. Degoutte, 2002), la solution la plus satisfaisante consiste à mettre en place un tapis drainant à la base de la recharge aval, au contact remblai-fondation, jusqu'au drain vertical ou incliné situé dans la zone centrale du remblai.

La lutte contre les sous-pressions dans les barrages en terre, a conduit les projecteurs s'en préoccuper également dans le cas des barrages en béton et à chercher à appliquer à cette catégorie d'ouvrages les méthodes classiques en matière de digues en terre. C'est ainsi que l'on est arrivé à prévoir un drainage de la fondation de ne tenir compte que d'une sous-pression réduite, c'est-à-dire d'alléger les ouvrages, tout au moins les barrages poids (A. Mayer, 2007).

IX. CONCLUSION :

L'étude de la stabilité d'un barrage poids tenir en compte non pas ses fortes dimensions et sa grande masse qu'elle peut être par fois le principal facteur stabilisateur ; mais aussi l'influence du traitement des fondations qui est toujours en développement.

Les techniques du traitement des fondations des barrages poids les plus utilisées sont l'injection, les parois étanches et le drainage.

Ces nouvelles technologies ont un impact capital car elles donnent accès pendant les opérations de réhabilitation au résultat des travaux alors que sans elles, le traitement des fuites est jugé une fois les travaux terminés. Ces techniques restent onéreuses car l'exigence d'une entreprise spécialisée est impérativement.

CHAPITRE III

Analyse paramétrée de la stabilité des barrages poids

I. INTRODUCTION :

Les barrages poids constituent dans certains cas une solution incontournable pour la définition du profil type. Le volume du béton (coût et délais) ainsi que les contraintes thermiques sont les principales causes de leur substitution par d'autres conceptions.

La stabilité de ce type d'ouvrage est souvent vérifiée pour le glissement au niveau du plan de contact du barrage avec sa fondation ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci de rendre compétitif le barrage poids n'est nullement articulé sur l'octroi d'un profil transversal plus volumineux.

D'autres facteurs peuvent assurer cette stabilité sans avoir recours au passage par la variante suscitée. Il s'agit de la mobilisation de forces supplémentaires stabilisatrices (influence du fruit du parement amont, projection de pré-radier amont) et/ou l'atténuation de forces déstabilisatrices (Sous pressions) par des drainages intensifs (conception de barrage poids évidé). C'est autour de cette réflexion que la modélisation est engagée avec une étude paramétrée liée à ces divers paramètres vis-à-vis de l'analyse de la stabilité globale des barrages poids.



II. OBJECTIFS :

La modélisation numérique, par l'intermédiaire du code de calcul ANSYS, a été engagée sur plusieurs variantes de conception et de traitement des fondations. L'effet lié à la cohésion et à l'inertie des fondations a été également considéré. En matière de traitement des fondations, il a été analysé l'influence des voiles d'injections, des voiles de drainage ainsi que leur influence simultanée.

L'analyse paramétrée de la stabilité des barrages poids a été appliquée sur le barrage de BREZINA dans la wilaya d'El Bayadh au sud-ouest de l'Algérie et a concerné huit cas de variantes intégrant les dispositions ayant une influence sur la stabilité du barrage vis-à-vis du glissement et du renversement.

III. APPLICATION SUR LE CAS DU BARRAGE DE BREZINA :

III.1. Présentation de l'ouvrage :

Le site du barrage de Brezina se situe à environ 90 km au sud de la ville d'El Bayadh et à 5 km avant d'arriver à la palmeraie dont il porte le nom. Le barrage est implanté dans une gorge calcaire de 60 m de profondeur.

L'aménagement de Brezina a pour but essentiel de satisfaire les exigences suivantes :

- La prise en charge de toutes les crues venantes du vaste bassin versant de l'oued Seggueur (3 680 km²), ainsi il permettra l'irrigation d'un périmètre de 500 à 700 hectares et il offrira en outre la possibilité d'une irrigation plus abondante de la palmeraie existante.
- La topographie des lits des oueds Mellah, El Rhoul et smart permettent la création d'une retenue d'environ 25,5 millions m³ destinés à l'irrigation. (APD de Brezina, 1985)

III.2. Profil type du barrage :

Le barrage de Brezina est un barrage de type poids-voûte, il possède les caractéristiques suivantes :

- Hauteur hors fondation : 42m
- Hauteur totale : 60m
- Profil : trapézoïdal
- Largeur en crête : 5m
- Fruit : 0,6H / 1V

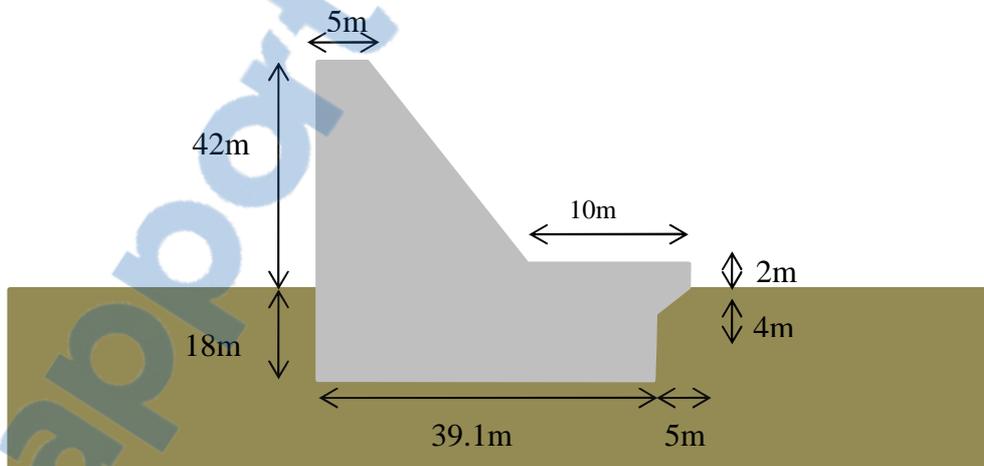


Figure III.1: Profil type du barrage de Brezina

IV. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL ANSYS :

Le logiciel ANSYS est abrégé de « Analyse Système » basé sur la méthode des éléments finis. Il est utilisé pour l'étude et la simulation d'une grande variété de problème dans les sciences de l'ingénieur, ces simulations ont pour objectif de réduire les essais sur les prototypes. Parmi

les domaines qu'ils traitent, on cite des analyses des structurales statiques, dynamiques, mécanique des ruptures, fatigue, voilement, effet de contact, le fluage, le gonflement, transfert de chaleur, magnétique, électronique, acoustique et tous ces calculs peuvent se faire avec et sans effet temporels.

Ce programme s'adapte à plusieurs types de comportement structuraux tel que l'élasticité linéaire et non linéaire et la plasticité.

La bibliothèque d'éléments finis que possède ce programme compte une soixantaine d'éléments finis adaptés pour chaque type d'analyse cité au-dessus.

Le logiciel ANSYS a commencé à être commercialisé à partir des années 70 depuis, il a connu plusieurs versions et là on peut citer le 7.4, comme plusieurs 7, 8, 9, 10, 11 et puis la dernière 12.

En fonction de l'utilisation on peut distinguer trois versions :

- La version démo : c'est une version purement commerciale et très limitée, elle ne permet pas de faire de véritables simulations, car les résultats peuvent contenir des erreurs qui sont dues à une limitation du nombre de nœuds maximaux utilisables ou à un certain nombre de modules qui ne fonctionnent pas.
- La version universitaire : consacrée aux recherches (ANSYS release 12, 2009).

IV.1. Les composantes du logiciel ANSYS :

En fonction du domaine d'utilisation, on peut retrouver plusieurs types de produits du logiciel ANSYS. On peut citer :

- **ANSYS mechanical** : c'est un produit qui a été développé exclusivement pour les calculs de structures. Il peut être utilisé pour les modélisations mécaniques comme des éléments creux tels que la tuyauterie pipeline, de structures en coque. Le code de calcul peut être utilisé dans pas mal de domaines tels que le génie civil, l'aéronautique, l'aérospatiale, l'industrie navale ou pétrolière et les chemins de fer.
- **ANSYS CFD (code flotron)** : il permet de modéliser l'écoulement des fluides.
- **ANSYS EMAG** : ce produit est exclusivement adapté au calcul électronique et électromagnétique.
- **ANSYS LS-DYNA** : ce code calcul simule les crashes ou les collisions entre corps déformables ce qui aboutit au calcul de chocs, ce produit est utilisé dans plusieurs domaines, on peut citer les crashes testés dans l'industrie automobiles.

- **ANSYS multiphysics** : c'est le produit le plus complet destiné à tous types d'utilisateur, il regroupe tous les autres produits en un seul programme.
- **ANSYS civil FEM** : ce module permet de réaliser des simulations en génie civil. Il a la particularité de contenir des matériaux prédéfinis tel que le béton ou l'acier avec leurs modèles de comportement.
- **ANSYS géotechnique** : c'est un module en cours de réalisation, c'est un code de calcul qui permettra de faire des calculs en géotechniques en offrant des facilités d'utilisations pour les professionnels de ce domaine (ANSYS release 12, 2009).

IV.2. Analyse d'un modèle avec ANSYS :

Le calcul avec ANSYS peut se faire aussi bien en statique qu'en dynamique, dans le cas de ce dernier on peut faire le calcul soit en : **analyse modale, analyse spectrale, analyse pas à pas** ou en **analyse transitoire dynamique** (ANSYS release 12, 2009).

IV.2.1. Prétraitement (pre-processing) :

Cette étape consiste principalement à la construction du modèle c'est-à-dire établir la géométrie du modèle grâce à la multitude de fonction qu'offre le logiciel ANSYS que ça soit en uni dimension, en plan ou en trois dimensions. Pour cela on doit créer des « Key points » sur lesquels on ajoutera des lignes, des surfaces ou des volumes, soit par des fonctions qui permettent de créer directement la géométrie en fonction de leur compatibilité. Ces géométries on peut aussi les diviser, ou fusionner ou les déplacer en fonction des besoins. La discrétisation du model et son maillage de structure par les fonctions manuelles ou automatique et semi-automatiques, on attribuant à chaque structure des éléments finis pour le maillage fourni par la bibliothèque ANSYS, donc chaque élément correspond au type de calcul (ANSYS release 12, 2009).

IV.2.2. Solution :

Cette étape définit les conditions aux limites en chargement ou déformation appliquées aux modèles. Elle permet de choisir les options de solution entre statique et dynamique ainsi que les pas de temps à envisager. Elle donne une multitude d'autre choix comme les nombres d'itérations, le degré d'exactitude des résultats ou les algorithmes de calcul. Ces choix peuvent être faits automatiquement par le programme (ANSYS release 12, 2009).

IV.2.3. Post-traitement (poste-preprocessing) :

Dans cette dernière étape, il s'agit de récupérer les résultats afin de les analyser. Ces dernières peuvent être visualisées sur écran soit en contraintes, soit en déformations ou en déplacement grâce à un jeu de couleurs reflétant la répartition des contraintes ou déformations dans la structure après chargement. Soit récupérer sur un fichier de résultat donnant pour chaque nœud et chaque élément les résultats d'analyses (ANSYS release 12, 2009).

V. VARIANTES DE LA MODELISATION :

Dans la suite le barrage de Brezina va être modélisé avec les caractéristiques d'un barrage BCV. Le but du travail est de dresser une comparaison paramétrée relative au comportement mécanique de différentes variantes du barrage, ainsi qu'une analyse paramétrée liée aux critères de stabilité.

Les variantes de cette modélisation sont résumées en ce qui suit :

- **Cas n°1** : étude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations.
- **Cas n°2** : étude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et intégration d'un voile d'injection de H/2 (20m) de profondeur sous le corps du barrage et de perméabilité k.
- **Cas n°3** : étude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et intégration d'un voile de drainage de H/2 (20m) de profondeur sous le corps du barrage et de perméabilité k.
- **Cas n°4** : étude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et intégration d'un voile d'injection et d'un voile de drainage de profondeurs égales et de perméabilités différentes.
- **Cas n°5** : étude du comportement du barrage avec pré-radier amont, à retenue pleine et avec fondations.
- **Cas n°6** : étude du comportement du barrage avec pré-radier amont, à retenue pleine et avec fondations et intégration d'un voile d'injection.
- **Cas n°7** : étude du comportement du barrage avec pré-radier amont, à retenue pleine et avec fondations et intégration d'un voile de drainage.
- **Cas n°8** : étude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et variation du fruit du parement amont.
- **Cas n°9** : dernier cas de modélisation a concerné l'analyse de l'influence de l'inertie des fondations sur la stabilité du barrage.

Les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux du barrage sont définies sur le tableau III.1 :

Tableau III.1 : Caractéristiques mécaniques du barrage

Barrage de Brezina	Masse volumique kg/m ³	Module de Young (N/m ²)x10 ¹⁰	Coefficient de Poisson
BCV	2 370	2,4	0,2

Concernant les fondations, le module de Young a été considéré comme moyen dans la limite des fourchettes adaptées au type de fondations du barrage.

Tableau III.2 : Caractéristiques mécaniques des fondations

Fondations	Masse volumique kg/m ³	Module de Young (N/m ²)x10 ¹⁰	Coefficient de Poisson
Roche calcaire	2 500	4,5	0,3

En ce qui concerne la perméabilité, le tableau (III.3) présente les valeurs relatives aux matériaux utilisés pour la construction du barrage Brezina.

Tableau III.3 : Perméabilités des composantes du barrage de Brezina

	Corps du barrage	fondations	Voile d'injection	Voile de drainage
Perméabilité k (m/s)	10 ⁻²⁰	10 ⁻⁵	10 ⁻¹⁰	10 ⁻²

Les caractéristiques des voiles d'injection et de drainage utilisées pour la modélisation sont récapitulées sur le tableau III.4 :

Tableau III.4: Caractéristiques mécaniques des voiles d'injection et de drainage

Voile	Masse volumique kg/m ³	Module de Young (N/m ²)	Coefficient de Poisson
D'injection	2 900	2.10 ¹⁰	0.3
De drainage	1 600	6.10 ⁴	0.3

VI. PRESENTATION GRAPHIQUES DES RESULTATS DE LA MODELISATION :

VI.1. Étude du comportement du barrage à retenue pleine avec intégration des fondations :

Les résultats de la modélisation sont présentés sous forme de :

- Contraintes pour le mode structural,
- Flux et sous pressions en mode thermique.

Les figures de III.2 à III.5 donnent respectivement :

- La discrétisation du corps du barrage et ses fondations,
- Les variations des contraintes suivant Y,
- Le flux thermique,
- Le diagramme des sous pressions.

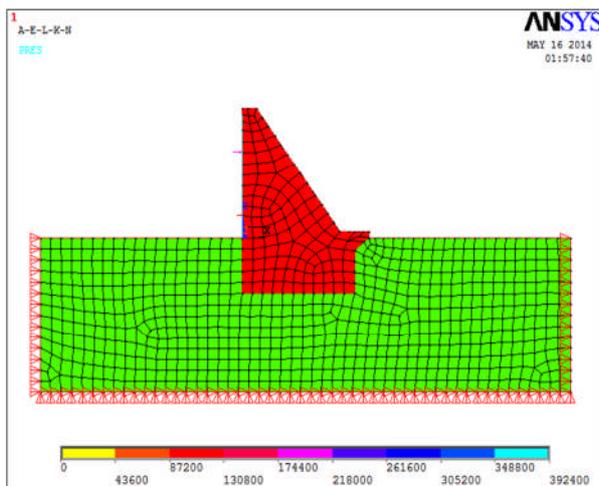


Figure III.2 : Discrétisation du barrage

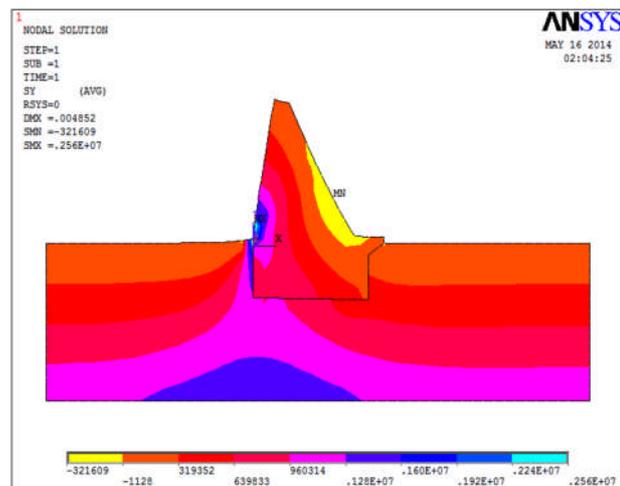


Figure III.3 : Champ de contraintes suivant Y

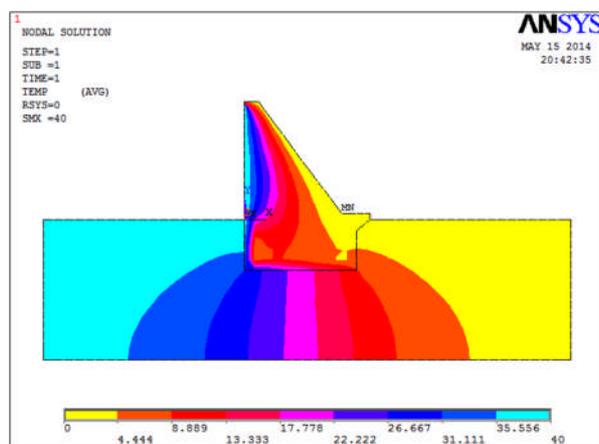


Figure III.4 : Flux thermique

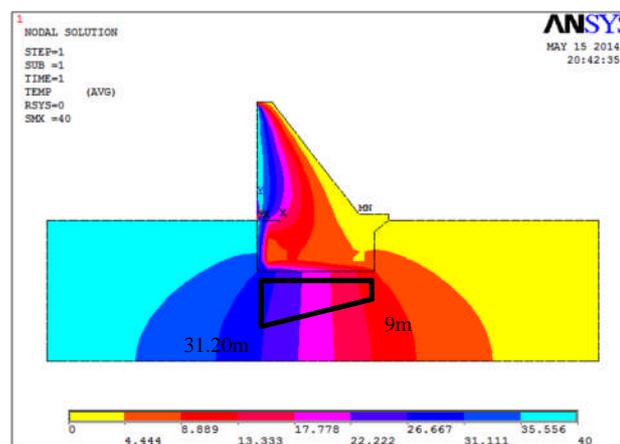


Figure III.5 : Diagramme des sous pressions

VI.2. Etude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et intégration d'un voile d'injection de profondeur $H/2$:

Les figures de III.6 à III.9 donnent respectivement :

- La discrétisation du corps du barrage et ses fondations,
- Les variations des contraintes suivant Y,
- Le flux thermique,
- Le diagramme des sous pressions.

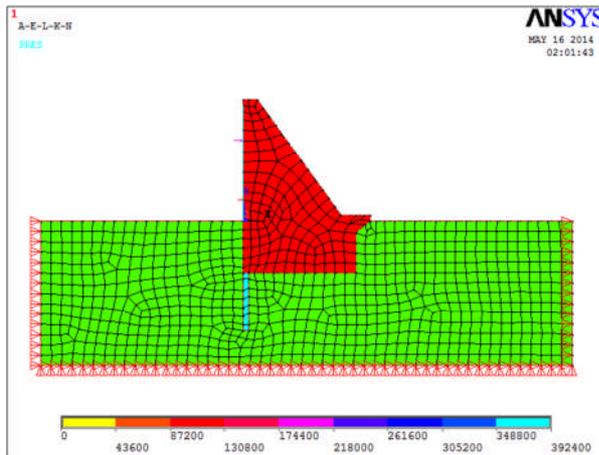


Figure III.6 : Discrétisation du barrage avec voile d'injection

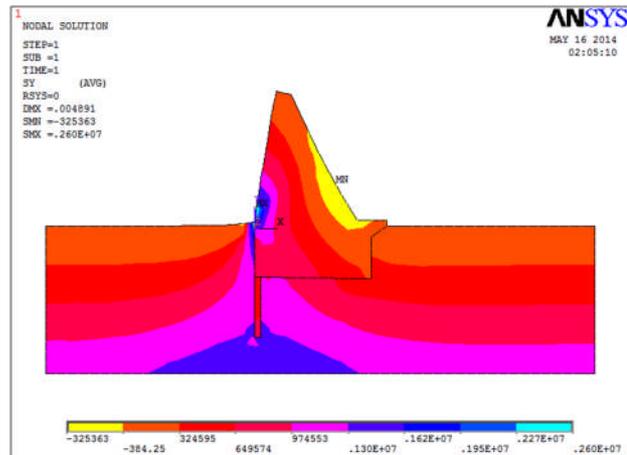


Figure III.7 : Champs de contraintes suivant Y avec voile d'injection

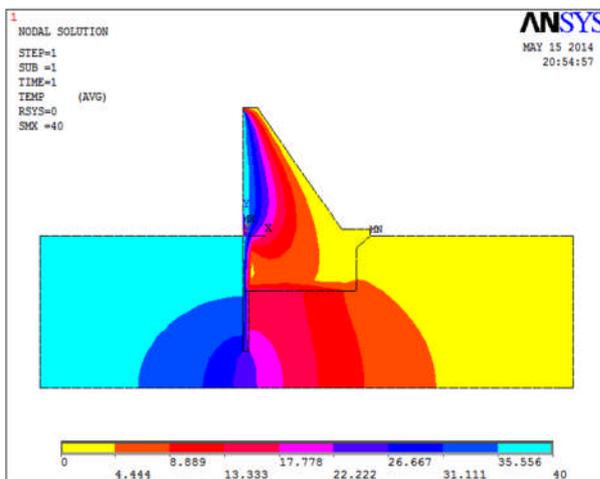


Figure III.8 : Flux thermique avec voile d'injection

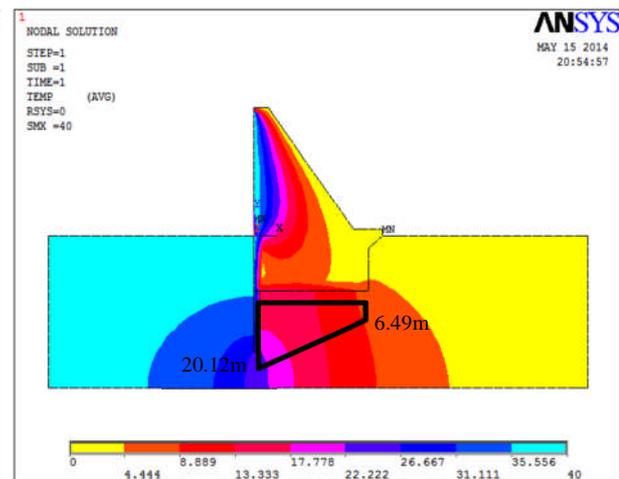


Figure III.9 : Diagramme des sous pressions avec voile d'injection

VI.3. Etude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et intégration d'un voile de drainage de profondeur H/2 :

Les figures de III.10 à III.13 donnent respectivement :

- La discrétisation du corps du barrage et ses fondations,
- Les variations des contraintes suivant Y,
- Le flux thermique,
- Le diagramme des sous pressions.

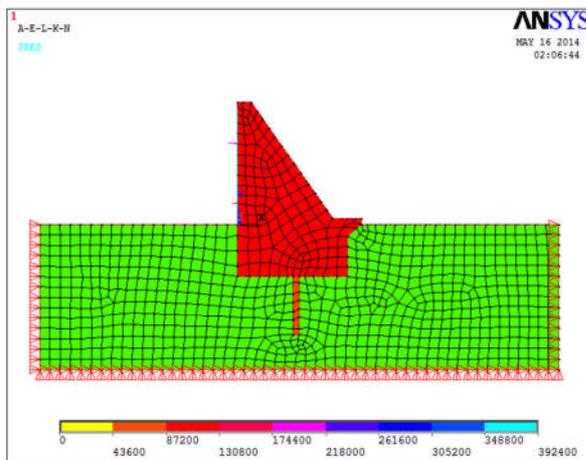


Figure III.10 : Discrétisation d'un barrage avec voile de drainage

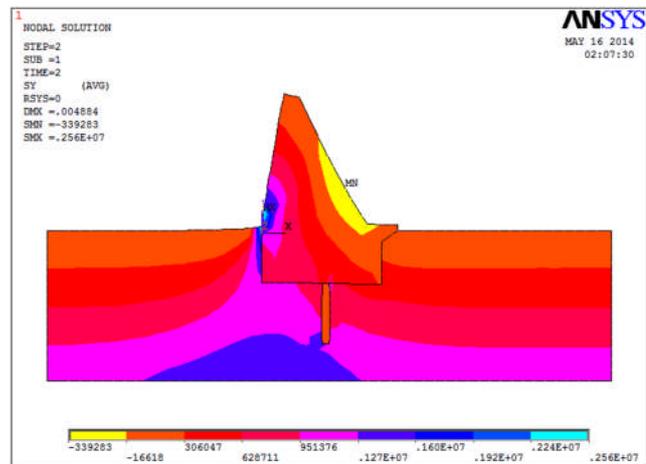


Figure III.11 : Champ de contraintes avec voile de drainage

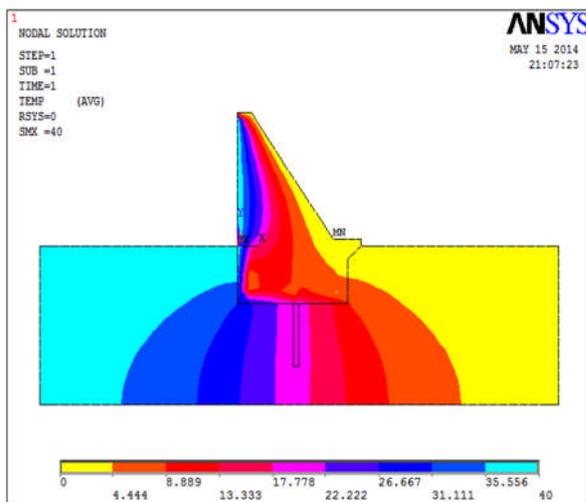


Figure III.12 : Flux thermique avec voile de drainage

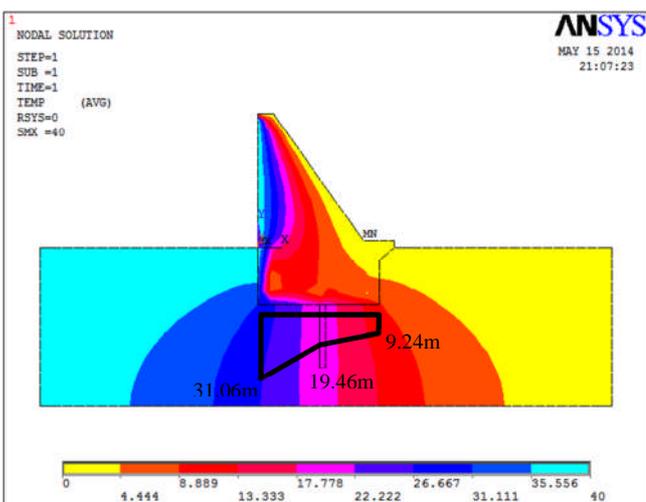


Figure III.13 : Diagramme des sous pressions avec voile de drainage

VI.4. Etude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et intégration d'un voile d'injection et voile de drainage de profondeur H/2 :

Les figures de III.14 à III.17 donnent respectivement :

- La discrétisation du corps du barrage et ses fondations,
- Les variations des contraintes suivant Y,
- Le flux thermique,
- Le diagramme des sous pressions.

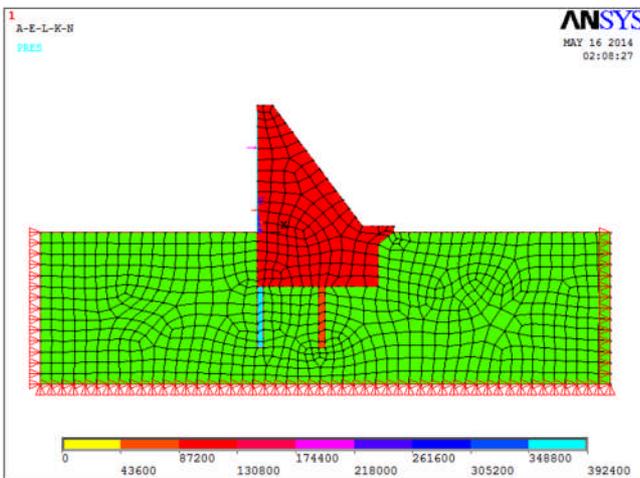


Figure III.14 : Discrétisation du barrage avec voile d'injection et voile de drainage

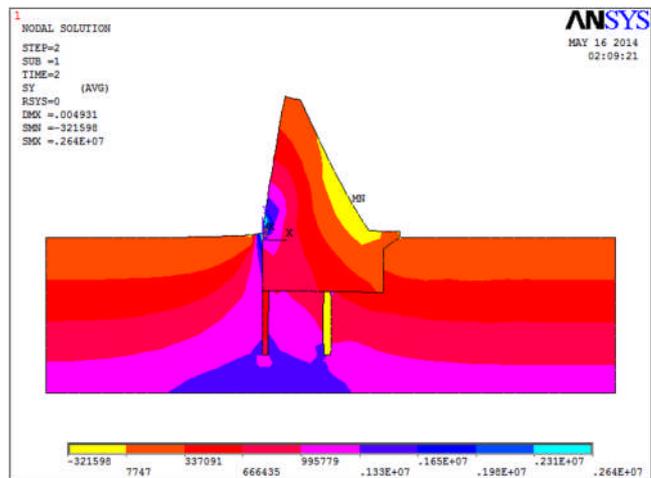


Figure III.15 : Champ de contraintes suivant Y avec voile d'injection et voile de drainage

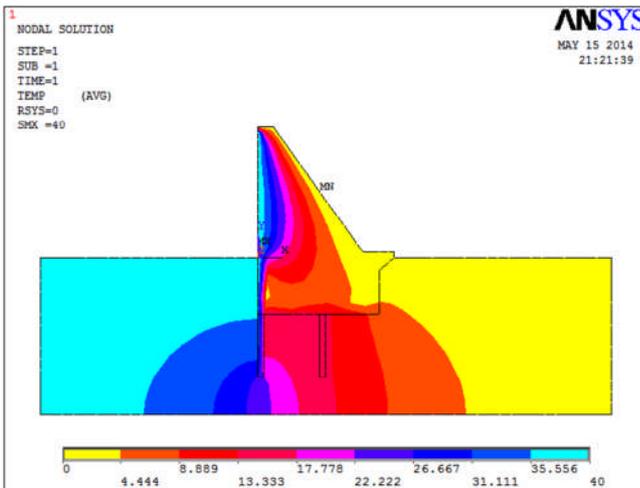


Figure III.16 : Flux thermique avec voile d'injection et voile de drainage

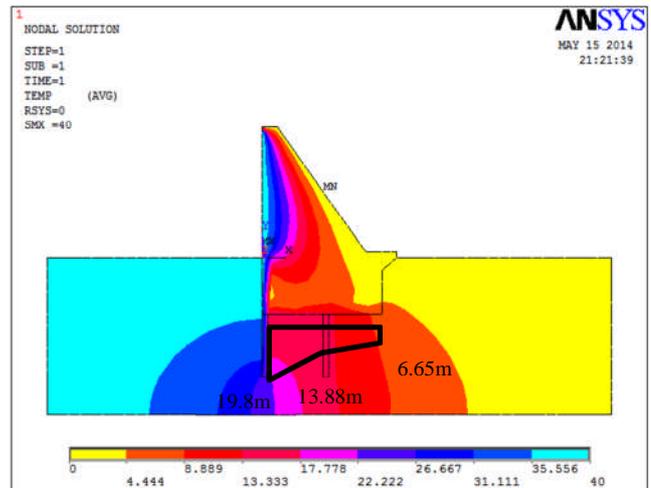


Figure III.17 : Diagramme des sous pressions avec voile d'injection et voile de drainage

VI.5. Etude du comportement du barrage avec pré-radier amont à retenue pleine avec fondations :

Les figures de III.18 à III.21 donnent respectivement :

- La discrétisation du corps du barrage et ses fondations, les variations des contraintes suivant Y, le flux thermique et le diagramme des sous pressions sont données sur les figures III.18 à III.21

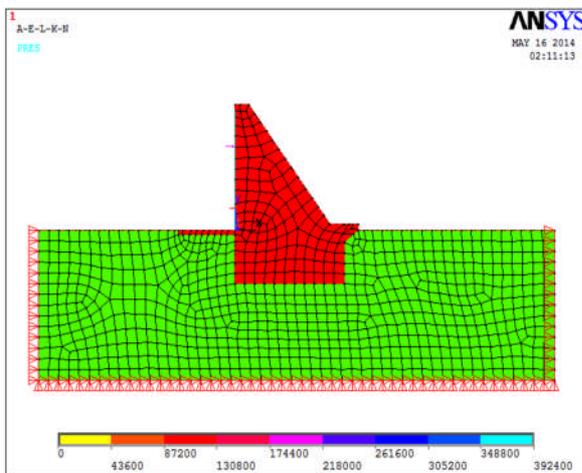


Figure III.18 : Discrétisation du barrage avec pré-radier amont

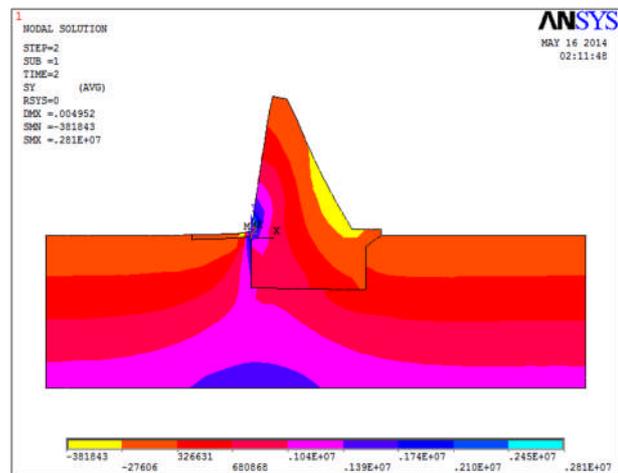


Figure III.19 : Champ de contraintes suivant Y avec pré-radier amont

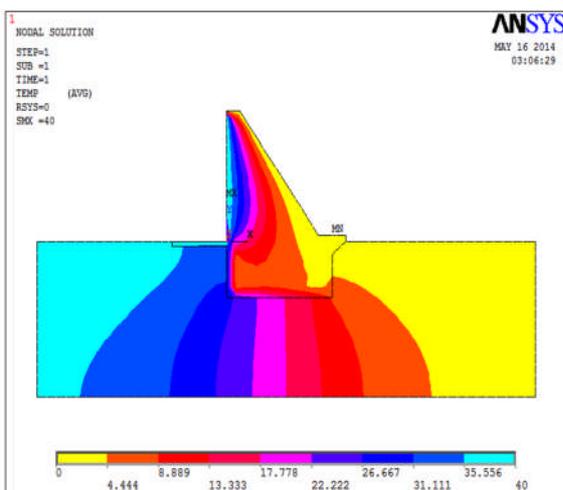


Figure III.20 : Flux thermique avec pré-radier amont

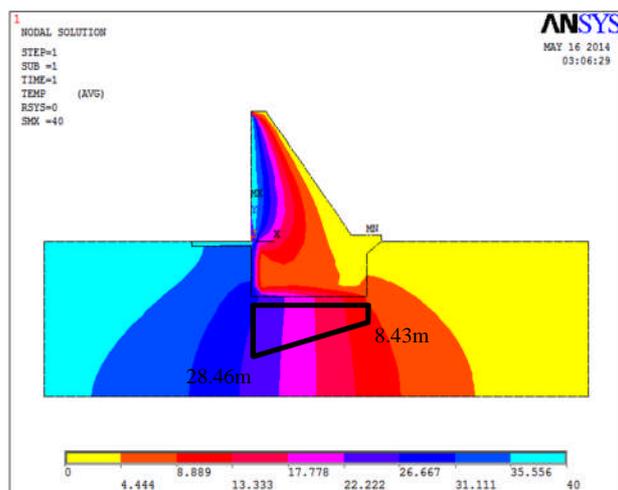


Figure III.21 : Diagramme des sous pressions avec pré-radier amont

VI.6. Etude du comportement du barrage avec pré-radier amont à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection :

Les figures de III.22 à III.25 donnent respectivement :

- La discrétisation du corps du barrage et ses fondations,
- Les variations des contraintes suivant Y,
- Le flux thermique,
- Le diagramme des sous pressions.

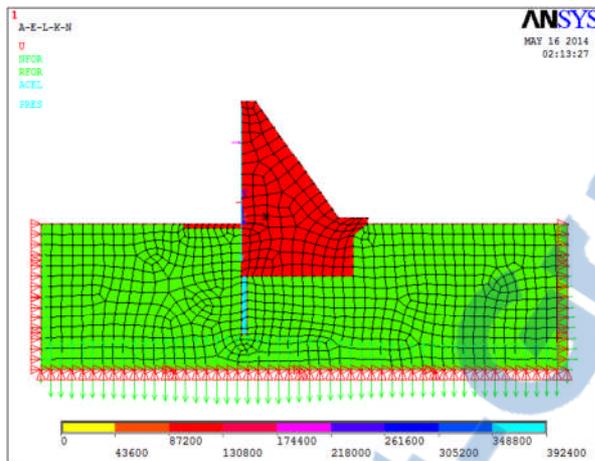


Figure III.22 : Discrétisation du barrage avec pré-radier amont et voile d'injection

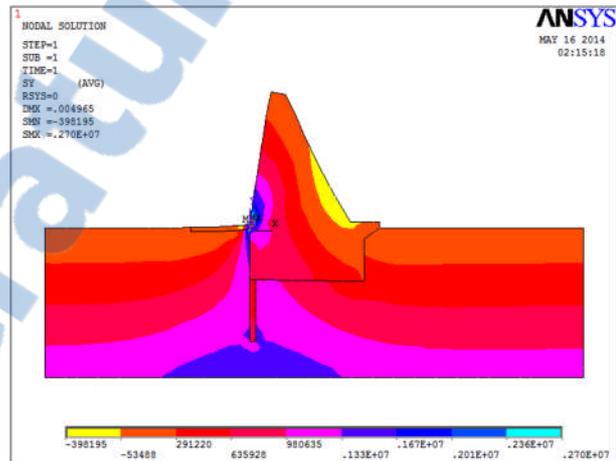


Figure III.23 : Champ de contraintes suivant Y avec pré-radier amont et voile d'injection

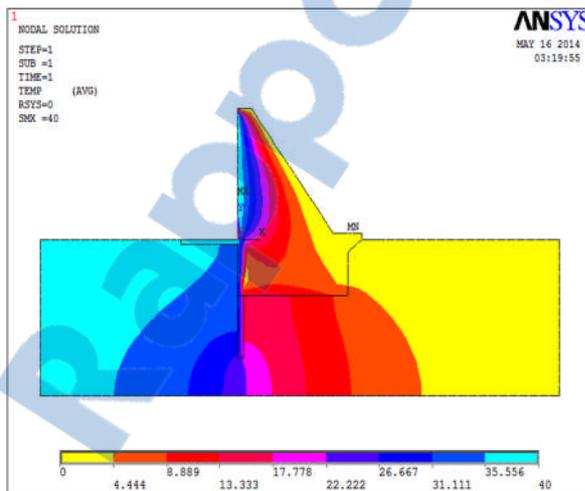


Figure III.24 : Flux thermique avec pré-radier amont et voile d'injection

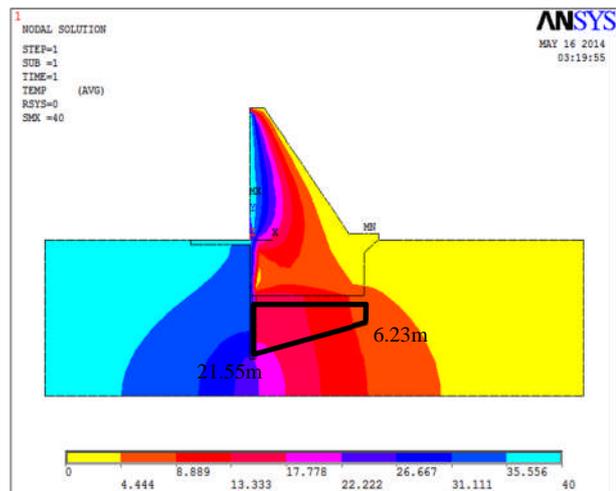


Figure III.25 : Diagramme des sous pressions avec pré-radier amont et voile d'injection

VI.7. Etude du comportement du barrage avec pré-radier amont à retenue pleine avec fondations et intégration de voile de drainage :

Les figures de III.26 à III.29 donnent respectivement :

- La discrétisation du corps du barrage et ses fondations,
- Les variations des contraintes suivant Y,
- Le flux thermique,
- Le diagramme des sous pressions.

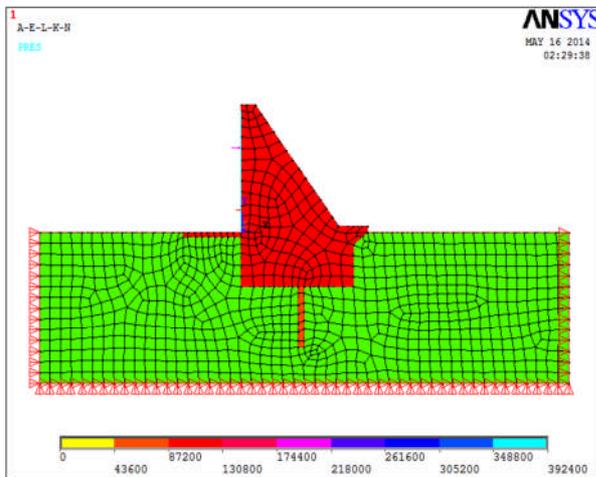


Figure III.26 : Discrétisation du barrage avec pré-radier amont et voile de drainage

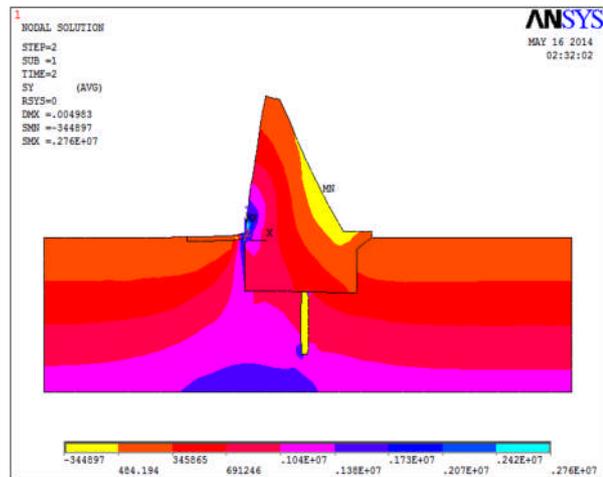


Figure III.27 : Champ de contraintes suivant Y avec pré-radier amont et voile de drainage

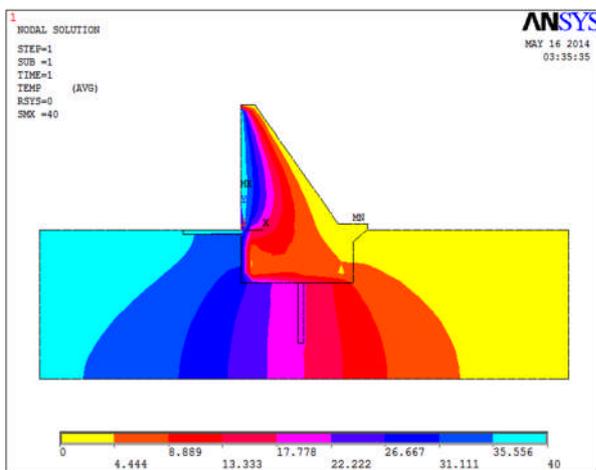


Figure III.28 : Flux thermique avec pré-radier amont et voile de drainage

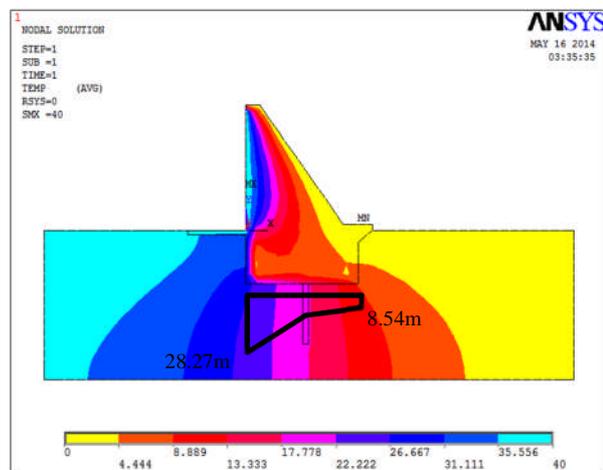


Figure III.29 : Diagramme des sous pressions avec pré-radier amont et voile de drainage

VI.8. Etude du comportement du barrage à retenue pleine avec fondations et fruit amont incliné :

Les figures de III.30 à III.33 donnent respectivement :

- La discrétisation du corps du barrage et ses fondations,
- Les variations des contraintes suivant Y,
- Le flux thermique,
- Le diagramme des sous pressions.

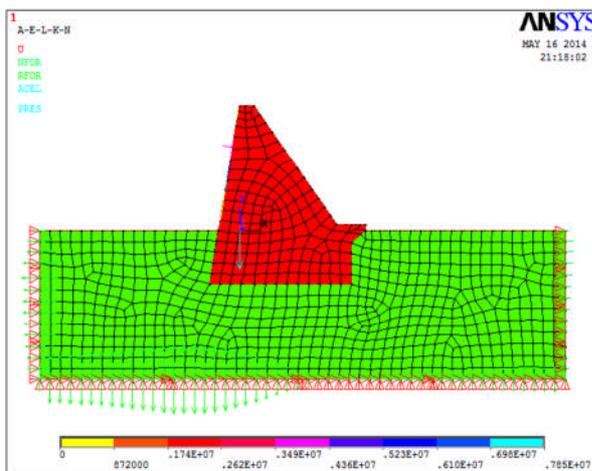


Figure III.30 : Discrétisation du barrage avec fruit amont incliné

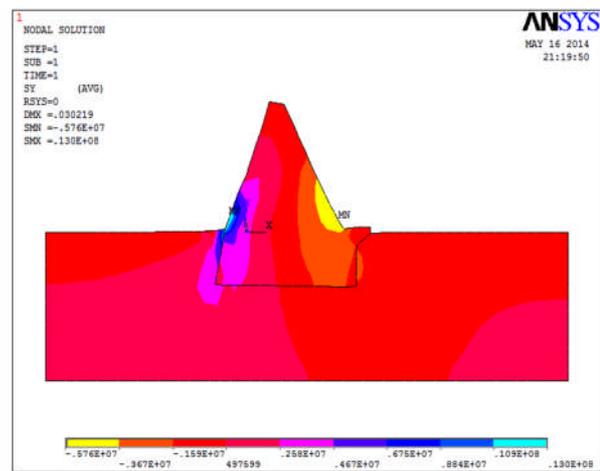


Figure III.31 : Champ de contraintes avec fruit amont incliné

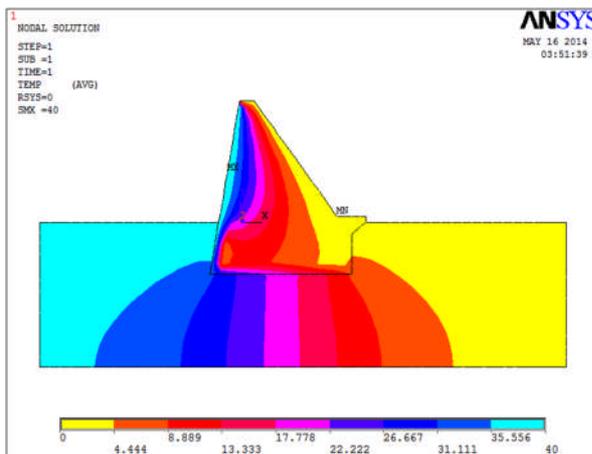


Figure III.32 : Flux thermique avec fruit amont incliné

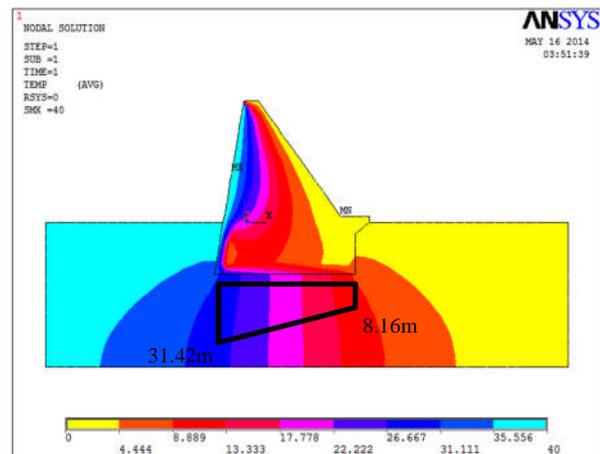


Figure III.33 : Diagramme des sous pressions avec fruit amont incliné



VII. TRAITEMENT DES RESULTATS :

Les caractéristiques des sollicitations sont récapitulées dans le tableau III.5.

Tableau III.5: Caractéristiques des sollicitations sur le barrage

	Masse volumique (kg/m ³)	Poids volumique (KN/m ³)
Béton	2 370	$P_0 = 23,25$
Charge d'eau	1 000	$P_{Q1} = 9,81$
Charge des sédiments	1 600	$P_{Q2} = 15,7$

$$P_0 = 2\,370 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 23,25 \text{ KN/m}^3$$

$$P_{Q1} = 1\,000 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 9,81 \text{ KN/m}^3$$

$$P_{Q2} = 1\,600 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 15,70 \text{ KN/m}^3$$

Les cas de vérification de stabilité du barrage sont consignés sur le tableau III.6 :

Tableau III.6: Cas de vérification de stabilité

Cas	Conditions de vérification
Cas 1	Barrage à retenue pleine (sans et avec sédiments), avec fondations sans traitement.
Cas 2	Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection.
Cas 3	Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile de drainage.
Cas 4	Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection et voile de drainage.
Cas5	Barrage à retenue pleine avec fondations et pré-radier amont.
Cas6	Barrage à retenue pleine avec fondations et pré-radier amont avec intégration de voile d'injection.

Cas 7	Barrage à retenue pleine avec fondations et pré-radier amont avec intégration de voile de drainage.
Cas 8	Barrage à retenue pleine avec fondations et parement amont incliné.

VII.1 Barrage à retenue pleine avec fondations sans traitement :

VII.1.1 Influence de la charge d'eau :

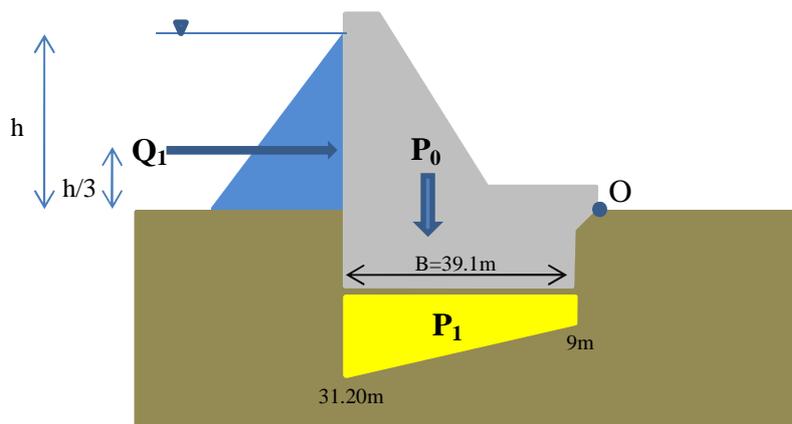


Figure III.34: Schéma de principe -1^{er} cas, influence de la charge d'eau

Q_1 : la force de pression hydrostatique due à l'eau.

P_0 : la force due au poids du barrage.

P_1 : la force due aux sous pressions.

a) Sans cohésion des fondations (c=0):

Volume du béton = $1584 \text{ m}^3_{/ml}$

$P_0 = 1584 \cdot 23,25 \rightarrow P_0 = 36828 \text{ KN}_{/ml}$

$Q_{1min} = 0 \text{ KN/m}^2$

$Q_{1max} = \rho_e \cdot g \cdot h \rightarrow Q_{1max} = 392,4 \text{ KN/m}^2$

$Q_1 = \rho_e \cdot g \cdot v \rightarrow Q_1 = 7848 \text{ KN}$

$P_1 = 785,91 \cdot \gamma_w \rightarrow P_1 = 7859,1 \text{ KN}$

L'angle de frottement interne des formations du sol de support $\varphi=45^\circ$ ($\text{tg}\varphi=1$), pouvant atteindre des valeurs de $50,19^\circ$ ($\text{tg}\varphi=1,2$) à $54,46^\circ$ ($\text{tg}\varphi=1,4$). On considère une moyenne de $\text{tg}\varphi = 1,2$.

$$(P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi = 34\,762,68 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 7\,848 \text{ KN}$$

Le tableau III.7 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.7: Calcul des sollicitations - cas 1, influence de la charge d'eau, $c = 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Pression hydrostatique Q _{1max} (KN/m ²)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 584	36 828	392.4	40	7 848	7 859.1	54,46	0

$Q_1 < (P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi$; **la stabilité interne est vérifiée.**

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$K_S = \frac{f \cdot \Sigma F_V + C \cdot F}{\Sigma F_H}$$

Avec :

F : coefficient de frottement interne ($f = 0,67$ pour fondations rocheuses calcaires)

ΣF_V : forces verticales

ΣF_H : forces horizontales

C : cohésion des fondations

$$\Sigma F_H = Q_1 \rightarrow \Sigma F_H = 7\,848 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1 = 36\,828 - 7\,859,1 \rightarrow \Sigma F_V = 28\,968,9 \text{ KN}$$

$$K_S = \frac{0,67 \cdot 28\,968,9}{7\,848} \rightarrow K_S = 2,47$$

Le tableau III.8 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

Tableau III.8 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement -cas 1, influence de la charge d'eau, $c=0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	28 968,9	7 848	0	2,47

b) Avec cohésion des fondations ($c \neq 0$):

La cohésion doit être inférieure à 100 KPa pour les sols rocheux, pour notre cas on prend une valeur de $C = 80 \text{ KN/m}^2$.

F : la surface de contact du barrage avec sa fondation (par mètre linéaire),

$$F = 39,1 \cdot 1 \rightarrow \mathbf{F = 39,1 \text{ m}^2}$$

$$C = 80 \cdot 39,1 \rightarrow \mathbf{C = 3 128 \text{ KN}}$$

$$(P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\phi + C = 37 890,68 \text{ KN}$$

Le tableau III.9 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.9 : Calcul des sollicitations - cas 1, influence de la charge d'eau, $c \neq 0$

paramètres	Volume (m^3)	Poids du barrage P_0 (KN/ml)	Pression hydrostatique $Q_{1\text{max}}$ (KN/m ²)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q_1 (KN)	Force de sous pression P_1 (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 584	36 828	392.4	40	7 848	7 859.1	54,46	3 128

$$Q_1 < (P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\phi + C ; \text{ la stabilité interne est vérifiée.}$$

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.10 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.10 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement -cas 1, influence de la charge d'eau, $c \neq 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	28 968,9	7 848	3 128	2,87

c) Vérification de la sécurité au renversement :

$$K_S = \Sigma M_S / \Sigma M_D = \frac{X_3}{X_1 + X_4}$$

ΣM_S : la somme des moments stabilisateurs du barrage (poids du barrage).

ΣM_D : la somme des moments déstabilisateurs du barrage (poussée amont de l'eau, poussée des sédiments et la force de sous pression).

$$X_1 = M_{Q1}/O = Q_1 \cdot \frac{h}{3} \quad \rightarrow \quad X_1 = 104\ 640 \text{ KN.m}$$

$$X_3 = M_{P0}/O = P_0 \cdot \frac{B}{2} \quad \rightarrow \quad X_3 = 719\ 987,4 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$B = 39,1\text{m (Base du barrage)}$$

$$X_4 = M_{P1}/O = P_1 \cdot \frac{2B}{3} \quad \rightarrow \quad X_4 = 204\ 860,54 \text{ KN.m}$$

$$K_S = \frac{719987,4}{309\ 500,54} \quad \rightarrow \quad K_S = 2,32$$

Le tableau III.11 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité au renversement:

Tableau III.11 : Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 1, influence de la charge d'eau

Paramètres	ΣM_D	ΣM_S	K_S
Module	309 500,54	719 987,4	2,32

VII.1.2 Influence de la charge des sédiments :

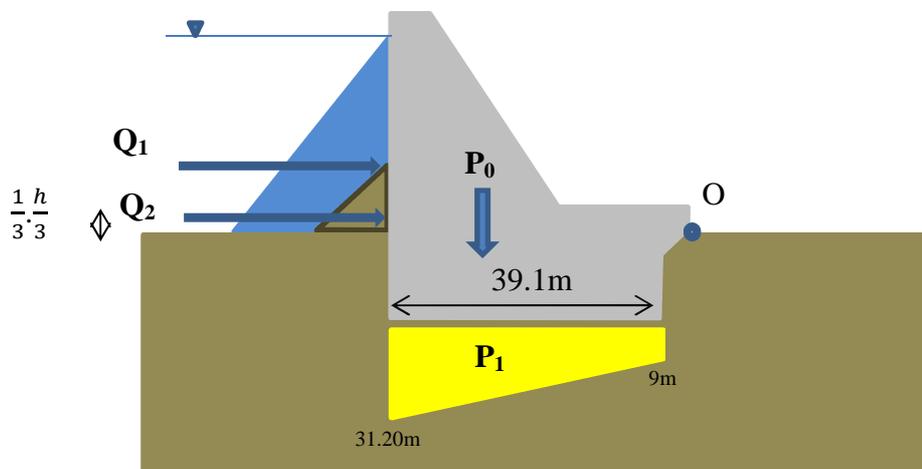


Figure III.35 : Schéma de principe – 1^{er} cas, influence de la charge des sédiments

Q_2 : La force de pression due aux sédiments.

a) Sans cohésion des fondations ($c = 0$):

$$P_0 = 36\,828 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{2\min} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{2\max} = 209,28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 1395.2 \text{ KN}$$

$$P_1 = 7859,1 \text{ KN}$$

$$(P_0 - P_1).tg\varphi = 34\,762,68 \text{ KN}$$

$$Q_1 + Q_2 = 9\,243,2 \text{ KN}$$

Le tableau III.12 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.12 : Calcul des sollicitations - cas 1, influence des sédiments, $C = 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P_0 (KN/ml)	Pression hydrostatique $Q_{2\max}$ (KN/m ²)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q_2 (KN)	Force de sous pression P_1 (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 584	36 828	209,28	40/3	1 395,2	7 859.1	54,46	0

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\varphi$; **la stabilité interne est vérifiée.**

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.13 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.13 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement -cas 1, influence des sédiments, $C = 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	28 968,9	9 243,2	0	2,09

b) Avec cohésion des fondations ($c \neq 0$):

$$(P_0 - P_1).tg\varphi + C = 37\,890,68 \text{ KN}$$

Le tableau III.14 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.14 : Calcul des sollicitations - cas 1, influence des sédiments, $C \neq 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Pression hydrostatique Q _{2max} (KN/m ²)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 584	36 828	209,28	40/3	1 395,2	7 859.1	54,46	3 128

$$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\varphi + C ; \text{ la stabilité interne est vérifiée.}$$

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.15 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.15 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement – cas 1, influence des sédiments, $C \neq 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K _S
Module	0,67	28 968,9	9 243,2	3 128	2,43

c) Vérification de la sécurité au renversement :

$$K_S = \Sigma M_S / \Sigma M_D = \frac{X_3}{X_1 + X_2 + X_4}$$

$$X_1 = 104640 \text{ KN.m}$$

$$X_2 = M_{Q_2}/O = Q_2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{h}{3} \rightarrow X_2 = 6\,200,89 \text{ KN.m}$$

$$X_3 = 719\,987,4 \text{ KN.m}$$

$$X_4 = 204\,860,54 \text{ KN.m}$$

Le tableau III.16 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité au renversement:

Tableau III.16 : Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 1, influence des sédiments

Paramètres	ΣM_D	ΣM_S	K_S
Module	315 701,43	719 987,4	2,28

VII.2 Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection :

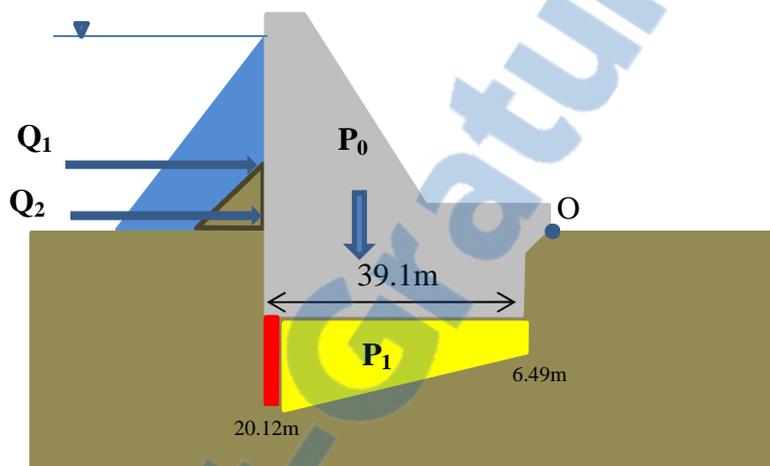


Figure III.36 : Schéma de principe – 2^{ème} cas

a) Sans cohésion des fondations (c=0):

$$P_0 = 36\,828 \text{ KN/ml}$$

$$Q_1 = 7\,848 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 1\,395.2 \text{ KN}$$

$$P_1 = 5\,202.25 \text{ KN}$$

$$(P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi = 37\,950.9 \text{ KN}$$

$$Q_1 + Q_2 = 9\,243.2 \text{ KN}$$

Le tableau III.17 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.17 : Calcul des sollicitations - cas 2, $C = 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 584	36 828	7 848	40	1 395,2	40/3	5 202,25	54,46	0

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\varphi$; **la stabilité interne est vérifiée.**

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.18 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.18 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement -cas 2, $c = 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K _S
Module	0,67	31 625.75	9 243,2	0	2,29

b) Avec cohésion des fondations ($c \neq 0$) :

$$(P_0 - P_1).tg\varphi + C = 41\,078,9 \text{ KN}$$

Le tableau III.19 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.19 : Calcul des sollicitations – cas 2, $C \neq 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 584	36 828	7 848	40	1 395,2	40/3	5 202,25	54,46	3 128

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\varphi + C$; **la stabilité interne est vérifiée.**

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.20 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.20 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement -cas 2, $c \neq 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	31 625,75	9 243,2	3 128	2,63

c) Vérification de la sécurité au renversement :

$$X_1 = 104640 \text{ KN.m}$$

$$X_2 = 6\,200,89 \text{ KN.m}$$

$$X_3 = 719\,987,4 \text{ KN.m}$$

$$P_1 = 5\,202,25 \rightarrow X_4 = 135\,605,31 \text{ KN.m}$$

Le tableau III.21 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité au renversement:

Tableau III.21 : Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 2

Paramètres	ΣM_D	ΣM_S	K_S
Module	246 446,2	719 987,4	2,92

VII.3 Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile de drainage :

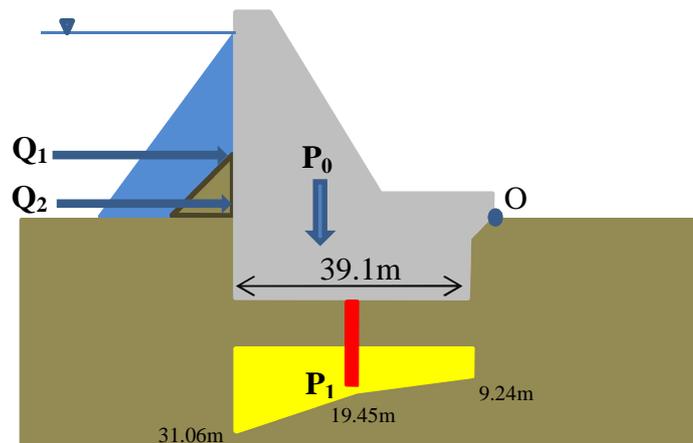


Figure III.37 : Schéma de principe – 3^{ème} cas

a) Sans cohésion des fondations (c=0):

$P_0 = 36\ 828\ \text{KN/ml}$

$Q_1 = 7\ 848\ \text{KN}$

$Q_2 = 1\ 395,2\ \text{KN}$

$P_1 = 7\ 790,85\ \text{KN}$

$(P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi = 34\ 844,58\ \text{KN}$

$Q_1 + Q_2 = 9\ 243,2\ \text{KN}$



Le tableau III.22 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.22 : Calcul des sollicitations - cas 3, C = 0

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 584	36 828	7 848	40	1 395,2	40/3	7 790,85	54,46	0

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi$; **la stabilité interne est vérifiée.**

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.23 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.23 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement -cas 3, $C = 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	29 037,15	9 243,2	0	2,10

b) Avec cohésion des fondations ($c \neq 0$) :

$$(P_0 - P_1).tg\phi + C = 37\,972,58 \text{ KN}$$

Le tableau III.24 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.24 : Calcul des sollicitations – cas 3, $C \neq 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 584	36 828	7 848	40	1 395,2	40/3	7 790,85	54,46	3 128

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\phi + C$; la stabilité interne est vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.25 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.25 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement -cas 3, $C \neq 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	29 037,15	9 243,2	3 128	2,44

c) **Vérification de la sécurité au renversement :**

$$X_1 = 104640 \text{ KN.m}$$

$$X_2 = 6\,200,89 \text{ KN.m}$$

$$X_3 = 719\,987,4 \text{ KN.m}$$

$$P_1 = 7\,790,85 \rightarrow X_4 = 203\,081,49 \text{ KN.m}$$

Le tableau III.26 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité au renversement:

Tableau III.26 : Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 3

Paramètres	ΣM_D	ΣM_S	K_S
Module	313 922	719 987,4	2,29

VII.4 Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection et voile de drainage :

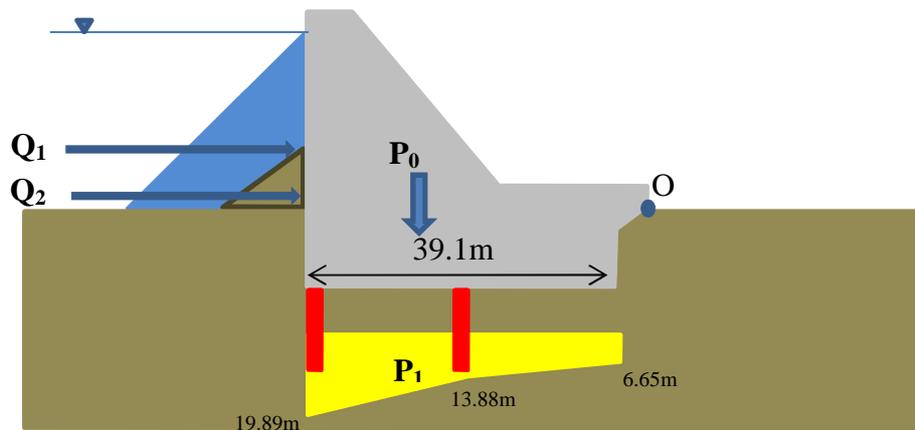


Figure III.38 : Schéma de principe – 4^{ème} cas

a) **Sans cohésion des fondations (c=0):**

$$P_0 = 36\,828 \text{ KN/ml}$$

$$Q_1 = 7\,848 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 1\,395,2 \text{ KN}$$

$$P_1 = 5\,337,6 \text{ KN}$$

$$(P_0 - P_1).tg\varphi = 37\,788,48 \text{ KN}$$

$$Q_1 + Q_2 = 9\,243,2 \text{ KN}$$

Le tableau III.27 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.27 : Calcul des sollicitations - cas 4, $C = 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 584	36 828	7 848	40	1 395,2	40/3	5 337,6	54,46	0

$$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\varphi ; \text{ la stabilité interne est vérifiée.}$$

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.28 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.28 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement -cas 4, $C = 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K _S
Module	0,67	31 490,4	9 243,2	0	2,28

b) Avec cohésion des fondations (c≠0) :

$$(P_0 - P_1).tg\varphi + C = 40\,916,48 \text{ KN}$$

Le tableau III.29 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.29 : Calcul des sollicitations – cas 4, $C \neq 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 584	36 828	7 848	40	1 395,2	40/3	5 337,6	54,46	3 128

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\varphi + C$; **la stabilité interne est vérifiée.**

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.30 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.30 : Calcul des sollicitations – cas 4, $C \neq 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	31 490,4	9 243,2	3 128	2,62

c) Vérification de la sécurité au renversement :

$$X_1 = 104640 \text{ KN.m}$$

$$X_2 = 6 200,89 \text{ KN.m}$$

$$X_3 = 719 987,4 \text{ KN.m}$$

$$P_1 = 5 337,6 \text{ KN} \rightarrow X_4 = 139 133,44 \text{ KN.m}$$

Le tableau III.31 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité au renversement:

Tableau III.31 : Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 4

Paramètres	ΣM_D	ΣM_S	K_S
Module	249 974,33	719 987,4	2,88

VII.5 Barrage à retenue pleine avec fondations et pré-radier amont :

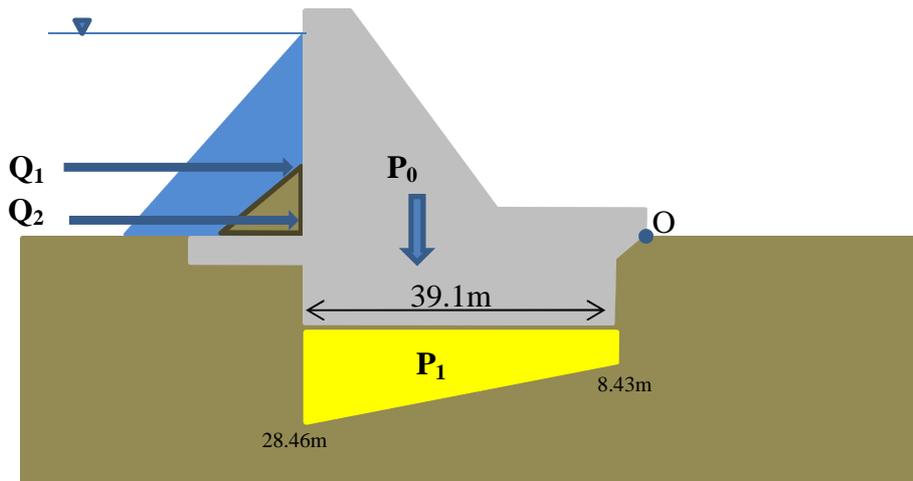


Figure III.39 : Schéma de principe – 5^{ème} cas

a) Sans cohésion des fondations (c = 0):

$$\text{Volume du béton} = 1\,614 \text{ m}^3$$

$$P'_0 = \rho_e \cdot g \cdot v = 7848 \text{ KN}$$

$$P_0 = 45\,373,5 \text{ KN}$$

$$P_1 = 7\,212 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 7848 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 1395,2 \text{ KN}$$

$$(P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi = 45\,793,8 \text{ KN}$$

$$Q_1 + Q_2 = 9\,243,2 \text{ KN}$$

Le tableau III.32 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.32 : Calcul des sollicitations - cas 5, C = 0

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 614	45 373,5	7 848	40	1 395,2	40/3	7 212	54,46	0

$$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi ; \text{ la stabilité interne est vérifiée.}$$

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.33 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.33 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement -cas 5, $C = 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	38 161,5	9 243,2	0	2,76

b) Avec cohésion des fondations ($c \neq 0$) :

$$(P_0 - P_1).tg\phi + C = 48\,921,8 \text{ KN}$$

Le tableau III.34 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.34 : Calcul des sollicitations – cas 5, $C \neq 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P_0 (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q_1 (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q_2 (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P_1 (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 614	45 373,5	7 848	40	1 395,2	40/3	7 212	54,46	3 128

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\phi + C$; **la stabilité interne est vérifiée.**

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.35 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.35 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement – cas 5, $C \neq 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	38 161,5	9 243,2	3 128	3.10

c) **Vérification de la sécurité au renversement :**

$$X_1 = 104640 \text{ KN.m}$$

$$X_2 = 6\,200,89 \text{ KN.m}$$

$$P_0 = 45\,373,5 \text{ KN} \rightarrow X_3 = 887\,051,92 \text{ KN}$$

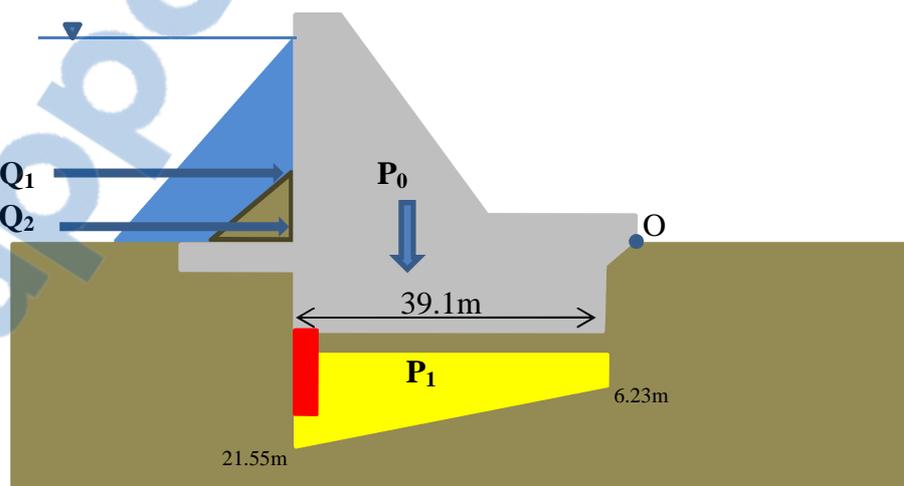
$$P_1 = 7\,212 \text{ KN} \rightarrow X_4 = 187\,992,8 \text{ KN}$$

Le tableau III.36 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité au renversement:

Tableau III.36 : Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 5

Paramètres	ΣM_D	ΣM_S	K_S
Module	298 833,69	887 051,92	2,96

VII.6 Barrage à retenue pleine avec fondations et pré-radier amont et intégration de voile d'injection :

Figure III.40 : Schéma de principe – 6^{ème} cas

a) Sans cohésion des fondations ($c = 0$):

$$\text{Volume du béton} = 1\,614 \text{ m}^3$$

$$P_0 = 45\,373,5 \text{ KN}$$

$$P_1 = 5\,431 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 7848 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 1395,2 \text{ KN}$$

$$(P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi = 47\,931 \text{ KN}$$

$$Q_1 + Q_2 = 9\,243,2 \text{ KN}$$

Le tableau III.37 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.37 : Calcul des sollicitations - cas 6, $C = 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/m ³)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 614	45 373,5	7 848	40	1 395,2	13,33	5 431	54,46	0

$$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi ; \text{ la stabilité interne est vérifiée.}$$

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.38 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.38 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement - cas 6, $C = 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K _S
Module	0,67	39 942,5	9 243,2	0	2,89

b) Avec cohésion des fondations (c ≠ 0) :

$$(P_0 - P_1).tg\varphi + C = 51\,059 \text{ KN}$$

Le tableau III.39 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.39 : Calcul des sollicitations – cas 6, C ≠ 0

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 614	45 373,5	7 848	40	1 395,2	40/3	5 431	54,46	3 128

$$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\varphi + C ; \text{ la stabilité interne est vérifiée.}$$

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.40 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.40 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement – cas 6, C ≠ 0

Paramètres	f	ΣF _V (KN)	ΣF _H (KN)	C (KN)	K _S
Module	0,67	39 942,5	9 243,2	3 128	3,23

c) Vérification de la sécurité au renversement :

$$X_1 = 104640 \text{ KN.m}$$

$$X_2 = 6\,200,89 \text{ KN.m}$$

$$X_3 = 887\,051,92 \text{ KN.m}$$

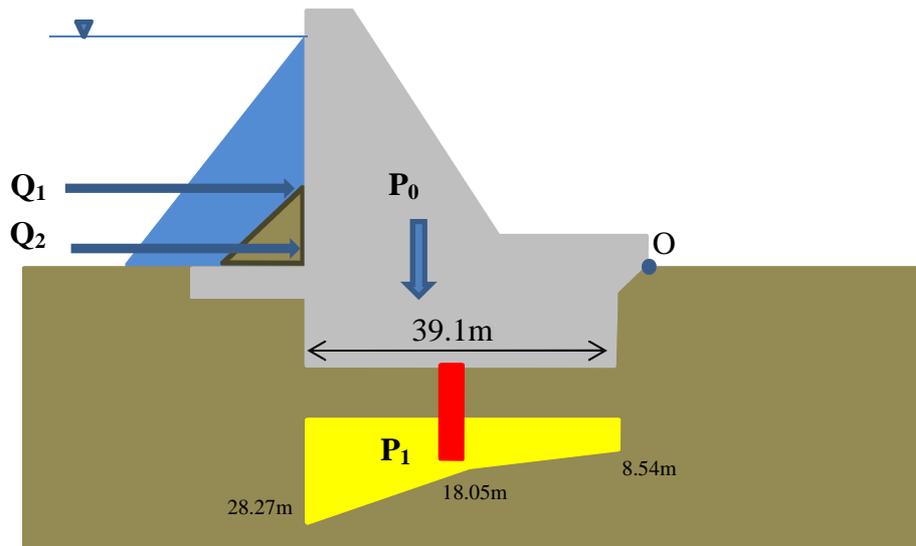
$$P_1 = 5\,431 \text{ KN} \rightarrow X_4 = 141\,568,06 \text{ KN.m}$$

Le tableau III.41 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité au renversement:

Tableau III.41: Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 5

Paramètres	ΣM_D	ΣM_S	K_S
Module	252 408,95	887 051,92	3,51

VII.7 Barrage à retenue pleine avec fondations et pré-radier amont et intégration de voile de drainage :

Figure III.41 : Schéma de principe – 7^{ème} cas

a) Sans cohésion des fondations ($c = 0$):

Volume du béton = 1 614 m³

$P_0 = 45\,373,5$ KN

$P_1 = 7\,171,34$ KN

$Q_1 = 7848$ KN

$Q_2 = 1395,2$ KN

$(P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi = 45\,842,59$ KN

$Q_1 + Q_2 = 9\,243,2$ KN

Le tableau III.42 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.42 : Calcul des sollicitations - cas 7, $C = 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 614	45 373,5	7 848	40	1 395,2	40/3	7 171,34	54,46	0

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\varphi$; **la stabilité interne est vérifiée.**

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.43 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.43 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement - cas 7, $C = 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K _S
Module	0,67	38 202,16	9 243,2	0	2,77

b) Avec cohésion des fondations ($c \neq 0$) :

$$(P_0 - P_1).tg\varphi + C = 48 970,59 \text{ KN}$$

Le tableau III.44 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.44 : Calcul des sollicitations – cas 7, $C \neq 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 614	45 373,5	7 848	40	1 395,2	40/3	7 171,34	54,46	3 128

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\varphi + C$; **la stabilité interne est vérifiée.**

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.45 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.45 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement – cas 7, $C \neq 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	38 202,16	9 243,2	3 128	3,10

c) Vérification de la sécurité au renversement :

$$X_1 = 104640 \text{ KN.m}$$

$$X_2 = 6 200,89 \text{ KN.m}$$

$$X_3 = 887 051,92 \text{ KN.m}$$

$$P_1 = 7 171,34 \text{ KN} \rightarrow X_4 = 186 932,92 \text{ KN.m}$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MEMOIRE 

Le tableau III.46 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité au renversement:

Tableau III.46: Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 5

Paramètres	ΣM_D	ΣM_S	K_S
Module	297 773,81	887 051,92	2,97

VII.8 Barrage à retenue pleine avec fondations et fruit du parement amont incliné :

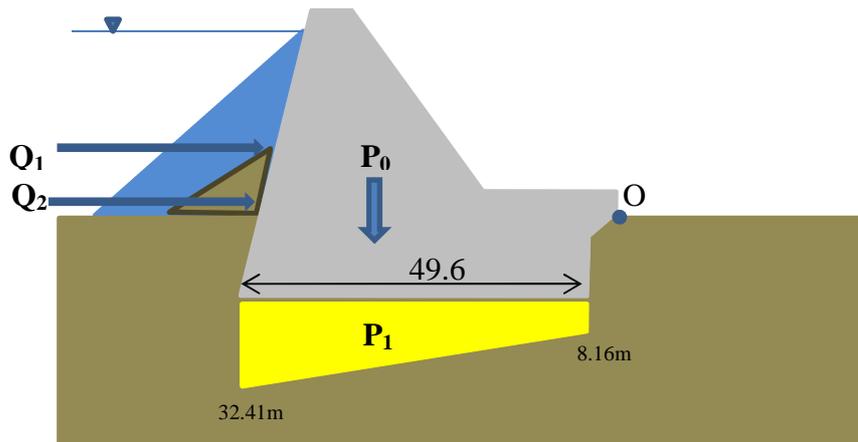


Figure III.42 : Schéma de principe – 8^{eme} cas

a) Sans cohésion des fondations (c = 0):

Volume du béton = 1 899 m³

P₀ = 45 524,58 KN

P₁ = 10 061,36 KN

Q₁ = 7848 KN

Q₂ = 1 395,2 KN

(P₀ - P₁).tgφ = 42 555,54 KN

Q₁ + Q₂ = 9 243,2 KN

Le tableau III.47 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.47 : Calcul des sollicitations - cas 8, C = 0

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/ml)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 899	45 524,58	7 848	40	1 395,2	40/3	10 061,63	54,46	0

Q₁ + Q₂ < (P₀ - P₁).tgφ ; la stabilité interne est vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.48 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.48 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement - cas 8, $C = 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	35 463,22	9 243,2	0	2,57

b) Avec cohésion des fondations (c ≠ 0) :

$$(P_0 - P_1).tg\varphi + C = 46\,523,54 \text{ KN}$$

Le tableau III.49 résume toutes les valeurs à intégrer dans la vérification de la stabilité du barrage.

Tableau III.49 : Calcul des sollicitations – cas 8, $C \neq 0$

paramètres	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/m ³)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q ₂ (KN)	Charge hydrostatique (m)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)
Module	1 899	45 524,58	7 848	40	1 395,2	13,33	10 061,63	54,46	3 968

$$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\varphi + C ; \text{ la stabilité interne est vérifiée.}$$

Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

Le tableau III.50 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité contre le glissement :

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2$$

$$\Sigma F_V = P_0 - P_1$$

Tableau III.50 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement – cas 8, $C \neq 0$

Paramètres	f	ΣF_V (KN)	ΣF_H (KN)	C (KN)	K_S
Module	0,67	35 463,22	9 243,2	3 968	2,99

c) Vérification de la sécurité au renversement :

$$X_1 = 104640 \text{ KN.m}$$

$$X_2 = 6\,200,89 \text{ KN.m}$$

$$P_0 = 45\,524,58 \text{ KN} \rightarrow X_3 = 890\,005,53 \text{ KN.m}$$

$$P_1 = 10\,061,36 \text{ KN} \rightarrow X_4 = 262\,266,11 \text{ KN.m}$$

Le tableau III.51 résume les détails de calcul du coefficient de sécurité au renversement:

Tableau III.51: Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 8

Paramètres	ΣM_D	ΣM_S	K_S
Module	373 107	890 005,53	2,38

Le tableau III.52 résume tous les coefficients de sécurité :

Tableau III.52 : Tableau de synthèse

	Valeurs du coefficient de sécurité au glissement								
	Cas 1		Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7	Cas 8
	Charge d'eau	Eau + sédiments							
$C = 0$	2,47	2,09	2,29	2,10	2,28	2,76	2,89	2,77	2,57
$C \neq 0$	2,87	2,43	2,63	2,44	2,62	3,10	3,23	3,10	2,99
	Valeurs du coefficient de sécurité au renversement								
	2,32	2,28	2,92	2,29	2,88	2,96	3,51	2,97	2,38

VIII. ANALYSE PARAMETREE DES RESULTATS :**VIII.1 Influence de la poussée des sédiments :**

Les figures III.43 et III.44 illustre la variation de la stabilité du barrage en fonction de l'influence de la poussée des sédiments dans le lac.

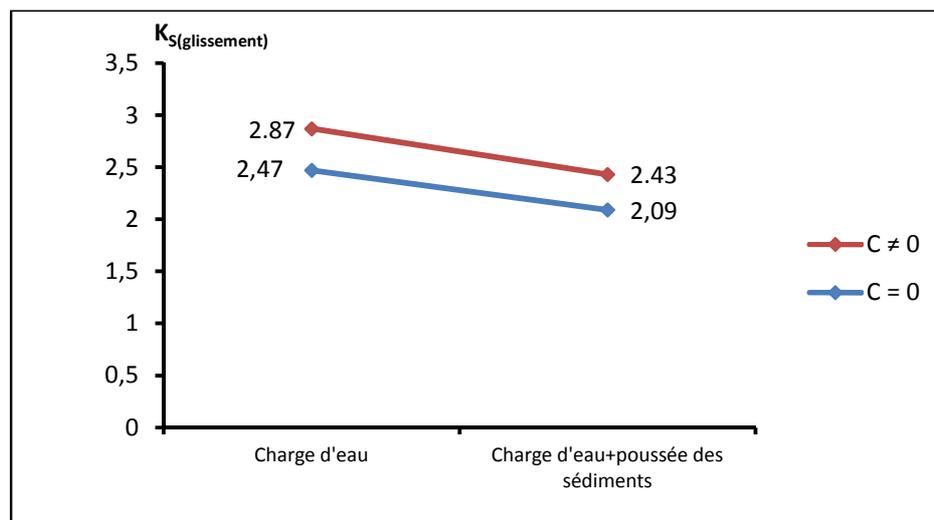


Figure III.43 : Influence de la poussée des sédiments sur la stabilité du barrage (glissement)

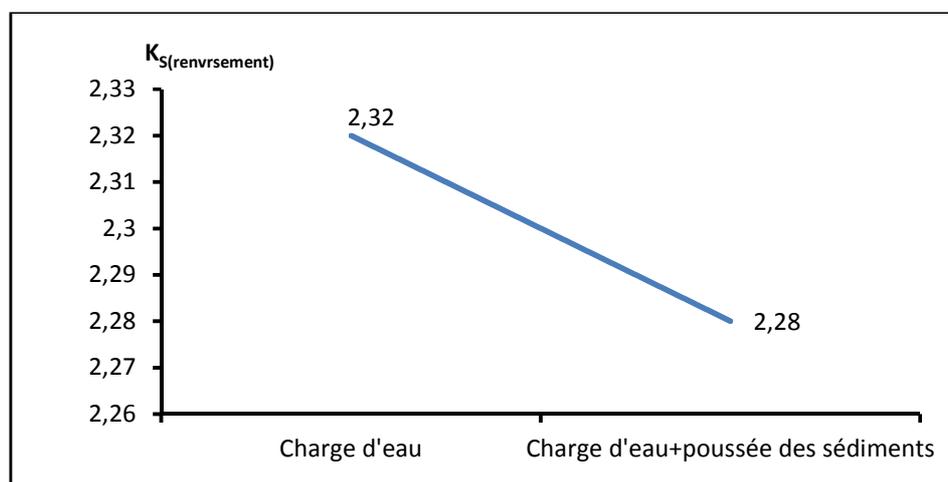


Figure III.44 : Influence de la poussée des sédiments sur la stabilité du barrage (renversement)

VIII.2 Influence du mode du traitement des fondations :

Les figures III.45 à III.47 donnent respectivement pour chaque mode de traitement des fondations :

- La variation correspondante des coefficients de sécurité au glissement sans effet de cohésion des sols de support.
- La variation correspondante des coefficients de sécurité au glissement avec effet de cohésion des sols de support.
- La variation des coefficients de sécurité au renversement.

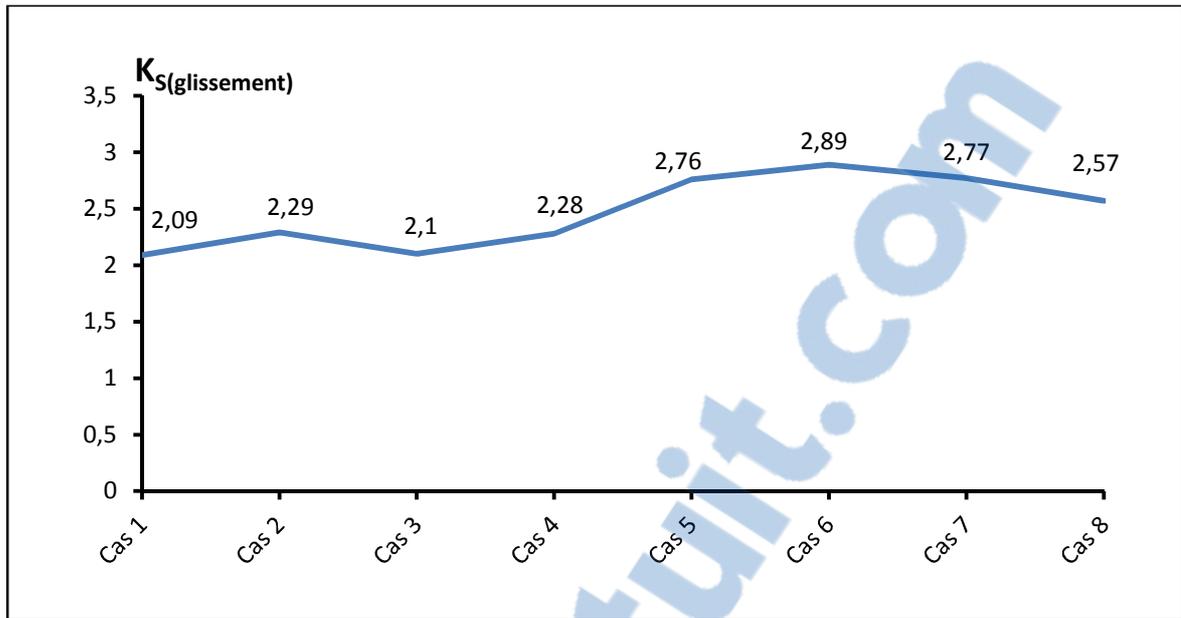


Figure III.45 : Influence du mode du traitement des fondations sur la stabilité au glissement du barrage ($C_{\text{fondations}} = 0$)

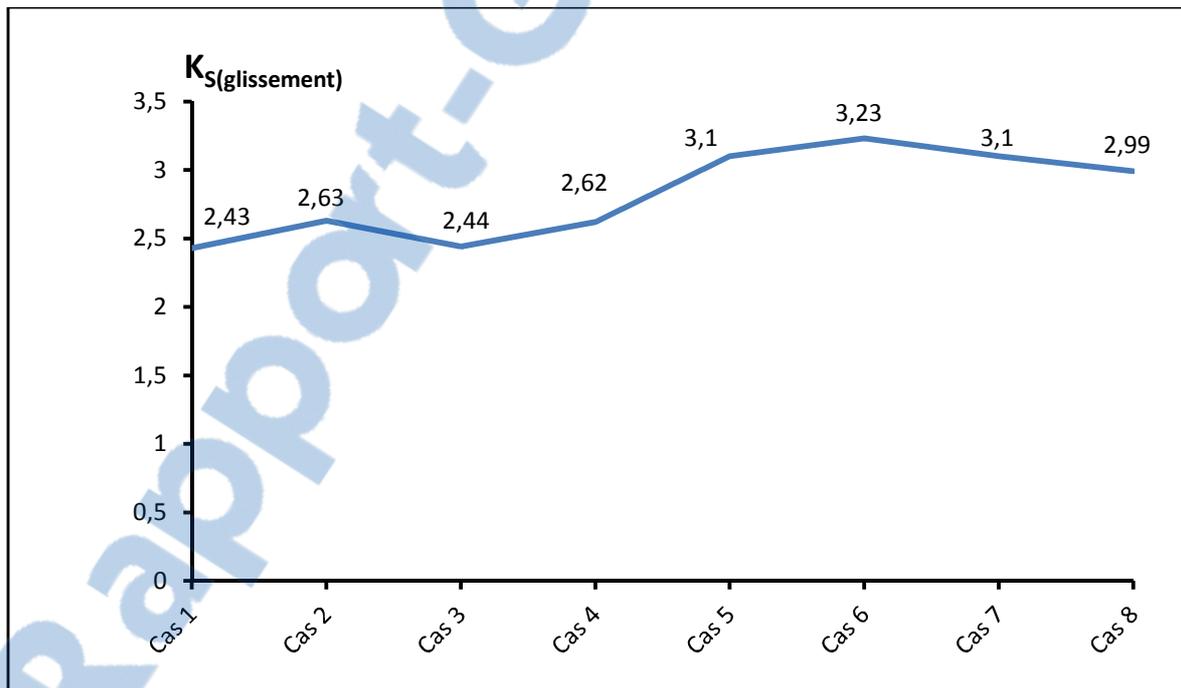


Figure III.46 : Influence du mode du traitement des fondations sur la stabilité au glissement du barrage ($C_{\text{fondations}} \neq 0$)

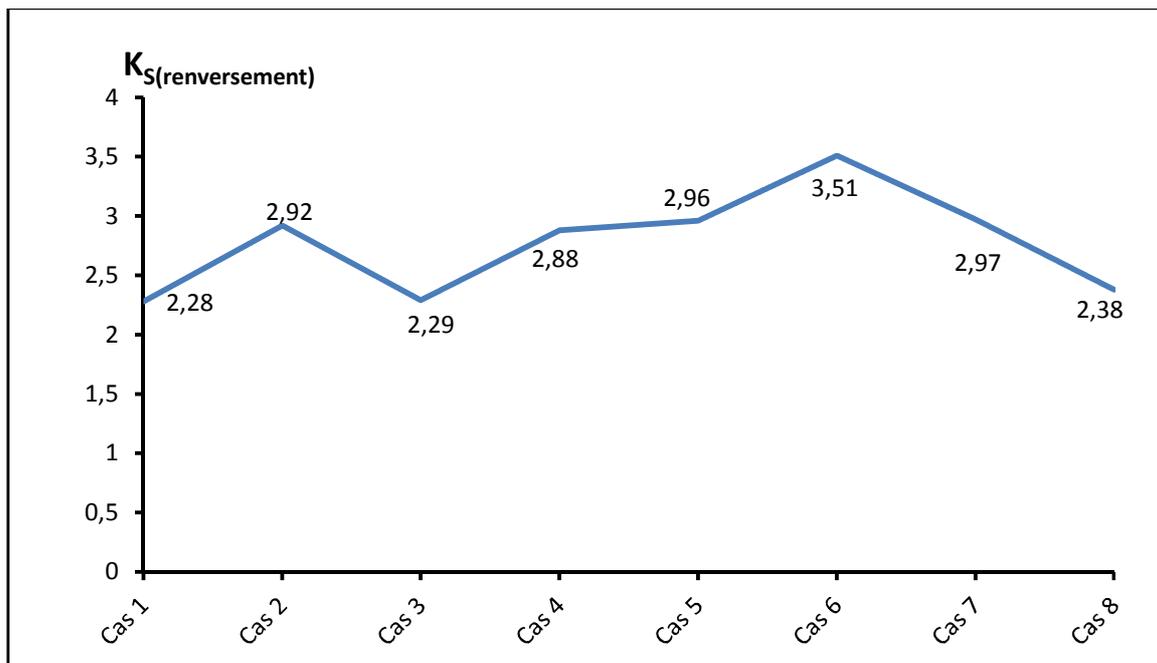


Figure III.47 : Influence du mode de traitement des fondations sur la stabilité au renversement du barrage

VIII.3 Influence de l'inertie des fondations :

Les valeurs des coefficients de sécurité évalués précédemment mettent en évidence l'influence du poids de l'ouvrage au niveau de son ancrage dans les fondations. Afin de rendre explicite l'impact de l'inertie des fondations sur la stabilité du barrage au glissement et au renversement, un cas particulier de modélisation a été étudié avec réduction de l'inertie des fondations.

La figure III.48 donne le schéma de principe pour ce cas de modélisation.

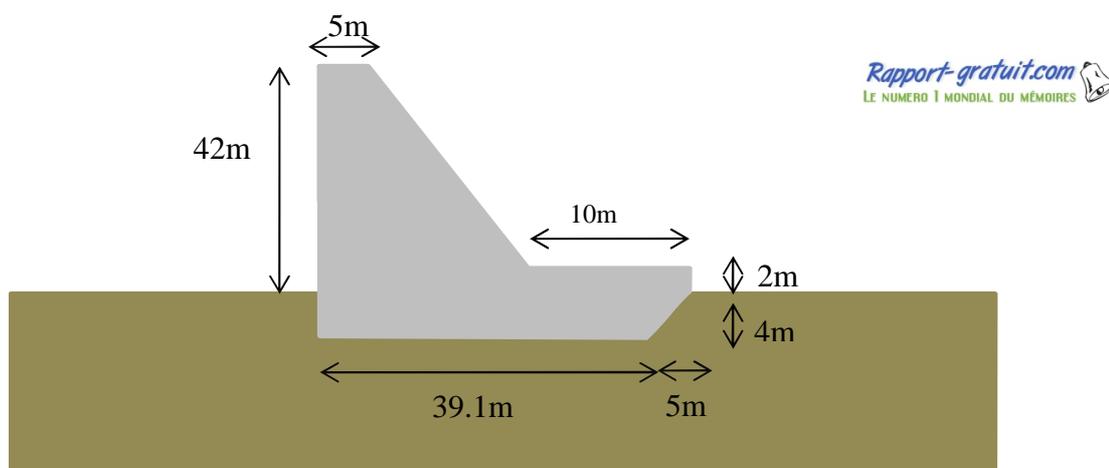


Figure III.48 : Schéma de principe – cas d'absence de l'inertie des fondations

Les tableaux III.53 et III.54 récapitule respectivement :

- L'évaluation des différentes sollicitations agissantes sur le barrage,
- Le calcul des coefficients de sécurité au glissement et de renversement avec réduction de l'inertie des fondations.

Tableau III.53 : Evaluation des sollicitations avec réduction de l'inertie des fondations

Cas de modélisation	Volume (m ³)	Poids du barrage P ₀ (KN/m ³)	Force de sous pression P ₁ (KN)	Force de pression hydrostatique Q ₁ (KN)	Force de poussée des sédiments Q ₂ (KN)	Force de cohésion (KN/m ²)
Cas 1	1 036,6	24 100,95	8 373,26	7 848	1 395,2	3 128
Cas 2	1 036,6	24 100,95	5 159,24	7 848	1 395,2	3 128
Cas 3	1 036,6	24 100,95	8 115,4	7 848	1 395,2	3 128
Cas 4	1 036,6	24 100,95	5 680,22	7 848	1 395,2	3 128
Cas 5	1 066,6	24 700,45	6 371,34	7 848	1 395,2	3 128
Cas 6	1 066,6	24 700,45	5 188,57	7 848	1 395,2	3 128
Cas 7	1 066,6	24 700,45	6 460,61	7 848	1 395,2	3 128
Cas 8	1 221,75	28 405,68	10 087,74	7 848	1 395,2	3 772

Tableau III.54 : Calcul des coefficients de sécurité avec réduction de l'inertie des fondations

	f	ΣF _H	ΣF _V	K _S (glissement)		X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	K _S (renversement)
				C = 0	C ≠ 0					
Cas 1	0,67	9 243,2	15 727,69	1,14	1,47	104 640	6 200,89	471 173,57	218 256,6	1,43
Cas 2	0,67	9 243,2	18 941,71	1,37	1,71	104 640	6 200,89	471 173,57	134 484,18	1,92
Cas 3	0,67	9 243,2	15 985,55	1,15	1,49	104 640	6 200,89	471 173,57	211 541,42	1,46
Cas 4	0,67	9 243,2	18 420,73	1,33	1,67	104 640	6 200,89	471 173,57	148 064,40	1,82
Cas 5	0,67	9 243,2	18 427,11	1,33	1,67	104 640	6 200,89	484 809,69	166 079,59	1,75
Cas 6	0,67	9 243,2	19 609,88	1,42	1,75	104 640	6 200,89	484 809,69	135 248,72	1,97
Cas 7	0,67	9 243,2	18 337,84	1,32	1,66	104 640	6 200,89	484 809,69	168 406,56	1,73
Cas 8	0,67	9 243,2	18 317,94	1,32	1,73	104 640	6 200,89	669 647,87	317 091,29	1,56

Les figures III.49 et III.50 donnent pour chaque cas de modélisation, la variation des coefficients de sécurité au glissement et au renversement, et ce pour le cas de non considération de l'inertie des fondations.

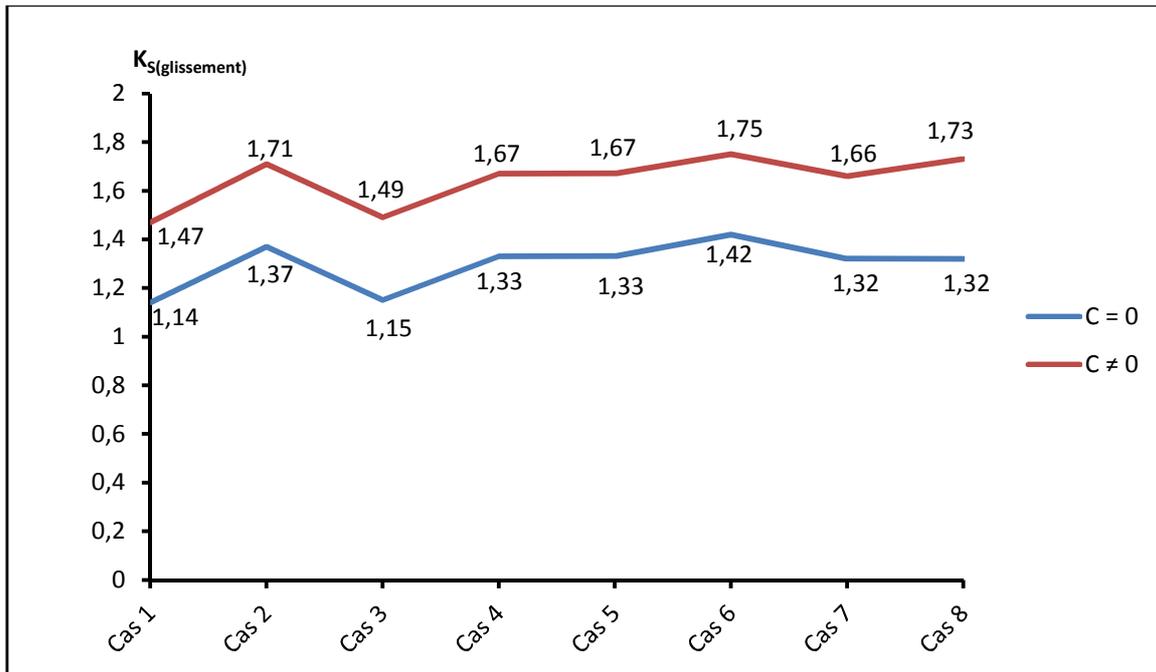


Figure III.49 : Variation du coefficient de sécurité au glissement – sans inertie des fondations

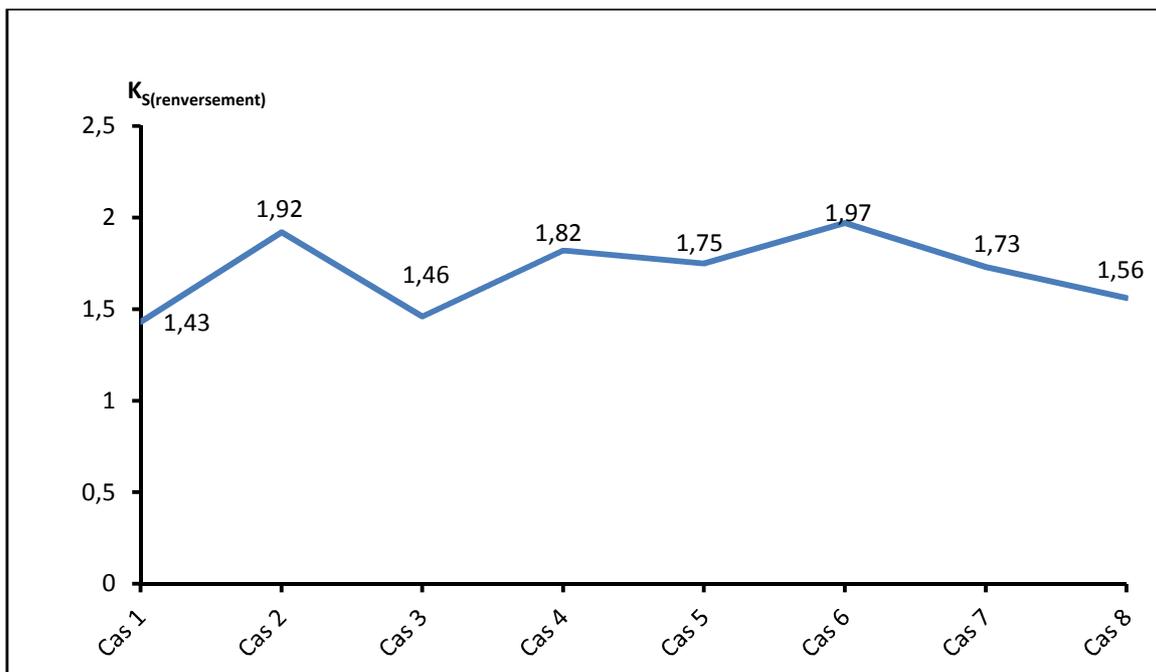


Figure III.50 : Variation du coefficient de sécurité au renversement – sans inertie des fondations

IX. INTERPRETATION DES RESULTATS :

Dans l'objectif de rendre explicite l'interprétation des résultats, il a été calculé les écarts relatifs, en terme de sécurité de toutes les variantes de conception et de traitement des fondations, par rapport à la variante de base (cas 1, poussée d'eau et de sédiments).

Le tableau III.53 résume le calcul des écarts relatifs en matière de stabilité du barrage vis-à-vis du glissement et du renversement.

Tableau III.55 : Calcul des écarts relatifs du coefficient de sécurité de chaque variante par rapport à la variante de base

Stabilité au glissement								
Variante de base	Cas1	Cas 2 (%)	Cas 3 (%)	Cas 4 (%)	Cas 5 (%)	Cas 6 (%)	Cas 7 (%)	Cas 8 (%)
C = 0	$K_S=2,09$	8,73	0,47	8,33	24,27	27,68	24,54	18,67
C ≠ 0	$K_S=2,43$	7,6	0,4	7,25	21,62	24,76	21,62	18,72
Stabilité au renversement								
	$K_S=2,32$	21,91	0,43	20,83	22,97	35,04	23,23	4,20

L'interprétation de l'analyse paramétrée est abordée sous plusieurs aspects :

1) Influence de la poussée des sédiments

En ce qui concerne la stabilité du barrage contre le glissement, la poussée des sédiments a engendré une chute des critères de stabilité de 19 %.

2) Influence de la cohésion des fondations

La considération de la cohésion des fondations intégrée sur la surface d'emprise du barrage a engendré une augmentation moyenne des critères de stabilité au glissement d'environ 15 %.

3) Influence de traitement des fondations

Le traitement des fondations par l'injection semble offrir plus de sécurité vis-à-vis du glissement par rapport au drainage.

4) La projection de pré-radier amont sans traitement des fondations

Offre une meilleure sécurité vis-à-vis du glissement et du renversement. En effet cette variante offre une augmentation des critères de sécurité vis-à-vis du glissement et du renversement de 24%.

- 5) La combinaison d'un pré-radier amont avec un voile d'injection de profondeur $H/2$ enregistre l'incrément le plus élevé de sécurité par rapport à la variante de base (cas 1) notamment pour la stabilité au renversement (35 %).
- 6) L'influence du voile de drainage combiné avec un pré-radier amont n'est pas significative.
- 7) L'inclinaison du parement amont, sans traitement des fondations offre de meilleures possibilités de sécurité vis-à-vis du glissement en particulier (19 % environ), et les valeurs de coefficient de sécurité pour cette conception sont plus importantes que ceux relatifs aux traitements par voile d'injection, de drainage ou les deux simultanément.
- 8) En ce qui concerne l'influence de l'inertie des fondations, les écarts par défaut de la variation des coefficients de sécurité dans le cas où l'inertie des fondations (ancrage) n'est pas considérable sont compris entre 25 % et 50 %.

CONCLUSION GENERALE :

L'élaboration du travail devrait impérativement être précédée de certains aspects liés à la maîtrise technique des éléments liés à la conception et à la stabilité des barrages poids. En effet la contribution bibliographique avait pour objectif capitaux de cerner l'ensemble des critères liés :

- Au choix du type de barrages d'une manière générale en fonction des paramètres topographiques, géologique, hydrologique, sismiques, géotechniques et économiques,
- Au choix du type de barrages en béton lié à l'incorporation des évacuateurs des crues, aux spécificités des fondations et appuis et à la disponibilité des carrières pour la réalisation du barrage,
- A l'analyse des critères de stabilité de ce type d'ouvrage par :
 - La définition de sollicitations agissantes sur l'ouvrage,
 - La manifestation de ces actions et les paramètres d'évaluation,
 - Les critères de conception généraux en termes de combinaisons d'actions, de stabilité interne et de l'influence du mode de traitement des fondations sur les sous pressions,
 - Les procédés d'amélioration de la stabilité de l'ouvrage.

Une part importante du travail a été réservée à l'analyse paramétrée de la stabilité par le biais de la modélisation. La définition des variantes de conception étudiées s'est articulée autour de l'influence des critères relatifs au mode de traitement et à l'inertie des fondations, de l'influence des sous pressions et des dispositions permettant l'augmentation des forces participantes à la résistance du barrage au glissement et au renversement.

L'ensemble des cas de figures analysés a été traité à travers l'évaluation du poids de décision de conception par l'intermédiaire de calcul des coefficients de sécurité de l'ouvrage vis-à-vis du glissement et du renversement.

L'analyse paramétrée engagée à débouché sur un certain nombre de conclusions forte intéressantes en l'occurrence :

- Réduction de 20 % des critères de stabilité sous l'effet de la poussée des sédiments dont la hauteur représente 30 % de la hauteur du barrage,
- Influence significative de de la nature des fondations, notamment la cohésion,
- Efficacité du traitement des fondations par l'injection par rapport du drainage,

- Importance capitale de la projection de pré-radier amont et de l'inclinaison du parement amont sur la stabilité du barrage,
- Influence considérable de l'inertie et du taux d'encrage des fondations sur les critères de stabilité.

Enfin ce travail mérite une continuité qui peut cibler les aspects ci-dessous :

- Analyse paramétrée des taux d'évasement des barrages poids et leurs influence sur la stabilité globale,
- Analyse des rendements des voiles d'injection et de drainage par rapport aux sous pressions,
- Analyse du type et de la nature géologique des fondations en relation avec les critères de stabilité.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Aït Alaïwa. A & al. (2007)**, Etude des propriétés de transferts des sols injectés, 18^{ème} Congrès Français de Mécanique, Grenoble, p27-31.
- **ANSYS RELEASE 12.0. (april 2009)**, Modeling and meshing guide.
- Bendimerad. A. Z. (2011)**, Comportement des barrages en BCV et en BCR étude comparative, projet de fin d'étude, département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, université abou bekr belkaid, Tlemcen, Algérie.
p42-45.
- C.I.M. béton (2004)**, Les coulis et les bétons pour les fondations spéciales, documentation technique, T97, Paris, p1-7.
- Carrère. A. (1994)**, Barrages, Traité construction, C5 555, p 2-24.
- Comité français des grands barrages. (octobre 2012)**, Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids.
- Degoutte. G. (2002)**, Petits barrages : Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, cemagref édition, 173p.
- Gouvenot. D. & al. (1997)**, Barrages & Réservoirs , L'érosion interne.
- Gouvenot. D. & Bourgoise. F. D. (1998)**, Traitement des fruits : nouvelles technologies, p1-28.
- Gouvenot. D. & Chazot. L. (1998)**, Comportement et réhabilitation des digues anti-crue de rivières, Colloque Technique du comité Français des Grands Barrages.
- Lombardi. G. (1998)**, Idées reçues sur l'injection des roches, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Lombardi. G. (2007)**, Aspect spécifiques de l'injection du massif rocheux, symposium sur l'injection. Rabat.
- Mayer. A. (2007)**, Quelques réflexions sur l'utilisation des injections dans les barrages.

-**Rouissat. B. (2009/2010)**, Cours de barrage, 4ème année génie civil, département de génie civil , Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

-**Rouissat. B. (2013/2014)**, Cours de barrage, Master 1 Hydraulique, département d'hydraulique, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

-**Schleiss. A. J. & Pougatsch. H (2011)**, Les barrages, du projet à la mise en service, Presses polytechniques et universitaire romandes, lausanne, Vol 17.

-**Stucky. M. J (1975)**, Aménagement de chutes d'eau et irrigation : Barrages en béton, école polytechniques fédérale, Lausanne, p114-125.

-**Cours Barrage**, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL, 2006).

Résumé :

La stabilité des barrages poids est souvent vérifiée pour le glissement au niveau du plan de contact du barrage avec sa fondation ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci de rendre stable le barrage poids n'est nullement articulé sur l'octroi d'un profil transversal plus volumineux.

D'autres facteurs peuvent assurer cette stabilité sans avoir recours au passage par la variante suscitée. Il s'agit d' la mobilisation de forces supplémentaires stabilisatrices (influence du fruit du parement amont, projection de pré-radier amont) et/ou l'atténuation de forces déstabilisatrices (sous pressions) par des drainages intensifs (conception de barrages poids évidés), ou par traitement des fondations (voile d'injection).

C'est autour de cette réflexion que le projet a été engagé avec une étude paramétrée (basée sur la modélisation) liée à ces divers paramètres vis-à-vis de l'analyse de la stabilité globale des barrages poids.

Plusieurs cas d'étude ont été intégrés et ayant un lien avec les paramètres pouvant influencer sur la résistance et la stabilité des barrages poids.

Mots clés : barrage poids, glissement, renversement, coefficient de sécurité, stabilité, ANSYS.

Summary:

The stability of gravity dams is often checked for the sliding at the contact plan of the dam with its foundation as well as the reversal with regard to the downstream. The desire to make the gravity dam stable is no hinged on providing a more voluminous transverse profile, or by treatment of the foundations (veil of injection).

Other factor can ensure this stability without resorting to passing through the aroused variant. It is about the mobilization of additional stabilizing forces (influence of the fruit of the facing upstream, splashing upstream pre-strike) and/or the mitigation of destabilizing forces (under pressures) by intensive drainages (dam design recessed weight).

It is around this reflection that the project was conducted with a parameterized study (based on the modeling) related to these diverse parameters towards the analysis of the global stability of gravity dams.

Several researches were jointed and having a link with the parameters with can influence the resistance and the stability of gravity dams.

Keywords: gravity dams, sliding, reversal, safety factor, stability, ANSYS.

ملخص :

إن إستقرار سدود الجاذبية يكون دائما محققا في حالة إنزلاق سطح تلامس السد مع الأساسات, كذلك في حالة انقلاب السد حول قدمه الأمامية. إن جعل السد في حالة إستقرار ليس مرتبطا بالضرورة بضخامة المقطع العرضي.

هناك عوامل أخرى تستطيع ضمان إستقرار السد دون استحداث تغييرات جديدة, تتركز على نقل قوى إضافية مثبتة (كتأثير إنحناء الوجه الأمامي أو تمديد طرف السد الأمامي) و/أو التخفيف من شدة القوى المزعجة للإسقرار (الضغط التحتي) عن طريق الصرف المكثف (إنشاء سدود جاذبية مجوفة) أو عن طريق معالجة الأساسات (جدار الحقن).

من خلال هذه الرؤية إنطلق المشروع في دراسة معيارية (تعتمد على التشكيل) مرتبطة بمختلف هذه المعايير فيما يخص الإستقرار العام لسدود الجاذبية. تضمنت الدراسة عدة حالات لها إرتباط بالمقادير المؤثرة على إستقرار ومقاومة سدود الجاذبية.

كلمات البحث : سد الجاذبية – إنزلاق – انقلاب – معامل السلامة - ANSYS.