

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre 01 : Problématique d'évaluation des crues	
I. Introduction.....	4
II. Manifestation des crues et conséquences	4
II.1. Inondations et crues	4
II.1.1. Les inondations	4
II.1.2. Les crues.....	4
III. Conséquences des inondations	5
III.1. Exposé des cas d'inondations à l'échelle mondiale.....	6
III.1.1 Crue Tarn Montauban mars 1930	6
III.1.2 Inde 2005	6
III.1.3 Haïti Septembre 2008	7
III.1.4 Pakistan 2010	7
III.2. Exposé de cas d'inondations en Algérie.....	8
III.2.1 Inondation de Février 1984 – Est Algérien.....	8
III.2.2. Inondations de Novembre 2001 à Alger	8
III.2.3. Inondations de Ghardaïa 2008	9
III.2.4. Inondation de Batna 2014	9
IV. Méthodes d'évaluation des crue	10
IV.1. Cas de présence de données	10
IV.1.1. Méthodes statistiques.....	10
IV.2. Insuffisance/absence de données hydrométriques.....	12
IV.2.1. Méthodes de transfert pluie-débit	12
IV.2.2. Méthode historiques :	15
IV.2.3. Méthode de la Pluie Maximale Probable.....	16
IV.2.4. Modèles empiriques :.....	16
v. <i>Méthodes faisant intervenir la fréquence de la précipitation.....</i>	20
vii. Autres méthodes de détermination de débit de pointe	23
V. Conclusion.....	25

Chapitre 02 : Les barrages poids, une solution relative pour l'incorporation de l'évacuateur des crues

I.	Introduction.....	26
II.	Les Critères de choix d'un barrage	26
II.1.	La topographie	26
II.2.	La morphologie de la vallée :.....	26
II.2.1.	Vallée encaissée avec des flancs verticaux	26
II.2.2.	Vallée étroite en V.....	26
II.2.3.	Vallée étroite en U.....	27
II.2.4.	Vallée large.....	27
II.3.	Conditions géologiques et géotechniques	28
II.4.	Matériaux disponibles	28
II.5.	Conditions hydrologiques et les régimes des crues	28
II.6.	Risque sismique	29
II.7.	Critères économiques.....	29
I.8	Sécurité et environnement.....	29
III.	Différents types des barrages :	29
II.1	Matériaux et résistance	29
III.2.	Barrages en remblai	30
III.2.1.	Barrages en enrochements	30
III.2.2.	Barrage homogène :	31
III.2.3.	Barrage zoné avec un noyau étanche	31
III.2.4.	Barrage à masque amont	31
III.3.	Barrage à contrefort	33
III.4.	Barrage voute.....	34
III.5	Barrage poids.....	36
III.5.1	Condition de construction d'un barrage poids :.....	36
III.5.2	Profil poids.....	36
III.5.3	Sollicitation	37
III.5.4.	Choix du type de barrage Poids selon le matériau	39
IV.	Barrages en BCR.....	40

IV.1. Apparition du BCR.....	40
IV.2. Les barrages en BCR dans le monde.....	40
IV.3. Barrages en BCR en Algérie	40
IV.4. Définition du BCR.....	41
IV.5. Critères de conception d'un barrage poids BCR	42
IV.5.1. Contraintes normales	42
IV.5.2. Stabilité interne	42
IV.5.3. Stabilité au glissement	42
IV.5.4. Stabilité au renversement	43
IV.5.5. Vérification des contraintes.....	43
IV.5.6. Volume du barrage.....	44
IV.6 Constituants du BCR.....	44
IV.6.1 Granulats.....	44
IV.6.2. Liant.....	44
IV.6.3. Eau	45
IV.6.4. Adjuvants	45
IV.7. Caractéristiques du BCR	45
IV.8. Propriétés mécaniques et physiques du B.C.R.....	45
IV.8.1. Résistance à la compression	46
IV.8.2. Résistance à la traction	46
IV.8.3. Résistance au cisaillement	46
IV.8.4. Résistance à la flexion:	46
IV.9. Production et malaxage du BCR.....	47
IV.9.1. Usine portative (pugmill).....	47
IV.9.2. Usine stationnaire	47
IV.10. Compactage du BCR.....	48
IV.11. Mûrissement	48
IV.12. Intérêt du B.C.R.....	49
IV.12.1. Du point de vu économique	49
IV.12.2 .Du point de vue des délais de réalisation.....	49
IV.13. Avantages et inconvénients du BCR.....	49
- Avantage :.....	49
V. Principaux paramètres de conception des évacuateurs de crue	50

V.1. Introduction.....	50
V.2. Evacuateurs portés par le barrage	51
V.2.1. Principe	51
V.2.2. Calcul des paramètres d'évacuateur de crue incorporé.....	51
V.2.3. Vitesse au pied aval du déversoir.....	52
V.2.4 Hauteur d'eau au pied du déversoir	53
V.3. Evacuateur isolé (frontal/latéral) du corps du barrage.....	55
V.3.1. Évacuateur des crues frontal	55
V.3.2. Canal d'évacuation :.....	56
V.3.2. Evacuateur de crues latéral.....	56
VI. Conclusion	61

Chapitre 03 : Analyse technico-économique pour l'utilisation du BCR pour les petits barrages

I. Opportunités et justificatifs.....	62
II. Caractéristiques de l'aménagement	62
III. Analyse sommaire de la conception de l'ouvrage d'évacuation des crues	63
IV. Pathologie de l'ouvrage d'évacuation suite à la crue d'octobre 2005	64
V. Consistance et démarche des investigations.....	71
VI. Conception hydraulique de l'ouvrage d'évacuation de crue isolé du corps du barrage.....	72
VI.1 Variante entonnement latéral.....	72
VI.1.1 Calcul des paramètres hydrauliques de la tranchée déversante latéral	72
VI.1.2 Données de base	72
VI.1.2 Canal d'évacuation	74
VI.1.3 Le rapide	75
VI.1.4 Bassin de dissipation.....	77
VI.2 Variante entonnement frontal.....	81
VI.2.1 Détermination de la hauteur d'eau au pied aval du déversoir	81
VI.2.2 Hauteur d'eau à la sortie de la partie transition	83
VI.2.3 Hauteur d'eau à la sortie du convergent	83
VI.2.4 Hauteur d'eau à la sortie du canal avant bassin.....	84
VI.2.5 Bassin de dissipation.....	84
VI.3 Variante barrage submersible type BCR.....	87

VI.3.3. Critère de stabilité du barrage BCR.....	90
VII. Estimation des volumes des travaux.....	91
VII.1. Variante évacuateur latéral.....	92
VII.1.1. Volume du béton.....	92
VII.1.2 Volumes des terrassements.....	94
VII.1.3 Volume du drainage.....	95
VII.2 Variante évacuateur frontal.....	95
VII.2.1 Volume du béton.....	95
VII.2.2 Volumes des terrassements.....	97
VII.2.3 Volume du drainage.....	97
VII.3 Barrage poids en BCR submersible.....	98
VII.3.1 Volume du béton.....	98
VII.4 Barrage poids en BCR à évacuateur porté.....	99
VII.4.1 Volume du béton.....	99
VII.4.2. Volume du terrassement du barrage poids déversant.....	99
VII. Analyse financière comparative.....	100
VIII. Analyse des déformations des barrages.....	101
VII.1. Objectifs.....	101
VIII.2 Présentation du code de calcul servant à l'étude des déformations du barrage.....	101
VIII.2.1 Fonction du code de calcul.....	101
VIII.2.2 Consistance du code de calcul.....	102
VIII.3 Résultats de la modélisation.....	105
VIII.3.1 barrage en terre.....	105
VII.3.2. Barrage déversant en BCR.....	112
VII.3.3. Barrage submersible en BCR.....	118
VIII. Conclusion.....	124
CONCLUSION GENERALE.....	125
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	127
SITES CONSULTES.....	131

LISTE DES PHOTOS

Photo 1.1 : Inondation Tarn Montauban 1930.....	6
Photo 1.2 : inondation en Inde-aout 2005.....	6
Photo 1.3 : Vue aérienne des inondations provoquées par l'ouragan Hanna en Gonaïves, la seconde ville d'Haïti	7
Photo 1.4 : inondation en Pakistan	7
Photo 1.5 : Commune Ramdane Djamel wilaya de Skikda inondation 1984.....	8
Photo 1.6 : Inondation a Bab el Oued Alger 2001	9
Photo 1.7 : inondation Ghardaïa 2008	9
Photo 1.8 : Inondation Batna 2014	9
Photo 2.1 : Barrage Voute Contra, Tessin	34
Photo 2.2 : Construction d'un barrage poids	36
Photo 2.3 : Equipement du compactage du BCR	41
Photo 2.4 : Malaxage du BCR.....	47
Photo 2.5 : Usine de production du BCR	48
Photo3.1 : Vue générale sur le parement amont du barrage avec le lac 64.....	64
Photo 3.2 : Vue sur le talus aval du barrage 65.....	65
Photo 3.3 : Zone de déversement de l'évacuateur de crue	65
Photo 3.4 : Dégradation dans la zone de déversement de l'évacuateur des crues.....	66
Photo 3.5 : Vues sur la partie courbe de l'évacuateur des crues	66
Photo 3.6 : Tranchée déversante : détérioration complète du radier et entraînement des dalles.....	67
Photo 3.7 : Débordement de la houle sur le bajoyer gauche et talus aval	67
Photo 3.8 : dégradations du radier généralisée sur l'évacuateur des crues	68

Photo 3. 9 : zone de début du canal d'évacuation-Affouillements, dégradations du radier et entraînement des dalles	68
Photo 3.10 : Zone aval de l'évacuateur des crues, rapide à forte pente, présence de cavités et d'affaissement du radier	69
Photo 3.11 : Dégradations importantes sur le rapide, absence d'appuis du radier sur les sols de fondations	69
Photo 3.12 : Bassin de dissipation détérioré	70
Photo 3.13 : Bassin de dissipation complètement détérioré, ressaut dénoyé et ouvrage emporté	70
Photo 3.14 : dent d'amortissement du bassin emportée, absence de protection aval contre les affouillements	71

Rapport-Gratuit.com

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : configuration des vallées pour le choix du type du barrage.....	27
Tableau 2.2 : dimensionnement des épaisseurs de la voute	34
Tableau 2.3: les barrages en BCR dans le monde	40
Tableau 2.4 : Les barrages en BCR en Algérie	41
Tableau 3.1 : Caractéristiques de l'aménagement.....	63
Tableau 3.2 : Géométrie de l'ouvrage.....	63
Tableau 3.3 : Calcul hydraulique de la tranchée déversante.....	73
Tableau 3.4: Calculs hydraulique du canal d'évacuation.....	75
Tableau 3.5 : Calculs hydrauliques du rapide.....	76
Tableau 3.6 : Vitesse et hauteur au pied aval du déversoir.....	83
Tableau 3.7 : Vitesse et hauteur d'eau au pied aval du déversoir-Barrage submersible.....	88
Tableau 3.8 : vitesse et hauteur d'eau au pied aval du déversoir-barrage déversant.....	90
Tableau 3.9 : Coefficient de glissement pour trois types de fondation.....	91
Tableau 3.10 : Paramètres pour le tracé du profil Creager.....	92
Tableau 3.11 : Volume du béton de l'évacuateur latéral.....	94
Tableau 3.12 : Volume des terrassements de l'évacuateur latéral.....	94
Tableau 3.13 : Volume du drainage de l'évacuateur latéral.....	95
Tableau 3.14 : Paramètres de profil Creager pour le déversoir frontal.....	96
Tableau 3.15 : Volumes du béton de l'évacuateur frontal.....	96
Tableau 3.16 : Volumes des terrassements de l'évacuateur frontal	97
Tableau 3.17 : Volume du drainage de l'évacuateur frontal.....	97
Tableau 3.18 : Récapitulatif des volumes de travaux pour les deux variantes.....	97

Tableau 3.19 : Volumes des terrassements barrage submersible/déversant	100
Tableau 3.20 : Synthèse des volumes et couts des travaux pour l'ensemble des variantes analysées.....	100
Tableau 3.21 : Système d'unité code de calcul ANSYS.....	105
Tableau 3.22 : caractéristiques des matériaux.....	105
Tableau 3.23 : Valeurs des déformations et des contraintes Barrage en terre $E_{\text{Fondation}} = 30.10^3$ KPa.....	107
Tableau 3.24 : Valeurs des déformations et des contraintes Barrage en terre $E_{\text{Fondation}} = 70.10^3$ KPa.....	108
Tableau 3.25 : Valeurs des déformations et des contraintes Barrage en terre $E_{\text{Fondation}} = 100.10^3$ KPa.....	108
Tableau 3.26 : Valeurs des déformations et des contraintes Barrage en terre $E_{\text{Fondation}} = 250.10^3$ KPa.....	109
Tableau 3.27 : Valeurs des déformations et des contraintes Barrage en terre $E_{\text{Fondation}} = 500.10^3$ KPa.....	109
Tableau 3.28 : Synthèse des résultats de modélisation Barrage en terre –Remplissage du lac.....	112
Tableau 3.29 : caractéristiques des matériaux.....	112
Tableau 3.30 : Synthèse des résultats de modélisation Barrage déversant.....	115
Tableau 3.31 : Synthèse des résultats de modélisation Barrage déversant-Remplissage du lac.....	117
Tableau 3.32 : Synthèse des résultats de la modélisation Barrage submersible.....	120
Tableau 3.33 : Synthèse des résultats de modélisation Barrage submersible-Remplissage du lac	123

LISTE DES FIGURES

Fig. 1.1 : Type de catastrophes naturelles survenues dans le monde de 1990 à 2007	5
Fig. 1.2 : Nombre de personnes affectées et victimes des catastrophes naturelles entre 2000 et 2007.....	5
Fig. 1.3 : transformation de la pluie en hydrogramme.....	12
Fig. 1.4 : Calage du modèle GR4J pour la station Ksar Chellala.....	13
Fig. 1.5 : validation du modèle GR4J	13
Fig. 1.6 : Principe de la méthode Shypre	15
Fig. 1.7: Variation de l'intensité de pluie.....	24
Fig. 1.8 : Hydrogramme unitaire.....	24
Fig. 2.1 : profil d'un barrage en enrochement	30
Fig. 2.2 : Profil d'un barrage en terre homogène.....	31
Fig. 2.3:Profil d'un barrage a noyau étanche.....	31
Fig. 2.4 : Profil d'un barrage a masque amont	32
Fig. 2.5 : Types de contrefort	33
Fig. 2.6 : paramètres géométriques de la voute	34
Fig. 2.7 : Transmission des efforts aux rives	35
Fig. 2.8 : Profil type d'un barrage poids	36
Fig. 2.9 : Hypothèse pour la répartition des sous-pressions en cas d'un écran d'étanchéité combiné avec forages drainant	38
Fig. 2.10 : Actions agissantes sur un barrage poids	38
Fig. 2.11 : Répartition des barrages en Algérie par types	41

Fig. 2.12 : forces agissants sur un barrage poids	43
Fig. 2.13 : Schéma d'un déversoir poids en béton a profil Creager	51
Fig. 2.14 : Dispositions sur les évacuateurs portés par les barrages	51
Fig. 2.15 : Variation des vitesses réelles au pied aval d'un déversoir à forte pente aval en fonction de la côte de la retenue et de la charge sur le déversoir	52
Fig. 2.16 : Paramètres hydrauliques agissant sur un déversoir	53
Fig. 2.17 : Variation de ψ en fonction de Φ	54
Fig. 2.18 : Dispositions géométrique sur un déversoir frontal	55
Fig. 2.19 : Vue en plan d'une tranchée latéral	57
Fig. 2.20 : Différents types de vannes levantes	59
Fig. 2.21: Vanne segment avec clapet déversoir (barrage Laroussia)	60
Fig. 2.22: Vanne à clapets.....	60
Fig. 2.23 : Paramètres hydrauliques d'un évacuateur vanné	61
Fig. 3.1 : Vue en plan de la tranchée déversante	72
Fig. 3.2 : Profil en long de la tranchée déversante.....	74
Fig. 3.3 : Coupe transversale du début du canal	74
Fig. 3.4 : Courbe de la débitance pour le canal d'évacuation.....	75
Fig. 3.5 : Courbe de la débitance pour le rapide	76
Fig.3.6 : Coupe transversale du rapide avant bassin	77
Fig. 3.7:Configuration planimétrique de bassin de dissipation	77
Fig. 3.8 : Paramètres hydrauliques du bassin de dissipation	77
Fig. 3.9 : Paramètres de conception de l'évacuateur latéral	81
Fig. 3.10 : Détermination des paramètres ψ et ϕ	82
Fig. 3.11 : Configuration spatiale de l'entonnement frontal	83
Fig. 3.12 : Courbe de débitance pour la transition	83
Fig. 3.13 : Courbe de débitance pour le canal avant bassin	84
Fig. 3.14 : Coupe transversale du canal avant bassin	84

Fig. 3.15 : Configuration planimétrique du bassin de dissipation	84
Fig. 3.16 : Paramètres de conception de l'évacuateur à entonnement frontal.....	87
Fig. 3.17: Détermination des paramètres ψ et ϕ	88
Fig. 3.18 : Paramètres de conception du saut de ski	89
Fig. 3.19 : Force agissants sur le barrage BCR.....	90
Fig. 3.20 : Profil Creager du déversoir latéral pour l'estimation du volume du béton	92
Fig. 3.21 : coupe transversal d'un canal avec drainage.....	95
Fig. 3.22 : Profil du barrage poids submersible.....	98
Fig. 3.23 : Analyse comparative financières des différentes variantes.....	101
Fig. 3.24 : Interface graphique du code de calcul ANSYS	103
Fig. 3.25 : Actions pour la définition des éléments - Code de calcul ANSYS.	103
Fig.3.26 : Méthodes de maillage-code de calcul ANSYS.....	104
Fig. 3.27 : Choix des propriétés des éléments- code de calcul ANSYS.....	104
Fig. 3.28 : Profil géométrique du barrage.....	106
Fig. 3.29 : Discrétisation du barrage	106
Fig. 3.30 : Champs des déformations Barrage en terre- $E_{\text{Fondation}}=30.10^3$ KPa	107
Fig. 3.31 : Champs des contraintes Barrage en terre- $E_{\text{Fondation}}=30.10^3$ KPa.....	107
Fig. 3.32 : Champs des déformations Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=70.10^3$ KPa.....	107
Fig. 3.33 : Champs des contraintes Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=70.10^3$ KPa.....	107
Fig. 3.34 : Champs des déformations Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=100.10^3$ KPa	108
Fig. 3.35 : Champs des contraintes Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=100.10^3$ KPa	108
Fig. 3.36 : Champs des déformations Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=250.10^3$ KPa	109
Fig. 3.37 : Champs des contraintes-Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=250.10^3$ KPa	109
Fig. 3.38 : Champs des déformations Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=500.10^3$ KPa	109
Fig. 3.39 : Champs des contraintes Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=500.10^3$ KPa	109
Fig. 3.40 : Champs des déformations Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=30.10^3$ KPa	110
Fig. 3.41 : Champs des déformations Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=30.10^3$ KPa	110

Fig. 3.42 : Champs des déformations Barrage en terre -E Fondation=70.10 ³ KPa	110
Fig. 3.43: Champs des déformations Barrage en terre -E Fondation=70.10 ³ KPa	110
Fig. 3.44 : Champs des déformations Barrage en terre -E Fondation=100.10 ³ KPa	111
Fig. 3.45 : Champs des déformations Barrage en terre -E Fondation=100.10 ³ KPa	111
Fig. 3.46 : Champs des déformations Barrage en terre -E Fondation= 250.10 ³ KPa	111
Fig. 3.47 : Champs des déformations Barrage en terre -E Fondation= 250.10 ³ KPa	111
Fig. 3.48 : Champs des déformations Barrage en terre -E Fondation= 500.10 ³ KPa	111
Fig. 3.49 : Champs des déformations Barrage en terre -E Fondation= 500.10 ³ KPa	111
Fig.3.50 : Profil géométrique du barrage déversant	113
Fig. 3.51 : Discrétisation du barrage déversant	113
Fig. 3.52 : Champs des déformations Barrage déversant BCR -E Fondation= 30.10 ³ KPa	113
Fig. 3.53 : Champs des contraintes Barrage déversant BCR -E Fondation= 30.10 ³ KPa	113
Fig. 3.54 : Champs des déformations Barrage déversant BCR -E Fondation= 70.10 ³ KPa	113
Fig. 3.55 : Champs des contraintes Barrage déversant BCR -E Fondation= 70.10 ³ KPa	113
Fig. 3.56 : Champs des déformations Barrage déversant BCR -E Fondation= 100.10 ³ KPa	114
Fig. 3.57 : Champs des contraintes Barrage déversant BCR - E Fondation= 100.10 ³ KPa	114
Fig. 3.58 : Champs des déformations Barrage déversant BCR-E Fondation= 200.10 ³ KPa	114
Fig. 3.59 : Champs des contraintes Barrage déversant BCR-E Fondation= 200.10 ³ KPa	114
Fig. 3.60 : Champs des déformations Barrage déversant BCR -E Fondation= 500.10 ³ KPa	114
Fig. 3.61 : Champs des contraintes Barrage déversant BCR -E Fondation= 500.10 ³ KPa.....	114
Fig. 3.62 : Champs des déformations Barrage déversant BCR–Remplissage du lac E Fondation= 30.10 ³ KPa	115
Fig. 3.63 : Champs des contraintes Barrage déversant BCR–Remplissage du lac E Fondation= 30.10 ³ KPa	115
Fig. 3.64 : Champs des déformations Barrage déversant BCR–Remplissage du lac E Fondation= 70.10 ³ KPa	116
Fig. 3.65 : Champs des contraintes Barrage déversant BCR–Remplissage du lac	

E _{Fondation} = 70.10 ³ KPa	116
Fig. 3.66 : Champs des déformations Barrage déversant BCR–Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 100.10 ³ KPa	116
Fig. 3.67 : Champs des contraintes Barrage déversant BCR–Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 100.10 ³ KPa	116
Fig. 3.68: Champs des déformations Barrage déversant BCR–Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 200.10 ³ KPa	116
Fig. 3.69 : Champs des contraintes Barrage déversant BCR–Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 200.10 ³ KPa.....	116
Fig. 3.70 : Champs des déformations Barrage déversant BCR –Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 500.10 ³ KPa	117
Fig. 3.71 : Champs des contraintes Barrage déversant BCR–Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 500.10 ³ KPa	117
Fig.3.72 : Profil géométrique du barrage submersible	118
Fig. 3.73 : Discrétisation du barrage submersible	118
Fig. 3.74 : Champs des déformations Barrage submersible BCR E _{Fondation} = 30.10 ³ KPa... 118	
Fig. 3.75 : Champs des contraintes Barrage submersible BCR E _{Fondation} = 30.10 ³ KPa	118
Fig. 3.76 : Champs des déformations Barrage submersible BCR E _{Fondation} = 70.10 ³ KPa	119
Fig. 3.77 : Champs des contraintes Barrage submersible BCR E _{Fondation} = 70.10 ³ KPa.....	119
Fig. 3.78 : Champs des déformations Barrage submersible BCR E _{Fondation} = 100.10 ³ KPa ...	119
Fig. 3.79 : Champs des contraintes Barrage submersible BCR E _{Fondation} = 100.10 ³ KPa	119
Fig. 3.80 : Champs des déformations Barrage submersible BCR E _{Fondation} = 200.10 ³ KPa ..	119
Fig. 3.81 : Champs des contraintes Barrage submersible BCR E _{Fondation} = 200.10 ³ KPa	119
Fig. 3.82 : Champs des déformations Barrage submersible BCR E _{Fondation} = 500.10 ³ KP....	120
Fig. 3.83 : Champs des contraintes Barrage submersible BCR E _{Fondation} = 500.10 ³ KPa	120
Fig. 3.84 : Champs des déformations Barrage submersible BCR-Remplissage du lac E _{Fondation} = 30.10 ³ KPa	121

Fig. 3.85 : Champs des contraintes Barrage submersible BCR-Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 30.10 ³ KPa	121
Fig. 3.86 : Champs des déformations Barrage submersible BCR-Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 70.10 ³ KPa	121
Fig. 3.87 : Champs des contraintes Barrage submersible BCR-Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 70.10 ³ KPa	121
Fig. 3.88 : Champs des déformations Barrage submersible BCR-Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 100.10 ³ KPa	121
Fig. 3.89 : Champs des contraintes Barrage submersible BCR-Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 100.10 ³ KPa	121
Fig. 3.90 : Champs des déformations Barrage submersible BCR-Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 200.10 ³ KPa	122
Fig. 3.91 : Champs des contraintes Barrage submersible BCR-Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 200.10 ³ KPa	122
Fig. 3.92 : Champs des déformations Barrage submersible BCR-Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 500.10 ³ KPa	122
Fig. 3.93 : Champs des contraintes Barrage submersible BCR-Remplissage du lac	
E _{Fondation} = 500.10 ³ KPa	122
Fig. 3.94 : Synthèse sur les déformations en fondations pour différentes variantes de conception.....	123

LISTE DES ABREVIATIONS

ANBT : Agence Nationale des Barrages et des Transferts

BCR : Béton Compacté au Rouleau

BCV : Béton Conventionnel Vibré

CIEH : Comité Inter-africain d'Etudes Hydrauliques

CIGB : Commission Internationale des Grands Barrage

CRN : Cote de la Retenue Normale

CTH : Contrôle Technique Hydraulique

EPFL : Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne

GR : Génie Rural

HPO : Hydro-Projet-Ouest

$K_{\text{glissement}}$: Coefficient de stabilité au glissement

$K_{\text{renversement}}$: Coefficient de stabilité au renversement

ORSTOM : Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération

PHE : Plus Hautes Eaux

PMH : Petite et Moyenne Hydraulique

SCS : Soil Conservation Service

Rapport-Gratuit.com

INTRODUCTION GENERALE

La technique des barrages poids en béton conventionnel vibré (BCV) s'est développée à partir de la deuxième décennie du XX^{ème} siècle. Elle a donné lieu à un très grand nombre d'ouvrages de toute taille et pour toutes sortes d'usages. L'exothermie de la réaction d'hydratation du béton conduit pendant la prise à de fortes augmentations de température du béton et à un risque de fissuration lors du refroidissement. Les barrages en BCV sont pour cette raison construits par plots nécessitant la mise en œuvre de nombreux joints de contraction, transversaux et longitudinaux. Le coût relativement élevé de ce type de barrages, leur inadaptation pour certains types de fondations, leurs délais de réalisation relativement longs ainsi que toutes les contraintes de mise en place ont constitué des motivations pour leur substitution en type BCR.

C'est ainsi qu'un important nombre de barrages en BCR a été réalisé à travers le monde. On dénombre plus de 252 barrages dont la hauteur est supérieure à 15 m à la fin des années 2002. Certains possèdent des hauteurs audacieuses en l'occurrence le barrage Miel I en Colombie (188 m), le barrage de Longtan en Chine (192 m). D'autres ont été réalisés avec des volumes importants comme le barrage de Ta Sang au Myanmar avec une cubature dépassant les 8,7 Mm³.

Le recours, lorsque les conditions du site sont favorables, à ce type de barrages trouve son justificatif dans les multiples avantages qu'offre le BCR : faibles contraintes dans le béton, faibles contraintes transmises par la fondation au rocher, variations de températures ne produisant que de faibles variations de contraintes, évacuateur de crue facilement combiné avec le barrage, mécanisation intensive des travaux réduisant les délais de livraison ainsi que sa compétitivité économique.

En terme de réalisation, la production élevée du béton, l'absence partielle ou totale des coffrages permettent de réduire, d'une manière considérable, les délais de livraison. Cette production a considérablement rehaussé la vitesse de construction comme c'est le cas du barrage Lac Robertson et Grand Falls dont la cadence de production a atteint respectivement 67 et 35 m³/h.

Sur le plan financier, et pour ces mêmes barrages, les coûts de revient, par m³ de béton étaient respectivement de 134 et 110 Dollars.

Toutefois, le grand avantage qu'offre ce type de barrages est l'intégration de l'évacuateur de crue au niveau du corps du barrage. Cet avantage donne une grande opportunité au niveau des sites à crue relativement élevée. Il peut devenir compétitif au détriment d'autres inconvénients (volume du béton, exigences sur les modules de déformation des fondations, contraintes thermiques ... etc.) pour évacuer des crues importantes et pour réduire considérablement les conséquences relatives à l'insuffisance quantitative ou qualitative des ouvrages d'évacuation et par conséquent atténuer les risques liés à la sécurité des ouvrages.

En Algérie, les moyens de mobilisation superficielle classiques de la ressource en eau ont toujours été orientés vers la grande hydraulique notamment les grands barrages. Néanmoins les délais de concrétisation de ces ouvrages (études, réalisation, financement, etc...) ont conduit à une inadéquation entre les besoins et la demande.

Sous les pressions et tensions engendrées par une sécheresse persistante, les pouvoirs publics ont engagé un important investissement pour la mobilisation des ressources en eaux superficielles à partir de retenues collinaires et petits barrages.

Cette demande orientée essentiellement pour les besoins du secteur de l'agriculture s'articulait autour des concepts liés à la célérité dans la réalisation, à la prise en charge du critère relatif à la climatologie aléatoire du pays ainsi qu'au caractère réduit et éparpillés des périmètres d'irrigation.

Ce mode de mobilisation présente d'énormes avantages se manifestant par des coûts de revient très réduits, des délais de réalisation très courts, des services énormes rendus dans les zones déficitaires en eau ainsi qu'une réalisation à la portée de petites entreprises. Toutefois, le bilan dressé, par le CTH sur les études et réalisations d'une vingtaine de petits barrages au niveau de l'ouest Algérien, il ressort certaines carences liées particulièrement aux modes de conception et dimensionnement des ouvrages. Dans certaines zones, l'aspect transport solide n'ayant pas été pris en charge, un grand nombre de ces ouvrages a été envasé parfois à la deuxième année d'exploitation.

L'hydrologie des bassins versants basée sur des estimations empiriques et n'ayant pas fait l'objet d'études poussées, souvent les évacuateurs n'ont pas pu permettre de faire transiter les crues de projet engendrant ainsi des déversements par-dessus de la digue et donc destruction totale ou partielle de l'ouvrage. La conception des évacuateurs de crue, trop sommaire, a engendré des anomalies liées au fonctionnement tant sur le plan quantitatif que qualitatif.

Le programme national relatif aux études et réalisation des retenues collinaires et petits barrages se poursuit, un nombre important d'aménagement est programmé à travers la quasi-totalité des wilayas du pays.

Le présent travail s'intégrant dans le cadre de la préparation d'un mémoire de Master en hydraulique vise, comme objectif principal, l'introduction du BCR comme matériau à utiliser pour la conception des petits barrages en adoptant le profil poids aux corps des barrages. Cette réflexion est menée dans la perspective de contourner toutes les contraintes techniques de conception et de réalisation relatives aux barrages en terre et notamment celles relatives aux ouvrages d'évacuation des crues dans la mesure où cet ouvrage annexe peut, facilement, être porté par le corps du barrage.

L'étude engagée autour de cette réflexion s'articule autour d'une analyse comparative paramétrée entre des conceptions de petits barrages en terre à évacuateurs isolés et ceux en BCR, profil poids, à évacuateurs incorporés. L'étude devait impérativement

considérer les deux types d'évacuateurs projetés, souvent, pour les barrages en terre à savoir frontal et latéral.

Une telle étude, et dans l'objectif de maîtrise des aspects liés aux réflexions engagées, devait être précédée par une contribution bibliographique englobant la problématique d'évaluation des crues, la conception des barrages d'une manière générale et les barrages poids en particulier avec mise en évidence des différentes sollicitations, les techniques du BCR utilisées pour les barrages et enfin l'ensemble des critères et paramètres relatifs à la conception des ouvrages d'évacuation des crues.

Aussi, et dans un souci de rayonner sur l'ensemble des aspects liés à la thématique engagée, l'ensemble des calculs et vérifications hydrauliques, conditionnant les conceptions des variantes devaient être élaborés. Ces investigations ont pour objectif, outre la conception hydraulique des ouvrages d'évacuation, l'élaboration des quantitatifs des diverses variantes servant à l'estimation de leurs coûts de revient. Ces estimations financières ont constitué une base de comparaison économique entre les variantes.

Enfin, et pour la finalité de porter un jugement sur le comportement des fondations, particulièrement pour la variante poids BCR, une modélisation numérique par le code de calcul ANSYS a été engagée dans la perspective de comparer ces déformations entre les différentes variantes de conception. Cet aspect constitue une contrainte pour les barrages poids, nécessitant parfois des fondations particulières à module d'élasticité relativement élevé.

Pour l'ensemble de ces investigations et dans l'objectif d'apporter une cohérence au document du mémoire, ce dernier a été structuré en trois chapitres en l'occurrence :

Chapitre 1 : Problématique d'évaluation des crue

Chapitre 2 : Les barrages poids, une solution pour l'incorporation de l'évacuateur des crues

Chapitre 3 : Analyse technico-économique pour l'utilisation du BCR pour les petits barrages

I. Introduction

L'évaluation du débit de crue d'un projet, qu'il soit de construction ou de protection, représente le point le plus important et complexe lors d'une étude. Sa détermination est primordiale pour limiter les dégâts dus aux inondations. C'est le fondement sur lequel se base tout aménagement hydraulique.

Dans cette partie du travail, le but est d'exposer les différentes méthodes d'évaluation de crue selon les données et les paramètres dont on dispose.

II. Manifestation des crues et conséquences

Le terme inondation désigne le débordement d'un cours d'eau de son lit mineur, mais aussi le remplissage d'une cuvette topographique par les eaux de ruissellement. Ce type d'inondation pluviale se distingue par la vitesse de l'eau, le volume d'eau écoulé et la hauteur d'eau. (M. YAHIAOUI, 2012)

II.1. Inondations et crues

On fait la distinction entre crue et inondation :

II.1.1. Les inondations

Ce sont les plus fréquentes et également les plus dommageables. Elles surviennent à la suite de longues périodes de pluie ou de la combinaison de pluies avec la fonte des neiges et glaces. Elles peuvent concerner des surfaces très importantes (plusieurs centaines à milliers de km²). (EPFL, 2002)

II.1.2. Les crues

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. De nombreux géographes et hydrologues ont adopté le critère qu'une rivière est en crue lorsque son débit est trois à cinq fois supérieur à son débit moyen. De façon plus pratique, on admet qu'une rivière est en crue lorsqu'elle déborde des limites de son lit mineur. Il s'agit d'un phénomène naturel périodique qui n'est exceptionnel que lorsque les débits deviennent considérables par rapport à son module, on parle alors de crue critique, laquelle peut engendrer une inondation sur les zones riveraines.

Une crue se caractérise par son hydrogramme graphique qui représente les variations de débit en fonction du temps. Plus précisément, c'est la partie montante de cet hydrogramme qui est appelé « crue », la partie descendante étant « la décrue ». Une crue se définit par différents critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe, sa période de retour et son volume. (J. N. SALOMON, 1997)

III. Conséquences des inondations

Selon l'étude annuelle du Centre de Recherche sur l'Epidémiologie des Désastres (CRED), le nombre de personnes touchées par les catastrophes s'est considérablement accru, atteignant près de 200 millions en 2007 contre 135 millions en 2006. Sur ce total, la grande majorité (164 millions) ont été victimes d'inondations. Entre 2000 et 2006, 95 millions de personnes étaient touchées en moyenne chaque année par cet aléa. (L. BELOULOU, 2008)

La figure 1.1 illustre par pourcentage, les catégories de catastrophes naturelles

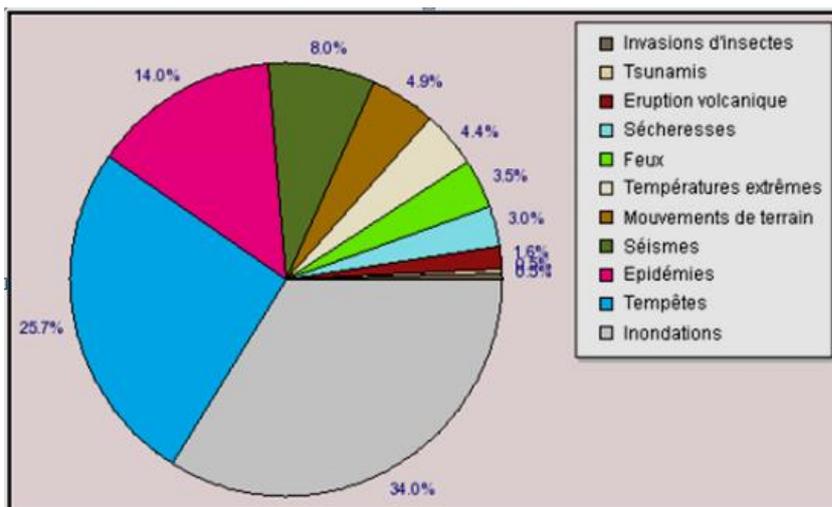


Fig. 1.1 : Type de catastrophes naturelles survenues dans le monde de 1990 à 2007 (L. BELOULOU, 2008)

La figure 1.2 montre, pour chaque catégorie de catastrophe naturelle, le nombre de personnes touchées ainsi que le nombre de victimes.

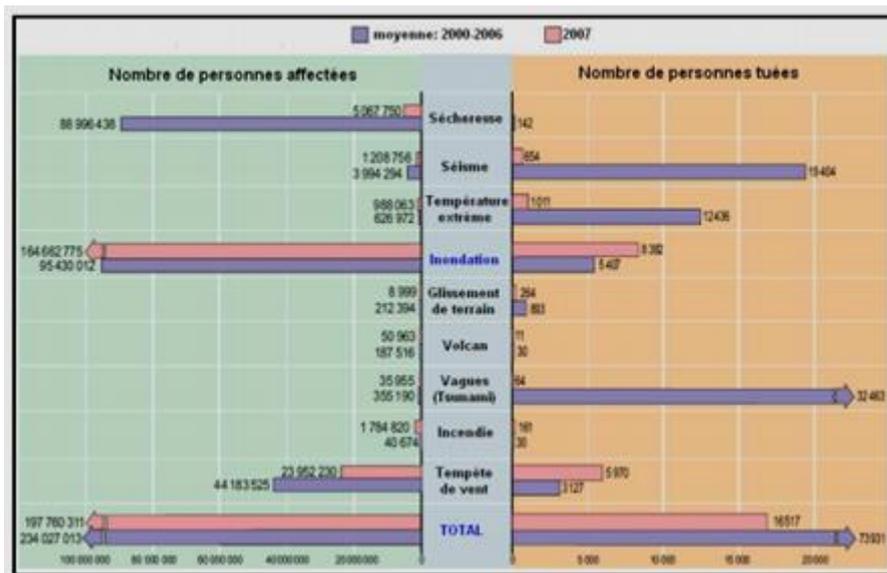


Fig. 1.2 : Nombre de personnes affectées et victimes des catastrophes naturelles entre 2000 et 2007 (L. BELOULOU, 2008)

III.1. Exposé des cas d'inondations à l'échelle mondiale

III.1.1. Crue Tarn Montauban mars 1930



Photo 1.1: Inondation Tarn Montauban 1930 (S1, 21/12/2015)

Les dégâts occasionnés par cette crue se résument ainsi

- 200 morts
- 10 000 sinistrés
- 3 000 habitations détruites
- 11 grands ponts emportés
- 4 200 hectares inondés. (E. DUMONT, 2005)

III.1.2. Inde 2005

Les dégâts occasionnés par les inondations du 24 Juillet au 5 Août 2005 survenues en Inde (Etat de Maharastra) ont été évalués à 987 décès, 160 milles personnes déplacées et 3.5 milliards de dollars de dommages : 283 000 maisons et 22 500 hectares de cultures détruits. (L. BELOULOU, 2008)



Photo 1.2 : inondation en Inde-aout 2005 (S2, 21/12/2015)

III.1.3. Haïti Septembre 2008



Photo 1.3 : Vue aérienne des inondations provoquées par l'ouragan Hanna en Gonaïves, la seconde ville d'Haïti (S3, 22/12/2015)

III.1.4. Pakistan 2010



Photo 1.4 : inondation en Pakistan (L. Davis, 2011)

- Le nombre des victimes directes est 1 700 personnes,
- Les victimes affectées par la crue se dénombrent à 21 millions pour un pays qui compte 180 millions d'habitants,
- Les sans-abris sont environ de 5 millions.

Sur le plan économique, le bilan est décrit ci-dessous (L. Davis, 2011)

- La disparition des infrastructures : routes et ponts sont emportés par les flots,
- 14 % de la surface agricole a été dévastée et 200 000 animaux d'élevage ont été noyés,
- Pour la province du Nord-Ouest, la plus touchée, l'estimation varie de 300 à 800 millions d'euros.

III.2. Exposé de cas d'inondations en Algérie

III.2.1. Inondation de Février 1984 – Est Algérien

Pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'est Algérien ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de cette région. Il est résumé dans ce qui suit, les conséquences de ces inondations. (S. LAHLAH, 2004)

- Jijel: 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions DA,
- Constantine: 1 140 familles sinistrées 200 ha de cultures détruites,
- Skikda : 8 000 habitations envahies par les eaux,
- Guelma : 03 disparus, 157 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d AEP détruites à 100 %,
- Khenchla: 777 familles sinistrées et pertes importantes en cheptel,
- Oum El Bouaghi: 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.



Photo 1.5 : Commune Ramdane Djamel wilaya de Skikda inondation 1984 (S4, 04/01/2016)

III.2.2. Inondations de Novembre 2001 à Alger

Les pluies abattues sur Alger (Bab el Oued) entre le 9 et le 11 Novembre 2001 ont provoqué des inondations catastrophes dont le bilan se présente ainsi.

- Plus de 700 morts,
- 115 disparus,
- 15 des milliers de blessés,
- Effondrement des constructions,
- Coupures des routes et de l'électricité,
- Arbres et poteaux électriques arrachés,
- Liaisons ferroviaires interrompues entre Alger et les autres villes,
- Ces dommages ont été estimés à 30 milliards de dinars algériens (300 millions de dollars). (L. BELOULOU, 2008)



Photo 1.6 : Inondation à Bab el Oued Alger 2001 (N. BOULGHOBRA, 2006)

III.2.3. Inondations de Ghardaïa 2008



Photo 1.7 : inondation Ghardaïa 2008 (K. BENMIA, 2012)

- 31 morts
- Près de 600 logements endommagés
- Dégâts aux surfaces agricoles et au cheptel ovin.

III.2.4. Inondation de Batna 2014

Bien qu'ayant bénéficié de moyens de protection, la ville de Batna a subi des inondations importantes en 2014 ayant causé 1 mort et 19 maisons détruites.



Photo 1.8 : Inondation Batna 2014 (S5, 06/01/2016)

IV. Méthodes d'évaluation des crues

L'évaluation d'une crue dépend essentiellement de la disponibilité et l'abondance des données hydrométriques et pluviométriques concernant le site étudié. Au cours de la phase de collecte des données, on rencontre divers cas, disponibilité des données, insuffisance ou carrément absence des données. Cela conditionne la méthode à adopter pour l'évaluation de la crue du projet à retenir.

IV.1. Cas de présence de données

Le débit de crue peut être obtenu par une analyse statistique de débit à condition d'avoir une série assez importante (30 ans au moins). Cette analyse n'est rien que l'ajustement de l'échantillon observé (mesuré) avec un échantillon théorique d'une loi probabiliste.

IV.1.1. Méthodes statistiques

Elle consiste à calculer la probabilité pour qu'un débit supérieur à une valeur donnée survienne un nombre de fois donné (petit par définition) pendant une durée donnée. (R. ZARHOUNI, 1981)

Plusieurs lois sont adapté pour l'ajustement des échantillons de valeur extrême on cite :

- Loi Gausso-logarithmique,
- La loi de PEARSON III,
- Lois exponentielles généralisées,
- Loi de GUMBEL.

i. Test statistiques

Pour les débits extrêmes, le risque d'accepter à tort une loi non représentative devient très grand. Pour choisir la loi la mieux adaptée à l'échantillon, nous disposons de trois méthodes.

a) la loi la plus représentative est celle dont la forme géométrique se rapproche le plus de la distribution expérimentale, les coefficients d'asymétrie et d'aplatissement devront avoir de ce fait des valeurs comparables, qu'ils soient calculés à partir de l'échantillon ou déduits des fonctions de répartition. (R. ZARHOUNI, 1981)

- Coefficient d'asymétrie

$$G_1 = \left(\frac{n}{(n-1) \times (n-2)} \right) \sum \left(\frac{x_i - \bar{x}}{s} \right)^3$$

- Coefficient d'aplatissement

$$G_2 = \frac{n(n+1)}{(n-1)(n-2)(n-3)} \sum \left(\frac{x_i - \bar{x}}{s} \right)^4 - \frac{3n(n-1)^2}{(n-2)(n-3)}$$

Avec :

N : Nombre d'effectif

S : écart type

\bar{x} : la moyenne (R. RAKOTOMALALA, 2011)

- b) Test du Chi2 (D^2) consiste à mesurer l'écart entre un échantillon observée et calculé théoriquement et d'en déduire l'existence et l'intensité d'une liaison mathématique.

$$D^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(n_i - n_{pi})^2}{n_{pi}}$$

Avec :

K : Nombre d'individus, pour une variable discrète, sa sera le nombre de classes pour une variable continue,

n_i : Effectif observé correspondant à la classe i,

P_i : Probabilité théorique d'avoir le caractère dans la classe i,

n_{pi} : Effectif théorique correspondant à la classe i.

On compare la valeur calculé du Chi² avec celle tabulé, l'ajustement sera bon si :

$$Chi^2 \text{ calculé} < Chi^2 \text{ tabulé}$$

- c) Test de KOLMOGOROV : ce test est beaucoup plus simple, il consiste à comparer l'erreur maximale absolue entre la valeur observé et la valeur théorique, avec la valeur tabulé qui doit être inférieure.

ii. Ajustement d'une série de débits extrêmes-loi de Gumbel :

Cette loi dépend de 2 paramètres :

X_0 : Paramètre de position

S : paramètre de forme

La fonction de probabilité de la variable réduite se présente par :

$$F(u) = e^{-e^{-u}}$$

u : variable réduite

$$u = \frac{X - X_0}{s}$$

Si le caractère x suit une loi de Gumbel de fonction de répartition F(t), on a alors :

$$F(t) = \exp(-\exp(-at + b))$$

D'où

$$\ln (-\ln F(t)) = -at - b$$

A partir du nuage de point des débits représenté en graphe et la droite d'ajustement on peut tirer les deux paramètres a et b. Depuis on peut calculer la fréquence ou le débit pour une période de retour T.

IV.2. Insuffisance/absence de données hydrométriques

La disponibilité d'une longue série de débit reste souvent un cas peu fréquent. Cependant on peut compléter le manque de mesure des débits par les données pluviométriques qui ne se font pas aussi rare que les débits.

IV.2.1. Méthodes de transfert pluie-débit

Les pluies sont mieux connues, plus faciles à mesurer, leur distribution spatiale est un peu mieux appréhendée que les débits, mais vu le nombre important des paramètres intervenant dans l'équation de transformation pluie-débit les hydrologues on fait recours a des modèles plus simplifiés (déterministe et probabiliste) et des formules empiriques. (S. AMIAR, 2014)

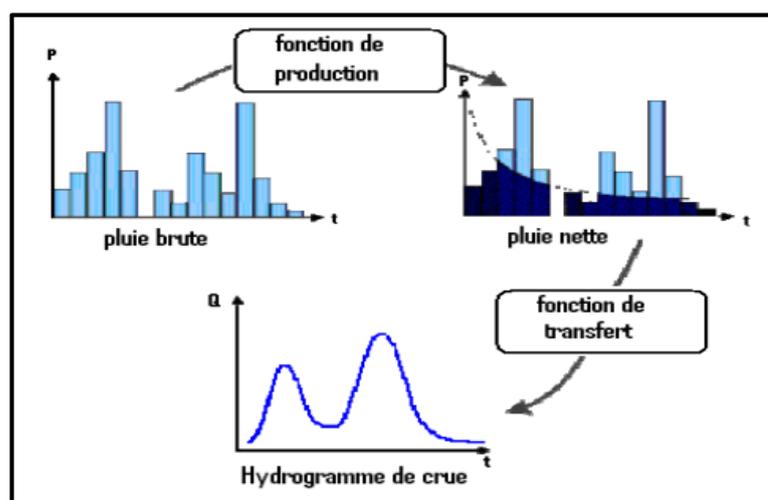


Fig. 1.3 : transformation de la pluie en hydrogramme (S. AMIAR, 2014)

i. Modèles déterministes :

Consiste à transformer une pluie de référence en crue de référence, en utilisant un modèle hydrologique de transformation de la pluie en débit, adapté aux caractéristiques physiques du bassin versant. Il existe de nombreux autres modèles déterministes, parmi lesquels GR4, Topmodel, SWMM, ... L'intérêt de cette approche est de pouvoir spécifier dans le détail la forme de la pluie de projet et de décrire le processus de rétention en eau du bassin par un modèle hydrologique. La difficulté réside dans le choix adapté des conditions initiales de saturation du bassin qui permette d'attribuer une période de retour à la crue de référence. (CFBR, 2013)

L'un des modèles adoptés est celui du GR4 qui offre le meilleur compromis entre simplicité et performance : il s'agit d'un modèle à un réservoir et 4 paramètres, ce

modèle est appelé GR4 (pour Génie Rural à 4 paramètres) et fait partie d'une classe de modèles conceptuels de transformation pluie-débit. Il offre une approximation satisfaisante des petits bassins-versants rapides. Il existe plusieurs formulations de ce modèle, qui généralement se distinguent par le pas de temps employé : les modèles de type GR4H à pas de temps horaire pour les crues rapides et les modèles GR4J à pas de temps journalier pour les crues lentes. (EPFL, 2002)

Le modèle GR4J est un modèle journalier à quatre paramètres :

- X1 : capacité du réservoir de production (mm),
- X2 : coefficient d'échanges souterrains (-),
- X3 : capacité à un jour du réservoir de routage (mm),
- X4 : temps de base de l'hydrogramme unitaire (j)

La figure 1.4 illustre un exemple d'application du GR4J sur Oued Touil Bassin versant Cheliff –station pluviométrique Ksar Chellala.

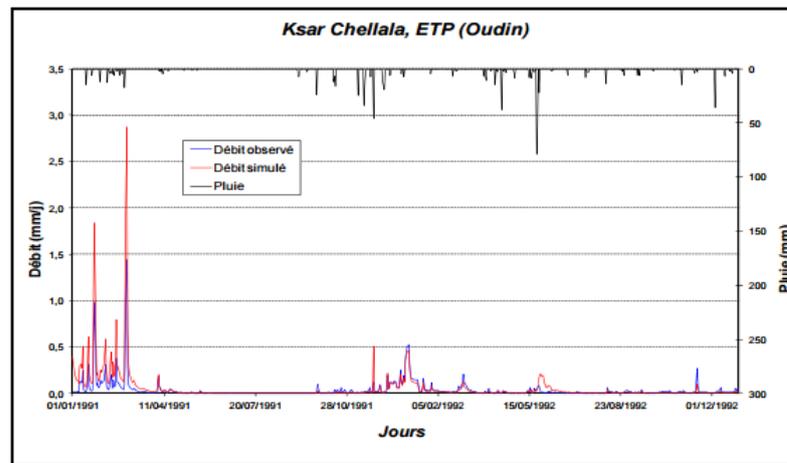


Fig. 1.4 : Calage du modèle GR4J pour la station Ksar Chellala (S. AMIAR, 2014)

La figure 1.5 représente la validation du modèle GR4 pour la station Ksar Chellala.

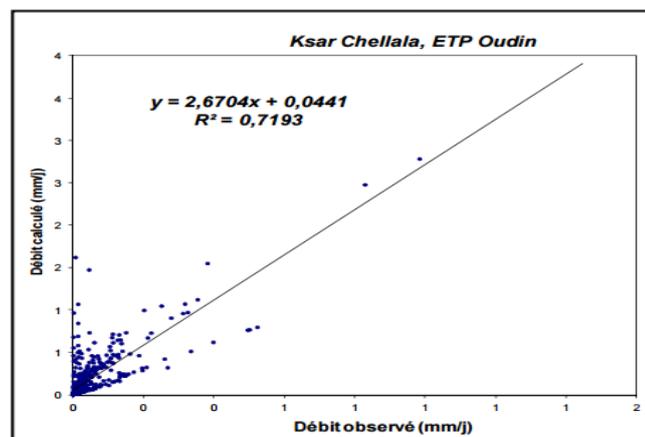


Fig. 1.5 : validation du modèle GR4J (S. AMIAR, 2014)

ii. **Modèle probabiliste**

a) Gradex :

Cette méthode se fonde sur les observations suivantes :

- la plupart des pluies maximales annuelles sont distribuées selon une loi exponentielle ou une loi de Gumbel,
- Infiltration dans le sol,
- Saturation du sol.

Ainsi deux pluies extrêmes P_1 et P_2 de période de retour respective T_1 et T_2 vérifient la relation

$$P_2 - P_1 = G \ln \left(\frac{T_2}{T_1} \right)$$

Avec

$G > 0$ un coefficient exprimé en mm (si les pluies en mm) et appelé le gradex des pluies

On admet l'hypothèse du gradex : la courbe intensité-fréquence des pluies de durée t_c est parallèle à la courbe intensité-fréquence du débit. En conséquence, lorsque sur un bassin-versant on dispose de données de pluie sur une période suffisamment longue (quelques dizaines d'années), on peut estimer les débits extrêmes en considérant que le gradex des débits G_q (en m^3/s) équivaut à celui des pluies G_p (en mm) lorsqu'on les exprime dans la même unité, c'est-à-dire

$$G_q = \frac{S}{3,6 t_c} \times G_p$$

Avec :

S : Superficie du bassin-versant en km^2

t_c : Temps de concentration en h,

3,6 : Facteur de conversion des unités.

En se servant de la relation de (P_1, P_2) et en considérant que la période de retour pour laquelle on observe une saturation de sol est $T=10$ ans on aboutit à une approximation dite gradex de la loi intensité-fréquence pour les débits. (EPFL, 2002)

$$Q = Q_{10} + G_q \ln \left(\frac{T}{10} \right)$$

Avec Q_{10} : débit de pointe décennale

b) Méthode de Shypre :

C'est un modèle stochastique d'averses couplé à un modèle pluie-débit en continu, générant des hydrogrammes. C'est une version du modèle Gradex développé.

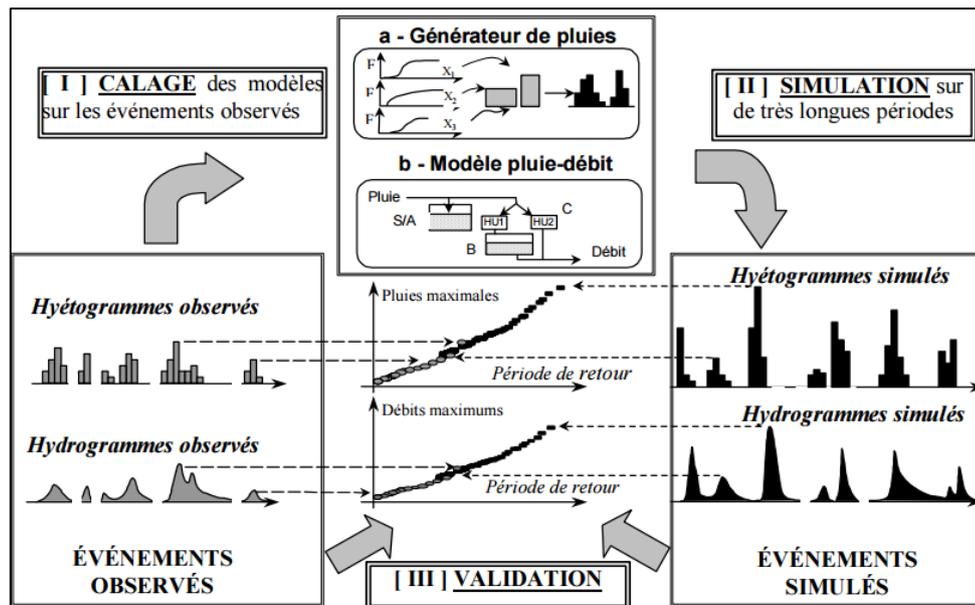


Fig. 1.6 : Principe de la méthode Shypre (P. ROYET, 2011)

c) Crupidex

La superficie du bassin et la pluie journalière décennale ont donc été considérées comme les seules variables explicatives significatives pour l'estimation de la crue décennale. L'observation d'une certaine répartition géographique dans les résidus des débits estimés par les précipitations journalières décennales a aussi permis d'introduire un coefficient correctif régional R dans l'équation de régression, qui prend la forme suivante après avoir été calée sur les 630 bassins versants de l'étude:

$$Q_{10} = A^{0,8} \cdot \left(\frac{P_{10}}{80} \right)^2 \cdot R$$

Ou :

Q_{10} : débit de crue instantané de fréquence décennale en m^3/s

A : superficie du bassin versant en km^2

P_{10} : précipitation journalière de fréquence décennale en mm

R : coefficient régional qui varie entre 0.13 et 1.75 : pour les zones particulièrement perméables, $R < 1$, tandis que pour les zones à proximité des reliefs importants (interprétation pluviométrique), $R > 1$. (O. TAHA B.M.J., 2001)

IV.2.2. Méthode historiques :

Etude des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces de crues (les niveaux atteints par les crues du passé).

Cette méthode permet, en connaissant la topographie en long et en travers, la rugosité du lit d'estimer le débit de la crue.

IV.2.3. Méthode de la Pluie Maximale Probable

La pluie maximale probable d'une durée donnée peut être estimée pour chaque station en utilisant l'équation suivante :

$$PMP = P_M + K_n \cdot \sigma$$

Où :

PMP : Pluie maximale probable (mm)

P_M : Pluie maximale moyenne en (mm)

K_n : représente le nombre d'écart types qu'il faut ajouter à la moyenne pour obtenir la pluie maximale probable

σ : L'écart type évalué à l'aide de la série des pluies maximales observées. (K. BENMIA, 2012)

IV.2.4. Modèles empiriques :

i. Formules empiriques utilisant les caractéristiques du bassin (superficie)

Ces méthodes sont basées sur le principe que le débit spécifique décroît avec la superficie du bassin versant. (A. ABOU, 1990)

$$Q_m = C \cdot A^n$$

$$Q_m = C \cdot A^m \cdot A^{-n}$$

$$Q_m = \left(\frac{C \cdot A}{a + b \cdot A} \right)^m + d \cdot A$$

Où :

Q_m : Débit de crue,

A : Superficie du bassin de drainage,

C, a, b, d, n, m = Coefficients et exposants à évaluer pour une région par la méthode de régression.

a) Formule SCIMEMI

$$Q_{max} = \frac{600}{A + 10} + 1$$

b) Formule de PAGLIARO

$$Q_{max} = \frac{2900}{90 + A}$$

(O. TAHA B.M.J., 2001)

c) Formule de FORTI

Pour le bassin montagneux de surface comprise entre 20 et 100 km² :

- Bassin très fortement arrosés (400 mm en 24 h)

$$q = \frac{1625}{A+125} + 1 \text{ (m}^3/\text{km}^2.\text{s)}$$

- Bassin très arrosés (200 à 250 mm en 24 h)

$$q = \frac{1175}{A+125} + 0,5 \text{ (m}^3/\text{km}^2.\text{s)}$$

- Bassin ou $S < 100 \text{ km}^2$ arrosés d'une façon absolue exceptionnelle (400 mm en 12 h), MARCHI propose :

$$q = \frac{500}{A+125} + 5 \text{ (m}^3/\text{km}^2.\text{s)}$$

(B. ROUISSAT, 2002)

- Formule de MYER

$$Q = \frac{C}{A^\alpha}$$

Avec :

C : appelé « cote MYER » du bassin

α (m³/s): un paramètre dépendant des conditions locales, de la topographie, du réseau de drainage, des caractéristiques météorologiques du bassin. (S. HOSNI)

L'ensemble de ces expressions est valable pour des bassins dont la taille n'excède pas les 1 000 km². Toutes ces formules ont été obtenues en reportant sur un diagramme les débits maxima observés en fonction de la superficie du bassin (en supposant que les bassins sont plus ou moins homogènes). L'expression analytique retenue pour Q_{max} représente donc une courbe qui limite supérieurement le nuage de points ainsi défini, ce qui explique que l'on désigne ce type d'équation sous l'appellation de courbe enveloppe.

(O. TAHA B.M.J., 2001).

ii. Formules du débit de pointe faisant intervenir la superficie et la fréquence

Les Formules les plus populaires sont les suivantes:

- a) Formule de Horton (1914)

Celle-ci établie en Pennsylvanie-est, donne un débit spécifique qui est:

$$Q_{tr} = 4021,5 \cdot A^{-0,5} \cdot tr^{0,25}$$

Où

Q_{tr} : débit de crue égalée ou dépassée (pi³/sec/mi²),

A : superficie de drainage (mi²)

tr : période de récurrence (année). (M. Gray, 2009)

b) Formule de Forsaith (1949)

$$Q_{tr} = C. 23, 3. A^{0,5}. tr^{0,444}$$

Où

Q_{tr} : Crue maximale (m³/s) égalée ou dépassée en moyenne une fois sur une période tr années

C : Coefficient de ruissellement de Forsaith dont la valeur dépend des caractéristiques du bassin et de son site

A : Superficie de drainage (mi²).

Le coefficient C n'est pas à confondre avec le coefficient de la méthode rationnelle

D'après Forsaith C passe de 2 pour les bassins à fortes pentes plus une couverture végétale moyenne à 0.5 pour les plaines. (A. ABOU, 1990)

c) Formule de kinnison (1945)

Cette formule donne un débit moyen d'inondation pour des faibles crues.

$$Q_m = \frac{(0,00623. h^{2,4} + 12. A). A^{0,95}}{62,51. a^{0,04}. L^{0,7}}$$

Où :

Q_m : débit d'inondation moyen (m³/s),

h : élévation moyenne du bassin au-dessus de l'exutoire (m),

A : superficie du bassin-versant (km²),

a : pourcentage par rapport à A, de la superficie de lacs et de réservoirs dans le bassin,

L : longueur maximale du bassin (km). (J. LIMAS, 1985)

d) Formule de FULLER

$$q(T) = q_1(1 + 0,8 \log_{10} T)$$

$q(T)$: débit maximum qu'on a des chances de retrouver une fois au cours de T années.

q_1 : moyenne des débits maximum journaliers

T : période de retour

Le modèle de FULLER permet d'estimer les débits de crue les plus probables pour des fréquences respectives 1/10, 1/100, 1/1 000, 1/10 000.

q et q_1 sont des valeurs de débits moyens journaliers (B. ROUISSAT, 2002)

e) Méthodes M^t Kallet (Tunisie)

$$Q_T = 2,35.A^{0,8}T^{0,44}$$

Q_T : Débit maximum de période de retour T

T : Période de retour en années (B. ROUISSAT, 2002)

iii. Méthodes de détermination de débit de pointe faisant intervenir la précipitation et les caractéristiques du bassin

a) La formule de Mallet et Gautier

$$Q_{max} = 2.K.\log(1 + a.H) \cdot \frac{A}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{(1 + 4\log T - \log A)}$$

Où :

Q_{max} : Débit maximal de la crue de durée de retour T en m³ /s

K : Coefficient variant suivant les caractéristiques topographiques et climatiques et géologiques du bassin versant

H : Hauteur moyenne annuelle des pluies en (mm)

A : Surface du bassin versant (km²)

T : Période de retour (ans)

L : Longueur de l'oued (km)

a : Constante, égale à 20 pour l'Algérie. (K. BENMIA, 2012)

b) Formule de Giandotti

$$Q_{max} = \frac{C.S.P.\sqrt{H_{max} - H_{min}}}{4.\sqrt{S} + 1,5L}$$

Q_{max} : débit max (m³/s)

C : coefficient topographique (c=100)

S : surface du bassin versant (km²)

P : hauteur de pluie égale au temps de concentration à période de retour donnée

$H_{max} - H_{min}$: altitude moyenne (m)

L : longueur du talweg principal (km). (C. HAOUES, 2008)

c) Formule d'Iskowski

$$Q = c.m.H.A \quad (m^3/s)$$

H : module pluviométrique annuel moyen,

c : coefficient caractérisant la morphologie du bassin et variant de 0.017 à 0.80.

m : coefficient variable de 10 à 1 lorsque l'étendue du bassin versant passe de 1 à 25 000 km². (G. REMENIERAS, 1976)

d) Formule de Possenti

$$Q = \frac{c \cdot H_m}{L} \left(A_m + \frac{A_p}{3} \right)$$

Où

H_m : Hauteur en (m) du maximum de précipitations en 24H

L : longueur du thalweg principal en km

A_m : aire de la partie montagneuse du bassin (km²)

A_p : aire de la partie en plaine du bassin (km²)

c : coefficient compris entre 700 et 800 et d'autant plus que L est plus petit. (G. REMENIERAS, 1976)

e) Formule de Turazza

Cette formule a la particularité de faire intervenir en plus de la précipitation, le temps de concentration du bassin qui est un paramètre extrêmement important surtout pour l'étude des petits bassins.

$$Q = \frac{C \cdot H \cdot A}{3,6 \cdot t_c}$$

Où :

Q : le débit maximum de crue en m³/s,

C : le coefficient de ruissellement pour la crue considérée,

H : la hauteur totale maximum de précipitation relevée pendant une durée égale au temps de concentration t_c du bassin en heures,

A : est l'aire du bassin versant en km²,

t_c : temps de concentration du bassin. (A. ABOU, 1990)

Remarque : cette formule a été adaptée en Italie

iv. Débit en fonction de la largeur et précipitation

$$Q_{tr} = C \cdot P \cdot b^{1,25}$$

Où :

P : précipitation d'un jour avec récurrence de 100 ans

b : largeur = A/L

L : longueur du bassin

C : coefficient régional. (A.ABOU, 1990)

v. Méthodes faisant intervenir la fréquence de la précipitation

a) Méthode d'AUVRAY-RODIER

l'estimation des débits suppose que la crue décennale (ou annuelle) est provoquée par une averse de hauteur décennale (ou annuelle) présentant des caractéristiques de répartitions spatiale et temporelle correspondant à des situations médianes, et

rencontrant des conditions du sol correspondant également à des situations moyennes, une fois l'averse connue, on peut en déduire la crue correspondante. (R. ZARHOUNI, 1981)

$$Q_m = H(24) \cdot K_a \cdot K_r \cdot \frac{S}{3,6 \cdot T_b} \cdot K$$

H(24) : Averse décennale ponctuelle de durée de 24 heures,

K_a : Coefficient d'abattement,

K_r : Coefficient de ruissellement,

S : Surface du bassin en Km²,

T_b : Temps de base,

K : Coefficient qui dépend de la forme de l'hydrogramme.

b) Méthode d'ORSTOM

$$Q_{r10} = \frac{A \cdot P_{10} \cdot K_r \cdot 10 \cdot a_{10} \cdot S}{T_{b10}}$$

Avec :

A : Coefficient d'abattement,

P₁₀ : Hauteur de pluie journalière décennale,

K_{r10} : Coefficient de ruissellement correspondant à la crue décennale,

a₁₀ : Coefficient de pointe correspondant à la crue décennale,

S : Superficie du bassin versant,

T_{b10} : Temps de base correspondant à la crue décennale. (M. GRAY, 2009)

c) Méthode CIEH 1984

Cette méthode a été établie à partir des débits des crues décennales estimées et des données hydrométriques de base sur 162 bassins versants du recueil de DUBREUIL couvrant des superficies de 0.02 km² à 2 000 km² recevant des pluies annuelles comprises entre 95 et 2 000.

- Cas où on ne connaît pas du tout le coefficient de ruissellement décennal

$$Q_{max} = a \cdot S^b \cdot I_g^c \cdot P_{an}^d$$

Avec

Q_{max} : débit de pointe décennal (m³/s),

S : Superficie du bassin en km²,

I_g : Indice globale de pente (m/km),

P_{an} : Pluie moyenne annuelle (mm),

a, b, c, d : Coefficient numériques déterminés par les auteurs et mis sous forme des abaques.

- Cas où on peut estimer le coefficient de ruissellement décennal à partir de la pluie annuelle Pan et de la géologie du bassin. (C. PUECH, 1983)

$$Q_{max} = a.S^b.Ig^c.c.K_r^d$$

Avec

K_r : Estimation du coefficient de ruissellement décennal(%).

vi. Formule tenant compte de l'intensité et de la durée de la pluie

Soit une pluie de hauteur h (mm) d'eau tombant durant un intervalle de temps t (mn), l'intensité de la pluie se définit par:

$$i = \frac{h}{t}$$

Parmi les méthodes donnant l'expression du débit de pointe en tenant compte de l'intensité de la pluie, la plus populaire est la méthode dite rationnelle. (A. Abou, 1990)

a) Méthode rationnelle

Adapté aux petits bassins versants en admettant que la fréquence du débit de pointe déterminée est égale à celle de la pluie maximale sur le temps de concentration. (B. ROUISSAT, 2002)

$$Q_{max}(F) = \frac{C.P_{tc}(F).A}{3,6.t_c}$$

$Q_{max}(F)$: débit maximal de la crue de fréquence (F),

C : coefficient de ruissellement du bassin,

$P_{tc}(F)$: hauteur totale maximale de précipitations correspondant au temps de concentration pour une fréquence donnée en mm,

t_c : temps de concentration du bassin en heures,

A : Aire du bassin versant,

P_{tc} : est déduite de la pluviométrie maximale journalière après étude statistique des relevés des précipitations,

$$P_{Tc} = P_j(T) \cdot \left(\frac{tc}{24}\right)^b$$

$P_j(T)$: pluviométrie journalière d'une période de retour T donnée par la formule suivante :

$$P_j(T) = \frac{P_j}{\sqrt{1+C_v^2}} e^{u \cdot \sqrt{\ln(C_v^2+1)}}$$

Ou :

P_j : précipitation moyenne journalière (mm)

$P_j = 0,088.P'+9,2$

P' : la moyenne annuelle de la série (K. BENMIA, 2012)

b) Méthode rationnelle utilisée en assainissement

$$Q_{max} = C.I.A$$

Avec

Q_{max} : débit de pointe,

C : coefficient dépendant de l'imperméabilité du bassin appelé coefficient de ruissellement,

I : intensité moyenne de la précipitation durant le temps de concentration t_c (m/s),

A : superficie du bassin (m^2). (A.ABOU, 1990)

b) Formule de J.CRUETTE (Orstom) et L.LEMOINE(Somivac)

Ces deux auteurs sont partis de la forme de l'équation rationnelle $Q=CIA$ et de l'intensité de l'averse décennale mise sous la forme: $i = a. tc^{-b}$

$$Q = 167.1200^b . a. C. J^{\frac{b}{2}} . L^{-b} . A^{0,95}$$

Avec:

Q : débit en l/s,

L : longueur du plus long cheminement hydraulique (m),

A : en hectares,

J : pente moyenne en m/m.

Toute bonne utilisation de cette méthode doit impérativement passer par l'analyse des averses de la région d'étude en vue d'obtenir des valeurs de a et b fiables.

vii. Autres méthodes de détermination de débit de pointe

a) Méthode du Soil Conservation (S.C.S)

Elle consiste à faire l'hypothèse qu'à un instant t donné, le rapport entre l'infiltration cumulée jusqu'à l'instant t et l'infiltration potentielle en début d'épisode est égale au rapport entre le ruissellement cumulé et la pluie cumulée :

$$R(D) = \frac{(P(D) - 0,2J)^2}{P(D) + 0,8J}$$

Et

$$Q_d = \frac{K. R(D). S}{3,6.D}$$

D : Durée caractéristique de la crue décennale (h)

P(D) : Pluie décennale de la durée D, calculé par la formule de Montana $P = a.t^{1-b}$

K: Indice volumétrique

J donné par: $J = 25,4. \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$ (Etude hydraulique de la Sormonne et de ses affluents, 2002)

b) Méthode du Soil Conservation (S.C.S)

On part d'une pluie fictive, qui est une pluie enveloppe tirée d'une loi de MONTANA :

$$P = a.t^{1-b}$$

P : en mm est la hauteur de pluie, en principe moyenne sur le bassin.

t : en heures est la durée de la pluie.

Dans les calculs, on a limité la pluie à une durée de $t = t_c$ et on a utilisé un pas de temps égal à $\frac{T_c}{8}$

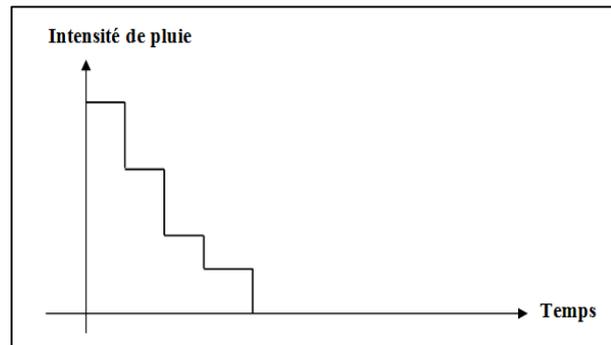


Fig. 1.7: Variation de l'intensité de pluie

On estime le ruissellement entraîné par la pluie précédente à chaque pas de temps en utilisant la formule :

$$R = \frac{(P - 0,2.S_i)^2}{\rho + 0,8.S_i}$$

S_i est un paramètre homogène à une hauteur d'infiltration qui peut être estimé en mm par tableau en fonction de la nature d'occupation des sols, du mode de culture du sol, de la rotation des cultures et des classes de perméabilités. Ce volume du ruissellement R est transformé en hydrogramme élémentaire au moyen de l'hydrogramme unitaire auquel on applique une affinité de coefficient R. (B. ROUISSAT, 2002)

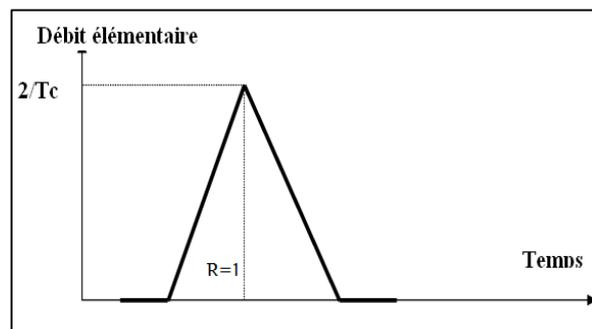


Fig. 1.8 : Hydrogramme unitaire

La sommation de ces Hydrogramme élémentaire permet d'estimer les débits Q_{max} et même d'avoir la forme de l'Hydrogramme.

c) L'hydrogramme unitaire

La théorie de l'hydrogramme unitaire découle de l'observation suivante :

Une averse homogène concevant la totalité du bassin et d'intensité constante I engendre un hydrogramme de forme et d'intensités (ou débits) caractéristiques quand la durée de cette averse est suffisamment faible. Cette averse est appelée averse unitaire et l'hydrogramme engendré est l'hydrogramme unitaire. (R. ZARHOUNI, 1981)

d) Méthodes de transfert vers un site non jaugé

Pour deux bassins homogènes en pluie et en structure, le transfert d'information entre les deux bassins versants, du site mesuré (station) au site à étudier (projet), pourra se faire grâce à une relation de la forme :

$$\frac{Q_{projet}(T)}{Q_{station}(T)} = \left(\frac{S_{projet}}{S_{station}} \right)^a$$

Où :

Q(T) : Débit relatif à la période de retour T,

S : Superficie du bassin versant.

Pour les débits de pointe de crue, on peut retenir pour a une valeur proche de 0,7 à 0,8. (CFBR, 2013)

V. Conclusion

Divers méthodes et formules ont été exposé dans ce chapitre, n'empêche l'évaluation des crues souvent n'est pas exacte à cause de l'insuffisance des données. C'est pour cela on procède à une estimation approximative par des formules empiriques qui peut être surestimée ou encore sous-estimée, ce qui nous pousse à chercher des solutions au niveau de l'aménagement lui-même.

I. Introduction

Les barrages poids, qu'ils soient en BCV ou BCR offrent le grand avantage de l'intégration de l'évacuateur de crue au niveau du corps du barrage. Cet avantage donne une grande opportunité au niveau des sites à crue relativement élevée. Il peut devenir compétitif au détriment d'autres inconvénients (volume du béton, exigences sur les modules de déformation des fondations, contraintes thermique ... etc.) pour évacuer des crues importantes et pour réduire considérablement les conséquences provoquées par la propagation de l'onde de crue à l'aval en cas de rupture et/ou de submersion.

II. Les Critères de choix d'un barrage

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrage sont résumés dans cette partie de travail.

II.1. La topographie

On peut distinguer la topographie simplifiée au nivellement des premiers sondages réalisés sans attendre les levés détaillés. Et aussi la topographie régulière qui nécessite la réalisation de plans topographiques précis s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage. (M. BARKOUNE, 2011)

II.2. La morphologie de la vallée :

En fonction de la morphologie de la vallée, différentes conceptions peuvent être adoptées (EPFL, 2002) :

II.2.1. Vallée encaissée avec des flancs verticaux

Le barrage-voute s'impose si la géologie et l'intégration des ouvrages annexes le permettent. Si la largeur est presque constante sur toute la hauteur, un barrage-voute cylindrique peut être envisagé. Si les crues sont importantes, un barrage-poids permettra d'intégrer l'évacuateur de crues.

II.2.2. Vallée étroite en V

Le barrage peut être envisagé si la géologie et l'intégration des ouvrages annexes le permettent.

L'élançement $\leq 5-6$ et courbes de niveau du rocher d'appui doivent être parallèle

Le barrage-poids et le barrage en enrochement masque amont sont également envisageables. Le barrage en enrochement noyau central est proscrit, du fait de la pente importante des flancs (tassements différentiels et risque de fissuration du noyau).

II.2.3. Vallée étroite en U

Le barrage peut être envisagé si la géologie et l'intégration des ouvrages annexe le permettent.

L'élançement $\leq 4-5$ et les courbes de niveau du rocher d'appui doivent être parallèles

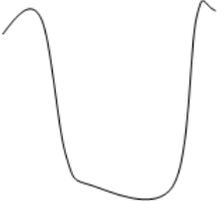
Le barrage-poids et le barrage en enrochement masque amont sont également envisageables. Le barrage en enrochement noyau central est proscrit, du fait de la pente importante des flancs (tassements différentiels et risque de fissuration du noyau).

II.2.4. Vallée large

L'élançement du barrage est très important, éliminant le barrage-voûte. Tous les autres types de barrages peuvent être envisagés pour autant que les autres critères de choix soient satisfaits.

Le Tableau 2.1 donne tous les configurations des vallées :

Tableau 2.1 : configuration des vallées pour le choix du type du barrage

Type de vallée	configuration
Vallée encaissée avec des flancs verticaux	
Vallée étroite en V	
Vallée étroite en U	
Vallée large	

II.3. Conditions géologiques et géotechniques

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 déterminants dans la sélection du type de barrage. (G. DEGOUTTE, 2002)

- 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.
- Fondations graveleuses Sous réserve qu'elles soient suffisamment compactes, ces fondations conviennent en général pour des barrages en terre ou en enrochements, du moins au plan mécanique. 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.
- Fondations sablo-silteuses peuvent convenir à l'édification de barrages en terre, voire exceptionnellement à de très petits barrages poids en béton moyennant de sérieuses précautions.
- Fondations argileuses impliquent presque automatiquement le choix de barrages en remblai, avec des pentes de talus compatibles.

II.4. Matériaux disponibles

La disponibilité sur le site ou à proximité de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage à une incidence prépondérante sur le choix du type de barrage. (M. BARKOUNE, 2011)

- Sol utilisable en remblai,
- Enrochement pour remblai ou protection de talus (rip-rap),
- Agrégats à béton (matériaux alluvionnaires, ou concassés),
- Liant (ciment, cendres volantes).

II.5. Conditions hydrologiques et les régimes des crues

Le volet hydrologique a pour objectif la définition d'événements de référence, y compris les événements extrêmes qui sont intégrés dans l'analyse hydraulique sous forme de l'hydro gramme de référence. Cette définition doit s'appuyer sur deux types d'informations et d'analyses conjointes.

D'une part, sur la connaissance événementielle des scénarios hydrométéorologiques caractéristiques des bassins concernés; tirés de l'étude climatologique des précipitations.

D'autre part sur la connaissance statistique du régime des crues, fondée sur l'analyse d'une longue chronique de mesure des débits. L'étude hydrologique doit présenter les valeurs des intervalles de confiance, ou des incertitudes associées aux résultats fournis. (M. BARKOUNE, 2011)

II.6. Risque sismique

Les séismes imposent des charges additionnelles aux barrages en terre. Le chargement sismique est de courte durée et cyclique, il provoque un mouvement dans les directions horizontales et verticales. (A. BOUAICHA, 2013)

On classe les fondations selon la qualité du rocher en :

- rocher de bonne qualité
Module d'élasticité $ER > 8000$ MPa : tous les types de barrages sont possibles.
- rocher de moyenne qualité
Module d'élasticité ER compris entre 4000 et 8000 MPa : tous les types de barrages sauf les barrages-voûtes.
- rocher de mauvaise qualité
Module d'élasticité $ER < 4000$ MPa : barrages en remblai.

Les barrages les plus résistants sont aux sollicitations dynamiques :

- Les barrages voûtes et les barrages poids voûtes de part leur hyperstaticité,
- Les barrages en enrochements à noyau central argileux, de part leur capacité à supporter de grandes déformations. (EPFL, 2002)

II.7. Critères économiques

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. 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 crue 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. (G. DEGOUTTE, 2002)

I.8. Sécurité et environnement

Les études d'impacts environnementaux ignorent ou sous-estiment généralement les possibles modifications du régime fluvial :

- Sédimentation dans les réservoirs,
- Dégradation des lits fluviaux à l'aval,
- Modifications de morphologie des lits des cours d'eau,
- Sous-estimation de l'influence de la modification du régime des crues et étiages sur les eaux souterraines, la faune et la flore. (J.J. PETERS)

III. Différents types des barrages :

II.1. Matériaux et résistance

Les types de barrages peuvent être classés en différentes catégories :

Selon le matériau de construction

- Barrage en remblai :
 - Barrage en terre homogène
 - Barrage en enrochement
 - Barrage à noyau
 - Barrage à masque
- Barrages en béton :
 - Barrage poids
 - Barrage voute
 - Barrage à contreforts

Selon le mode de résistance à la poussée de l'eau :

- Barrages souples : barrages en terre et enrochement
- Barrages rigides : barrages poids (BCV ou BCR), barrages voutes, à contrefort, multivoûte. (G. DEGOUTTE, 2002)

III.2. Barrages en remblai

Les barrages en remblai sont souvent construits en fonction de la distribution granulométrique des sols de construction. Dans certains cas, il s'avère nécessaire d'utiliser les zones de transition pour séparer les différentes zonations de la structure. Ces zones de transition jouent aussi le rôle de filtre de séparation afin de prémunir les barrages des effets d'infiltration à travers le remblai.

Les barrages en terre résistent à la pression de l'eau par leur propre poids, c'est ce qui explique leur section de forme trapézoïdale. (N. TCHOUMKAN, 2010)

III.2.1. Barrages en enrochements

Un barrage en enrochement n'est pas autre chose qu'un tas de cailloux à grande échelle, qui résiste par sa masse aux efforts auxquels il est soumis [16-4]. Mais n'étant pas étanche par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate, aussi bien au stade du projet qu'à celui de la réalisation. (A. HERGAMI, 2009)

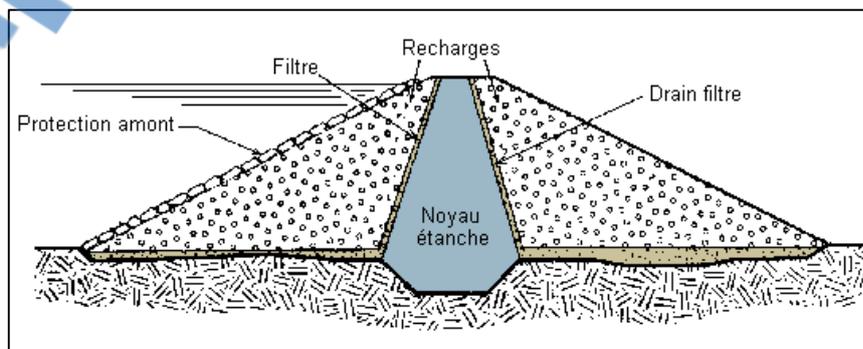


Fig. 2.1 : Profil d'un barrage en enrochement (S6, 01/02/2016)

III.2.2. Barrage homogène :

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont. (L. DJEMILI, 2006)

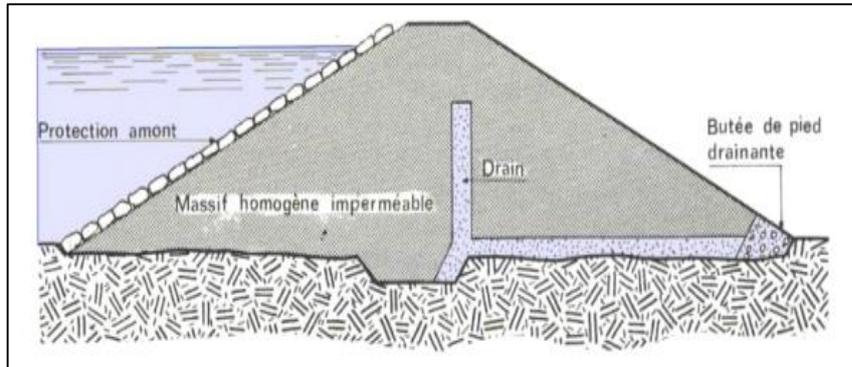


Fig. 2.2 : Profil d'un barrage en terre homogène (L. DJEMILI, 2006)

III.2.3. Barrage zoné avec un noyau étanche

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci. (A. HERAGMI, 2009)

Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. (P. NOVAK, 2007)

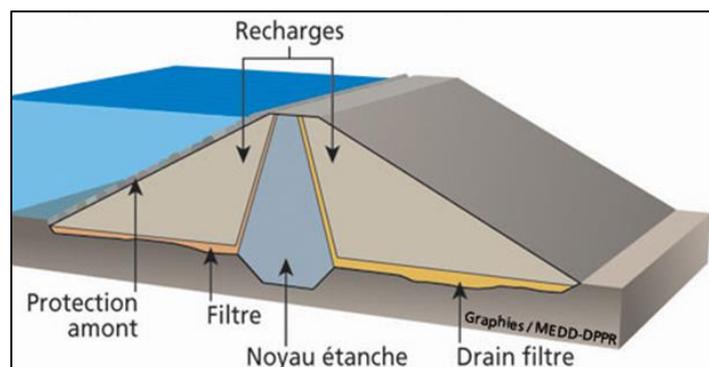


Fig. 2.3: Profil d'un barrage à noyau étanche (S6, 01/02/2016)

III.2.4. Barrage à masque amont

Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le

parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir. (L. DJEMILI, 2006).

De nombreux barrages à masque sont réalisés en enrochements. La qualité du compactage lors de la mise en œuvre du matériau a une grande influence sur les déformations et tassements ultérieurs. (A. HERAGMI, 2009)

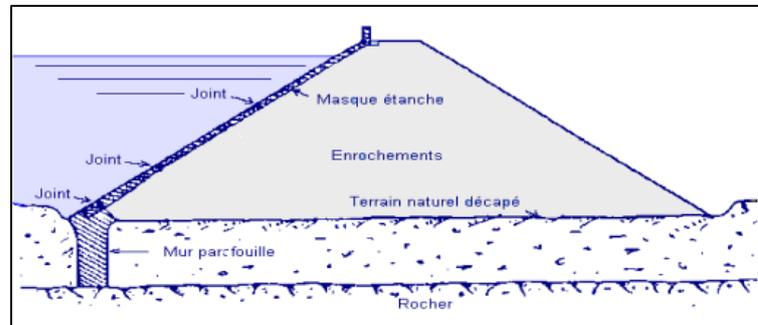


Fig. 2.4 : Profil d'un barrage à masque amont (A. HERAGMI, 2009)

Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou le béton bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples. On les classe dans deux grandes catégories :

- Les polymères de synthèse
- Les matériaux bitumineux

Les avantages et les inconvénients des barrages en remblai se résument dans ce qui suit :

- Avantages

- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain,
- Les tassements limités sont tolérables,
- Pas très susceptible au séisme. Au dessous du masque, un système de drainage performant est nécessaire à cause de la fissuration,
- Le volume des déblais est moyen,
- Le masque doit être connecté au rocher (directement ou par une parafouille),
- La compression du sol est faible,
- La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides,
- Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément,
- Diminué les infiltrations à travers le massif.

- Inconvénients

- Mise en place de grands volumes de matériaux,
- Le gradient est très élevé près de la connexion entre le masque et le rocher (plinthe).

III.3. Barrage à contrefort

Le barrage se réduit à une juxtaposition de plots comprenant chacun un bloc de tête, en contact avec la retenue, et un contrefort triangulaire conduisant au sol la force exercée par l'eau sur la tête. Ce concept autorise une économie sur le volume de béton de l'ordre de 20 à 25 % par rapport au barrage plein équivalent et à critères de sécurité égaux. (B. ROUISSAT, 2014)

Lorsque les appuis sont trop distants, ou lorsque le matériau local est tellement compact qu'une extraction s'avère presque impossible, la technique du barrage à contreforts permet de réaliser un barrage à grande économie de matériaux. Le mur plat ou multi voûtes en béton s'appuie sur des contreforts en béton armé encastrés dans la fondation, qui reportent la poussée de l'eau sur les fondations inférieures et sur les rives.

(J. RANDRIANANDRASANA, 2009)

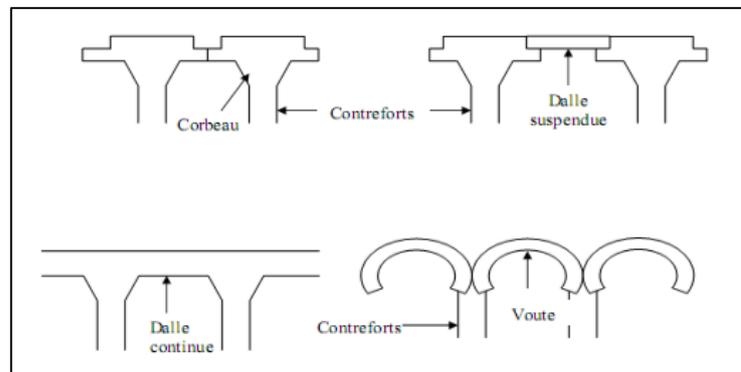


Fig. 2.5 : Types de contrefort (B. ROUISSAT, 2014)

Les avantages et les inconvénients des barrages à contreforts se résument dans ce qui suit

- 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,
- L'échauffement du béton est faible,
- Les risques de tassements sont moyens.

- Inconvénients

- Très susceptible au séisme. La résistance à l'accélération latérale est presque inexistante,
- La fouille est importante,
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé,
- Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.

III.4. Barrage voûte

La technique de barrage-voûte nécessite une vallée plutôt étroite (même si des barrages voûtes ont été parfois construits dans des vallées assez larges, poussant cette technologie à ses limites) et un bon rocher de fondation.

La figure 2.6 et le tableau 2.2 donnent un prédimensionnement de la voûte d'un barrage.

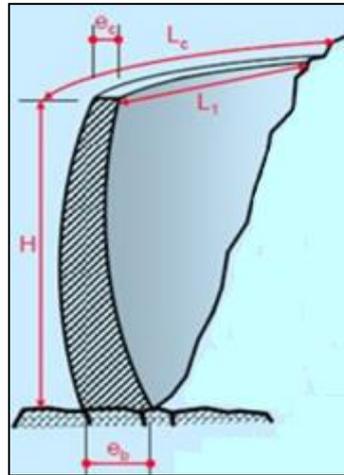


Fig. 2.6 : paramètres géométriques de la voûte (B. ROUISSAT, 2014)

Tableau 2.2 : dimensionnement des épaisseurs de la voûte (EPFL, 2002)

Epaisseur	Vallée large en U	Vallée étroite en V
Au couronnement	$e_c = \frac{H}{15}$	$e_c = \frac{H}{20}$
La base	$e_b = \frac{L_c}{20}$	$e_b = \frac{L_c}{15}$

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

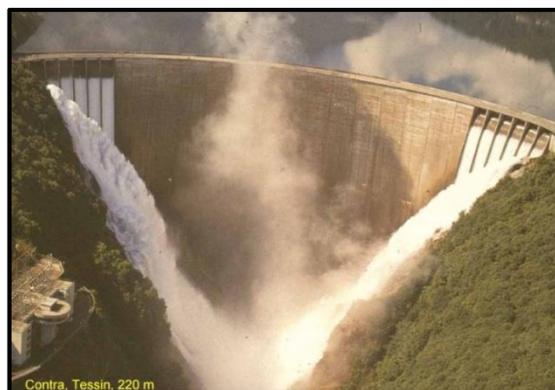


Photo 2.1 : Barrage Voûte Contra, Tessin (EPFL, 2002)

Nous exposons dans ce qui suit les critères sommaires de conception des barrages voûtes

- contrainte

$$\sigma = \frac{P.R_m}{e}$$

σ : Contrainte moyenne dans un arc en MPa

P : pression de l'eau à son niveau en MPa

R_m : rayon amont de cet arc en m

e : Epaisseur en m

- Epaisseur moyenne de l'arc

$$emc = 0.012 (L_c + H)$$

emc : Epaisseur minimale en crête en m

L_c : largeur du site au niveau de la crête en m

H : Hauteur du barrage en m

- Transmission des efforts

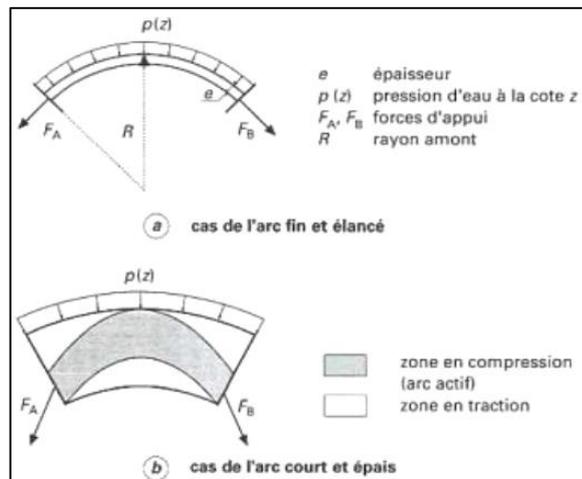


Fig. 2.7 : Transmission des efforts aux rives (EPFL, 2002)

Les avantages et les inconvénients des barrages voûtes se résument dans ce qui suit :

- Avantages
 - 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 (la surface de la fondation est petite).

- Inconvénients

- Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher,
- Les forces sont transmises obliquement dans les appuis,
- Moyen risque de tassements,
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer,
- L'intégration de l'évacuateur de crues (grands débits) dans le barrage 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.

III.5. Barrage poids

III.5.1. Condition de construction d'un barrage poids :

Les conditions requises pour pouvoir projeter un barrage poids sont :

- La qualité de la fondation,
- Disposition de granulats de bonne qualité dans des conditions économiques acceptables.



Photo 2.2 : Construction d'un barrage poids

III.5.2. Profil poids

Les profils adoptés pour ces ouvrages sont bien souvent un compromis technico-économique découlant directement de calculs de stabilité.

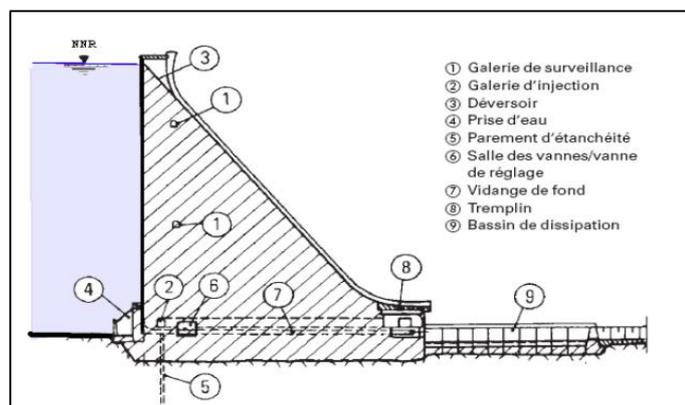


Fig. 2.8 : Profil type d'un barrage poids

III.5.3. Sollicitation

On peut classer les sollicitations exercées sur un barrage poids comme suit :

i. Actions permanentes

a) Poids propre : Les barrages poids résistent d'eux-mêmes grâce à leurs dimensions et leurs masses. Ils travaillent par gravité. Ils sont dimensionnés de façon à ce que leurs charges (poids et pression hydrostatique) s'opposent. (M. ELBOUDKHILI, 2015)
La densité du béton conventionnel vibré est de l'ordre de 2.4, d'autres valeurs peuvent être considérées si la densité des agrégats diffère de 2.7, alors que celle d'un BCR est de l'ordre de 2,3. (EPFL, 2002)

b) Poussées des sédiments : Les sédiments en cours de consolidation exercent une poussée qui est à priori légèrement incliné sur l'horizontal. Le coefficient de poussée est exprimé :

$$K_0=1-\sin\varphi$$

Avec

φ : Angle de frottement interne des sédiments

ii. Actions variables

a) Poussée de l'eau : Tout barrage est soumis à la pression hydrostatique exprimée ainsi :

$$p = g \cdot \rho \cdot h$$

P : pression en Pa

ρ : la masse volumique de l'eau en Kg/m³

g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s)

h : la hauteur d'eau au-dessous du point considéré en m

b) Sous pression : la considération des sous-pressions, élément important du comportement des barrages poids du point de vue stabilité, diffère d'un pays à l'autre. La figure ci dessous illustre les différents cas de diagramme considéré tenant en compte des voiles d'injection et de drainage.

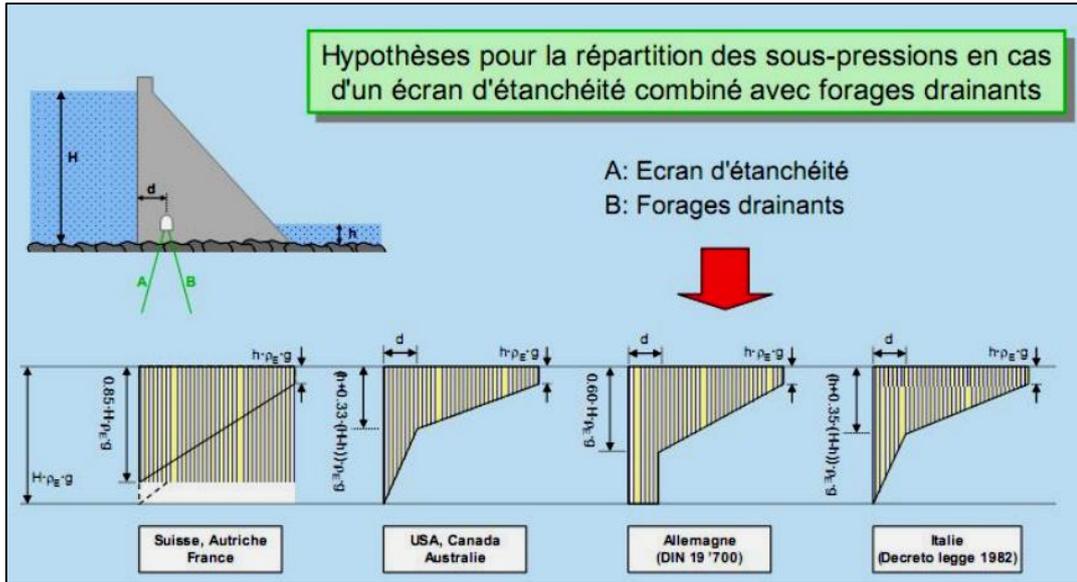


Fig. 2.9 : Hypothèse pour la répartition des sous-pressions en cas d'un écran d'étanchéité combiné avec forages drainant (EPFL, 2002)

c) Poussée des glaces : cette action n'est en général pas déterminée pour la stabilité, car elle est simultanée avec la crue du projet. (M. ELBOUDKHILI, 2015)

d) Actions accidentelles

Les séismes : ce sont des actions accidentelles qui peuvent déstabiliser un barrage poids. La contrainte de poussée de l'eau à la profondeur Z est augmentée d'une valeur

$$\Delta P = 0.875 \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot (H \cdot Z)^{\frac{1}{2}} \quad \text{En KPa}$$

H : la hauteur du barrage en m

γ_w : le poids volumique en KN/m^3

Dans le cas d'un barrage déversant, la poussée totale de l'eau est augmentée d'une valeur

$$\Delta P = 0.58 \cdot \alpha \cdot H^2$$

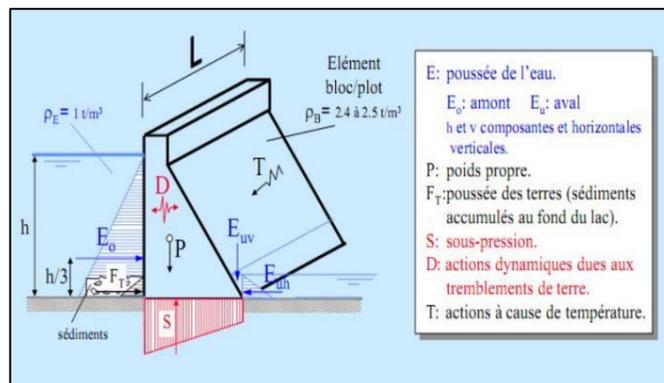


Fig. 2.10 : Actions agissantes sur un barrage poids

III.5.4. Choix du type de barrage Poids selon le matériau

i. Barrage en béton classique BCV

La technique des barrages poids en béton conventionnel vibré (BCV) s'est développée à partir de la deuxième décennie du XX e siècle. Elle a donné lieu à un très grand nombre d'ouvrages de toute taille et pour toutes sortes d'usages. La technologie des barrages poids en BCV met en œuvre des bétons de granulométrie importante (jusqu'à 80 millimètres) 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 température du béton et à un risque de fissuration lors du refroidissement. Les barrages en BCV sont pour cette raison construits par plots de dimensions horizontales courantes 15 x 15 mètres 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 obtenu par la mise en place de boîtes de cisaillement et l'injection des joints 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 au profit des barrages en terre ou en enrochement (P. ROYET, 2002)

ii. Barrages poids en BCR

Le regain 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 bouteur, 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. (P. ROYET, 2002)

Les avantages et les inconvénients des barrages poids se résument dans ce qui suit :

- Avantages

- Faibles contraintes dans le béton,
- Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher,
- Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes,
- L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous),
- Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible,
- Les points délicats sont : la résistance mécanique et l'étanchéité.

- Inconvénients
 - Les sous-pressions sont importantes dans la fondation,
 - Moyen risque de tassement. P Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible),
 - Le volume d'excavation de la fouille est important,
 - Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections),
 - L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.

IV. Barrages en BCR

IV.1. Apparition du BCR

Les barrages poids construits en maçonnerie jusqu'au XIXe siècle, puis en béton au début du XXe, ils ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau (BCR) qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980. (Z. BENDIMERAD, 2011)

Les concepteurs, dans le souci d'optimiser le coût et le délai de réalisation, ont pensé à la combinaison des avantages des barrages en terre et en béton, s'inspirant d'une part des procédés de construction des ouvrages poids en béton pour le dimensionnement de l'ouvrage et d'autre part du matériau utilisé dans les ouvrages en terre.

De cette approche a résulté le concept des barrages en béton compacté au rouleau, empruntant à la fois la technologie du béton et la mécanique du sol.

En 1980, on assiste à la construction du premier barrage en BCR au Japon Shimajigawa avec une hauteur de 89 m et un volume de BCR égale à 317 000m³.

IV.2. Les barrages en BCR dans le monde

Le tableau 2.3 donne la répartition des barrages en BCR dans le monde

Tableau 2.3: les barrages en BCR dans le monde (CIGB, 2004)

Barrage	Année	Pays	Hauteur (m)	Vol. BCR (m ³ ×1000)	Joint de contraction
TAMAGAWA	1987	U.S.A	103	1150	Tous les 15 m
OLIVETTE	1988	France	36	85	Pas de joints
UPER STILLWATER	1897	U.S.A	91	1233	Pas de joints
GALESVILLE	1985	U.S.A	51	178	Pas de joints

IV.3. Barrages en BCR en Algérie

Le tableau représente la répartition des barrages en BCR en Algérie

Tableau 2.4 : Les barrages en BCR en Algérie (ANBT, 2009)

Barrage	Année	Wilaya	Hauteur (m)	capacité (Mm ³)
Beni Haroun	2002	Mila	120	962
Koudiat Acerdoun	2008	Bouira	116	540

La figure 2.11 illustre la répartition des barrages en Algérie selon leurs type

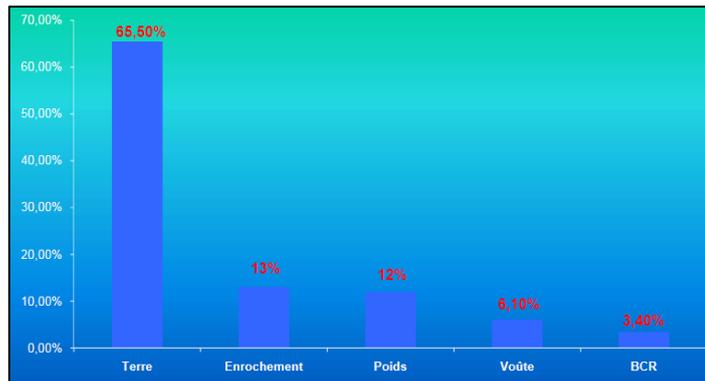


Fig. 2.11 : Répartition des barrages en Algérie par types (ANBT, 2009)

IV.4. Définition du BCR

Le béton compacté au rouleau se définit comme un béton ayant une consistance lui permettant d'être mis en place par compactage à l'aide des équipements de terrassement (rouleau vibreur, épanduses). A cause de son état sec, le BCR ne peut être mis en place à l'aide des tiges vibrantes utilisées dans le cas des bétons ordinaire. Sa faible teneur en eau et sa teneur en pate réduite lui procure son état sec. (Z. BENDIMERAD, 2011)

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.. 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 (G. DEGOUTTE, 2002)



Photo 2.3 : Equipement du compactage du BCR

IV.5. Critères de conception d'un barrage poids BCR

IV.5.1. Contraintes normales

- Il faut vérifier que le diagramme de contraintes à la base de la fondation reste dans le domaine admissible tant en traction en pied amont qu'en compression en pied aval.
- Règle di tiers central: Excentricité e du point d'application de la résultante des actions doit être inférieur à $B/6$ (B : largeur de la base du barrage)
- On peut admettre des tractions modérées au pied amont pour des actions rares (accidentelles)

$$\sigma < 0.2 \text{ MPa pour un BCV}$$

$$\sigma < 0.05 \text{ MPa pour un BCR}$$

II.5.2. 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. Règle de MAURICE LEVY propose un critère pour lequel la contrainte normale σ_v à l'amont calculée hors sous pressions 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. Il est recommandé:

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

IV.5.3. Stabilité au glissement

$$K_c(\text{glissement}) = \frac{f \cdot \sum P + C \cdot F}{\sum Q}$$

Avec :

C: Cohesion

$\sum P$: Forces verticales

$\sum Q$: Forces horizontales

F: Surface de contact entre le barrage et sa fondation

f : Coefficient de frottement

f = 0.7 Roches

f = 0.3-0.36 Sables

f = 0.2-0.25 Agiles

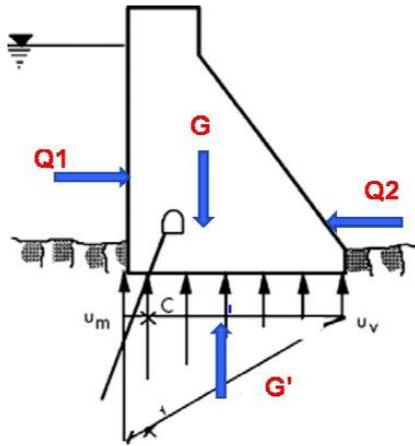


Fig. 2.12 : forces agissants sur un barrage poids

$$K_c(\text{glissement}) = \frac{f \cdot (G - G') + C \cdot F}{Q1 - Q2}$$

II.5.4. Stabilité au renversement

$$K_c(\text{renversement}) = \frac{\sum M_s}{\sum M_d}$$

ΣM_s : Q2 et G (Bras de levier)

ΣM_d : Q1 et G' (Bras de levier)

G' : action de sous-pression du contact

II.5.5. Vérification des contraintes

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

ΣP : Forces verticales

ΣM : Somme des moments appliqués sur l'ouvrage

F: Surface de la section centrale

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

I : Moment d'inertie

y: Abscisse de la position du poids par rapport au pied amont du barrage y en général égal à b/2

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

- Condition de non fissuration (M.Lévy):

$$f \geq (\gamma - 1) - 1/2$$

- Condition pour une fissuration stable :

$$f \geq (2\gamma - 3) - 1/2$$

Avec γ densité du corps du barrage

Pour une densité moyenne de 2.35, les valeurs correspondantes sont 0.86 et 0.77

IV.5.6. Volume du barrage

Une approximation du volume du barrage est donnée par

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

V_p : Volume du barrage poids en m³

H : hauteur du barrage en m

L_c : Largeur du site simplifiée au niveau de la crête en m

L_b : largeur du site au niveau de la base en m

Pour le barrage à contreforts, une réduction de 20 à 25 % est enregistrée sur les volumes du béton.

Fruits habituels : 0.8H/1V

IV.6. Constituants du BCR

Les BCR sont généralement fabriqués avec les mêmes matériaux que ceux utilisés pour le béton conventionnel

IV.6.1. Granulats

Les granulats occupent entre 80% et 85% du volume d'un BCR compacté. Le choix de la courbe granulométrique du squelette granulaire est un élément clé de la formulation du BCR. (R. GAGNE, 2004)

Dans le cas de l'augmentation du diamètre maximal on aura les conséquences suivantes :

- Risque de ségrégation augmente
- Diminution du dosage en liant

Un contenu élevé en fines (< 80 micromillimètres) peut avoir des effets favorables (3 à 8% du total granulaire)

- Gain de maniabilité
- Diminution du dosage en liant

IV.6.2. Liant

Cela comprend le ciment Portland et les ajouts cimentaire. La quantité et le type liant à utiliser dans les ouvrages en béton compacté au rouleau dépendent essentiellement du volume de la structure, du type d'ouvrage qu'on le désire de construire, des propriétés mécaniques requise et de la disponibilité des matériaux cimentaires.

Les teneurs en liants sont très variables. Pour des applications de masse(les barrages), le BCR est fabriqué avec un ciment à faible chaleur d'hydratation est essentiel afin de limiter les contraintes thermiques dans le béton. (Z. BENDIMERAD, 2011)

Généralement on choisit des liants de faible chaleur d'hydratation tel que le ciment portland avec pouzzolanes et compris entre 60 kg/m^3 à 150 kg/m^3 . (M. BARKOUNE, 2011)

IV.6.3. Eau

La quantité d'eau n'est pas nécessairement évaluée en fonction du rapport eau/liant, comme dans les bétons usuels mais plutôt par des essais de compaction comme l'essai Optimum Proctor Modifié. Cette quantité d'eau est donc largement influencée par les proportions des différents constituants et joue un rôle prépondérant sur la facilité avec laquelle le béton est compacté. EN effet, une quantité trop faible d'eau se traduit par un mélange extrêmement visqueux une très grande énergie de compaction, à l'opposé une trop grande quantité d'eau donne naissance à un mélange trop fluide qui peut difficilement être compacté. (Z. BENDIMERAD, 2011)

La plupart des barrages BCR sont fabriqués avec des dosages en eau compris entre 90 l/m^3 et 120 l/m^3 . (M.BARKOUNE, 2011)

IV.6.4. Adjuvants

Les trois principaux types d'adjuvant actuellement utilisés dans la production des bétons compacté au rouleau sont :

- Les retardateurs de prise : permettent plus spécifiquement d'éviter les risques de prise prématurée et la formation de joints froids.
- les réducteur d'eau : permettent principalement l'obtention de mélanges plus homogènes et facilitent les opérations de mise en place
- les agents entraîneur d'air leur utilisation pose encore aujourd'hui un gros problème dans ce type de béton, néanmoins les essais réalisés par Martin ont prouvé qu'il était bien possible d'entraîner de l'air dans les BCR. (J. P. OSTAMA, 1997)

IV.7. Caractéristiques du BCR

- Un BCR optimal devrait comporter à peu près la quantité de pâte nécessaire pour remplir les vides du squelette granulaire et pour obtenir la maniabilité désirée
- Pas assez de pâte : Faibles propriétés mécaniques, maniabilité trop faible, durabilité plus faible
- Trop de pâte : Meilleures propriétés mécaniques, maniabilité trop élevée, coût de production plus élevé
- Toutes les propriétés des BCR sont étroitement liées au degré de compactage
- Un BCR parfaitement compacté devrait avoir une résistance à la compression comparable à celle d'un béton conventionnel de même rapport E/L

IV.8. Propriétés mécaniques et physiques du B.C.R

Les propriétés du B.C.R dépendent directement de la qualité des matériaux utilisés, des proportions du mélange et du degré de compaction ou de consolidation, les propriétés élastiques et thermique du B.C.R sont similaires à celle d'un béton conventionnel fabriqué à partir des même constituants.

IV.8.1. Résistance à la compression

La résistance à la compression est surtout fonction de la quantité des matériaux cimentaires, des propriétés des granulats, des degrés de compaction, et de la teneur en eau. La relation entre la résistance à la compression et le rapport eau / liant d'un béton conventionnel reste varier pour le B.C.R formulé avec un volume de pâte excédant le volume des vides intergranulaires ne sont que partiellement remplis par la pâte. La résistance à la compression à 28 jours et 91 jours varie très peut d'un mélange à un autre et augmente de 12% à 30% selon le cas , cette faible augmentation de résistance montre que le comportement des B.C.R étudié, ressemble plus au comportement d'un béton conventionnel, qui à celui d'un sol s'applique par le volume de pâte élevé incorporé dans les B.C.R (mélange riche en liant), de plus on sait que le B.C.R est un béton de masse dont la résistance à la compression dépend surtout de sa teneur en matière cimentaire et de sont rapport eau /liant. (M. BARKOUNE, 2011)

IV.8.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction du B.C.R mesure avec l'essai brésilien représente approximativement de 12% à 14 % de sa résistance à la compression. La résistance à la traction du B.C.R peut donc varier considérablement d'un mélange à un autre, la variabilité de l'essai est plus grande dans le cas du B.C.R que dans le cas de béton conventionnel.

IV.8.3. Résistance au cisaillement

La construction des barrages en B.C.R consiste à appliquer plusieurs couches horizontales successives, dont l'épaisseur varie de 30 cm à 60 cm. Pour le concepteur la résistance au cisaillement à l'interface entre deux couches est plus importante que la résistance au cisaillement propre des matériaux, dans ce sens les concepteurs choisissent généralement d'augmenter le plus possible le rapport pâte /mortier afin d'assurer une meilleur adhérence intercouches et de diminuer les infiltrations à travers le barrage au service. La résistance au cisaillement du B.C.R dépend de sa cohésion et de son angle de frottement interne .La résistance minimale est généralement mesurée au niveau des joints de constructions et le long d'interface entre les couches successives de B.C.R.

IV.8.4. Résistance à la flexion:

L'un des premiers paramètres à prendre en considération lors de la conception d'un revêtement en BCR est la résistance à la flexion (module de rupture) du béton. Typiquement un mélange de BCR correctement formulé, fabriqué avec 250kg/m³ de ciment type10E-FS et d'un rapport eau/liant de 0.40 développé généralement une résistance moyenne à la flexion d'environ 4.0 à 4.5 MPA après 3 jours de murissement, d'environ 5.0 MPA à 7 jours et entre 5.5 et 6.0 MPA à 28 jours. De même, un mélange de BCR fabriqué avec une teneur en ciment d'environ 300kg/m³ et possèdent un rapport eau/liant d'environ 0.35 développe généralement une résistance moyenne à la flexion d'environ 4 à 4.5 MPa après 3 jours de murissement d'environ 5.5 à 6.5 MPa à 7 jours et d'environ 7 MPa à 28 jours. (Z. BENDIMERAD, 2011)

IV.9. Production et malaxage du BCR

Pour choisir le type d'usine de production, il faut considérer les caractéristiques suivantes :

- Fiabilité,
- Taux de production,
- Énergie de malaxage,
- Calibrage.

On distingue deux types d'unités de production

IV.9.1. Usine portative (pugmill)

- Excellente productivité (80 à 150 m³/h),
- Installation à proximité du site de construction (délais de transports réduits),
- Malaxage énergique en continu,
- Mélange homogène,
- Dosage fiable des constituants,
- Calibrage facile.

IV.9.2. Usine stationnaire

- Production moins importante (40 à 60 m³/h),
- Dosage très fiable,
- Peu de problèmes de calibrage,
- Temps de malaxage plus long que le béton conventionnel. (B. ROUISSAT, 2014)



Photo 2.4 : Malaxage du BCR



Photo 2.5 : Usine de production du BCR

IV.10. Compactage du BCR

Le matériau, fabriqué dans des centrales à béton classiques ou à malaxage continu à gros débit, est acheminé sur l'ouvrage par camion benne ou bande transporteuse. Il est étalé au bouteur en couches minces de 0,30 à 0,50 m. L'épaisseur des couches est commandée par des contraintes d'efficacité de compactage et de cadences de chantier.

Le point délicat est la liaison entre couches successives qui présente une double faiblesse potentielle : forte perméabilité et résistance mécanique médiocre. L'idéal pour avoir une bonne liaison consiste bien sûr à mettre en place la couche supérieure ayant que la couche inférieure n'ait fait prise (reprise chaude), ce qui dispense de la mise en place d'un mortier.

Il faut par ailleurs éviter les différences de granulométrie entre la partie inférieure et la partie supérieure d'une couche (ségrégation, remontée de laitance). Lorsque le temps entre la mise en place de deux couches successives dépasse une certaine limite (dépendant du type de ciment et de la température ambiante), on est dans les conditions d'une reprise froide et il est nécessaire de traiter les liaisons entre couches par un mortier de reprise sur 2 à 3 cm d'épaisseur. (J.M. DURAND, 1998)

Le délai maximum de recouvrement entre deux bandes adjacentes de BCR ou entre deux couches est de 90 minutes depuis le contact initial eau- ciment.

Outils :

- Rouleaux vibrateurs (en mode statique et en mode dynamique)
- Rouleau à pneus de caoutchouc (Meilleure finition de surface)

IV.11. Mûrissement

Pendant la mise en place, il est important de maintenir l'humidité superficielle des surfaces exposées par

- Retardateur d'évaporation
- Vaporisation d'eau en brume

Une application d'un produit de cure pigmenté blanc est immédiate après le compactage final du BCR

IV.12. Intérêt du B.C.R.

IV.12.1. Du point de vu économique

On considère en général que le coût du m³ de B.C.R. mis en œuvre dans un barrage poids est en moyenne deux fois inférieur à celui d'un béton classique (non compris des traitements particuliers entre couches). Cette proportion tend à augmenter avec les quantités mises en œuvre. Mais ce rapport est évidemment moins élevé si l'on considère l'ensemble de l'ouvrage incluant le traitement de la fondation, le déversoir et les ouvrages annexes. La comparaison entre le barrage poids classique et le barrage poids en B.C.R. est facilitée par un certain nombre de constantes entre ces deux solutions : provenance souvent identique des matériaux ; travaux de fondation semblables ; déversoir identique ; profils voisins. Par contre la comparaison avec d'autres solutions telles que barrages en terre ou en enrochements, à zones ou à masques, nécessite une étude approfondie de la qualité, de la quantité et de la provenance des matériaux, ainsi que des conditions de fondation. Les ouvrages récents réalisés en B.C.R. ont souvent fait apparaître que l'adoption de ce procédé permet d'espérer une économie globale de 10 à 20 % par rapport à des solutions terre ou enrochements, pour autant que les fondations soient favorables à la réalisation d'un barrage poids. (J.M. DURAND, 1998)

IV.12.2 .Du point de vue des délais de réalisation

Un des atouts majeurs du B.C.R. est de permettre des cadences élevées pour la réalisation du barrage, le facteur limitant étant en général la centrale à béton. On atteint couramment des rythmes d'élévation de l'ouvrage de 1 m par jour. Cet atout peut donc s'avérer primordial dans certains cas de contraintes climatiques particulières ou de périodes d'étiage courtes. De plus l'expérience a montré que les barrages en B.C.R. pouvaient, sans grands dommages, supporter un déversement en cas de crue importante survenant pendant la construction. . (J.M. DURAND, 1998)

IV.13. Avantages et inconvénients du BCR

Les avantages et les inconvénients du BCR se résument dans ce qui suit :

- **Avantage :**
 - Faible contenu en matières cimentaires (< 175 kg/m³)
 - Faible chaleur d'hydratation
 - Faible coût / m³
 - Rapidité de mise en place Usines en continu Convoyeurs
 - Technologie peu complexe
 - Grande stabilité volumique
 - Utilisation en tout temps même en période de dégel
- Par rapport à un ouvrage en terre
 - Volume plus faible
 - Meilleure résistance à l'érosion

- Imperméabilité
- Possibilité de prévoir une centrale adjacente à l'ouvrage
- Par rapport à un ouvrage en béton
 - Moins de matières cimentaires
 - Rapidité de mise en place
 - Pas ou peu de coffrages

- Inconvénients
 - Qualité des parements
 - Apparition des fissures transversales
 - La reprise entre couches est un point faible
 - Difficulté d'entraîner de l'air
 - Coût de transport des matières cimentaires en régions éloignées
 - Résiste moins bien au glissement selon un plan horizontal qu'un barrage en BCV

V. Principaux paramètres de conception des évacuateurs de crue

V.1. Introduction

Les crues sont un phénomène aléatoire qui obéit aux lois de la statistique. Malheureusement, le nombre de données dont dispose l'hydrologue est souvent très faible et la précision s'en ressent. Et pourtant, pour le constructeur de barrage, il est fondamental de ne pas risquer d'ajouter aux dommages naturels d'un déluge ceux que produirait la rupture de l'ouvrage. Il faut donc prévoir des marges de sécurité très substantielles pour les dispositifs d'évacuation des crues, l'importance de ces marges tenant compte du type de barrage. (S7, 15/02/2016)

Les évacuateurs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crue excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage.

D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les évacuateurs doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone du rejet dans l'oued. (H. LABIOD, 2015)

D'une manière générale, un évacuateur de surface est constitué de :

- D'un déversoir ou seuil au dessus duquel la lame d'eau peut s'écouler. Il se développe en généra linéairement, mais il peut être également curviligne ;
- D'un chenal dans lequel débite le seuil. Son axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral) ou perpendiculaire à celui-ci (entonnement frontal) ;

- D'un coursier dont la pente est forte, permettant ainsi à l'eau de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval ;
- D'un ouvrage dissipateur qui permet d'abattre l'énergie érosive de l'eau. (fosse de dissipation, saut de ski, déflecteurs...etc.) (J.M. DURAND, 1999)

V.2. Evacuateurs portés par le barrage

V.2.1. Principe

Le cas où le déversoir de surface couvre la totalité du barrage, on parle alors de barrage déversant. Sur cette catégorie d'ouvrage, le talus aval, qui joue alors le rôle de coursier, doit être protégé en conséquence. (J.M. DURAND, 1999)

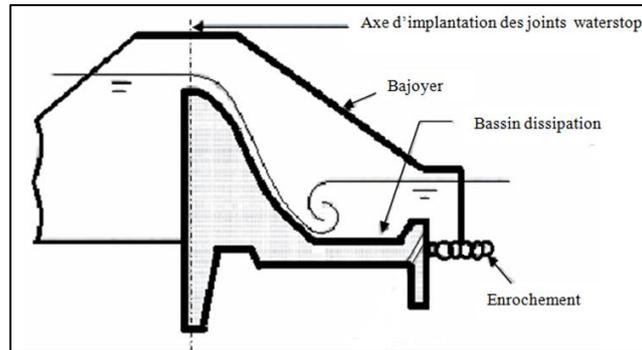


Fig. 2.13: Schéma d'un déversoir poids en béton à profil Creager

V.2.2. Calcul des paramètres d'évacuateur de crue incorporé

Le principe général consiste à faire une hypothèse de longueur déversant, à calculer la charge sur le déversoir en tenant compte du laminage dans la retenue.

On retient une charge maximale sur le déversoir de 0,50 à 3 mètres, plus généralement de 1 à 2 mètre. (G. DEGOUTTE, 2002)

Du point de vue hydraulique, on a intérêt à donner au déversoir-poids un profil Creager dont la forme théorique est conçue pour s'adapter à la face inférieure d'une nappe qui s'écoulerait librement au dessus d'une mince paroi.

Les dispositions généralement adoptées pour ce type d'ouvrage sont récapitulées sur la figure 2.14.

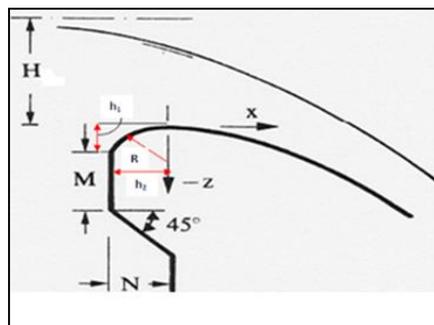


Fig. 2.14 : Dispositions sur les évacuateurs portés par les barrages

$$H_0 = H + (V^2/2g)$$

$$Y = 0.47 \frac{X^{1.8}}{H_0^{0.8}}$$

Avec :

$$R = 0.4 H$$

$$h_1 = 0.12 H$$

$$h_2 = 0.3 H$$

Il est recommandé

$$M/N > 0.5$$

$$M/H > = 0$$

V.2.3. Vitesse au pied aval du déversoir

L'objectif principal de la conception de ce type d'évacuateur est l'évaluation de deux importants paramètres de déversement qui sont :

- La vitesse au pied aval, du déversoir
- Le tirant au pied aval du déversoir

$$V_I^2 = 2 g (Z + H_a - h_1)$$

Par référence à l'abaque USBR (Fig. 2.15), la vitesse peut être estimée par

$$V_I^2 = 2 g (Z - \frac{H}{2})$$

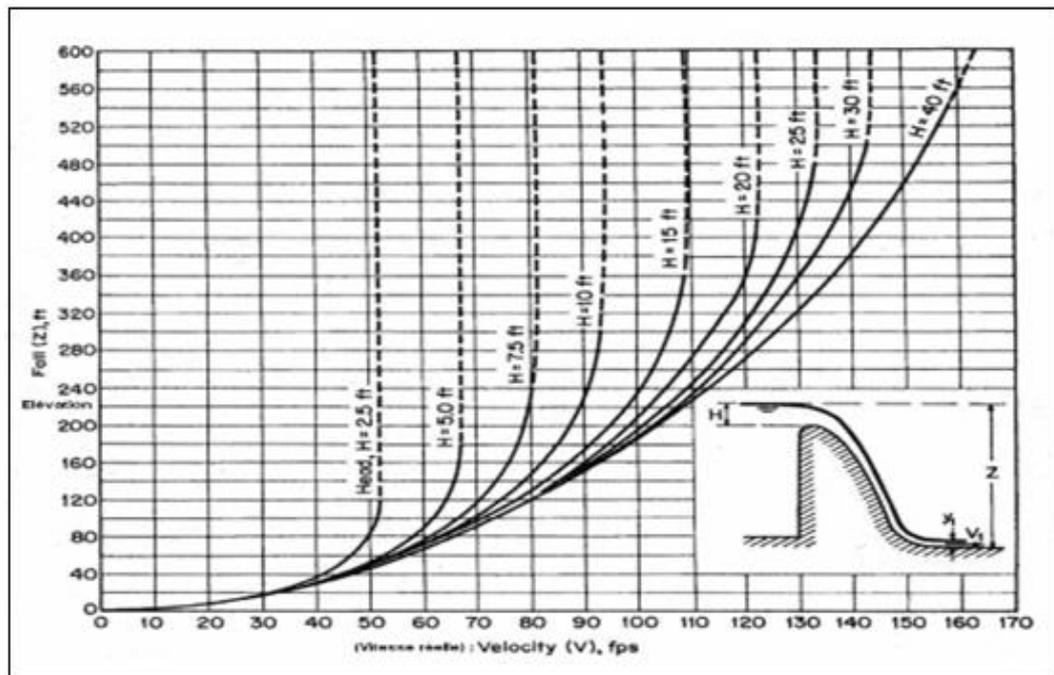


Fig. 2.15 : Variation des vitesses réelles au pied aval d'un déversoir à forte pente aval en fonction de la côte de la retenue et de la charge sur le déversoir

V.2.4. Hauteur d'eau au pied du déversoir

Nous désignons par h_f la perte de charge par frottement qui se produit le long du parement aval du barrage déversoir et par Z la différence des côtes des niveaux de la retenue et du radier aval du déversoir. La perte de charge h_f peut être négligée. (USBR, 1948).

$$Z = s + H$$

$$h_1 = (V_1^2 / 2g) + h_f = S + H + H_a$$

Avec : $h_f = 0$ et $H_a = 0$ (négligées)

$$h_1 + (V_1^2 / 2g) = S + H$$

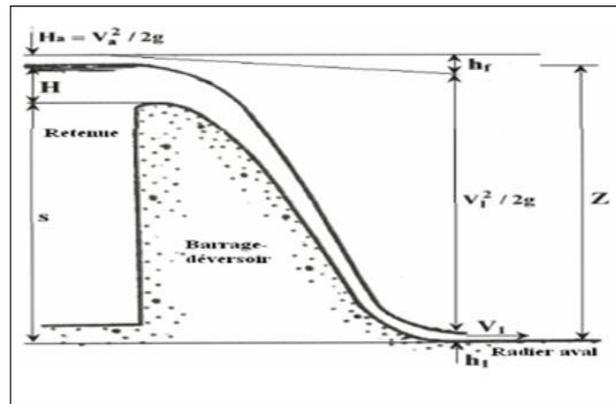


Fig. 2.16 : Paramètres hydrauliques agissant sur un déversoir.

$$h_1 + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2} = S + H \dots\dots (*)$$

On consider

$$H = (2/3) h_c$$

$$h_c = (q^2/g)^{1/3}$$

h_c : hauteur critique.

$$h_c = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

On tire q de cette équation et on le remplace dans (*),

$$h_1 + \frac{4 H^3}{27 h_1^2} = S + H$$

$$h_1^3 - (S + H) h_1^2 + \frac{4 H^3}{27} = 0$$

$$h_1^3 - (S + H) h_1^2 + \frac{4 H^3}{27} = 0$$

En divisant chacun des termes de l'équation par la quantité $(S+H)^3$

$$\left[\frac{h_1}{(S+H)} \right]^3 - \left[\frac{h_1}{(S+H)} \right]^2 + \frac{4}{27} \left[\frac{h_1}{(S+H)} \right]^3 = 0$$

$$\left[\frac{h_1}{Z} \right]^3 - \left[\frac{h_1}{Z} \right]^2 + \frac{4}{27} \left[\frac{h_1}{Z} \right]^3 = 0$$

On pose $\psi = h_1 / Z$ et $\phi = H/Z$, on obtient l'équation finale en fonction de ψ et ϕ :

$$\Psi^3 - \Psi^2 + \frac{4}{27} \Psi^3 = 0$$

$$\Psi = h_1 / Z$$

$$\Phi = H / Z$$

Les paramètres ψ et ϕ sont inférieurs à l'unité puisque $h_1 < Z$ et $H < Z$.

Donc $0 < \psi < 1$ et $0 < \phi < 1$

$\Psi < \phi$ puisque $h_1 < H$

En donnant des valeurs arbitraires au paramètre ψ , on calcule les valeurs correspondantes du paramètre ϕ . On trace ensuite la courbe de variation en fonction des deux paramètres (USBR, 1948)

La variation est du type puissance $\psi = a \cdot \phi^b$.

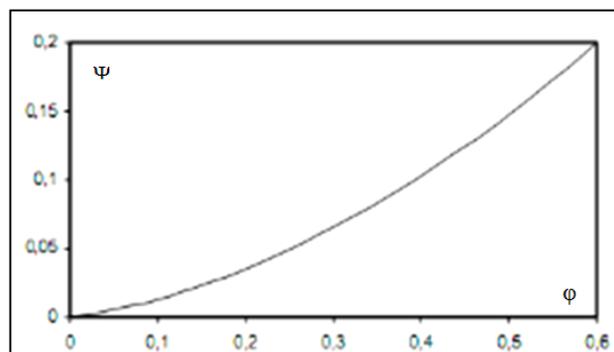


Fig. 2.17 : Variation de ψ en fonction de Φ .

$\Psi = h_1 / Z$ et $\phi = H / Z$.

En termes d'application pratique, les étapes suivantes sont à respecter : H et z connues

- Calculer $\phi = H/Z$,
- Déterminer ψ à partir de $\psi = a \cdot \phi^b$,
- Calculer $h_1 = Z \cdot \Psi$,
- Calculer $V_1 = q/h_1$,
- Calculer $Fr = \frac{V_1}{(g \cdot h_1)^{1/2}}$

V.3. Evacuateur isolé (frontal/latéral) du corps du barrage

Pour les ouvrages en terre, l'incorporation au niveau des remblais est difficile, risque élevé en cas de submersion, il est bien donc de translater l'évacuateur sur les rives.

On distingue, particulièrement pour les barrages en terre, deux dispositions :

- Entonnement frontal
- Entonnement latéral

V.3.1. Évacuateur des crues frontal

i. Disposition conceptuelle

Dans ce type de déversoir le déversement est effectué d'une façon coaxiale à l'axe de l'évacuateur. Ce dernier est composé des parties suivantes:

- Canal d'entrée
- Déversoir
- Transition
- Coursier
- Élément de dissipation
- Risberme
- Canal de sortie. (E. ROSETE GAMBOA, 2013)

Le déversoir frontal est la composante de l'ouvrage qui va réguler les débits déversés à travers l'évacuateur, c'est pourquoi sa conception correcte garantit son bon fonctionnement.

ii. Disposition sur entonnement frontale

La figure 2.19 illustre la disposition sur le déversoir, la transition et la zone de convergence pour un évacuateur frontal garantissant la maîtrise des régimes d'écoulement.

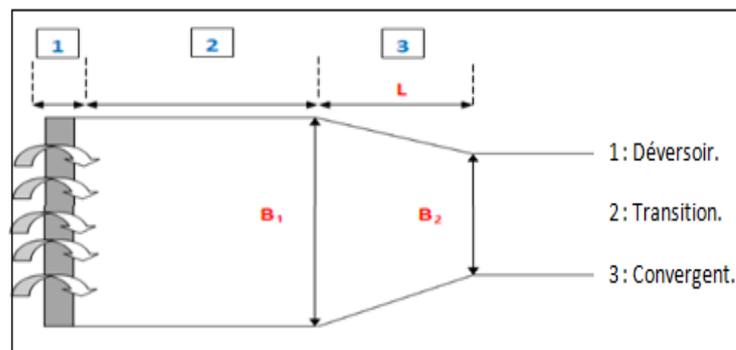


Fig. 2.18 : Dispositions géométrique sur un déversoir frontal (H.E. BAZIN, 1898)

- Déversoir frontal de longueur B,
- Transition $L = B$,
- Convergent $L = 2.5 (B_1 - B_2)$.

V.3.2. Canal d'évacuation :

Ce canal vient en continuité du déversoir et permet de conduire l'eau jusqu'au bassin de dissipation. Etant donné la configuration du terrain, le canal aura une pente initiale (avant calcul) sensiblement égale à celle du terrain naturel. La hauteur d'eau au début du canal sera:

- La hauteur calculée en fin de la tranchée déversante,
- La hauteur critique en fonction des dimensions du canal

Le calcul du tirant d'eau en fin du canal s'articule sur le tracé de la courbe de débitance $(\frac{Q}{\sqrt{i}})$ en fonction de la hauteur.

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = S \cdot C \cdot \sqrt{R} = S \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

S : Surface mouillée,

C : Coefficient de Chazy

$$C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n}$$

R : Rayon hydraulique.

A partir d'une variation de hauteur on calcule la débitance qui est fonction de C, S et R et on trace la courbe de débitance $\frac{Q}{\sqrt{i}} = f(h)$.

Pour un débit donné et une pente de canal connu on peut donc tirer la hauteur d'eau en fin de canal à partir de la courbe obtenu.

V.3.2. Evacuateur de crues latéral

i. Aspects conceptuels

Les évacuateurs latéraux sont conçus dans les barrages où les rives sont très abruptes, pour diminuer les grands volumes d'excavation qu'impliquerait la construction d'un déversoir frontal. Les évacuateurs latéraux sont composés des éléments suivants.

- Canal d'entrée,
- Déversoir en tranchée,
- Canal latéral,
- Coursier,
- Dissipateur d'énergie,
- Canal de sortie.

ii. Recommandations pour la conception

La pente du fond est choisie par le concepteur par rapport au relief, mais doit être inférieure ou égale à la pente critique pour obtenir un régime de circulation critique ou subcritique (fluvial).

Le talus du canal latéral sera choisi par rapport aux caractéristiques du terrain.

La largeur minimale du fond du canal latéral doit être choisie en fonction des engins de construction.

Pour calculer la hauteur d'écoulement tout le long du canal latéral, il faut fixer une hauteur dans la section de contrôle: cette hauteur sera la hauteur critique h_{cr} . Pour obtenir cette dernière, on doit dimensionner une transition de pente supérieure à celle du canal latéral (supérieure à la critique) ou construire une échelle plus élevée dans la section finale du canal.

Le canal des évacuateurs latéraux peut être prismatique ou non prismatique (la largeur du fond constante ou variable) et de section rectangulaire ou trapézoïdale. (E. ROSETE GAMBOA, 2013)

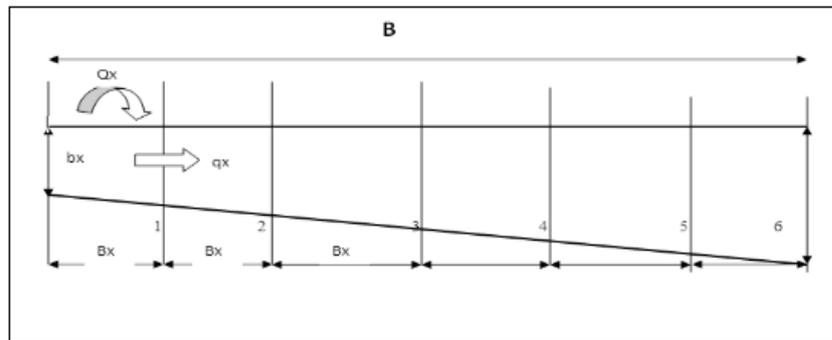


Fig. 2.19 : Vue en plan d'une tranchée latérale (H.E. BAZIN, 1898)

iii. Calculs hydrauliques

Les étapes à suivre se résument ainsi :

- Calcul de la vitesse admissible dans la tranchée $V = (2. g. H)^{1/2}$,
- Subdiviser la tranchée en tronçons équidistants avec ou sans élargissement,
- L'élargissement est fonction du débit spécifique (par unité de longueur),
- Calculer les paramètres hydrauliques au niveau des sections,
- Le débit spécifique au niveau des sections doit être maintenu $q < 15 \text{ m}^3 / \text{s.ml}$.

Avec B longueur du déversoir latéral et b largeur de la tranchée (H.E. BAZIN, 1898)

- Débit au niveau des sections $Q_x = Q_{\max} / B$,
- Débit spécifique au niveau des sections $q_x = Q_x / b_x$.
- Débit $Q(x_i)$ entrant dans l'auge à l'abscisse :

$$Q(x_i) = q(x) B_x$$

- Section mouillée à l'abscisse x_i :

$$S(x_i) = \frac{Q(x_i)}{V_{adm}}$$

- Profondeur de l'eau à l'abscisse xi :

$$H(x_i) = \frac{S(x_i)}{b(x_i)}$$

- Le rayon hydraulique à xi :

$$R_N(x_i) = \frac{Sm(x_i)}{Pm(x_i)} = \frac{b(x_i).H(x_i)}{b(x_i).2H(x_i)}$$

- La pente du plan d'eau :

$$I(x_i) = \frac{n^2.v^2}{R_N(x_i)^{4/3}}$$

- $\Delta Z = I_{\text{moy}} \cdot L_i$,
- $\nabla SL = \nabla CRN - \Delta Z$,
- $\nabla \text{Lit} = \nabla SL - H(x_i)$.

ΔZ : perte de charge entre deux sections,

∇SL : Niveau surface libre,

∇lit : Niveau radiers ou projet,

L_i : distances entre sections (H.E. BAZIN, 1898)

L'ensemble des paramètres calculer permet de dresser les profils en long :

- Radiers
- Bajoyers
- Ligne d'eau
 - Le débit spécifique :

$$q = \frac{Q}{b}$$

- Les paramètres critiques :

$$h_{cr1} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$V_{cr1} = \frac{Q}{S_{cr}} = \frac{Q}{b.H_{cr}}$$

$$R_{cr1} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$C_{cr1} = \frac{1}{n R_{cr1}^2}$$

$$I_{cr} = \frac{V_{cr1}}{C_{cr1}^2 R_{cr1}}$$

V.4. Evacuateurs de crue vanné

V.4.1. Les vannes levantes

Les vannes levantes sont des bouchures mobiles pouvant être manœuvrées par un mouvement de translation verticale en s'appuyant sur les piles latérales par l'intermédiaire de galets de roulement. Elles peuvent être à une seule vanne, doublées, plusieurs vannes ou avec volet déversoir (Fig.2.20).

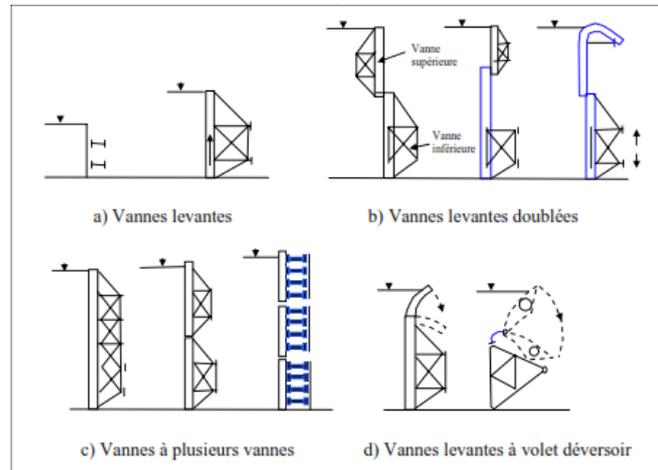


Fig. 2.20 : Différents types de vannes levantes (V. MAGLAKELIDZE, 1984)

Les éléments simples ne permettent de réaliser qu'un réglage à écoulement par dessous, c'est à dire par la lame d'eau inférieure qui s'écoule sous la vanne (Fig. 2.20 a). Un réglage par dessus ou par déversement peut être réalisé de l'une des deux façons suivantes :

- La bouchure comporte deux vannes superposées (Fig. 2.20 b). La vanne supérieure peut être déplacée verticalement vers le bas au fur et à mesure que le débit d'entrée à la retenue augmente, de façon à accroître la hauteur de la lame déversante. Cette vanne supérieure est quelque fois remplacée par un clapet mobile autour d'un axe horizontal fixé à la partie supérieure de la vanne inférieure (Fig. 2.20 d).
- La bouchure comporte deux ou trois éléments superposés qui sont successivement déplacés vers le haut (au moyen d'un portique de manœuvre) lorsque le débit à évacuer augmente. La progressivité du réglage est obtenue en répartissant convenablement les ouvertures sur un certain nombre de pertuis (Fig. 2.20 c) (V. MAGLAKELIDZE, 1984).

V.4.2. Les Vannes segments

Une vanne segment est constituée par un bordé le plus souvent en acier AB en forme de segment de cylindre de révolution à axe de révolution horizontal passant par O, ce bordé est supporté par une charpente métallique qui peut tourner autour de l'axe du cylindre constituant le bordé (Fig. 2.21).

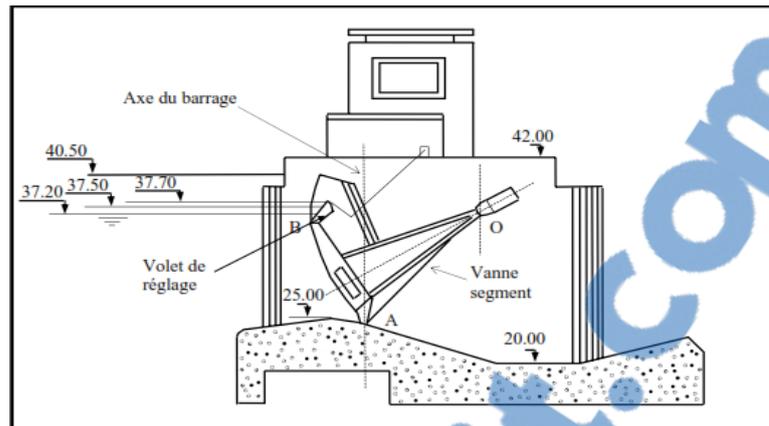


Fig. 2.21: Vanne segment avec clapet déversoir-Barrage Laroussia (M. BOUVARD, 1984)

La forme du bordé est telle que la poussée de l'eau ne produit pas de couple résistant (puisque les lignes d'action des pressions coupent l'axe de rotation). De ce fait, les treuils de manœuvre ont seulement à vaincre le couple résistant produit par le poids et les frottements.

Un réglage d'eau amont par déversement, est souvent associé à ces vannes soit : par une deuxième vanne segment superposée à la première, soit par un volet déversoir (clapet fixé à la partie supérieure du segment). (M. BOUVARD, 1984)

V.4.3. Les vannes à Clapets

Un clapet est une vanne constitué par un panneau plat OA (Fig. 2.22 a) tournant autour d'un axe horizontal O scellé sur le radier. En étiage, la vanne est maintenue relevée, en hautes eaux, elle est inclinée et fonctionne par déversement, en temps de crue, elle s'efface dans un logement ménagé dans la maçonnerie du seuil. En comparaison avec les hausses, un clapet est formé d'un seul panneau permettant un réglage progressif du niveau d'eau. Les différents types de vannes à clapets sont représentés sur la Fig. 2.22.

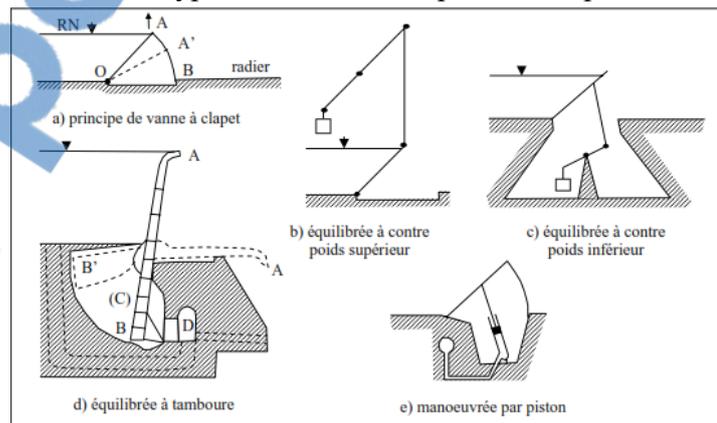


Fig. 2.22: Vanne à clapets (V. MAGLAKELIDZE, 1984)

Les vannes à clapets équilibrés à tambour (Fig. 2.22 d) sont des clapets OA prolongés par une contre hausse OB plongeant dans une cavité cylindrique étanche (C) appelée tambour, aménagée dans le radier. Un contre poids alourdit parfois la contre hausse (cas de la figure). La contre hausse divise le tambour en deux régions : une région amont BOB' et une région aval OBD. Il suffit de mettre la première en communication avec le

bief amont et la seconde avec le bief aval de la retenue pour obtenir le redressement de la vanne. En inversant, la vanne s'efface. (V. MAGLAKELIDZE, 1984)

V.4.4. Calcul des paramètres hydraulique

Dans le cas d'une vanne ou clapet la formule du débit est la suivante :

$$Q = \mu \cdot b \cdot l \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1}$$

l : Largeur de la vanne (m),

μ : Coefficient du débit.

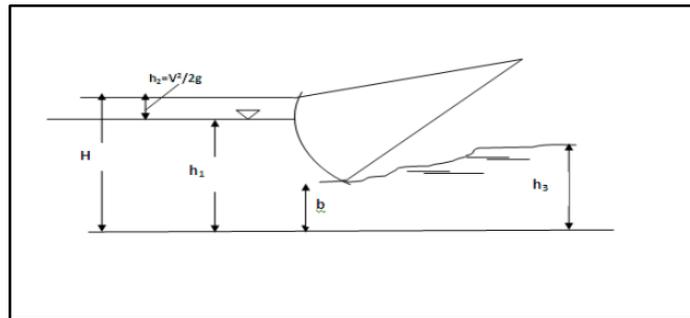


Fig. 2.23 : Paramètres hydrauliques d'un évacuateur vanné

VI. Conclusion

Le choix du barrage dépend de divers critères : topographie, fondation, matériaux ... etc. tenant en compte l'aspect économique. En guise de conclusion, les barrages en terre présentent un grand inconvénient à cause de la difficulté d'incorporation de l'évacuateur des crues qui exige sa translation vers les rives. Par contre le barrage poids a l'avantage d'être submersible grâce au déversoir incorporé. N'empêche le coût du béton conventionnel et les travaux de réalisation constituent un désavantage majeur des barrages poids classiques. Le barrage en BCR s'impose comme une solution économique et technique.

I. Opportunités et justificatifs

L'audacieux programme de mobilisation superficielle au niveau de la PMH en Algérie s'est heurté à de nombreuses contraintes relatives à leur conception. Outre les problèmes d'évaluation du transport solide, des reconnaissances géotechniques sommaires, le fonctionnement des évacuateurs de crues a constitué (Quantitativement et qualitativement) la contrainte majeure quant à la fiabilité des aménagements. Les différentes pathologies diagnostiquées sur une vingtaine de petits barrages dans l'ouest Algérien a montré que l'évaluation des crues de projets par des modèles empiriques (Absence de jaugeage sur les petits Bassins Versants) était la cause principale des dégradations enregistrées.

De ce fait, l'objectif du travail au niveau de cette partie du mémoire propose de lancer une réflexion sur l'utilisation du BCR pour la conception des petits barrages en vue des énormes avantages qu'il offre et surtout le fait de pouvoir incorporé l'ouvrage d'évacuation sur le corps du barrage et éviter, relativement par rapport aux ouvrages en terre où cet ouvrage est isolé de la digue, l'ensemble des dysfonctionnements qui sont à l'origine des pathologies et contourner par conséquent les contraintes liées à l'utilisation des modèles empiriques pour l'évaluation des crues de projet . L'application d'une telle approche a été orientée vers le barrage Khneg Azir dans la wilaya d'El Bayadh dont l'ouvrage d'évacuation a subi d'importantes dégradations suite à la crue d'octobre 2005 chiffrés à l'époque à plus de 120 millions de DA.

II. Caractéristiques de l'aménagement

Le petit barrage Khneg Azir est érigé sur l'oued Mellouk, au niveau de la commune de Kaf lahmar distante d'environ 50 Km du chef lieu de la wilaya d'El bayadh.

Les coordonnées lambert du site sont : $X = 329.30$, $Y = 363.30$

Les études d'exécution ont été élaborées par le bureau d'études HPO. L'avant projet détaillé a été achevé en décembre 1990 et le dossier d'exécution en Mai 1990.

Les caractéristiques de l'aménagement tel que arrêtées au niveau des études d'exécution se résumant dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Caractéristiques de l'aménagement (HPO, 2000)

Caractéristiques	Valeurs retenues
Surface du bassin versant	980 Km ²
Périmètre du bassin versant	165 Km
Longueur du cours d'eau principal	41 Km
Altitude moyenne du bassin versant	1 544 m
Pluie moyenne annuelle	261 mm
Pluie maximale journalière de fréquence 1%	45 mm
Apport annuel moyen	6 800 024 m ³
Apport fréquentiel 80%	1 764 400
Temps de concentration	5 h
Débit de crues de fréquence 1%	410 m ³ /s
Volume utile de la retenue	1 166 138 m ³
Volume mort (20 ans d'exploitation)	160 000 m ³
Volume total	1 316 930 m ³

En matière de géométrie du corps du barrage et de conjugaison avec l'évacuateur des crues, les caractéristiques sont définies ainsi :

Tableau 3.2 : Géométrie de l'ouvrage (HPO, 2000)

Niveaux et caractéristiques	Côtes ou dimensions
Volume mort	606.70
Retenue normale	612.20
Retenue exceptionnelle	614.70
Revanche	1.30 m
Crête du barrage	616.00
Hauteur du barrage, hors fondations	14.40
Longueur en crête du barrage	370 m
Surface inondée à la retenue normale	36 Ha
Volume des remblais du barrage	88 743 m ³
Charge sur le déversoir	2.5 m
Crue laminée	292 m ³ /s
Longueur du seuil déversant latéral	56 m

III. Analyse sommaire de la conception de l'ouvrage d'évacuation des crues

L'évacuateur des crues conçu et réalisé est un évacuateur de surface sur la rive droite. Il est composé sommairement des ouvrages suivants :

- Une tranchée déversante latérale de 56 m de longueur et de 4.5% de pente de fond. La côte à la fin de tranchée est de 607.47. Une chute importante, environ 7m a été projetée entre le niveau d'eau fixant la côte des PHE et le fond de la tranchée.
- Un mur d'appuis pour la conjugaison digue évacuateur des crues arasé à la côte crêt du barrage, soit 616.00.
- Un canal d'évacuation trapézoïdal, de 150.12m de long et de 1,86% de pente.
- Un rapide de 32.50 m de log et de 21% de pente de fond.

- Un bassin de dissipation, à ressaut noyé, de 16.50 m de long et de 5.50 m de profondeur, se terminant par une dent d'amortissement de 1.5m de hauteur.
- Sur le plan structurel, l'évacuateur des crues a été conçu avec les éléments suivants :
- Dalles en béton armé pour le radier de la tranchée déversante d'épaisseur 50 cm sur une couche de béton de propreté,
- Canal d'évacuation avec radier en revêtement de béton, non armé, d'épaisseur 15 cm sur une couche de sable d'épaisseur 10 cm,
- Rapide avec radier en béton, en béton non armé d'épaisseur 25 cm sur une couche de sable de 10 cm,
- Bassin de dissipation avec radier non spécifié d'épaisseur 85 cm,
- Gabions en pierre pour la protection du lit d'oued aval.

IV. Pathologie de l'ouvrage d'évacuation suite à la crue d'octobre 2005

Lors de la crue d'octobre 2005, l'ouvrage d'évacuation des crues a subi d'importants dégâts se manifestant par des dégradations sur les radiers de l'évacuateur et des bajoyers. Le bassin d'amortissement quant à lui a été totalement emporté. Les photos ci-dessous illustrent les dégradations de l'ouvrage d'évacuation.



Photo 3.1 : Vue générale sur le parement amont du barrage avec le lac (CTH, 2006)



Photo 3.2 : Vue sur le talus aval du barrage (CTH, 2006)

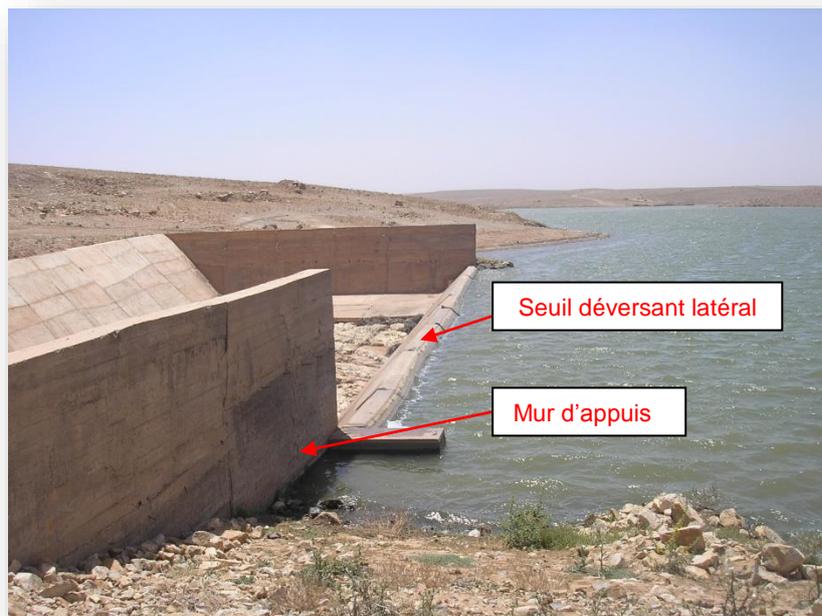


Photo 3.3 : Zone de déversement de l'évacuateur de crue (CTH, 2006)



Photo 3.4 : Dégradation dans la zone de déversement de l'évacuateur des crues (CTH, 2006)



Photo 3.5 : Vues sur la partie courbe de l'évacuateur des crues (CTH, 2006)



Photo 3.6 : Tranchée déversante : détérioration complète du radier et entraînement des dalles (CTH, 2006)



Photo 3.7 : Débordement de la houle sur le bajoyer gauche et talus aval (CTH, 2006)

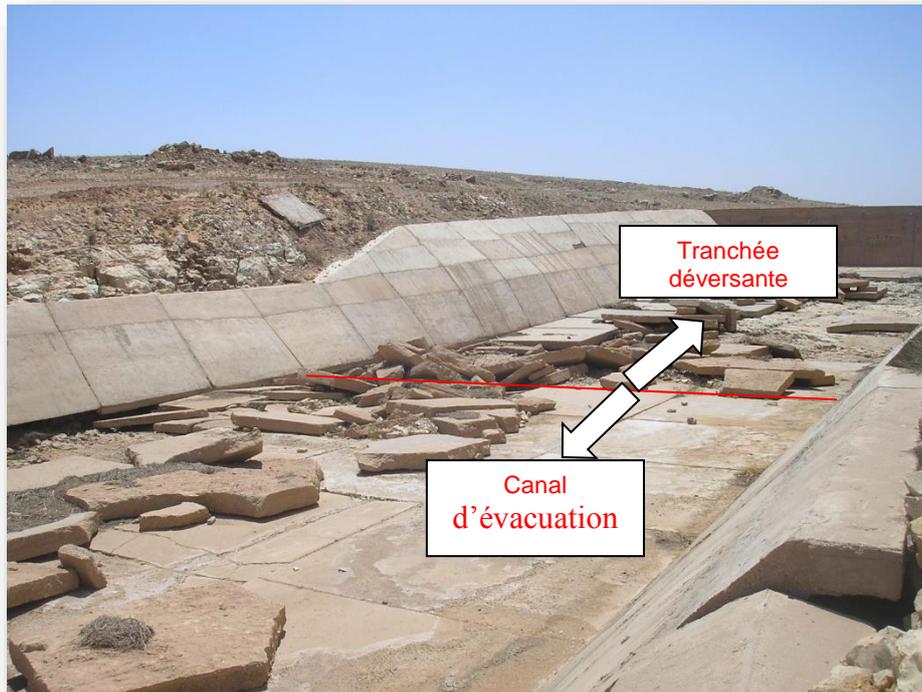


Photo 3.8 : dégradations du radier généralisée sur l'évacuateur des crues (CTH, 2006)



Photo 3.9 : zone de début du canal d'évacuation
Affouillements, dégradations du radier et entraînement des dalles (CTH, 2006)

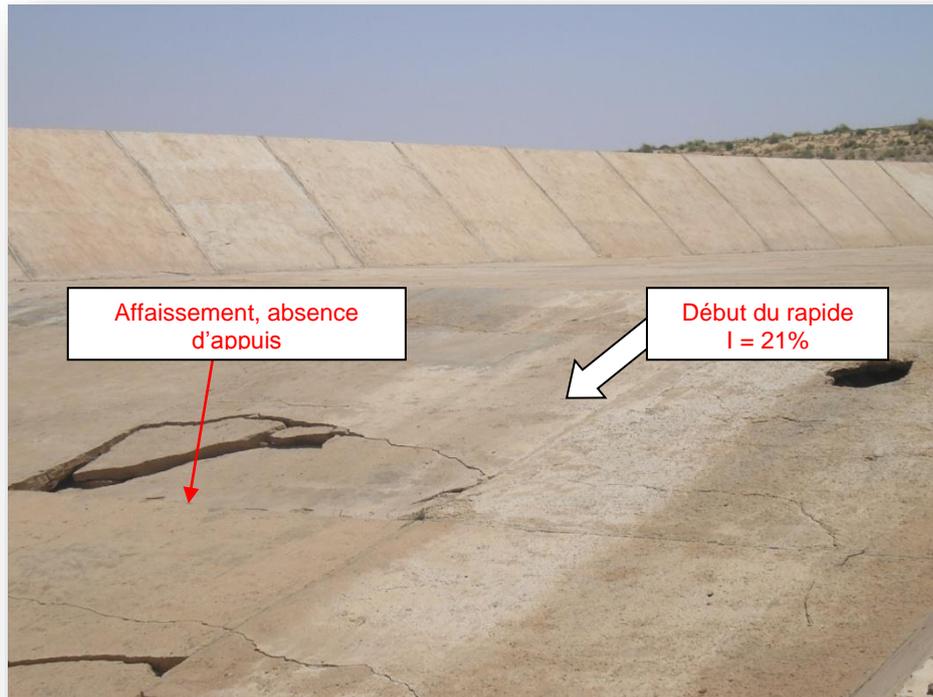


Photo 3.10 : Zone aval de l'évacuateur des crues, rapide à forte pente, présence de cavités et d'affaissement du radier (CTH, 2006)



Photo 3.11 : Dégradations importantes sur le rapide, absence d'appuis du radier sur les sols de fondations (CTH, 2006)



Photo 3.12 : Bassin de dissipation détérioré (CTH, 2006)



Photo 3.13 : Bassin de dissipation complètement détérioré, ressaut dénoyé et ouvrage emporté (CTH, 2006)



Photo 3.14 : dent d'amortissement du bassin emportée, absence de protection aval contre les affouillements (CTH, 2006)

V. Consistance et démarche des investigations

Dans le cadre de mise en évidence de la réflexion lancée, et en fonction des données et caractéristiques de l'ouvrage d'évacuation des crues, il est proposé les investigations ci-dessous :

- Reprise des calculs et dimensionnement de l'ouvrage d'évacuation des crues du barrage en terre pour deux variantes de conception : évacuateur à entonnement latéral ou frontal (solution souvent adoptée pour les petits barrages en terre),
- Projection et reprise des calculs et dimensionnement de l'ouvrage d'évacuation des crues en modifiant le profil type du barrage en barrage en BCR avec incorporation de l'évacuateur porté par le barrage,
- Modélisation numérique des deux variantes de barrage (terre et BCR) en vue de lancer une étude comparative de comportement notamment en matière de déformations,
- Analyse multicritère technico-économique et comparative entre les deux variantes de conception du barrage couplée avec celle de conjugaison des évacuateurs de crues.

VI. Conception hydraulique de l'ouvrage d'évacuation de crue isolé du corps du barrage

VI.1 Variante entonnement latéral

VI.1.1 Calcul des paramètres hydrauliques de la tranchée déversante latéral

Q_{max} : débit de crue = 292 m³/s

H : charge totale sur le déversoir = 2,5 m

B : longueur déversante = 56 m.

- Débit unitaire 'q' :

$$q = \frac{Q_{max}}{B} = 5,214 \text{ m}^2/\text{s}$$

- Vitesse admissible :

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot H} = 7,004 \text{ m/s}$$

- Largeur de la tranchée déversante :

Pour un débit spécifique $q < 15 \text{ m}^3/\text{s.ml}$

$$b_x = \frac{Q_{max}}{15} = 19,5 \text{ m}$$

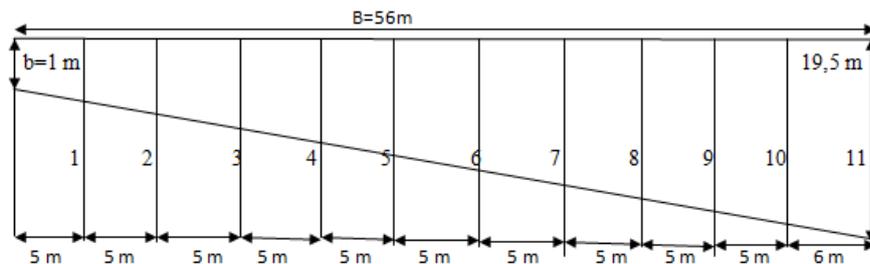


Fig. 3.1 : Vue en plan de la tranchée déversante

VI.1.2 Données de base

- Débit $Q(x_i)$ entrant dans l'auge à l'abscisse x_i :

$$Q(x_i) = q(x) \times B_{x_i} = 2,04 \times X_i$$

- Largeur de l'auge:

$$B_{x_{i+1}} = B_{x_i} + B_{x_{i-1}} \quad \text{avec } B_{x_0} = 0\text{m}$$

- Section mouillée à l'abscisse x_i :

$$S_m(x_i) = \frac{Q(x_i)}{V}$$

- Profondeur de l'eau à l'abscisse x_i :

$$H(x_i) = \frac{S(x_i)}{b(x_i)}$$

- Le rayon hydraulique à x_i :

$$Rh(x_i) = \frac{S_m(x_i)}{P_m(x_i)} = \frac{b(x_i) \cdot H(x_i)}{b(x_i) + 2H(x_i)}$$

Avec : $S_m(x_i)$ et $P_m(x_i)$ ce sont la surface et le périmètre mouillé



- La pente du plan d'eau :

$$I(xi) = \frac{n^2 \cdot v^2}{R_h(xi)^{4/3}}$$

- $\Delta Z = I_{moy} \cdot Li$
- $\nabla SL = CRN - \Delta Z = 276,4 - \Delta Z$.
- $\nabla lit = \nabla SL - Hx$.

Les résultats des calculs effectués pour les différentes sections de la tranchée sont regroupés dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Calcul hydraulique de la tranchée déversante

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
B_{xi}	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	56
b_{xi}	2,8	4,4	6	7,8	9,4	11	12,8	14,4	16	17,6	19,5
Q(xi)	26,07	52,14	78,21	104,28	130,35	156,42	182,49	208,56	234,63	260,7	291,984
S_{m(xi)}	3,72	7,44	11,17	14,89	18,61	22,33	26,06	29,78	33,50	37,22	41,69
H(xi)	1,33	1,69	1,86	1,91	1,98	2,03	2,04	2,07	2,09	2,11	2,14
P_{m(xi)}	5,46	7,78	9,72	11,62	13,36	15,06	16,87	18,54	20,19	21,83	23,78
R_{hxi}	0,68	0,96	1,15	1,28	1,39	1,48	1,54	1,61	1,66	1,71	1,75
I(xi)	0,0118	0,0075	0,0059	0,0051	0,0045	0,0042	0,0040	0,0038	0,0036	0,0035	0,0033
I_{moy}	0,0000	0,0096	0,0067	0,0055	0,0048	0,0044	0,0041	0,0039	0,0037	0,0035	0,0034
ΔZ	0,00	0,10	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,17	0,18	0,19
Σ ΔZ	0,00	0,10	0,20	0,31	0,43	0,56	0,70	0,85	1,02	1,20	1,39
▼SL	612,20	612,10	612,00	611,89	611,77	611,64	611,50	611,35	611,18	611,00	610,81
▼lit	610,871	610,412	610,142	609,985	609,794	609,613	609,465	609,279	609,087	608,890	608,676

VI.1.3 Paramètres critiques

Pour calculer les éléments critiques dans la tranche déversante il faut admettre une largeur moyenne et dans notre déversoir, cette longueur est comprise entre les valeurs :

$$1m < b < 19,5 m$$

On considère une moyenne de 11 m.

- Débit spécifique :

$$q = \frac{Q}{b} = 26,5 \text{ m}^2/\text{s}$$

- Profondeur critique :

$$h_{cr1} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 4,2 m$$

- Vitesse Critique :

$$V_{cr1} = \frac{Q}{S_{cr}} = \frac{Q}{b \cdot H_{cr}} = 6,4 \text{ m/s.}$$

- Rayon hydraulique critique :

$$R_{cr1} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{b \cdot H_{cr}}{(b + 2H_{cr})} = 2,4 \text{ m}$$

- Coefficient de Chezy :

$$C_{cr1} = \frac{R^{1/6}}{n} = 92,2 \text{ m}$$

- Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{V_{cr1}^2}{C^2 \cdot R_{cr}} = 0,00186 \quad I_{cr} = 1,9 \text{ ‰}$$

Donc la pente de radier doit être $I < I_{cr}$ c'est-à-dire on prend $I = 5\text{‰}$.

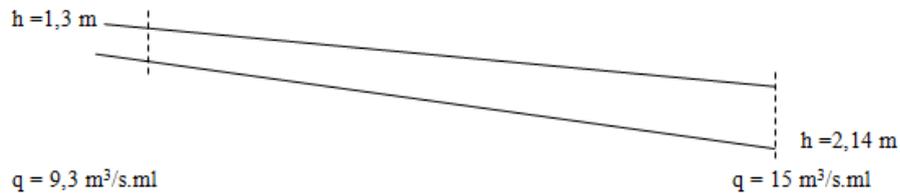


Fig. 3.2 : Profil en long de la tranchée déversante

VI.1.2 Canal d'évacuation

i. Hauteur d'eau à l'entrée du canal

Le canal est de forme rectangulaire dont les caractéristiques sont représentées sur la figure ci-dessous

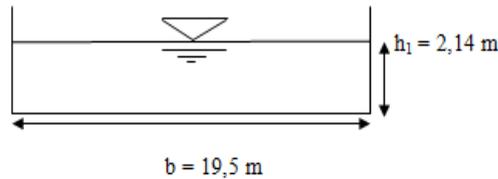


Fig. 3.3 : Coupe transversale du début du canal

- $h_1 = 2,14 \text{ m}$
- $V_1 = \frac{Q_{max}}{b \cdot h_1} = 7 \text{ m/s.}$
- $R_1 = \frac{S_m}{P_m} = \frac{b \cdot h}{(b + 2h)} = 1,75 \text{ m}$
- $C_1 = R_1^{1/6} / n = 91,48$

ii. Hauteur d'eau à la sortie du canal

Pour une pente $i=0,0185$ et $Q = 292 \text{ m}^3/\text{s}$

On a : $\frac{Q}{\sqrt{i}}$ (débitance) = $292 / \sqrt{0,0186} = 2141 \text{ m}^3/\text{s}$

$$S.C.\sqrt{R} = S. \frac{1}{n}. R^{2/3} = (b \cdot h_2) \cdot (1/n) \cdot \left(\frac{b \cdot h_2}{b + 2h_2}\right)^{2/3}$$

Le tableau 3.4 donne les calculs hydrauliques pour le tracé de la courbe de débitance

Tableau 3.4: Calculs hydraulique du canal d'évacuation

H	P _m	S _m	R	C	S. C. \sqrt{R}
0,25	20	4,875	0,24	65,863	158,522
0,5	20,5	9,75	0,48	73,625	495,059
0,75	21	14,625	0,70	78,457	957,559
1	21,5	19,5	0,91	81,988	1 522,594
1,25	22	24,375	1,11	84,769	2 174,927
1,5	22,5	29,25	1,30	87,058	2 903,400
1,75	23	34,125	1,48	88,997	3 699,315
2	23,5	39	1,66	90,674	4 555,624
2,14	23,78	41,73	1,75	91,522	5 059,312

La figure 3.4 illustre le tracé de la courbe de débitance.

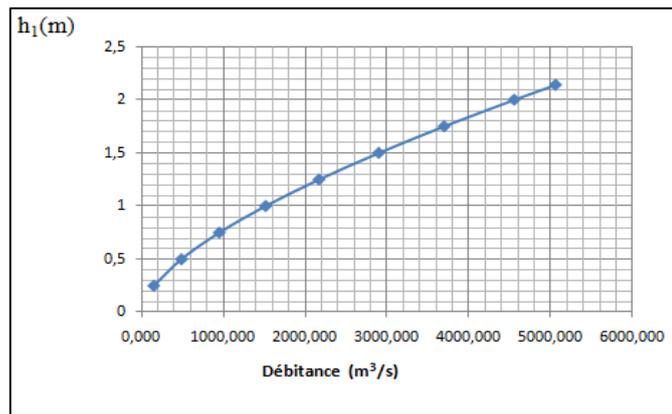


Fig. 3.4 : Courbe de la débitance pour le canal d'évacuation

D'après le graphe $h = f(Q/\sqrt{i})$ la hauteur qui correspond à cette débitance est :

- $h_{f1} = 1,25$ m.
- $R_{f1} = \frac{S_{m2}}{P_{m2}} = \frac{b \cdot h}{(b + 2h_2)} = 1,1$ m
- $C_{f1} = \frac{R_2^{1/6}}{n} = 84,8$ m
- $V_{f1} = \frac{Q_{max}}{S} = 12$ m/s

VI.1.3 Le rapide

Le rapide possède une pente de 21%.

La hauteur d'eau à la sortie du rapide est déterminée par le tracé de la courbe de débitance.

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} (\text{Débitance}) = 292 / \sqrt{0,21} = 637,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le tableau 3.5 et la figure 3.5 Donnent l'ensemble des calculs nécessaire pour le tracé de la débitance.

Tableau 3.5 : Calculs hydrauliques du rapide

H	P _m	S _m	R	C	S. C. \sqrt{R}
0,1	19,7	1,95	0,10	56,678	34,772
0,2	19,9	3,9	0,20	63,512	109,654
0,3	20,1	5,85	0,29	67,839	214,099
0,4	20,3	7,8	0,38	71,053	343,541
0,5	20,5	9,75	0,48	73,625	495,059
0,6	20,7	11,7	0,57	75,774	666,523
0,7	20,9	13,65	0,65	77,622	856,267
0,8	21,1	15,6	0,74	79,243	1 062,930
0,9	21,3	17,55	0,82	80,687	1 285,368
1	21,5	19,5	0,91	81,988	1 522,594
1,1	21,7	21,45	0,99	83,173	1 773,745
1,2	21,9	23,4	1,07	84,259	2 038,054
1,25	22	24,375	1,11	84,769	2 174,927

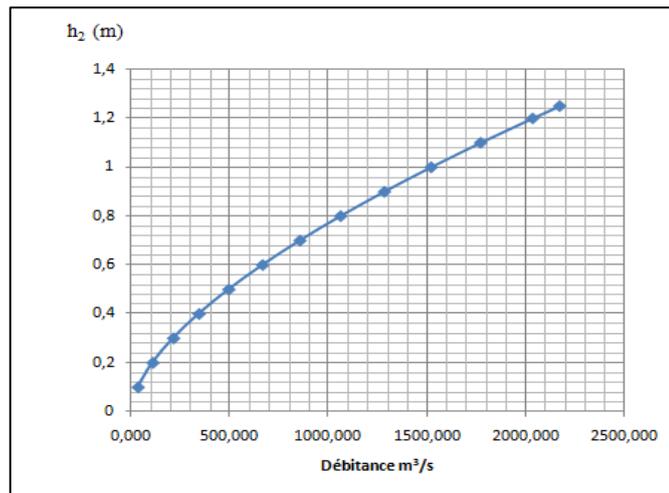


Fig. 3.5 : Courbe de la débitance pour le rapide

D'après le graphe $h = f(Q/\sqrt{i})$ la hauteur qui correspond à cette débitante est :

- $H_{f2} = 0,6$.
- $R_{f2} = \frac{S_{m2}}{P_{m2}} = \frac{b \cdot h}{(b + 2h_2)} = 0,57 \text{ m}$
- $C_{f2} = \frac{R_2^{1/6}}{n} = 75,8$
- $V_{f2} = \frac{Q_{max}}{S} = 25 \text{ m/s}$

VI.1.4 Bassin de dissipation

i. Mode de dissipation

Pour la dissipation de l'énergie issue du rapide, on opte pour une conception type bassin à ressaut noyé.

Les figures 3.6, 3.7 et 3.8 Donnent respectivement :

- Coupe transversale du rapide avant bassin,
- Configuration planimétrique du bassin de dissipation,
- Paramètres hydrauliques du bassin de dissipation.

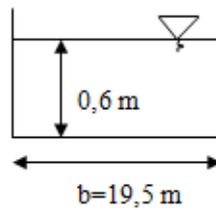


Fig.3.6 : Coupe transversale du rapide avant bassin

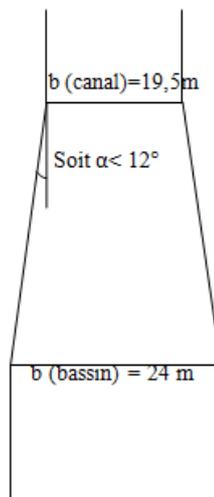


Fig. 3.7: Configuration planimétrique de bassin de dissipation

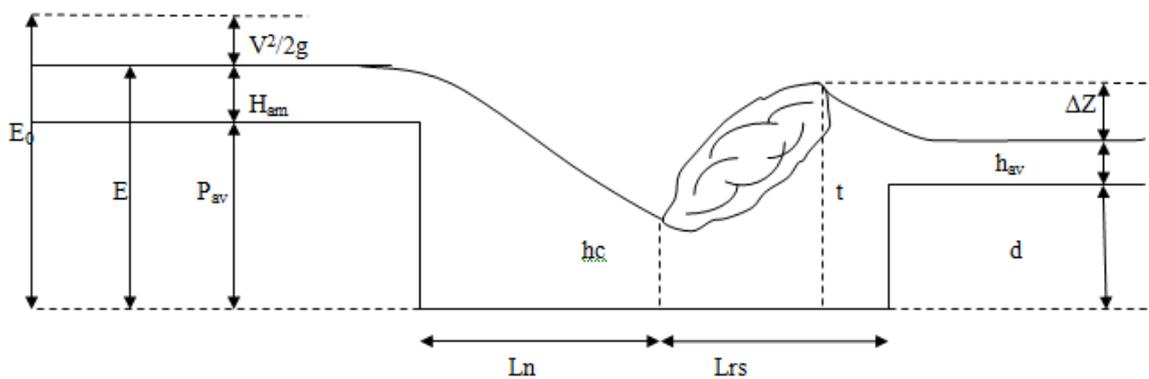


Fig. 3.8 : Paramètres hydrauliques du bassin de dissipation

L_n : distance de jet étalé
 L_{rs} : longueur du ressaut noyé.
 E_0 : Energie cinétique.
 D : profondeur du bassin.
 h_c : profondeur comprimé.
 T : profondeur d'eau dans le bassin.
 h_{av} : profondeur avale.
 h_{am} : profondeur amont.

ii. Calcul hydraulique du bassin de dissipation

a) Chute et dent d'amortissement

Avant bassin :

- $Q = 292 \text{ m}^3/\text{s}$
- $h_{am} = 0,6 \text{ m}$
- $V_1 = 25 \text{ m/s}$
- $q_1 = h_{am} \cdot V = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ m}^3/\text{s.ml}$

Après bassin :

Le calcul s'opère par intégration en fonction des valeurs de P_{av} et d .

- $b = 24 \text{ m}$
- $h_{av} = 1,5 \text{ m}$
- $h_{am} = 0,6 \text{ m}$
- $W = b \cdot h_{av} = 24 \cdot 1,5 = 36 \text{ m}^2$
- $V_2 = \frac{Q}{W} = 8,11 \text{ m/s}$
- $q_2 = h_{av} \cdot V = 12,17 \text{ m}^3/\text{s.ml}$

Pour dimensionner le bassin de dissipation, on procède par approximation comme suit :

- 1ere itération

On pose $P_{av} = 2 \text{ m}$ et $d = 0$

On a avant le bassin un débit spécifique $q_1 = 8,5 \text{ m}^3/\text{s.ml}$

$$E_0 = P_{av} + h_{am} + \frac{v_1^2}{2g}$$

D'où

$$E_0 = 2 + 0,6 + \frac{25^2}{2 \cdot 9,81} = 34,5 \text{ m}$$

On calcule ensuite, la valeur de (h_c) qui est donnée par :

$$h_c = \frac{q_1}{\rho \sqrt{2gE_0}} = \frac{15}{1 \cdot \sqrt{2 \times 9,81 \times 34,5}} = 0,58 \text{ m}$$

La hauteur critique est donnée par :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q_1^2}{g}} = 2,84 \text{ m}$$

La disposition du ressaut critique est favorisée quand $h'_c = h_c$

Et donc

$$h'_c = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h_c} \right)^3} - 1 \right] = 8,6 \text{ m}$$

Pour avoir un ressaut noyé, il faut que $t > h'_c$

On pose $t = 1,05 \cdot h'_c = 9,1 \text{ m}$, le coefficient $a = 1,2$

$$\Delta Z = \frac{q_2^2}{2g\rho^2 h_{av}^2} - \frac{aq_2^2}{2gt^2} = \frac{6,37^2}{2 \times 9,81 \times 1 \times 1,5} - \frac{1,2 \times 6,37^2}{2 \times 9,81 \times 4,2^2} = 3,3 \text{ m}$$

Par la suite : $d = t - (h_{av} + \Delta Z) = 4,3 \text{ m}$

- 2^{ème} itération :

On pose :

$D = 4,3 \text{ m}$ et $P_{av} = 2 + 4,3 = 6,3 \text{ m}$

$$q_1 = 15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

$$E_0 = 6,3 + 0,6 + \frac{25^2}{2g} = 38,8 \text{ m}$$

$$h_c = 0,54 \text{ m}$$

$$h'_c = 8,9 \text{ m}$$

$$t = 9,4 \text{ m}$$

$$\Delta Z = 3,3 \text{ m}$$

$$d = 4,59 \text{ m}$$

- 3^{ème} itération :

On pose :

$d = 4,59 \text{ m}$ et $P_{av} = 2 + 4,59 = 6,59 \text{ m}$

$$q_1 = 15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

$$E_0 = 6,59 + 1,1 + \frac{25^2}{2g} = 39 \text{ m}$$

$$h_c = 0,54 \text{ m}$$

$$h'_c = 8,9 \text{ m}$$

$$t = 9,4 \text{ m}$$

$$\Delta Z = 3,3 \text{ m}$$

$$d = 4,61 \text{ m}$$

- 4^{ème} itération :

On pose :

$d = 4,61 \text{ m}$ et $P_{av} = 2 + 4,61 = 6,61 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 q_1 &= 15 \text{ m}^3/\text{s/ml} \\
 E_0 &= 39 \text{ m} \\
 h_c &= 0,54 \text{ m} \\
 h'_c &= 8,9 \text{ m} \\
 t &= 9,4 \text{ m} \\
 \Delta Z &= 3,3 \text{ m} \\
 d &= 4,61 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Donc on prend : $d=4,6 \text{ m}$ et $P_{av}=6,61 \text{ m}$

b) La longueur du jet du ressaut (L_n)

Est donner par :

$$L_n = V_c \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_{av}}{g}} \quad \text{avec} \quad V_c = \frac{q_1}{h_c} = \frac{15}{0,54} = 27,8 \text{ m/s}$$

$$L_n = 27,8 \cdot \sqrt{\frac{2 \times 6,61}{g}} = 32,3 \text{ m}$$

c) La longueur du ressaut (L_{rs})

$$L_{rs} = \left[1 - \frac{d}{h'_c - h_c} \right] l_r$$

Avec :

$$l_r = 8 \left[\frac{10 + \sqrt{Fr}}{Fr} \right] \frac{(h'_c - h_c)^3}{4h'_c \cdot h_c}$$

Le nombre de Froude :

$$Fr = \frac{V_c^2}{g \cdot h_c} = 145,9 \text{ m}$$

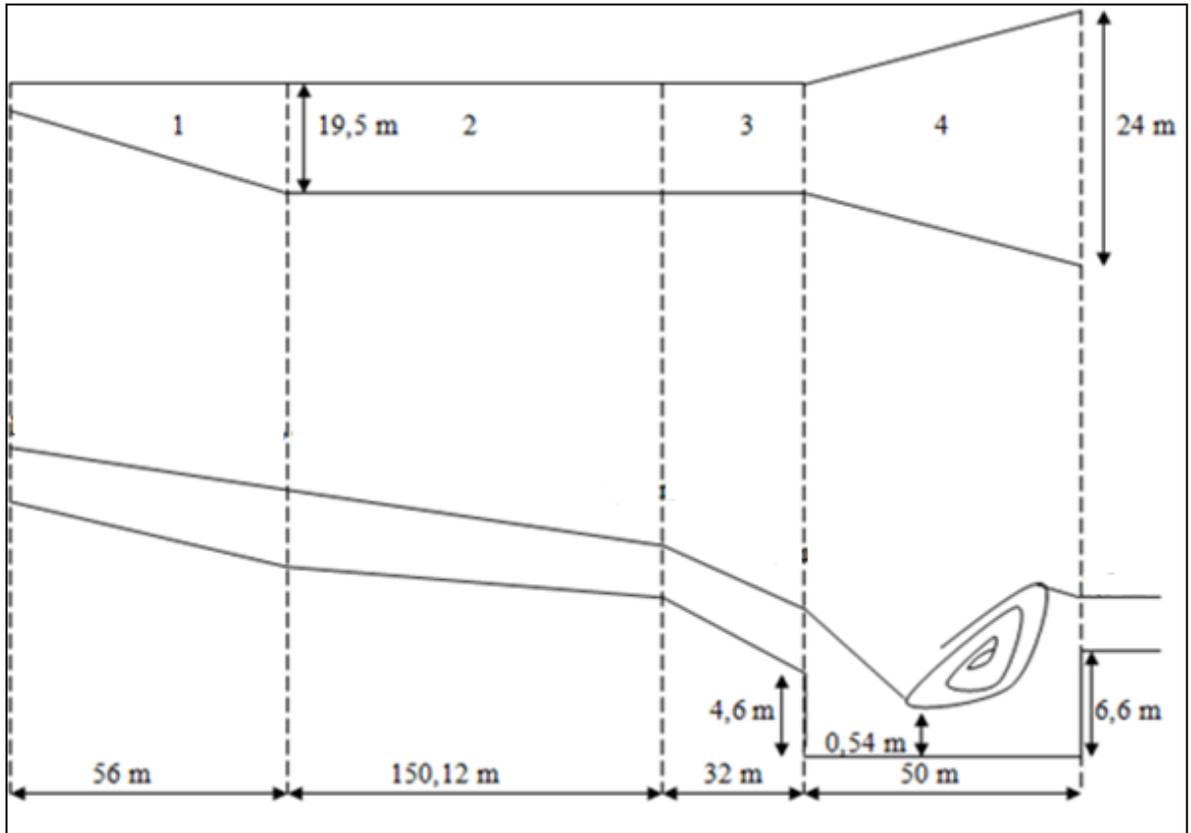
Donc $l_r = 36,8 \text{ m}$

$$L_{rs} = 16,5 \text{ m}$$

d) La longueur du bassin

$$L = L_{rs} + L_n = 16,5 + 32,3 = 48,8 \text{ m} = 50 \text{ m}$$

En guise de synthèse, la figure 3.9 Récapitule sous forme graphique la conception de l'évacuateur de crue à entonnement latéral



Section	1		2		3		4	
	Tranché déversante		Canal		Rapide		Bassin de dissipation	
	Entré	Sortie/Entré	Sortie/Entré		Sortie/Entré		Sortie	
Pente du radier (%)	3,5		1,8		21		/	
q (m ³ /s.ml)	9,3	15		15		15		12,17
V (m/s)	7	7		12		25		8,11
Cote du radier (m)	610,871	606,676		602,88		597,16		595,16
Cote du niveau d'eau (m)	612,2	608,81		604,13		597,76		596,66
Hauteur d'eau (m)	1,33	2,14		1,25		0,6		1,5

Fig. 3.9 : Paramètres de conception de l'évacuateur latéral

VI.2 Variante entonnement frontal

VI.2.1 Détermination de la hauteur d'eau au pied aval du déversoir

Nous désignons par h_f la perte de charge par frottement qui se produit le long du parement aval du barrage déversoir et par Z la différence des côtes des niveaux de la retenue et du radier aval du barrage déversoir. La perte de charge h_f peut être négligée.

$$Z = S + H$$

$$h_1 = (V_1^2/2g) + h_f = S + H + H_a$$

Avec $H_f = 0$ et $H_a = 0$ (négligées)

$$h_1 + (V_1^2/2g) = S + H \dots\dots (*)$$

$$h_1 + \frac{q^2}{2.g.h_1^2} = S + H$$

On considère

$$H = (2/3) h_c$$

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$H = \frac{2}{3} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

On tire q en fonction de H et on la remplace dans l'équation (*) on obtient :

$$h_1 + \frac{27H^3}{16 h_1^2} = S + H$$

$$h_1^3 - (S + H).h_1^2 + \frac{27 H^3}{16} = 0$$

En divisant chacun des termes de l'équation par la quantité (S+H)³

$$\left[\frac{h_1}{S+H}\right]^3 - \left[\frac{h_1}{S+H}\right]^2 + \frac{27}{16} \left[\frac{H}{S+H}\right]^3 = 0$$

$$\left[\frac{h_1}{Z}\right]^3 - \left[\frac{h_1}{Z}\right]^2 - \frac{27}{16} \left[\frac{H}{Z}\right]^3 = 0$$

On pose :

$\psi = h_1 / Z$ et $\phi = H/Z$, on obtient l'équation finale en fonction de ψ et ϕ

$$\Psi^3 - \psi^2 + \frac{4}{27} \phi^3 = 0$$

Les paramètres ψ et ϕ sont inférieurs à l'unité puisque :

$$h_1 < Z \text{ et } H < Z$$

Donc $0 < \psi < 1$ et $0 < \phi < 1$, $\Psi < \phi$ puisque $h_1 < H$

En donnant des valeurs arbitraires au paramètre ψ , on calcule les valeurs correspondantes du paramètre ϕ . On trace ensuite la courbe de variation en fonction des deux paramètres.

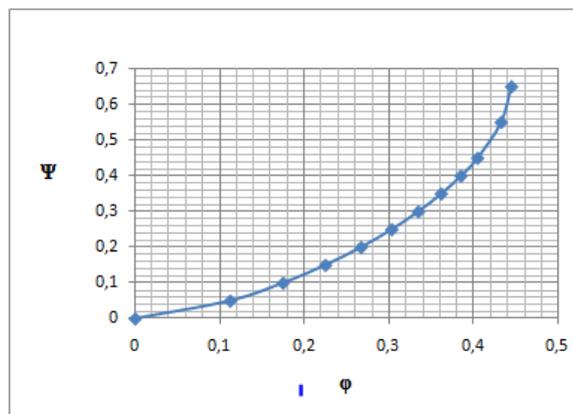


Figure 3.10 : Détermination des paramètres ψ et ϕ .

$$\Psi = h_1/Z$$

$$\phi = H/Z$$

Sachant que :

$$Z=S+H=10,6+2,5=13,1\text{m}$$

$$Fr = v_1 / (g \cdot h_1)^{1/2}$$

Tableau 3.6 : Vitesse et hauteur au pied aval du déversoir.

Φ	Ψ	V_1 (m/s)	h_1 (m)	Fr
0,19	0,12	3,32	1,57	0,85

VI.2.2 Hauteur d'eau à la sortie de la partie transition

$$H_{f1}=1,57\text{m}$$

La figure 3.11 donne la configuration spatiale des déversoirs.

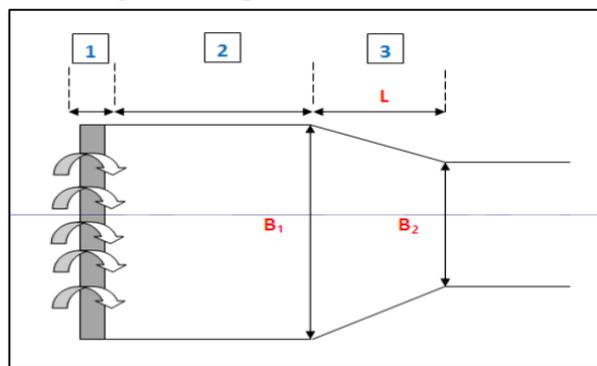


Fig. 3.11 : Configuration spatiale de l'entonnement frontal

1 : Déversoir,

2 : Longueur de la transition $B = 56\text{m}$

3 : convergent $=2,5(B_1-B_2)$

Pour transiter un débit spécifique de $10\text{m}^3/\text{s.ml}$

$$B_2=Q_{\text{max}}/q=29,2\text{ m}$$

Donc $L=67\text{ m}$

VI.2.3 Hauteur d'eau à la sortie du convergent

Pour $29,2\text{ m} < b < 56\text{ m}$ on considère une largeur moyenne de 46 m

Pour une pente de $1,86\%$ la débitance est de $2\,141\text{m}^3/\text{s}$

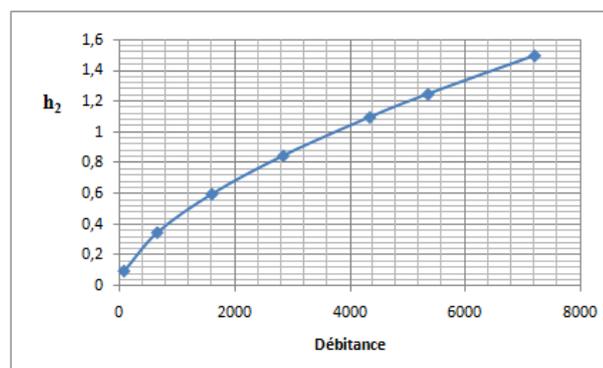


Fig. 3.12 : Courbe de débitance pour la transition

A partir du graphe on tire :

$H_{f2}=0,74$ m

VI.2.4 Hauteur d'eau à la sortie du canal avant bassin

$i = 21\%$

Débitance : $637 \text{ m}^3/\text{s}$

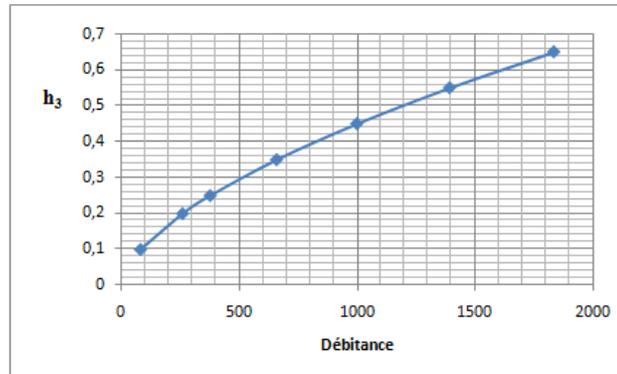


Fig. 3.13 : Courbe de débitance pour le canal avant bassin

A partir du graphe on tire : $H_{f3}=0,23$ m

VI.2.5 Bassin de dissipation

i. Mode de dissipation

Pour la dissipation de l'énergie on opte pour une conception type bassin à ressaut noyé.

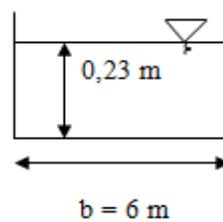


Fig. 3.14 : Coupe transversale du canal avant bassin

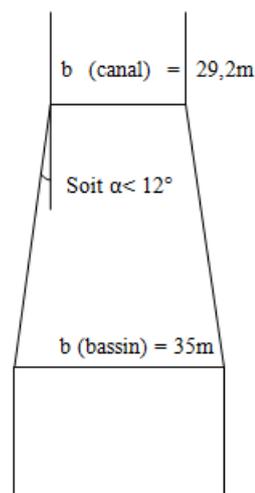


Fig. 3.15 : Configuration planimétrique du bassin de dissipation

ii. Calcul hydraulique du bassin de dissipation

a) Chute et dent d'amortissement

Avant bassin

$$Q = 292 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_{am} = 0,23 \text{ m}$$

$$V_1 = 43,5 \text{ m/s}$$

$$q_1 = h_{am} \cdot V = 10,5 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{ml}$$

Après bassin

Initialement en fixe les paramétrés suivants pour démarrer notre calculs :

$$b = 35 \text{ m}$$

$$h_{av} = 1,5 \text{ m}$$

$$h_{am} = 0,23 \text{ m}$$

$$W = b \cdot h_{av} = 52,5 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{Q}{W} = 5,6 \text{ m/s}$$

$$q_2 = h_{av} \cdot V = 8,3 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{ml}$$

Pour dimensionner le bassin de dissipation, on procède par approximation comme suit :

On pose $P_{av} = 2 \text{ m}$ et $d = 0$

On a avant le bassin un débit spécifique $q_1 = 8,5 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{ml}$

$$E_0 = P_{av} + h_{am} + \frac{V_1^2}{2g}$$

D'où

$$E_0 = 2 + 0,23 + \frac{43,5^2}{2 \cdot 9,81} = 34,5 \text{ m}$$

On calcule ensuite, la valeur de (h_c) qui est donnée par :

$$h_c = \frac{q_1}{\rho \sqrt{2gE_0}} = \frac{10,5}{1 \cdot \sqrt{2 \times 9,81 \times 98,7}} = 0,34 \text{ m}$$

La hauteur critique est donnée par :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q_1^2}{g}} = 2,24 \text{ m}$$

la disposition du ressaut critique est favorisée quand

$h'_c = h_c$ et donc

$$h'_c = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h_c} \right)^3} - 1 \right] = 7,95 \text{ m}$$

Pour avoir un ressaut noyé, il faut que $t > h'_c$

On pose $t = 1,05 \cdot h'_c = 8,35 \text{ m}$, le coefficient $a = 1,2$

$$\Delta Z = \frac{q_2^2}{2g\rho^2 h_{av}^2} - \frac{aq_2^2}{2gt^2} = \frac{6,37^2}{2 \times 9,81 \times 1 \times 1,5} - \frac{1,2 \times 6,37^2}{2 \times 9,81 \times 4,2^2} = 3,24 \text{ m}$$

Par suite $d = t - (h_{av} + \Delta Z) = 3,60 \text{ m}$

2^{ème} itération :

On pose : $d = 3,60 \text{ m}$ et $P_{av} = 2 + 3,60 = 5,60 \text{ m}$
 $q_1 = 15 \text{ m}^3/\text{s.ml}$
 $E_0 = 102,3 \text{ m}$
 $h_c = 0,33 \text{ m}$
 $h'_c = 8,02 \text{ m}$
 $t = 8,43 \text{ m}$
 $\Delta Z = 3,24 \text{ m}$
 $d = 3,69 \text{ m}$

3^{ème} itération :

On pose : $d = 3,69 \text{ m}$ et $P_{av} = 2 + 3,69 = 5,69 \text{ m}$
 $q_1 = 15 \text{ m}^3/\text{s/ml}$
 $E_0 = 102,36 \text{ m}$
 $h_c = 0,33 \text{ m}$
 $h'_c = 8,03 \text{ m}$
 $t = 8,43 \text{ m}$
 $\Delta Z = 3,24 \text{ m}$
 $d = 3,69 \text{ m}$

Donc on prend **$d = 3,7 \text{ m}$** et **$P_{Av} = 5,7 \text{ m}$**

b) Longueur du jet (L_n)

$$L_n = V_c \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_{av}}{g}} \quad \text{avec} \quad V_c = \frac{q_1}{h_c} = \frac{10,5}{0,33} = 31,18 \text{ m/s}$$

$$L_n = 27,8 \cdot \sqrt{\frac{2 \times 6,61}{g}} = 34,3 \text{ m}$$

c) Longueur du ressaut (L_{rs})

$$L_{rs} = \left[1 - \frac{d}{h'_c - h_c} \right] l_r$$

Avec :

$$l_r = 8 \left[\frac{10 + \sqrt{Fr}}{Fr} \right] \frac{(h'_c - h_c)^3}{4h'_c \cdot h_c}$$

Le nombre de Froude : $Fr = \frac{V_c^2}{g \cdot h_c} = 300,3 \text{ m}$

Et donc $l_r = 31,4 \text{ m}$

$L_{rs} = 16,3 \text{ m}$

d) Longueur du bassin :

$$L = L_{rs} + L_n = 16,3 + 34,3 = 50,6 \text{ m} \approx 51 \text{ m}$$

En guise de synthèse la figure 3.16 récapitule sous forme graphique les paramètres de conception de l'évacuateur frontal.

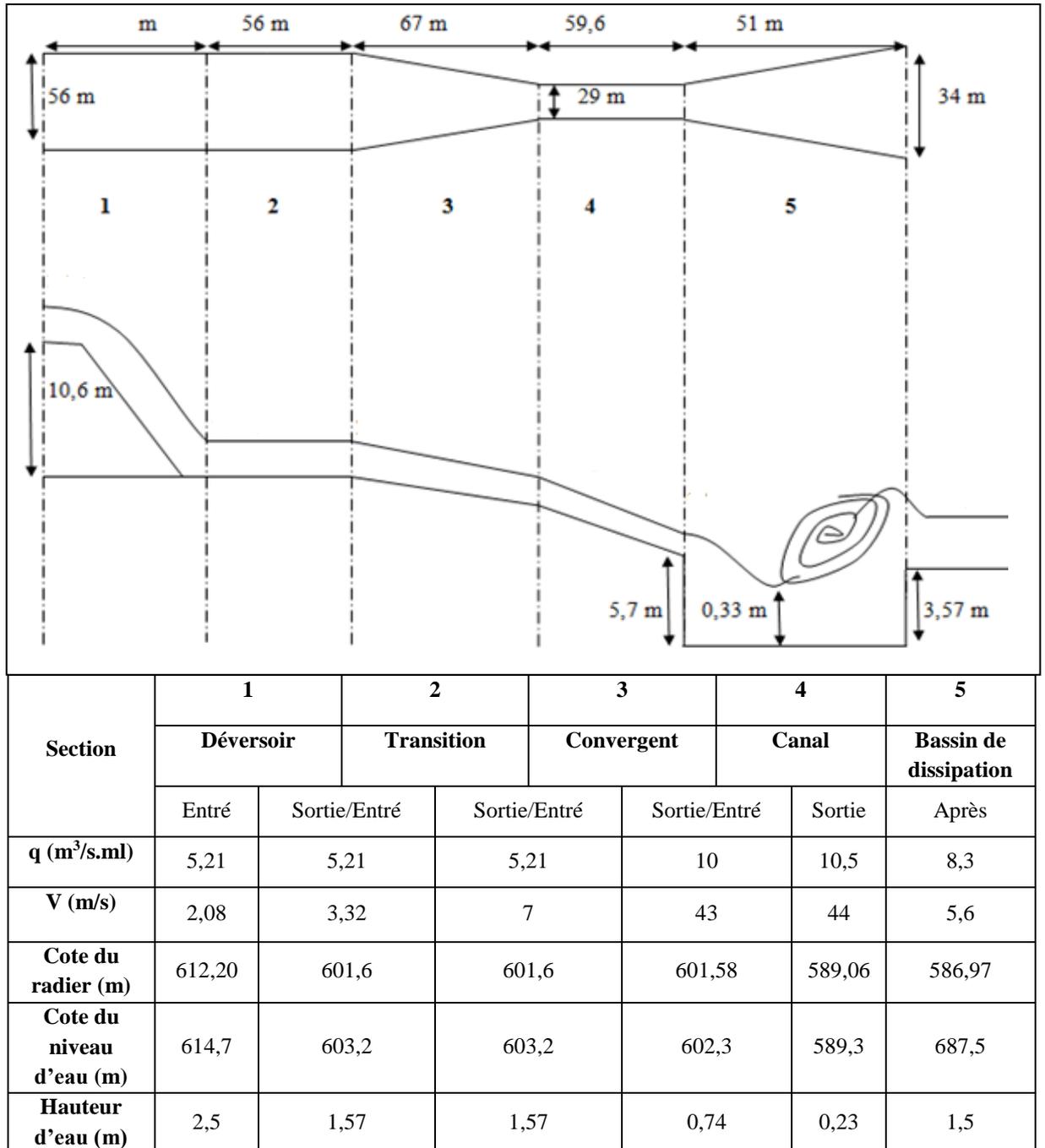


Fig. 3.16 : Paramètres de conception de l'évacuateur à entonnement frontal

VI.3 Variante barrage submersible type BCR

Afin de pallier aux contraintes liées à l'utilisation des modèles empiriques pour l'évaluation de la crue du projet pour la conception des évacuateurs isolés du corps du barrage, une variante portant projection d'un barrage submersible type poids a été analysée et sera comparée aux variantes antérieures à savoir évacuateurs à entonnement latéral et frontal. Tenant compte des énormes avantages qu'offre le barrage BCR, cette

variante sera conçue selon un barrage poids BCR dont le déversement sera conjugué à saut de ski pour le mode de dissipation.

Les caractéristiques considérées pour les calculs hydrauliques à cette variante se résument ainsi :

CRN : 612,20 m

Hauteur du barrage : 10,6 m

Coefficient de débit $m = 0,5$

Longueur du barrage en crête : 370 m

VI.3.1 Barrage déversant sur toute la largeur :

$$Q = m \cdot B \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2}$$

$$H = \left(\frac{Q}{m \cdot B \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$H = 0,5$ m

i. Détermination de la hauteur d'eau au pied aval du déversoir

$Z = S + H = 10,6 + 0,5 = 11,1$ m

$H/Z = 0,5/11,1 = 0,05$

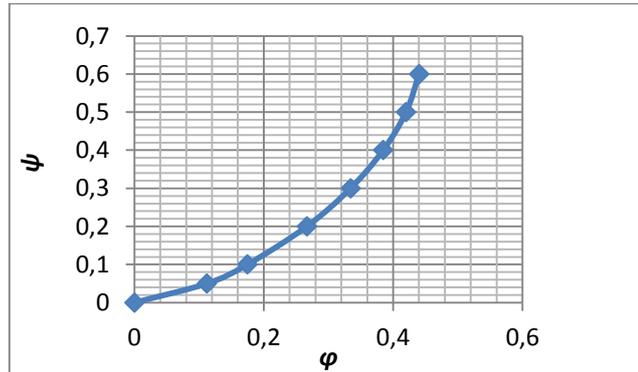


Fig. 3.17: Détermination des paramètres ψ et ϕ .

D'après le graphe décrit sur la figure 3.17 on obtient :

$h_1 / Z = 0,02$

$h_1 = 0,22$ m

$v_1 = 3,6$ m/s

$$Fr = v_1 / (g \cdot h_1)^{1/2}$$

Tableau 3.7 : Vitesse et hauteur d'eau au pied aval du déversoir-Barrage submersible

Φ	Ψ	V_1 (m/s)	h_1 (m)	Fr
0,05	0,02	3,6	0,22	2,6

ii. Conception du mode de dissipation

Pour la dissipation d'énergie on adopte le type saut de ski :

Le principe consiste à installer en bas du déversoir un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ en général de l'ordre de 35 à 45 ° Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance Le rayon de courbure du bec doit être au moins 5 fois le tirant d'eau Y

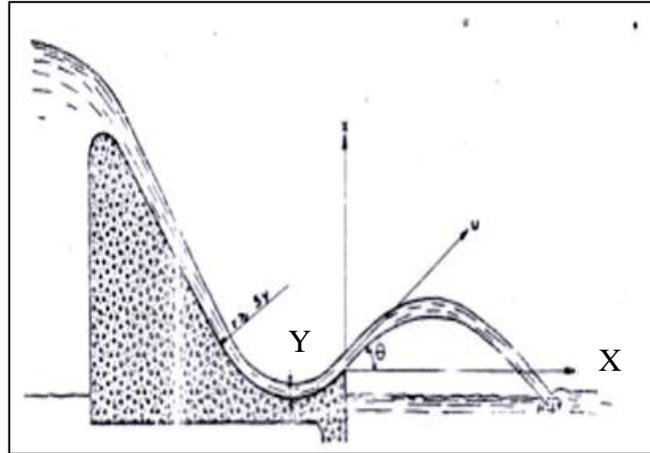


Fig. 3.18 : Paramètres de conception du saut de ski

$$X = 1,8 \cdot \left(Y + \frac{V^2}{2 \cdot g} \right) \cdot \sin 2\theta$$

Y : hauteur au pied du déversoir,

V : vitesse au pied du déversoir.

X = 1,4 m

R = 1,1 m

VI.3.2 Barrage déversant sur 1/2 B

Q = 292 m³/s

B = 185 m

m = 0,5

$\epsilon = 1/2$

$$Q = m \cdot \epsilon \cdot B \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2}$$

$$H = \left(\frac{Q}{m \cdot B \cdot \epsilon \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

H = 0,8 m

i. Hauteur et vitesse d'eau au pied du barrage

H/Z = 0,007

A partir du graphe :

h₁/Z = 0,03

h₁ = 0,33 m

$$F_r = v_1 / (g \cdot h_1)^{1/2}$$

Tableau 3.8 : vitesse et hauteur d'eau au pied aval du déversoir-Barrage déversant

Φ	Ψ	V_1 (m/s)	h_1 (m)	Fr
0,07	0,03	4,8	0,33	2,7

$$X = 1,8(Y + V^2/2g) \sin 2\theta$$

$$X = 2,40 \text{ m}$$

$$R = 1,65 \text{ m}$$

VI.3.3. Critère de stabilité du barrage BCR

i. Forces agissant sur le barrage

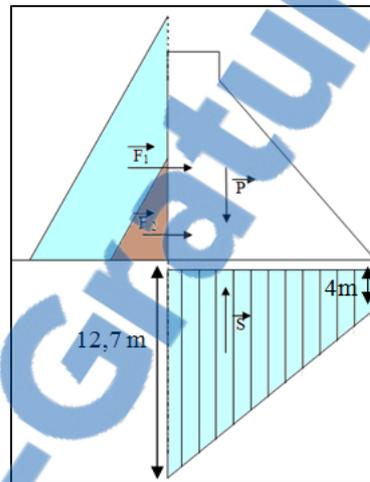


Fig. 3.19 : Force agissantes sur le barrage BCR

- P : poids du barrage

$$P = \omega_3 \cdot V_{\text{barrage}}$$

- S : sous-pressions

$$S = \omega_1 \cdot V_{\text{trapèze}}$$

- F_1 : Poussée de l'eau

$$F_1 = \frac{1}{2} \omega_1 \cdot H_{\text{eau}}^2$$

$$H_{\text{eau}} = H_{\text{CRN}} + H + CC$$

H_{CRN} : hauteur d'eau à la cote de retenue normale,

H : Charge déversante 0,5 m,

CC : Revanche 1,3 m.

- F_2 : Poussée de la vase

$$F_2 = \frac{1}{2} \omega_2 \cdot H_{vase}^2$$

$$H_{vase} = \frac{1}{2} H_{eau}$$

ii. Données de vérification de la stabilité du barrage

- Poids volumique de l'eau : $\omega_1 = 9,81 \text{ KN/m}^3$
- Poids volumique de la vase : $\omega_2 = 17,7 \text{ KN/m}^3$
- Poids volumique du Béton : $\omega_3 = 23,25 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion de la fondation : $C = 60 \text{ KN/m}^2$
- Coefficient du frottement : On propose trois variantes pour diverses fondations.
 - Argile : $f = 0,22$
 - Sable : $f = 0,33$
 - Roches : $f = 0,67$
- Surface de frottement : $F = B \times 1$
- Hauteur d'eau : 12,7 m
- Hauteur de la vase : 6,35 m

iii. Calcul de la stabilité au glissement et au renversement

$$K_{\text{glissement}} = \frac{f \cdot \sum F_V + C \cdot F}{\sum F_H} = \frac{f \cdot (P - S) + C \cdot F}{F_1 + F_2}$$

$$K_{\text{renversement}} = \frac{\sum M_H}{\sum M_V} = \frac{M(P, S)}{M(F_1, F_2)} = \frac{P \cdot \frac{B}{2} - S \cdot \frac{B}{2}}{F_1 \cdot \left(\frac{H_{eau}}{3}\right) + F_2 \cdot \left(\frac{H_{vase}}{3}\right)}$$

Les calculs sont regroupés dans le tableau 3.9 :

Tableau 3.9 : Coefficient de glissement pour trois types de fondation

	F_1	F_2	P	S	K glissement	K renversement
$f = 0,22$	791,1	316,5	2 526,1	121,1	1,26	4,3
$f = 0,33$					1,5	
$f = 0,67$					2,24	

VII. Estimation des volumes des travaux

Dans l'objectif de dresser un comparatif économique des diverses variantes analysées, il est proposé dans cette partie du travail l'estimation quantitative et financière des travaux les plus importants pour les trois variantes

VII.1. Variante évacuateur latéral

VII.1.1. Volume du béton

i. volume du béton-déversoir

Pour un profil Creager du déversoir l'estimation du volume de béton passe par le tracé du profil.

$$Y = 0,47 \cdot \frac{X^{1,8}}{H_0^{0,8}}$$

Et :

$$H_0 = H + \left(\frac{V^2}{2 \cdot g}\right)$$

Avec :

H : Charge sur le déversoir,

Y : Pelle du déversoir,

X : Largeur de la base du déversoir.

Pour un débit de crue de 292 m³/s et une charge déversante de 2,5 m et une largeur de la tranchée de 56 m on obtient :

$$V = 2,1 \text{ m/s}$$

$$H_0 = 2,7 \text{ m}$$

Le tableau 3.10 Et la figure 3.20 donnent les coordonnées pour le tracé du profil Creager.

Tableau 3.10 : Paramètres pour le tracé du profil Creager

X	Y
0	0
1	0,2
2	0,7
3	1,5
4	2,6
5	3,8

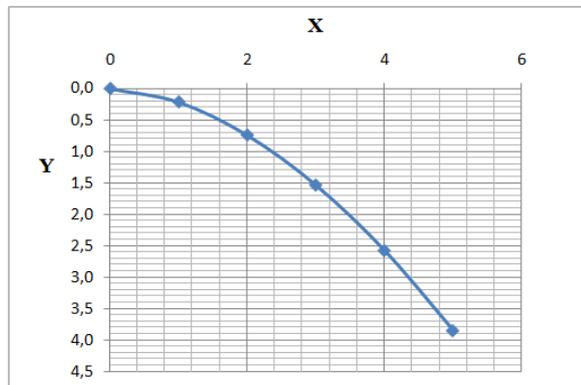


Fig. 3.20 : Profil Creager du déversoir latéral pour l'estimation du volume du béton

La pelle (Y) du déversoir latéral est obtenue comme suit :

$$P = h_{\text{moy}} + 1 = 2,03 + 1 = 3,03 = 3 \text{ m}$$

Donc pour une pelle de 3 m, on obtient $X = 4,5 \text{ m}$

- Volume du béton du déversoir :

$$V = S \cdot B$$

V : Volume du béton,

S : Section du profil du déversoir,

B : Largeur du déversoir.

Pour $S = 7 \text{ m}^2$ et $B = 56 \text{ m}$

$$V_{\text{béton déversoir}} = 392 \text{ m}^3$$

ii. Volumes des voiles, radier et bassin de dissipation

Sachant que la hauteur d'eau est de 1,33 m, la charge est de 2,5 m et la revanche est de 1,3 m, on obtient une hauteur du mur :

$$h = 1,33 + 1 + 2,5 + 1,30 = 6,1 \text{ m}$$

- Volume du voile

$$V = h_{\text{voile}} \cdot e \cdot L$$

$$h_{\text{voile}} = h_{\text{eau}} + 1$$

e : Epaisseur du voile,

L : Longueur du canal.

- Volume du radier :

$$V = b \cdot e \cdot L$$

b : largeur du radier,

e : Epaisseur du radier,

L : longueur du canal.

L'épaisseur des voiles du canal et le radier pour tout le calcul est considérée comme suit :

Epaisseur du voile : 0,4 m

Epaisseur du raider : 0,5 m

Les calculs des volumes des différentes parties de l'évacuateur latéral sont regroupés dans le tableau 3.11

Tableau 3.11 : Volume du béton de l'évacuateur latéral

		Hauteur (m)	Largeur (m)	Epaisseur (m)	Longueur (m)	Volume du béton (m ³)	Volume total (m ³)
Déversoir		6,1	56	4,5	/	392	392
Tranchée déversante	Mur	6,1	/	0,4	1	2,44	383,14
	Radier	/	11	0,5	56	308	
	Voile	3	/	0,4	60	72,7	
Canal	Radier	/	19,5	0,5	150,12	1463,7	1 764
	Voile	2,5	/	0,4	150,12	150,12 × 2	
Rapide	Radier	/	19,5	0,5	32	312	363,2
	Voile	2	/	0,4	32	25,6 × 2	
Bassin de dissipation	Radier	/	22	0,5	50	550	1 362
	Voile amont (chute)	6,6	/	0,6	19,5	77,2	
	Voile Aval (dent)	4,6	/	1	24	110,4	
	Bajoyers	10,4	/	0,6	50	312 × 2	
Volume total (m ³)							4 265

VII.1.2 Volumes des terrassements

$$V_{\text{terrassement}} = h_{\text{terrassement}} \times L \times b_{\text{terrassement}}$$

Et

$$b_{\text{terrassement}} = b + 2$$

$$h_{\text{terrassement}} = h_{\text{canal}} + e_{\text{béton}} + 0,1$$

Avec

L : Longueur du canal,

b : Largeur du canal + voiles

Les volumes du terrassement de l'évacuateur latéral sont résumés dans le tableau 3.12

Tableau 3.12 : Volumes des terrassements de l'évacuateur latéral

	h (m)	h _{terrassement} (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Volumes des terrassements (m ³)
Déversoir	3	3,6	6,5	56	1 310,4
Tranchée déversante	6,1	6,7	13	56	4 877,2
Canal	2,5	3,1	21,5	150,12	10 005,5
Rapide	2	2,6	21,5	32	1 622,4
Bassin de dissipation	10,4	11	25,2	50	13 860
Volume total (m ³)					31 676

VII.1.3 Volume du drainage

La figure 3.21 représente les zones à drainer dans un canal.

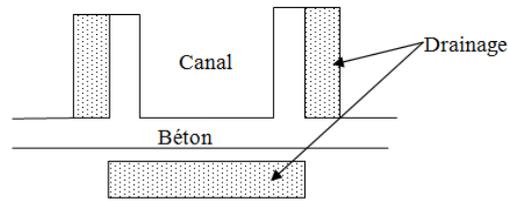


Fig. 3.21 : coupe transversal d'un canal avec drainage

- Volume du drainage du voile

$$V_{\text{drainage}} = e_{\text{drainage}} \times h_{\text{canal}} \times L$$

- Volume du drainage du radier

$$V_{\text{drainage}} = e_{\text{drainage}} \times (b_{\text{canal}} + e_{\text{voile}}) \times L$$

$e_{\text{drainage}} : 0,5 \text{ m}$

Les résultats des calculs des volumes de drainage sont regroupés dans le tableau 3.13.

Tableau 3.13 : Volumes du drainage de l'évacuateur latéral

		Epaisseur (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)	Volume du drainage (m ³)	Volume total (m ³)
Déversoir		0.5	/	56	4.5	126	126
Tranchée déversante	Mur	0,5	6,1	1	/	3,1	418.5
	voile	0,5	3,03	56	/	85	
	Radier	0,5	/	56	11.8	330.4	
canal	Voile	0,5	2,5	150,12	/	187,7 × 2	1 899
	radier	0,5	/	150,12	20.3	1 523.7	
Rapide	Voile	0,5	2	32	/	32 × 2	389
	Radier	0,5	/	32	20.3	325	
Bassin de dissipation	Voile amont (chute)	0,5	6,6	/	19.5	64,4	1 219,6
	Radier	0,5	/	50	23.2	580	
	Voile aval (dent)	0,5	4,6	/	24	55,2	
	Bajoyers	0,5	10,4	50	/	260 × 2	
Volume total (m³)							4 052

VII.2 Variante évacuateur frontal

VII.2.1 Volume du béton

i. volume du béton du déversoir

De la même manière précédente, on calcule la surface du profil Creager.

Pour un débit de crue de $292 \text{ m}^3/\text{s}$ et une charge déversante de 2,5 m et une largeur de la tranchée de 56 m on obtient :

$$V = 2,1 \text{ m/s}$$

$$H_0 = 2,7 \text{ m}$$

On obtient les mêmes paramètres que ceux du déversoir latéral

Tableau 3.14 : Paramètres de profil Creager pour le déversoir frontal

X	Y
0	0
1	0,2
2	0,7
3	1,5
4	2,6
5	3,8

Donc pour une pelle de 3 m, on obtient $X = 4,5 \text{ m}$

$$V_{\text{béton déversoir}} = 392 \text{ m}^3$$

ii. Volume du béton du canal et bassin de dissipation

Les volumes des voiles et du radier sont calculés avec la même démarche que l'évacuateur latéral.

Les calculs de chaque partie de l'évacuateur frontal sont regroupés dans le tableau 3.15

Tableau 3.15 : Volumes du béton de l'évacuateur frontal

		Hauteur (m)	Largeur (m)	Epaisseur (m)	Longueur (m)	Volume du béton (m ³)	Volume total (m ³)
Déversoir		3	56	2.5	/	392	392
Transition	Radier	/	56	0,5	56	1568	1 683,1
	Voile	2,57	/	0,4	56	$57,6 \times 2$	
Convergent	Radier	/	40	0,5	67	1340	1 447,2
	Voile	2	/	0,4	67	$53,6 \times 2$	
Canal avant bassin	Radier	/	29	0,5	59,6	864,2	925,4
	Voile	1,5	/	0,4	51	$30,6 \times 2$	
Bassin de dissipation	Radier	/	32	0,5	51	816	1703
	Voile amont (chute)	5,7	29	0,6	/	99,2	
	Voile Aval (dent)	3,57	34	1	/	121,4	
	Bajoyers	9,4	/	0,6	51	$287,6 \times 2$	
Volume total (m³)							6 151

VII.2.2 Volumes des terrassements

Le tableau 3.16 donne les volumes du terrassement des différentes parties de l'évacuateur frontal.

Tableau 3.16 : Volumes des terrassements de l'évacuateur frontal

	h canal (m)	h terrassement (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Volume des terrassements (m ³)
Déversoir	3	3.6	6.5	56	1 310.4
Transition	2,57	3,2	58	56	10 393.6
Convergent	2	2,6	42	67	7 316.4
Canal	1,5	2,1	31	59,6	3 880
Bassin de dissipation	9,4	10	35,2	51	17 952
Volume total (m³)					40 852,4

VII.2.3 Volume du drainage

Le tableau 3.17 donne les volumes du drainage relatifs à l'évacuateur frontal.

Tableau 3.17 : Volumes du drainage de l'évacuateur frontal

		Epaisseur (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)	Volume du drainage (m ³)	Volume total (m ³)
Déversoir		0.5	/	56	4.5	126	126
Transition	Voile	0,5	2,57	56	/	72 × 2	1 734.4
	Radier	0,5	/	56	56.8	1590.4	
Convergent	Voile	0,5	2	67	/	67 × 2	1 501
	radier	0,5	/	67	40.8	1367	
Canal	Voile	0,5	1,5	59,6	/	44,7 × 2	977.4
	Radier	0,5	/	59,6	29.8	888	
Bassin de dissipation	Voile amont	0,5	5,57	/	29	80,8	1 468,1
	Radier	0,5	/	51	33,2	846,6	
	Voile aval	0,5	3,57	/	34	60,7	
	Bajoyers	0,5	9,4	51	/	240 × 2	
Volume total (m³)							5 807

En guise de synthèse, le tableau 3.18 illustre l'ensemble des quantités des travaux les plus importants pour les deux variantes frontal et latéral.

Tableau 3.18 : Récapitulatif des volumes de travaux pour les deux variantes

Evacuateur latéral			Evacuateur frontal		
Volume du béton (m ³)	Volume du terrassement (m ³)	Volume du drainage (m ³)	Volume du béton (m ³)	Volume du terrassement (m ³)	Volume du drainage (m ³)
4 265	31 676	4 052	6 151	40 852,4	5 807

VII.3 Barrage poids en BCR submersible

VII.3.1 Volume du béton

i. volume du béton du déversoir

Le profil type du barrage poids en BCR possède les caractéristiques ci-dessous :

- Parement amont : 1/1
- Parement aval : 1/0,8
- Hauteur : 10,6 m
- Base : 14,5 m
- Longueur en crête : 150 m
- Largeur en crête : 6 m

La figure 3.22 illustre le profil type du barrage BCR.

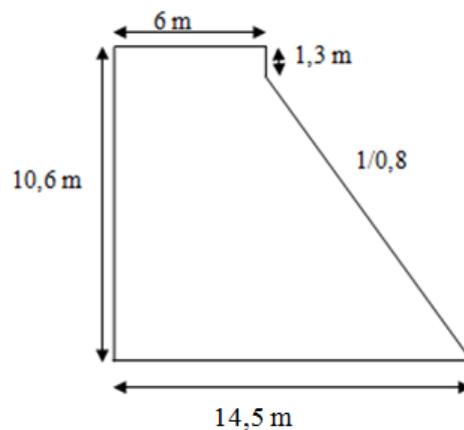


Fig. 3.22 : Profil du barrage poids submersible

$$V = S \cdot B$$

$$S = 98,5 \text{ m}^2$$

$$L_{c \text{ moy}} = 150 \text{ m}$$

$$V = 15\,771,3 \text{ m}^3$$

ii. volume du béton des bajoyers de protection

Talus aval : 13,6 m

$$v_{\text{bajoyers}} = [(6 + 13,6 + 1,3) \times 0,5 \times (0,5 + 1,3)] \times 2 = 38 \text{ m}^3$$

iii. Volume du béton du bassin de dissipation

Pour une hauteur au pied du déversoir de 0,22 m et $X = 1,4$ le volume se calcule comme suit :

$$V = [(X+3) \times (h+1)] \times L_{c \text{ moy}}$$

$$V = 805,2 \text{ m}^3$$

iv. Volume total du béton

$$V = 16\,615 \text{ m}^3$$

VII.4 Barrage poids en BCR à évacuateur porté

VII.4.1 Volume du béton

i. volume du béton du corps du barrage

Dans ce cas, le barrage est supposé déversant est possède les caractéristiques suivantes :

- Parement amont : 1/1
- Parement aval : 1/0,8
- Hauteur : 12,7 m
- Base : 14,5 m
- Largeur en crête : 6 m
- Longueur en crête : 150 m

$$V = S \cdot L_{c \text{ moy}}$$

$$S = 142,8 \text{ m}^2$$

$$L_{c \text{ moy}} = 150 \text{ m}$$

Volume du barrage total sans tenir en compte les pertuis du déversoir :

$$V_1 = 21 \ 416,3 \text{ m}^3$$

Volume des pertuis :

$$V_2 = 9 \ 324 \text{ m}^3$$

Donc le volume du béton du corps barrage déversant est estimé à :

$$V = V_1 - V_2 = 12 \ 092,3 \text{ m}^3$$

ii. Volume du béton du bassin de dissipation

Pour une hauteur au pied du déversoir de 0,33 m et $X = 2,4$ le volume se calcule comme suit :

$$V = [(X + 3) \times (h + 1)] \times L_{c \text{ moy}}$$

$$V = 1 \ 077,3 \text{ m}^3$$

iii. Volume du béton total

$$V = 13 \ 170 \text{ m}^3$$

VII.4.2. Volume du terrassement du barrage poids déversant

$$V_{\text{terrassement}} = e_t \times L_t \times l$$

e_t : Epaisseur du terrassement,

L_t : longueur du terrassement = $B + L_{\text{bassin}} + 2$

B : Base du barrage,

l : largeur du terrassement

Tableau 3.19 : Volumes des terrassements barrage submersible/déversant

	Epaisseur (m)	L _t (m)	l (m)	Volume du terrassement (m ³)	Volume majoré de 20% (m ³)
Barrage submersible	4	21	22	1 848	2 218
Barrage déversant	4	22	22	1 927.2	2 313

VII. Analyse financière comparative

Dans le but de dresser un bilan comparatif sur le plan économique, le tableau 3. Récapitule une synthèse des volumes des travaux ainsi qu'une estimation financière pour l'ensemble des variantes analysées.

Tableau 3.20 : Synthèse des volumes et coûts des travaux pour l'ensemble des variantes analysées

Variantes	Terrassement	Remblais	Béton (BCV/BCR)	Drainage	Montant total DA
	P.U : 400 DA/m ³	P.U : 700DA/m ³	P.U(BCV) :40 000 DA/m ³ P.U(BCR) :11 000 DA/m ³	P.U : 3 500 DA/m ³	
Barrage en terre à évacuateur latéral isolé	V= 31 676 m ³	V=88 000 m ³	V= 4 265 m ³	V= 4 052m ³	259 052,4.10 ³
	12 670,4.10 ³	61,6.10 ⁶	170,6.10 ⁶	14 182.10 ³	
Barrage en terre à évacuateur frontal isolé	V= 40 853 m ³	V= 88 000 m ³	V= 6 151 m ³	V= 5 807m ³	344 305,7.10 ³
	16 341,2.10 ³	61,6.10 ⁶	246,04.10 ⁶	20 324,5.10 ³	
Barrage BCR submersible	V= 2218 m ³	/	V= 16 615 m ³	/	183 652,2.10 ³
	887,2.10 ³	/	182 765.10 ³	/	
Barrage BCR déversant	V=2313 m ³	/	V= 13170 m ³	/	145 795,2.10 ³
	925,2.10 ³	/	144 870.10 ³	/	

La figure 3.23 illustre l'analyse comparative financière des différentes variantes.

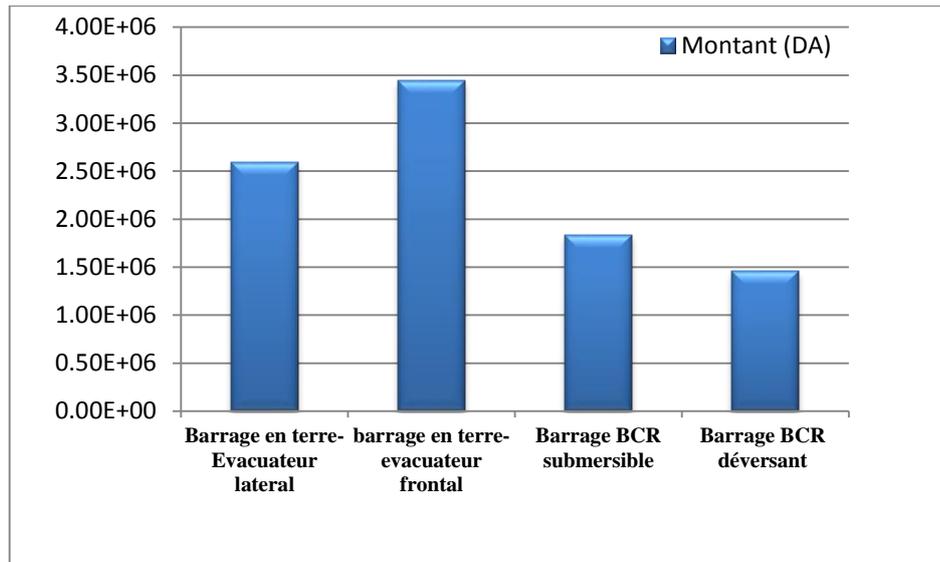


Fig. 3.23 : Analyse comparative financière des différentes variantes

VIII. Analyse des déformations des barrages

VII.1. Objectifs

Les barrages en terre homogènes présentent le grand avantage en cas de disponibilité quantitative et qualitative des matériaux d'emprunter de leur compétitivité économique. Les contraintes liées à ce type de barrage résident dans leur sensibilité aux crues de projet et l'envasement accéléré des réservoirs atténuant l'effet du laminage de lac constituent les deux importants paramètres portant grands préjudice quant à la sécurité de l'aménagement vis-à-vis des crues.

L'utilisation du BCR pour les profils poids des barrages présente de multiples avantages : dosage réduit en ciment, moins de contraintes thermiques, pas ou peu de coffrage, mécanisation intensive des travaux, délais de réalisation réduit mais surtout l'incorporation facile de l'ouvrage d'évacuation des crues. Les deux grands inconvénients résident dans leur résistance aux sous-pressions ainsi que les importantes sollicitations communiquées aux fondations.

Dans le but d'analyser l'influence de ce dernier paramètre sur ce choix technico-économique de la variante de barrage, il a été engagé une modélisation numérique s'articulant sur le code de calcul ANSYS pour l'analyse du comportement mécanique des variantes barrages en terre et barrage en BCR.

VIII.2 Présentation du code de calcul servant à l'étude des déformations du barrage

VIII.2.1 Fonction du code de calcul

Le nom ANSYS est le synonyme de la simulation par élément finis de haut niveau, c'est l'un des principaux programmes d'éléments finis commerciaux dans le monde et peut être appliqué à un grand nombre de domaines de technologie. Les solutions d'éléments

finis sont disponible pour plusieurs disciplines de la technologie comme la statique, la dynamique, l'écoulement de la chaleur, flux de fluide, l'électromagnétiques et les problèmes de couplément de champ.

L'utilisateur d'ANSYS peut courir des simulations pour des problèmes linéaires et non-linéaires tel que la non-linéarité structural peut se produire en raison du comportement matériel non linéaire des grandes déformations ou l'état de contact des frontières.

Une classification générale des problèmes dynamique qui peuvent être résolus avec ANSYS sont donnés en considérant non seulement l'implicite mais également les possibilités explicites de la solution.

Un diapositif utile d'ANSYS qui est non seulement disponible pour des problèmes dans la dynamique structurale, c'est ANSYS Parametric Design Language (APDL) qui permet à l'utilisateur de paramètre complément le modèle. (F. AIT AHMED, 2011)

Le logiciel ANSYS permet aux ingénieurs d'accomplir plusieurs tâche tel que :

- Etablir les modèles numériques ou transférer les modèles de DAO des structures, des produits, des composants, ou des systèmes,
- Appliquer les charges dynamique ou autre états de condition de conception,
- Etudier les réponses physiques, telles que les niveaux de contraintes, déformations, et les distributions de la température,etc.,
- Optimiser une conception dans le procédé de développement pour réduire des coûts de production,
- Faire le prototype examinant dans les environnements où il autrement serait indésirable ou impossible (par exemple, applications biomédicales),
- Etudier les problèmes d'interaction fluide-structure.

Le logiciel ANSYS a été utilisé pour résoudre divers problèmes de génie civil, tel que :

- Problèmes géotechniques,
- Dynamique des structures,
- Comportements des différents matériaux.

VIII.2.2 Consistance du code de calcul

i. Interface graphique du logiciel

En générale l'interface graphique d'ANSYS contient dix principales commandes (Fig. 3.24) :

- IcontoolbarMenu: contient les graphiques qui exécutent des commandes fréquemment utilisées par ANSYS.
- Utility Menu: contient les fonctions de service qui sont disponibles dans toute la session, d'ANSYS.
- Input Line: sert a exécuté des commandes plus complexes ; ou même des programmes APDL.
- Raise/Hidden Icon;
- Abberviation toolbar Menu;

- Main Menu : contient les principales fonctions d'ANSYS organisées comme suit (preprocessor, solution, générale postprocesseur, design optimzer, ...ect).
- Graphics Area
- User Prompt Info
- Current Setting
- Output Windows : reçoit tout le texte externe du programme : les réponses des commandes, notes, erreurs, et d'autres messages.

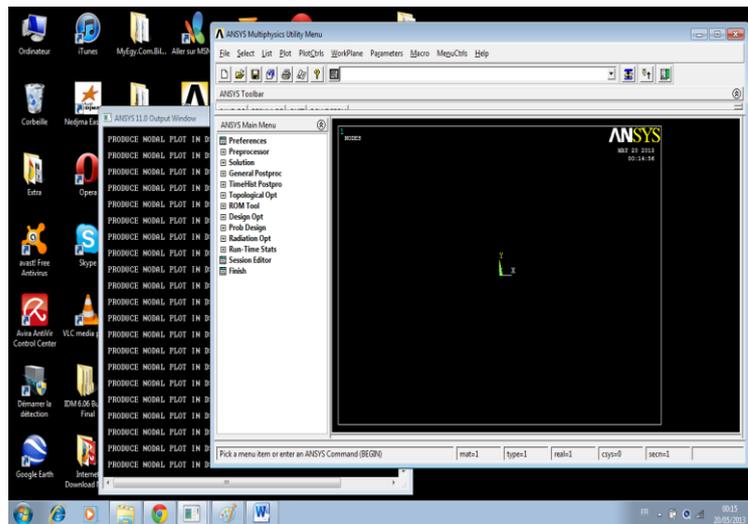


Fig. 3.24 : Interface graphique du code de calcul ANSYS

ANSYS possède une riche bibliothèque des éléments de maillage tel qu'il a deux cent cinquante-deux éléments, pour différents type de problèmes (thermique, dynamique, statique, linéaires, non linéaire, en deux ou en trois dimensions).

Le choix du type d'élément c'est l'étape la plus importante, car on détermine les caractéristiques des éléments tel que :

- Le degré de liberté (D.O.F), par exemple pour l'élément structural à plus de six degré de liberté : $U_x, U_y, U_z, ROT_x, ROT_y, ROT_z$,
- La forme d'élément : 2D solide, 3D solide.

ii. Définition des éléments

La figure III.3 illustre les actions à mener au niveau du logiciel pour la définition des éléments.

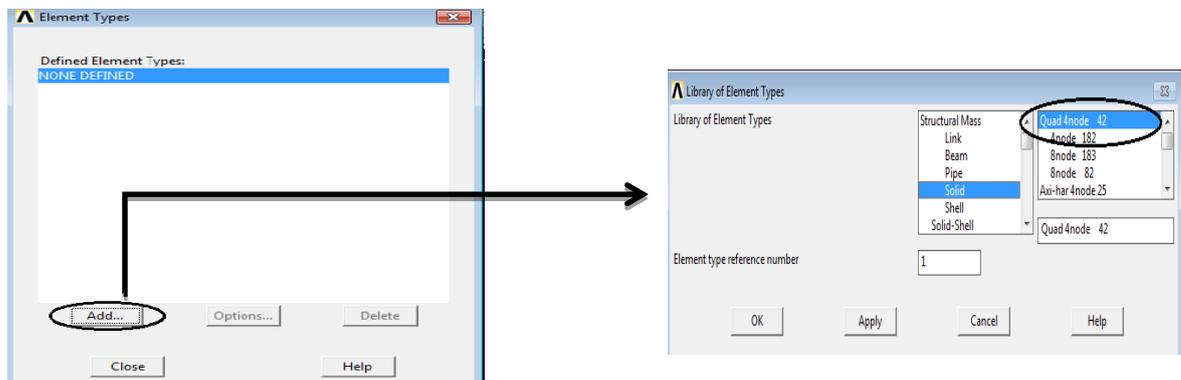


Fig. 3.25 : Actions pour la définition des éléments - Code de calcul ANSYS.

iii. Les méthodes de maillage

Il existe deux principales méthodes de maillage : libre et tracé.

a) Le maillage libre

- Le maillage n'épouse aucune forme,
- Préférable pour les formes de surface et volume complexes.
- Le volume maillé possède un grand nombre de D.O.F (4nœuds).

b) Le maillage tracé

- Forme des éléments est limitée, pour les quadrilatérales (surface) et les hexaèdre (volume).
- Typiquement ont aura un modèle régulier.
- Préférable pour des formes régulières comme les rectangles et les cubes.

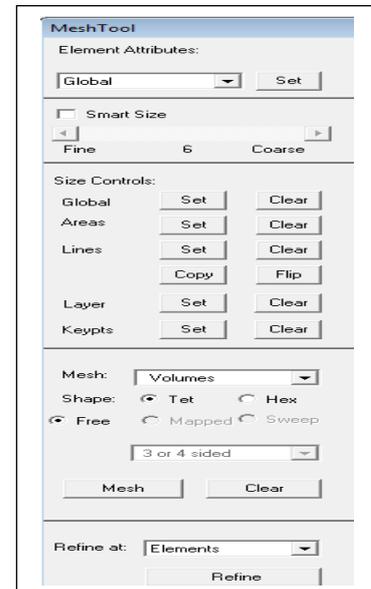


Fig.3.26 : Méthodes de maillage- code de calcul ANSYS

iv. Propriétés des éléments

Chaque analyse a besoin de définir la propriété des matériaux, tel que: module d'élasticité, coefficient de poisson ... etc.

Une ou plusieurs propriétés de matériaux peuvent être définie selon le problème.

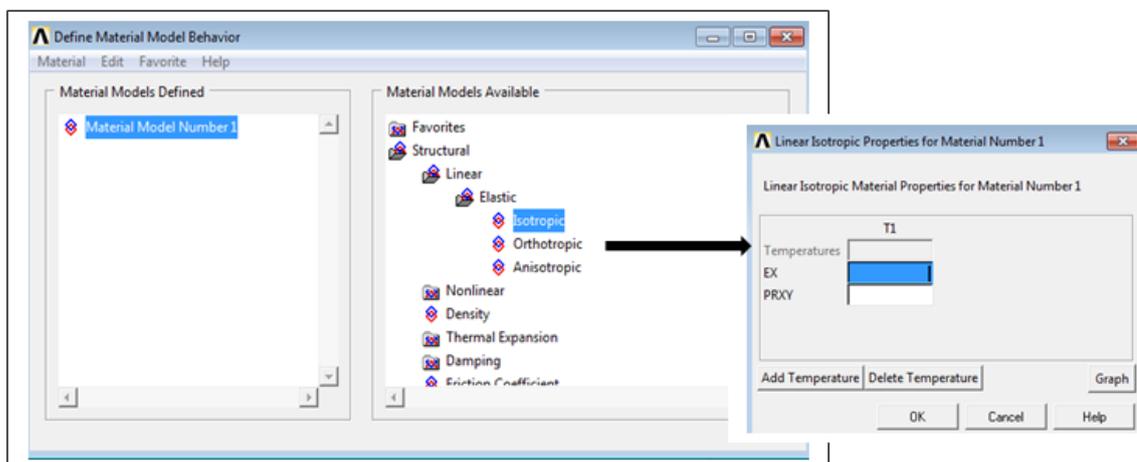


Fig. 3.27 : Choix des propriétés des éléments- code de calcul ANSYS.

v. Système d'unité :

ANSYS n'exige pas un système d'unité pour les analyses (sauf pour l'analyse magnétique). On peut choisir n'importe quel système d'unité, mais on doit l'employer pour toutes les données entrées durant l'analyse. Il est préférable d'utiliser le système d'unité international pour éviter toute équivoque.

Tableau 3.21 : Système d'unité code de calcul ANSYS

Grandeur	Unité
Temps	s
Longueur	M
Masse	Kg
Force	N
Température	°K
Energie	J
Densité	Kg/m ³
Conductivité	J/(S.m.K)
Chaleur spécifique	J/(kg.K)
Flux	J/(S.m ²)
Contrainte	N/m ²
convection	J/(S.m ² .K)

VIII.3 Résultats de la modélisation

VIII.3.1 barrage en terre

a) Barrage vide

Hauteur du barrage : 15 m

Base du barrage : 81 m

Hauteur du barrage à la côte CRN : 11,2 m

Les caractéristiques des matériaux servant à la modélisation sont résumées sur le tableau 3.22.

Tableau 3.22 : caractéristiques des matériaux

	Corps du barrage et parafouille	Drain
Module d'élasticité KPa	50 000	100 000
Coefficient de Poisson	0.3	0.3
Masse volumique (kg/m³)	1 800	2 000

La figure 3.28 schématise le profil géométrique du barrage servant à la modélisation.

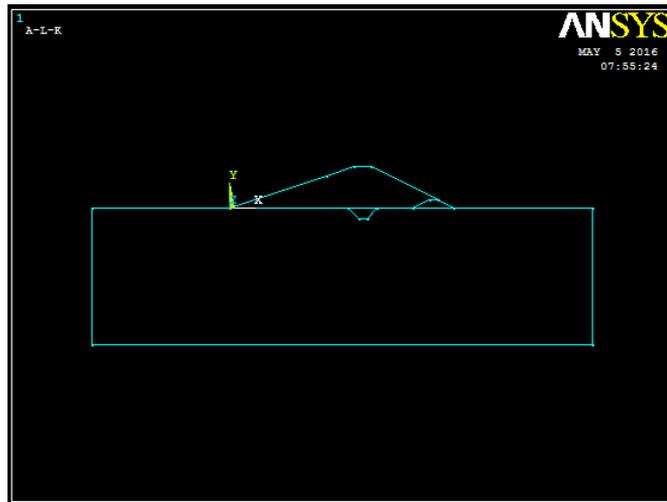


Fig. 3.28 : Profil géométrique du barrage

La figure 3.29 donne la discrétisation du maillage du profil du barrage

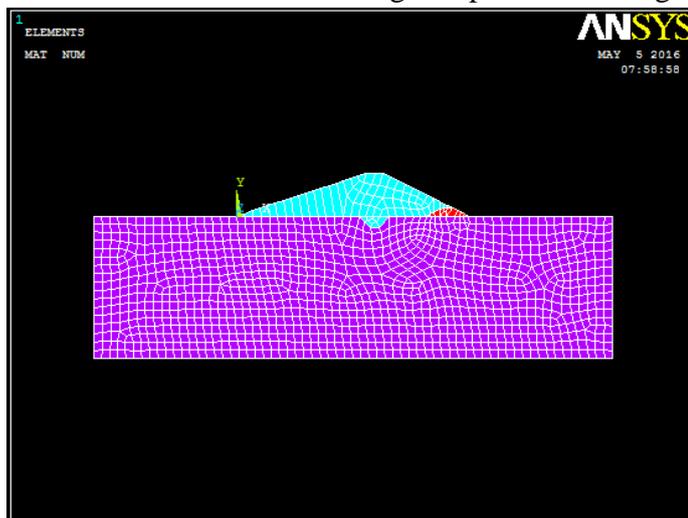


Fig. 3.29 : Discrétisation du barrage

Les résultats graphiques de la modélisation seront représentés respectivement :

- Champs de déformation
- Champs de contraintes

Aussi et a fin d'analyser l'influence des types des fondations sur notamment les déformations, il a été procédé à une analyse paramétrée en fonction du module d'élasticité E des fondations.

- **E (Fondation) = 30.10^3 KPa**

Les figures 3.30 et 3.31 donnent respectivement les champs de déformation et des contraintes pour un module d'élasticité des fondations $E= 30.10^3$ KPa

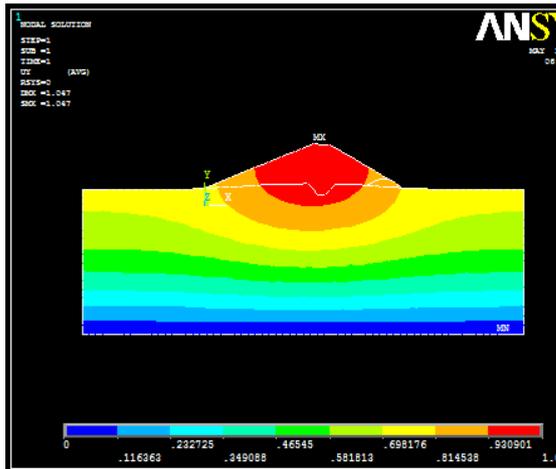


Fig. 3.30 : Champs des déformations
Barrage en terre- $E_{Fondation}=30.103 \text{ KPa}$

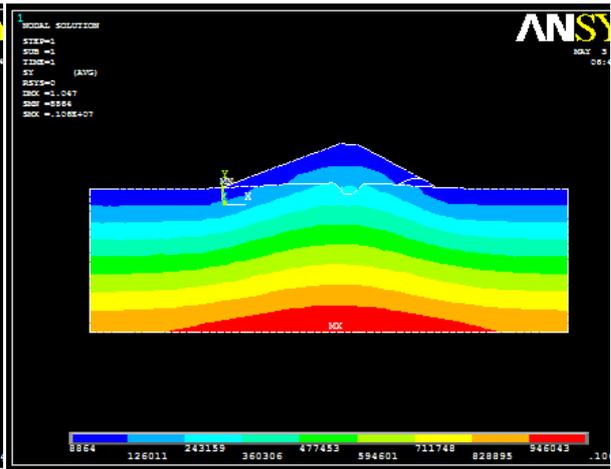


Fig. 3.31 : Champs des contraintes
Barrage en terre- $E_{Fondation}=30.103 \text{ KPa}$

Le tableau 3.23 donne les valeurs des contraintes et des déformations aux niveaux :

- Contact base barrage-fondation,
- Contact base barrage-parafouille,
- A 6 m de profondeur,
- A 15 m de profondeur.

Tableau 3.23 : Valeurs des déformations et des contraintes-Barrage en terre $E_{Fondation} = 30.10^3 \text{ KPa}$

Profondeur (m)	Déformation (m)		Contrainte (N)	
	Fondation	Parafouille	Fondation	Parafouille
Point de contact fondation- barrage/parafouille	0.997	0.970	190 250	269 310
A 6 m	0.951	0.895	314 220	400 730
A 15 m	0.782	0.790	533 760	589 560

- $E_{(Fondation)} = 70.10^3 \text{ KPa}$

Les figures 3.32, 3.33 et le tableau 3.24 donnent respectivement les champs de déformation et des contraintes pour un module d'élasticité de fondation $E = 70.10^3 \text{ KPa}$

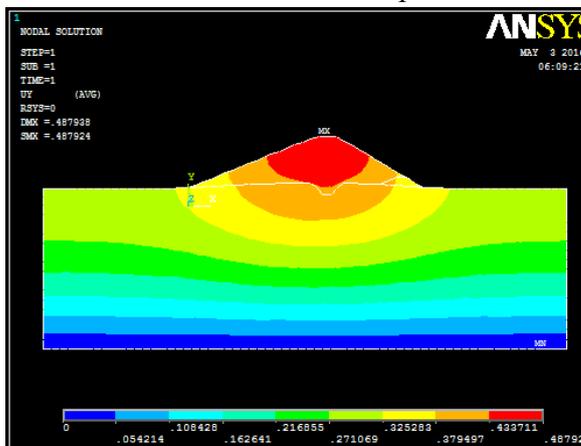


Fig. 3.32 : Champs des déformations
Barrage en terre - $E_{Fondation}=70.10^3 \text{ KPa}$

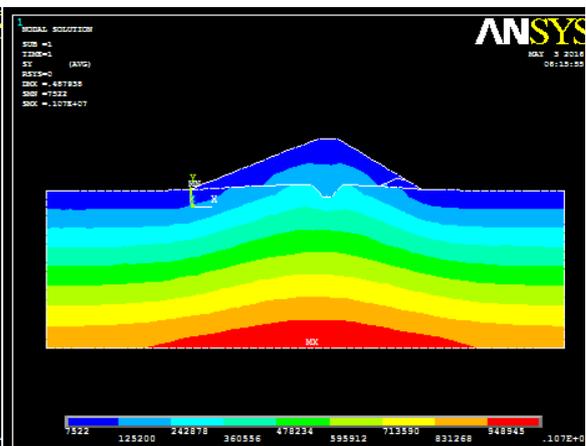


Fig. 3.33 : Champs des contraintes
Barrage en terre - $E_{Fondation}=70.10^3 \text{ KPa}$

Tableau 3.24 : Valeurs des déformations et des contraintes-Barrage en terre $E_{\text{Fondation}} = 70.10^3 \text{ KPa}$

Profondeur (m)	Déformation (m)		Contrainte (N)	
	Fondation	Parafouille	Fondation	Parafouille
Point de contact fondation-barrage	0.432	0.416	203 510	298 060
A 6 m	0.411	0.385	327 740	396 280
A 15 m	0.337	0.340	539 170	528 870

- $E_{\text{Fondation}} = 100.10^3 \text{ KPa}$

Les figures 3.34, 3.35 et le tableau 3.25 donnent respectivement les champs de déformation et des contraintes pour un module d'élasticité de fondation $E = 100.10^3 \text{ KPa}$

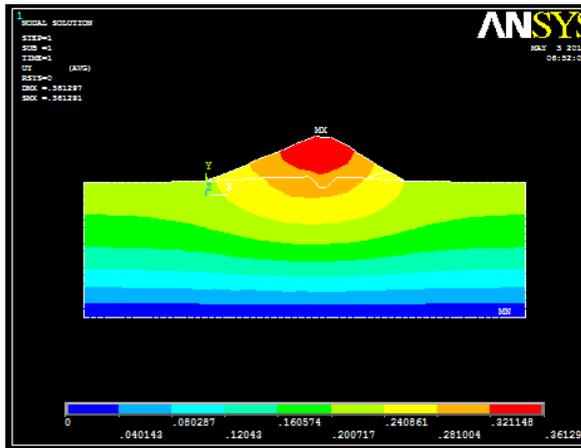


Fig. 3.34 : Champs des déformations
Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}} = 100.10^3 \text{ KPa}$

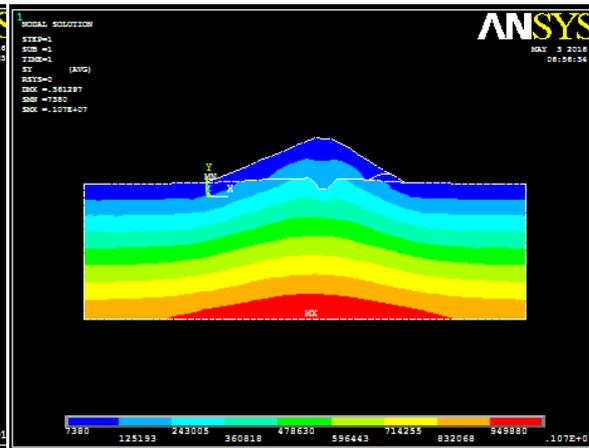


Fig. 3.35 : Champs des contraintes
Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}} = 100.10^3 \text{ KPa}$

Tableau 3.25 : Valeurs des déformations et des contraintes-Barrage en terre $E_{\text{Fondation}} = 100.10^3 \text{ KPa}$

Profondeur (m)	Déformation (m)		Contrainte (N)	
	Sous fondation	Sous parafouille	Sous fondation	Sous parafouille
Point de contact fondation-barrage	0.303	0.291	207 370	293 380
A 6 m	0.288	0.27	332 130	394 710
A 15 m	0.236	0.238	540 920	530 000

- $E_{\text{Fondation}} = 200.10^3 \text{ KPa}$

Les figures 3.36, 3.37 et le tableau 3.26 donnent respectivement les champs de déformation et des contraintes pour un module d'élasticité de fondation $E = 250.10^3 \text{ KPa}$

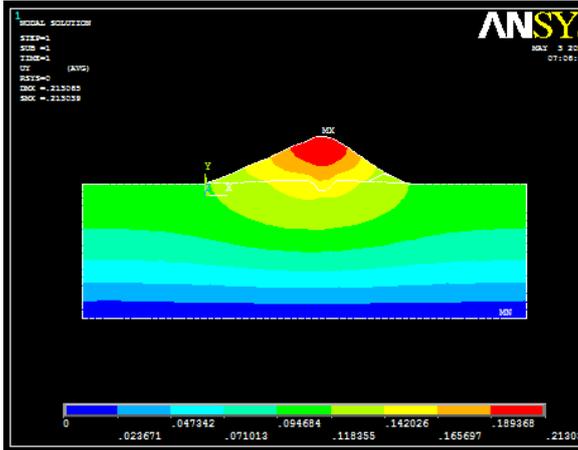


Fig. 3.36 : Champs des déformations
Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=200.10^3 \text{ KPa}$

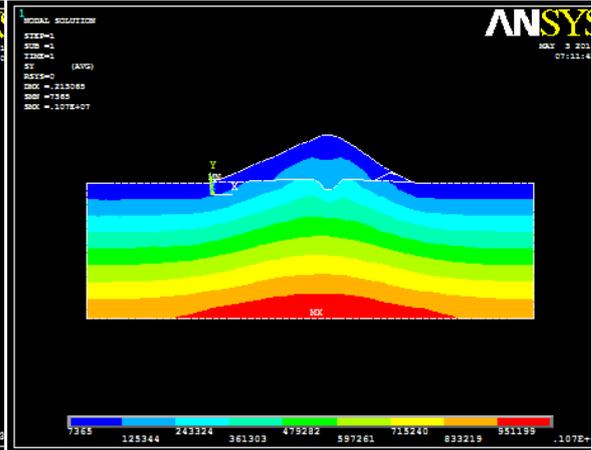


Fig. 3.37 : Champs des contraintes
Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=200.10^3 \text{ KPa}$

Tableau 3.26 : Valeurs des déformations et des contraintes-Barrage en terre $E_{\text{Fondation}}=250.10^3 \text{ KPa}$

Profondeur (m)	Déformation (m)		Contrainte (N)	
	Sous fondation	Sous parafouille	Sous fondation	Sous parafouille
Point de contact fondation-barrage	0.152	0.146	212300	286390
A 6 m	0.145	0.135	338250	392520
A 15 m	0.118	0.119	543430	531630

- $E_{\text{Fondation}} = 500.10^3 \text{ KPa}$

Les figures 3.38, 3.39 et le tableau 3.27 donnent respectivement les champs de déformation et des contraintes pour un module d'élasticité de fondation $E= 500.10^3 \text{ KPa}$

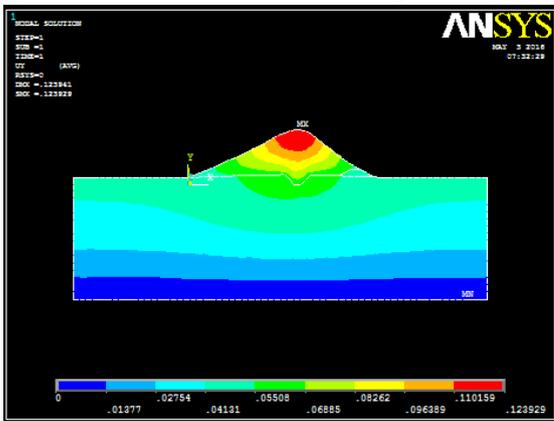


Fig. 3.38 : Champs des déformations
Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=500.10^3 \text{ KPa}$

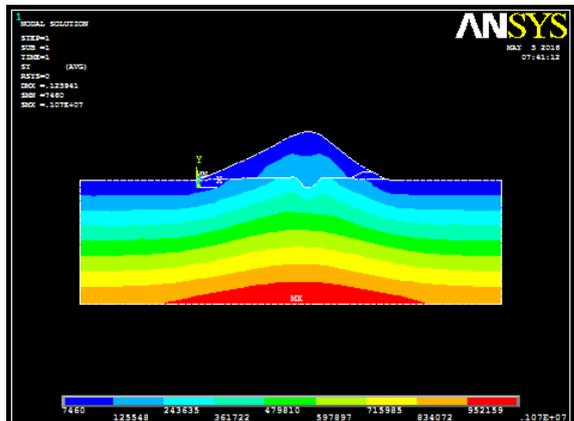


Fig. 3.39 : Champs des contraintes
Barrage en terre - $E_{\text{Fondation}}=500.10^3 \text{ KPa}$

Tableau 3.27 : Valeurs des déformations et des contraintes-Barrage en terre $E_{\text{Fondation}}=500.10^3 \text{ KPa}$

Profondeur (m)	Déformation (m)		Contrainte (N/m ²)	
	Fondation	Parafouille	Fondation	Parafouille
Point de contact fondation-barrage	0.061	0.058	215 420	281 800
A 6 m	0.058	0.054	342 550	301 060
A 15 m	0.047	0.048	545 300	532 900

b) Analyse de l'influence du remplissage du lac sur les déformations et contraintes

Dans une deuxième étape, il a été analysé l'influence du remplissage du lac sur les déformations et les contraintes. Les figures de 3.40 à 3.49 illustrent les champs de déformations et contraintes pour différents modules d'élasticité des déformations.

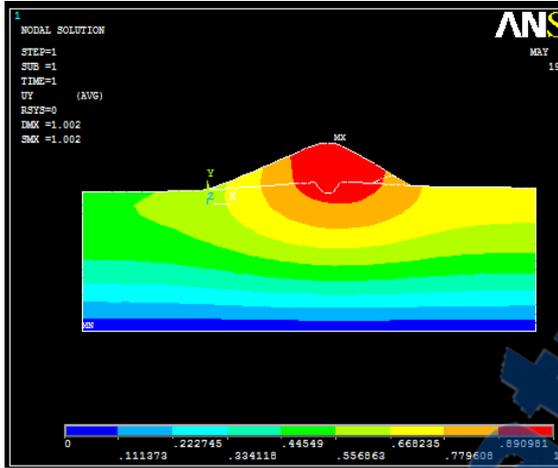


Fig. 3.40 : Champs des déformations
Barrage en terre – Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 30.10^3 \text{ KPa}$

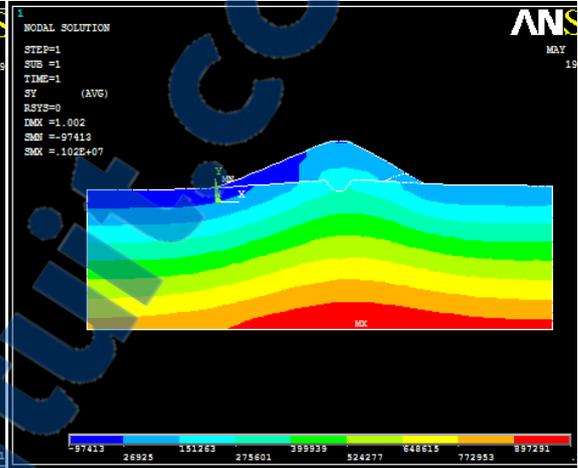


Fig. 3.41 : Champs des déformations
Barrage en terre – Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 30.10^3 \text{ KPa}$

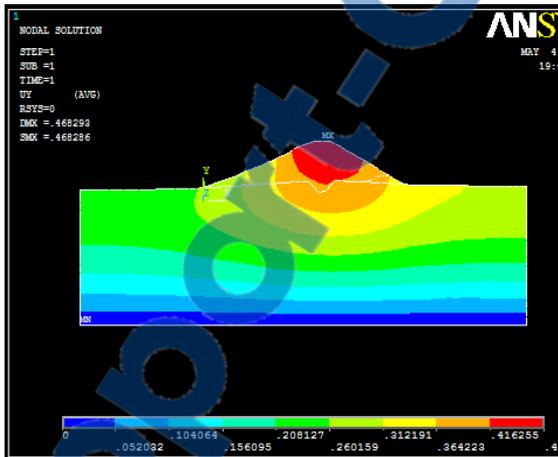


Fig. 3.42 : Champs des déformations
Barrage en terre – Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 70.10^3 \text{ KPa}$

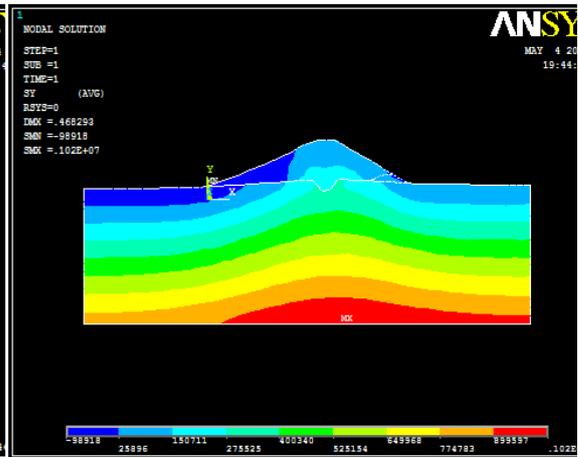


Fig. 3.43 : Champs des déformations
Barrage en terre – Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 70.10^3 \text{ KPa}$

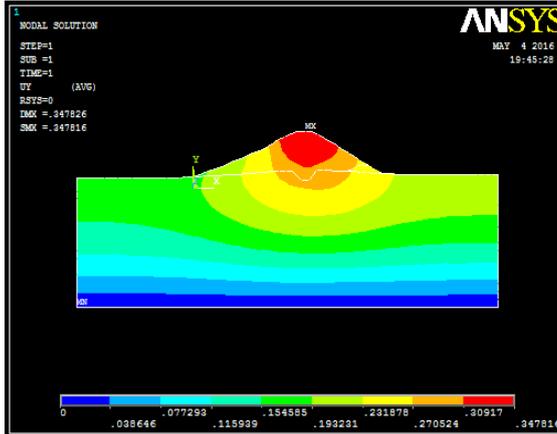


Fig. 3.44 : Champs des déformations
Barrage en terre – Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 100.10^3 \text{ KPa}$

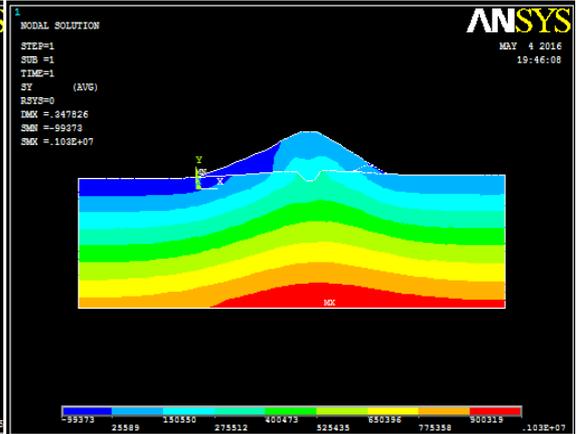


Fig. 3.45 : Champs des déformations
Barrage en terre – Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 100.10^3 \text{ KPa}$

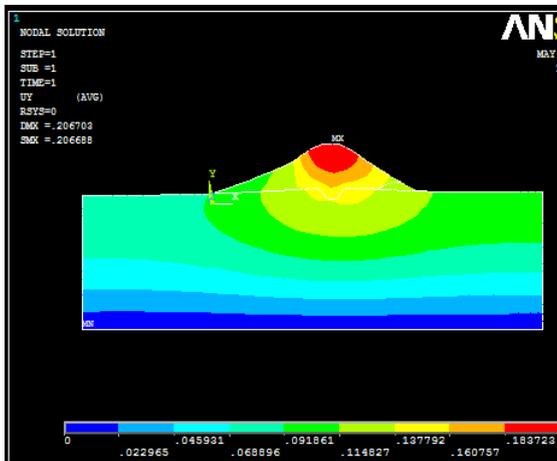


Fig. 3.46 : Champs des déformations
Barrage en terre – Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 250.10^3 \text{ KPa}$

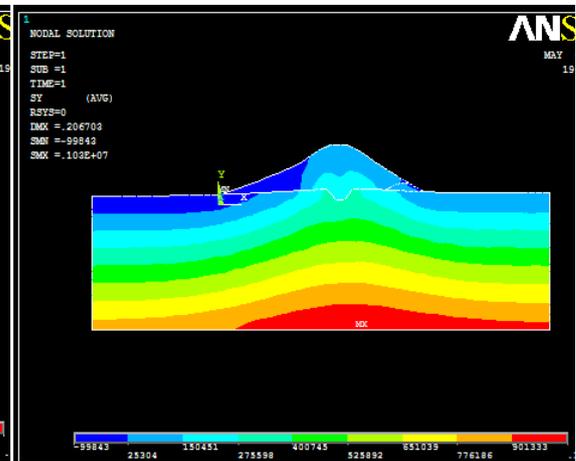


Fig. 3.47 : Champs des déformations
Barrage en terre – Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 250.10^3 \text{ KPa}$

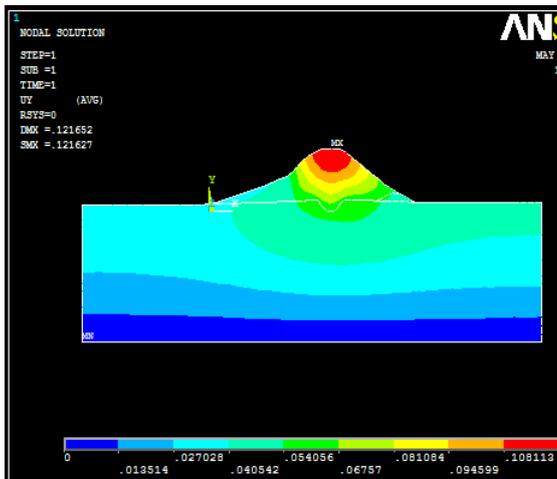


Fig. 3.48 : Champs des déformations
Barrage en terre – Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 500.10^3 \text{ KPa}$

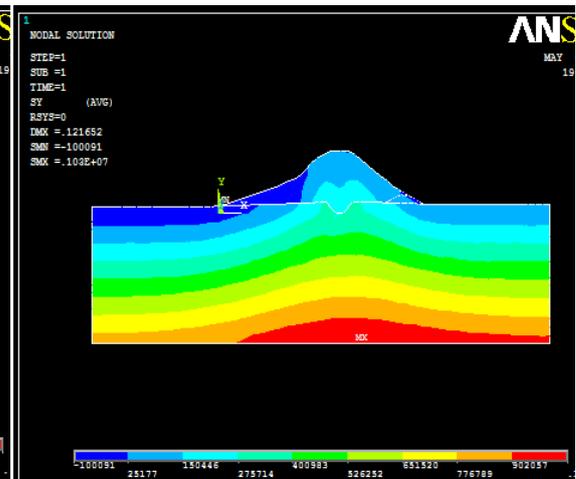


Fig. 3.49 : Champs des déformations
Barrage en terre – Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 500.10^3 \text{ KPa}$

Le tableau 3.28 synthétise les résultats analytiques des cas de modélisation en fonction de la variation du module d'élasticité des fondations.

Tableau 3.28 : Synthèse des résultats de modélisation-Barrage en terre –Remplissage du lac

E Fondation (KPa)	Profondeur (m)	Déformation (m)		Contrainte (N)	
		Fondation	Parafouille	Fondation	Parafouille
30.10 ³	Point de contact fondation-barrage	0.721	0.719	24 069	97 683
	A 6 m	0.712	0.692	109 000	203 190
	A 15 m	0.623	0.630	351 800	344 540
70.10 ³	Point de contact fondation-barrage	0.309	0.308	23 690	97 282
	A 6 m	0.305	0.297	109 220	202 550
	A 15 m	0.267	0.270	351 800	344 440
100.10 ³	Point de contact fondation-barrage	0.216	0.216	23 555	97 167
	A 6 m	0.214	0.208	109 280	202 350
	A 15 m	0.187	0.189	351 800	344 410
200.10 ³	Point de contact fondation-barrage	0.108	0.108	23 357	97 019
	A 6 m	0.107	0.104	109 360	109 360
	A 15 m	0.093	0.094	351 790	351 790
500.10 ³	Point de contact fondation-barrage	0.043	0.043	23 211	969 22
	A 6 m	0.042	0.042	109 410	201 840
	A 15 m	0.037	0.038	351 790	344 300

VII.3.2. Barrage déversant en BCR

a) Barrage vide

H = 12,7 m

B = 14,5 m

H(CRN) = 10,6 m

Les caractéristiques des matériaux servant à la modélisation sont résumées sur le tableau 3.29

Tableau 3.29 : caractéristiques des matériaux

Module d'élasticité KPa	Coefficient de Poisson	Masse volumique (kg/m ³)
250 000	0,25	2 300

Les figures 3.50 et 3.51 donnent respectivement

- Profil géométrique du barrage
- Discrétisation du barrage

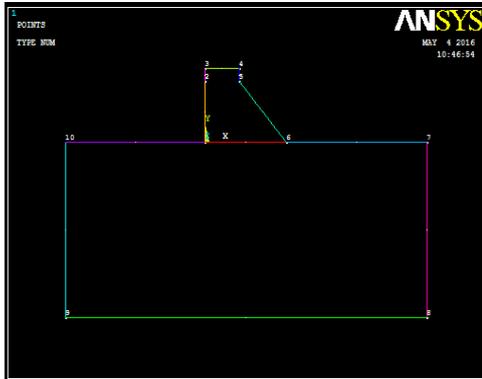


Fig.3.50 : Profil géométrique du barrage déversant

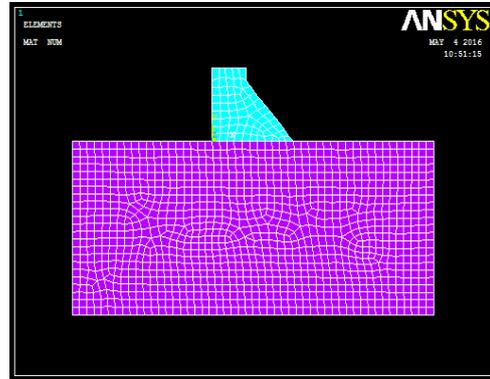


Fig. 3.51 : Discrétisation du barrage déversant

Les résultats graphiques sont représentés au niveau des figures 3.52 à 3.61 pour différentes valeurs du module d'élasticité des fondations.

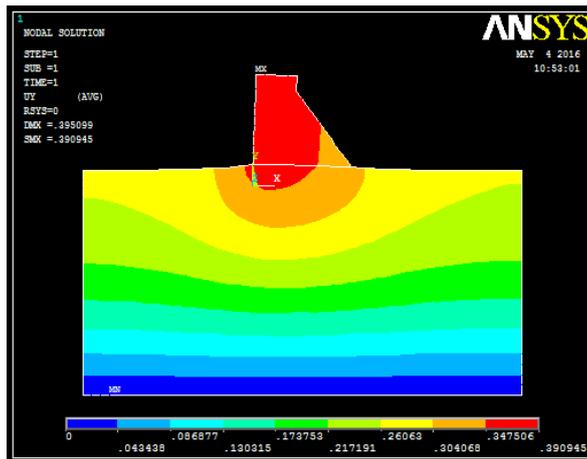


Fig. 3.52 : Champs des déformations
Barrage déversant BCR -E_{Fondation} = 30.10³ KPa

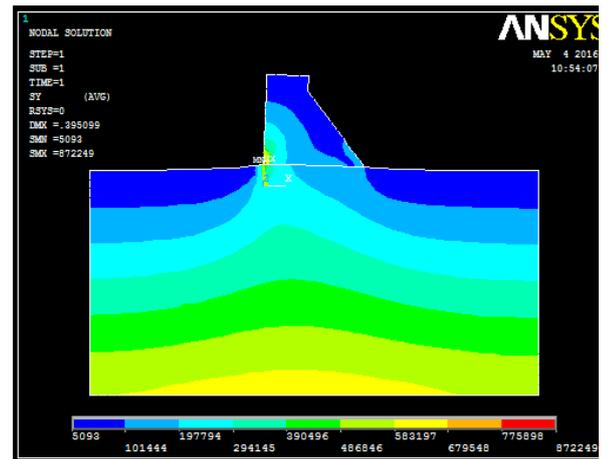


Fig. 3.53 : Champs des contraintes
Barrage déversant BCR -E_{Fondation} = 30.10³ KPa

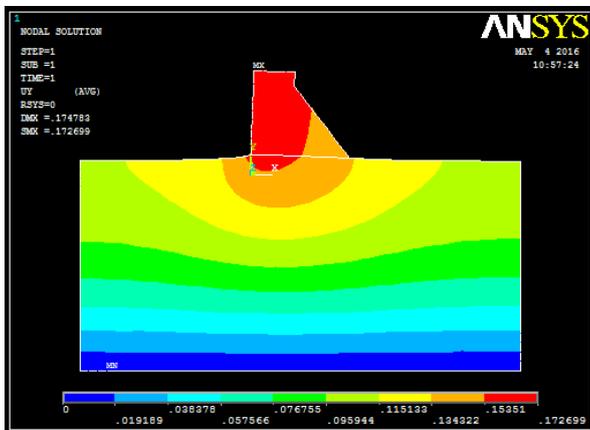


Fig. 3.54 : Champs des déformations
Barrage déversant BCR -E_{Fondation} = 70.10³ KPa

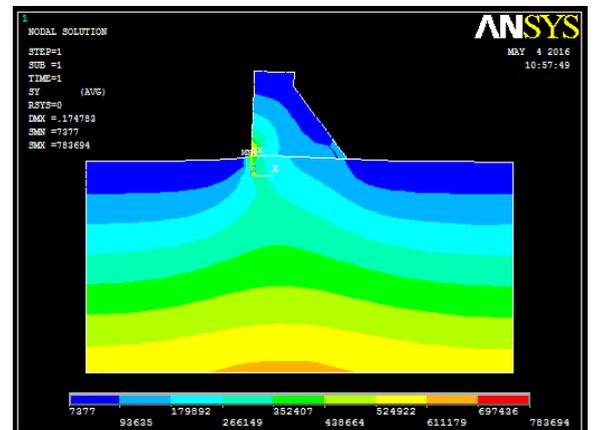


Fig. 3.55 : Champs des contraintes
Barrage déversant BCR -E_{Fondation} = 70.10³ KPa

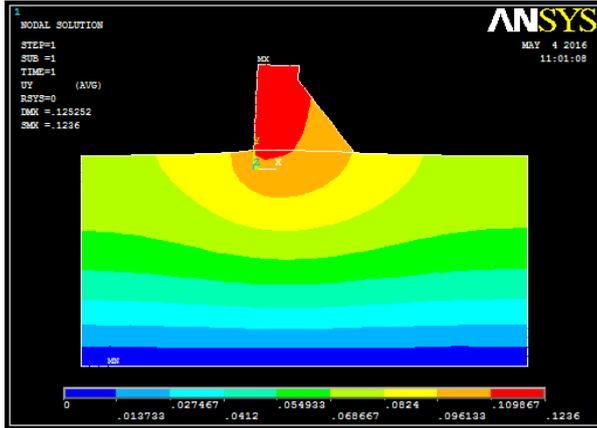


Fig. 3.56 : Champs des déformations
Barrage déversant BCR -E Fondation= 100.10^3 KPa

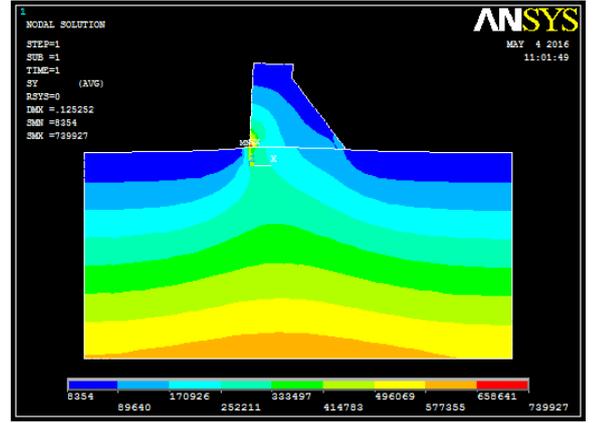


Fig. 3.57 : Champs des contraintes
Barrage déversant BCR - E Fondation= 100.10^3 KPa

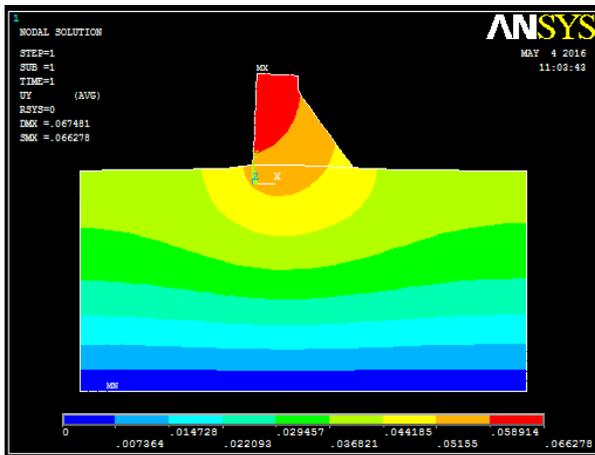


Fig. 3.58 : Champs des déformations
Barrage déversant BCR-E Fondation= 200.10^3 KPa

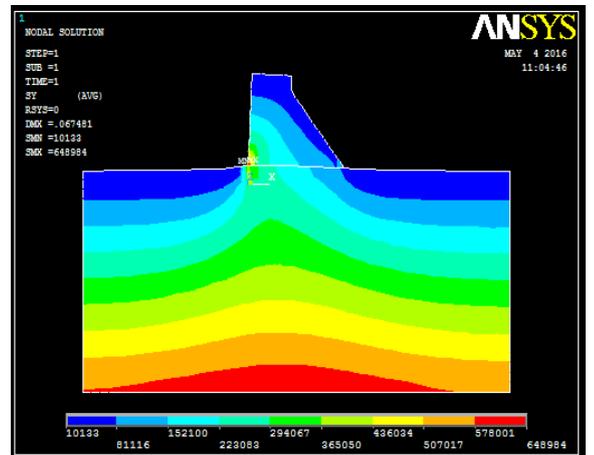


Fig. 3.59 : Champs des contraintes
Barrage déversant BCR-E Fondation= 200.10^3 KPa

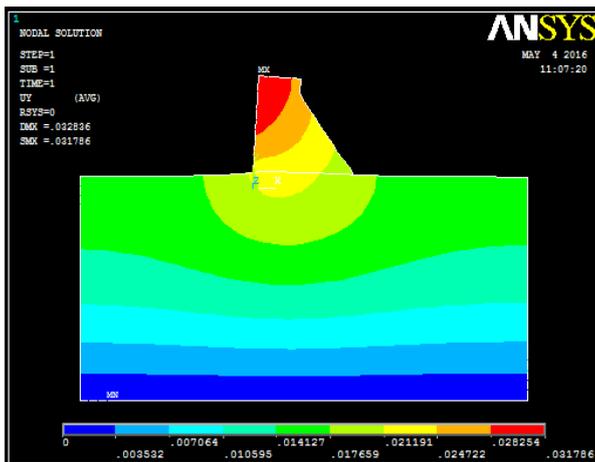


Fig. 3.60 : Champs des déformations
Barrage déversant BCR -E Fondation= 500.10^3 KPa

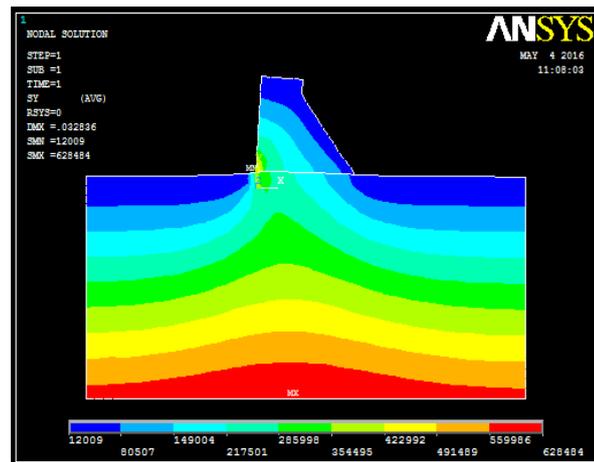


Fig. 3.61 : Champs des contraintes
Barrage déversant BCR -E Fondation= 500.10^3 KPa

Le tableau 3.30 synthétise les résultats analytiques des cas de modélisation en fonction de la variation du module d'élasticité des fondations.

Tableau 3.30 : Synthèse des résultats de modélisation-Barrage déversant

$E_{\text{Fondation}}$ (KPa)	Profondeur (m)	Déformation (m)	Contrainte (N/m ²)
$30 \cdot 10^3$	Point de contact barrage-fondation	0.377	232 360
	A 6 m	0.319	280 780
	A 15 m	0.234	386 410
$70 \cdot 10^3$	Point de contact barrage-fondation	0.162	243 600
	A 6 m	0.137	281 370
	A 15 m	0.101	385 580
$100 \cdot 10^3$	Point de contact barrage-fondation	0.113	249 460
	A 6 m	0.958	281 860
	A 15 m	0.705	386 200
$200 \cdot 10^3$	Point de contact barrage-fondation	0.057	262 140
	A 6 m	0.048	283 240
	A 15 m	0.035	387 730
$500 \cdot 10^3$	Point de contact barrage-fondation	0.023	277 740
	A 6 m	0.019	285 470
	A 15 m	0.014	390 040

b) Influence du remplissage du lac sur les déformations et les contraintes

Cette partie consiste à analyser l'influence du remplissage du lac sur les déformations et les contraintes. Les figures de 3.62 à 3.71 illustrent les champs de déformations et contraintes pour différents modules d'élasticité des déformations.

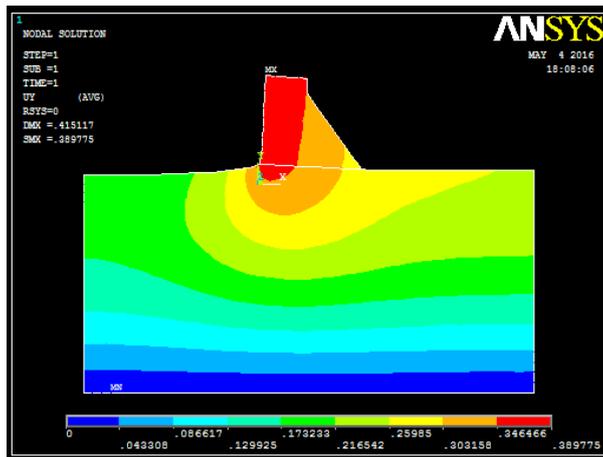


Fig. 3.62 : Champs des déformations
Barrage déversant BCR–Remplissage du lac
 $E_{\text{Fondation}} = 30 \cdot 10^3$ KPa

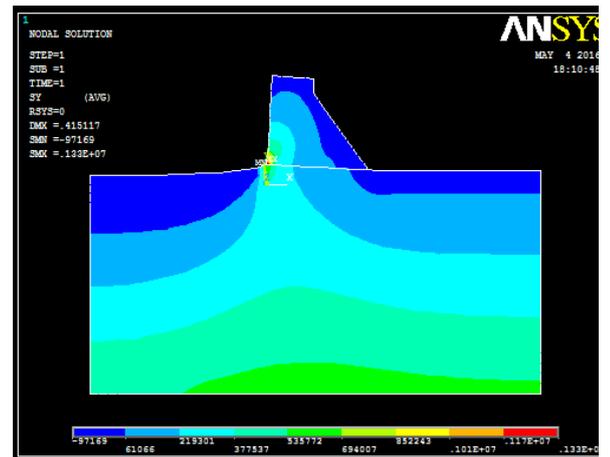


Fig. 3.63 : Champs des contraintes
Barrage déversant BCR–Remplissage du lac
 $E_{\text{Fondation}} = 30 \cdot 10^3$ KPa

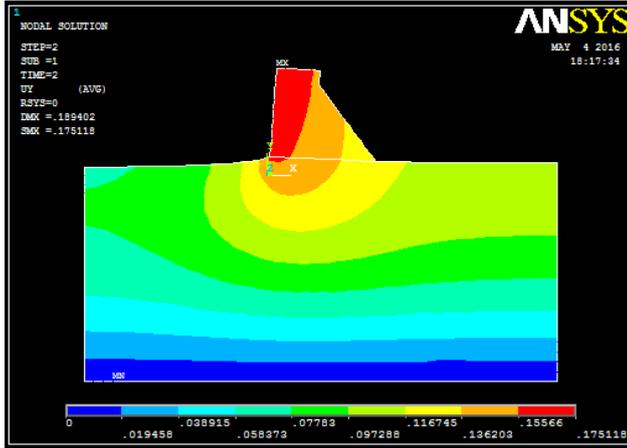


Fig. 3.64 : Champs des déformations
Barrage déversant BCR–Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 70.10^3 \text{ KPa}$

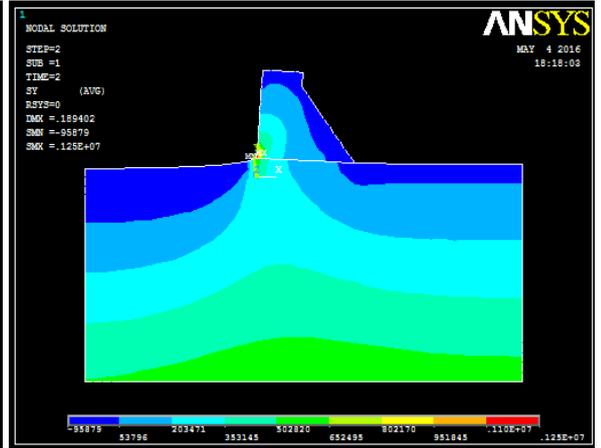


Fig. 3.65 : Champs des contraintes
Barrage déversant BCR–Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 70.10^3 \text{ KPa}$

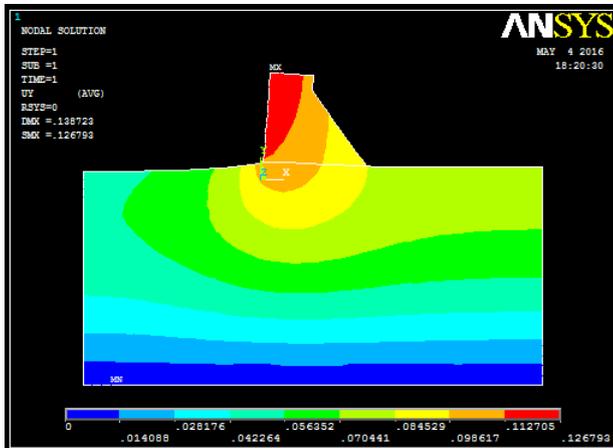


Fig. 3.66 : Champs des déformations
Barrage déversant BCR–Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 100.10^3 \text{ KPa}$

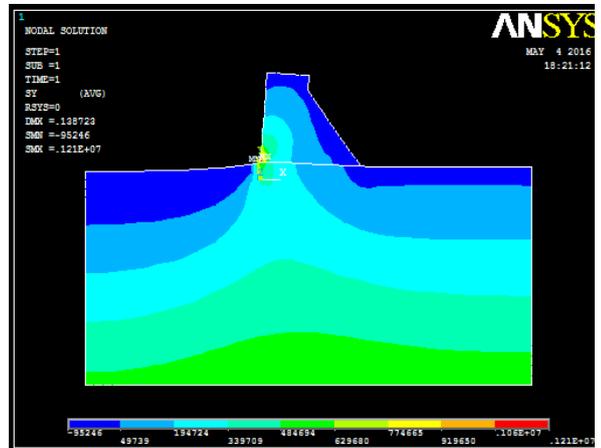


Fig. 3.67 : Champs des contraintes
Barrage déversant BCR–Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 100.10^3 \text{ KPa}$

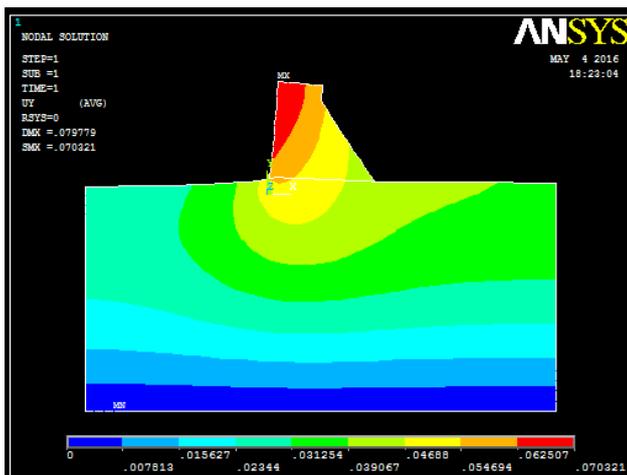


Fig. 3.68 : Champs des déformations
Barrage déversant BCR–Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 200.10^3 \text{ KPa}$

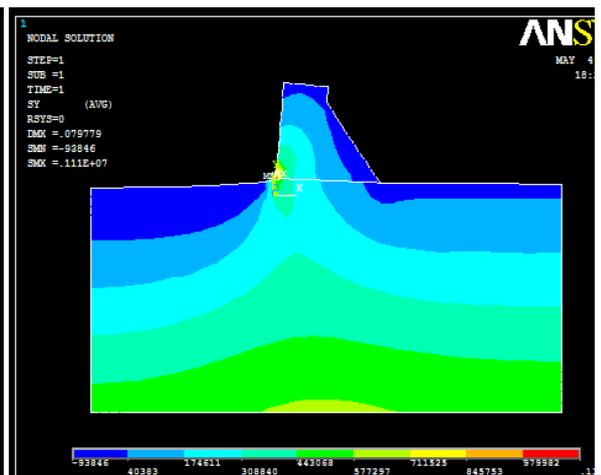


Fig. 3.69 : Champs des contraintes
Barrage déversant BCR–Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 200.10^3 \text{ KPa}$

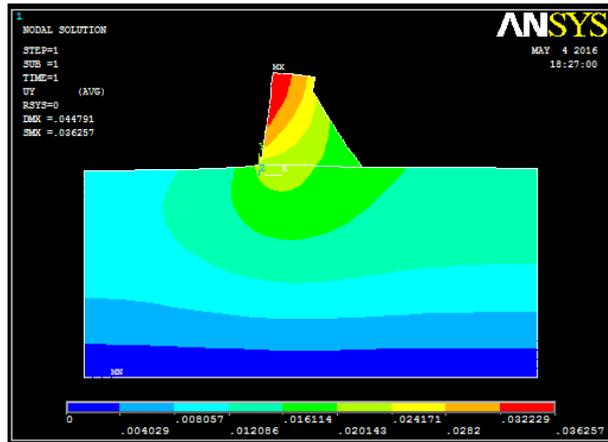


Fig. 3.70 : Champs des déformations
Barrage déversant BCR – Remplissage du lac
 $E_{\text{Fondation}} = 500.10^3 \text{ KPa}$

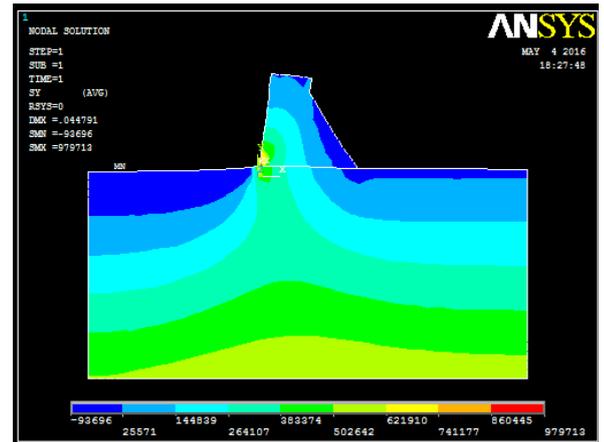


Fig. 3.71 : Champs des contraintes
Barrage déversant BCR – Remplissage du lac
 $E_{\text{Fondation}} = 500.10^3 \text{ KPa}$

Le tableau 3.31 récapitule les résultats de l'influence du remplissage du lac sur les déformations et les contraintes

Tableau 3.31 : Synthèse des résultats de modélisation-Barrage déversant-Remplissage du lac

$E_{\text{Fondation}}$ (KPa)	Profondeur (m)	Déformation (m)	Contrainte (N/m ²)
30.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.369	310 340
	6	0.301	290 350
	15	0.221	359 240
70.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.159	321 430
	6	0.129	292 560
	15	0.095	360 080
100.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.111	328 940
	6	0.091	294 000
	15	0.066	360 620
200.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.056	349 000
	6	0.045	297 610
	15	0.033	361 960
500.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.023	380 550
	6	0.018	303 150
	15	0.013	364 000

VII.3.3. Barrage submersible en BCR

a) Barrage vide

$H = 10,6 \text{ m}$

$B = 14,5 \text{ m}$

$H(\text{CRN}) = 10,6 \text{ m}$

Les figures 3.72 et 3.73 donnent respectivement

- Profil géométrique du barrage
- Discrétisation du barrage

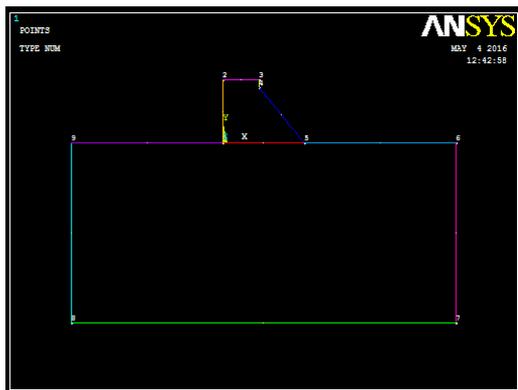


Fig.3.72 : Profil géométrique du barrage submersible

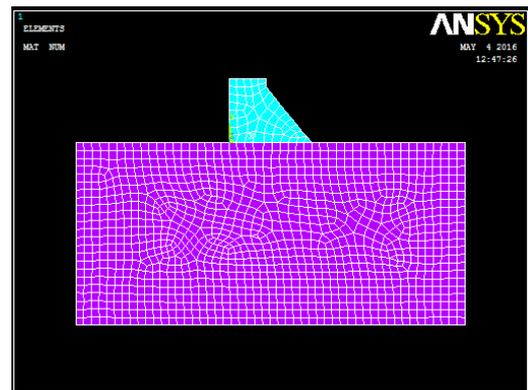


Fig. 3.73 : Discrétisation du barrage submersible

Les résultats graphiques sont représentés au niveau des figures 3.74 à 3.83 Pour différentes valeurs du module d'élasticité des fondations.

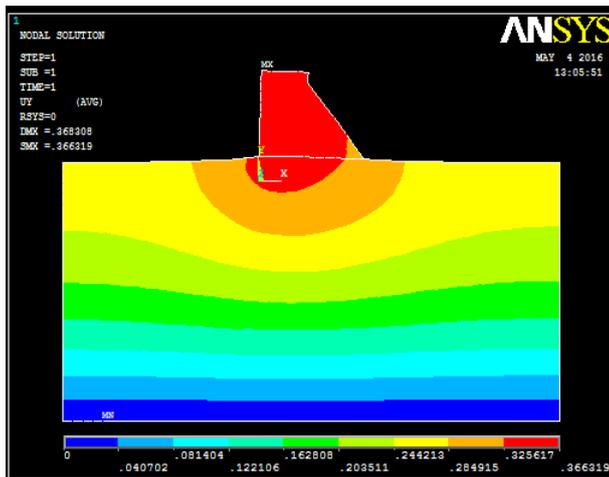


Fig. 3.74 : Champs des déformations
Barrage submersible BCR
 $E_{\text{Fondation}} = 30.10^3 \text{ KPa}$

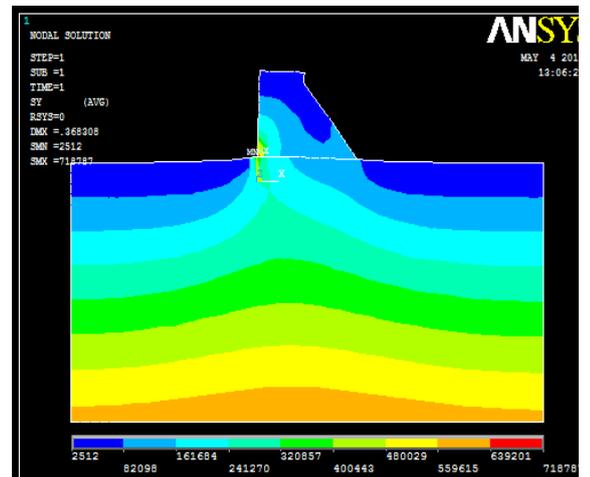


Fig. 3.75 : Champs des contraintes
Barrage submersible BCR
 $E_{\text{Fondation}} = 30.10^3 \text{ KPa}$

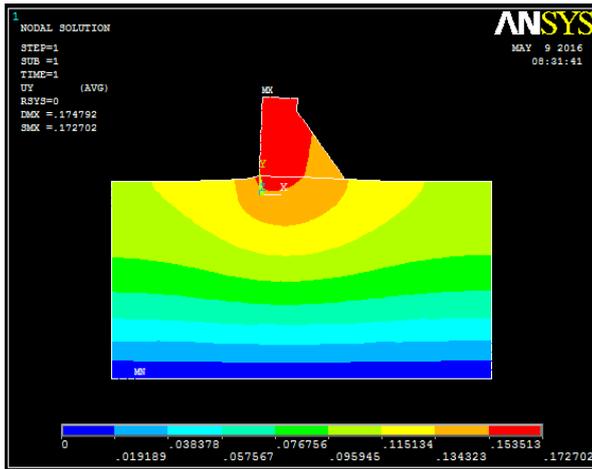


Fig. 3.76 : Champs des déformations
 Barrage submersible BCR
 $E_{Fondation} = 70.10^3 \text{ KPa}$

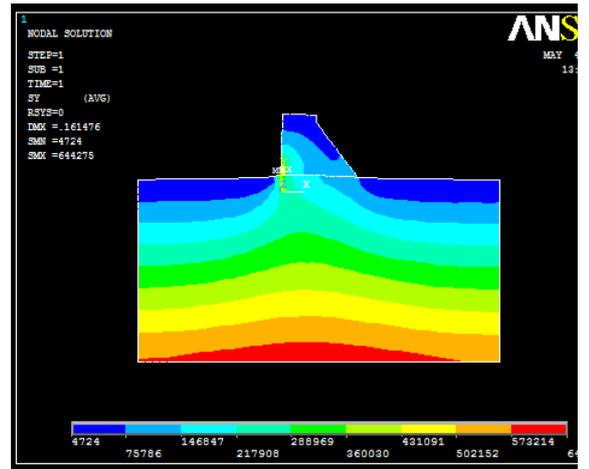


Fig. 3.77 : Champs des contraintes
 Barrage submersible BCR
 $E_{Fondation} = 70.10^3 \text{ KPa}$

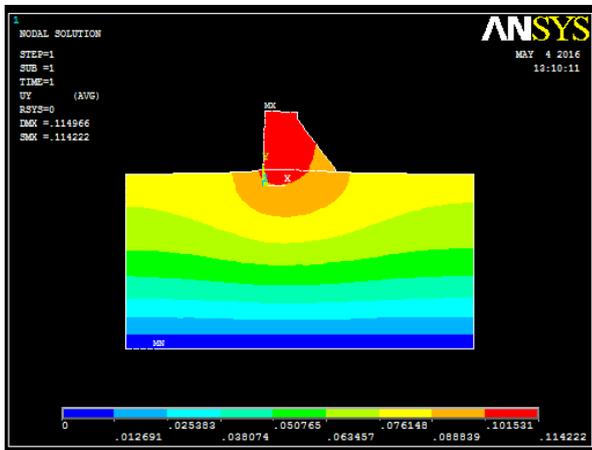


Fig. 3.78 : Champs des déformations
 Barrage submersible BCR
 $E_{Fondation} = 100.10^3 \text{ KPa}$

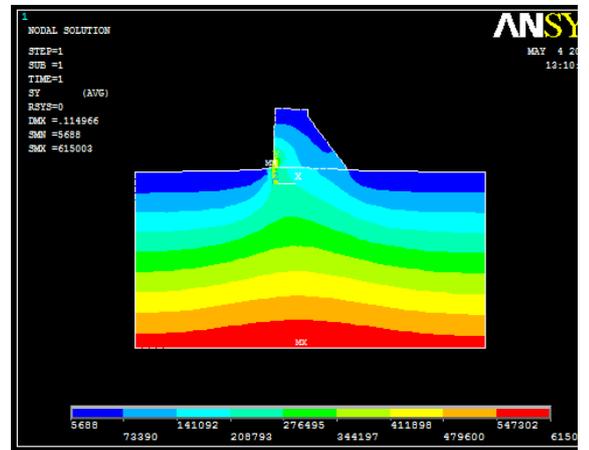


Fig. 3.79 : Champs des contraintes
 Barrage submersible BCR
 $E_{Fondation} = 100.10^3 \text{ KPa}$

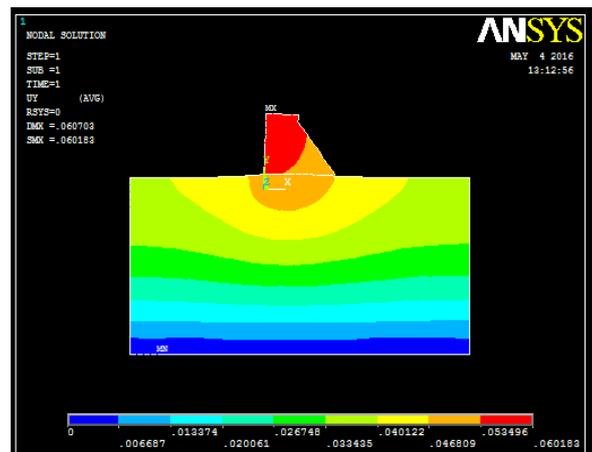


Fig. 3.80 : Champs des déformations
 Barrage submersible BCR
 $E_{Fondation} = 200.10^3 \text{ KPa}$

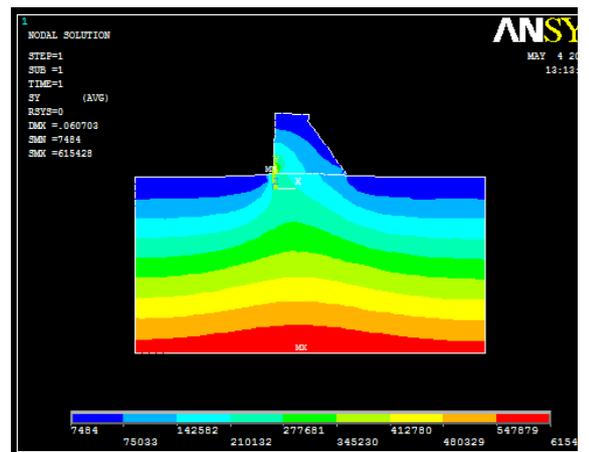


Fig. 3.81 : Champs des contraintes
 Barrage submersible BCR
 $E_{Fondation} = 200.10^3 \text{ KPa}$

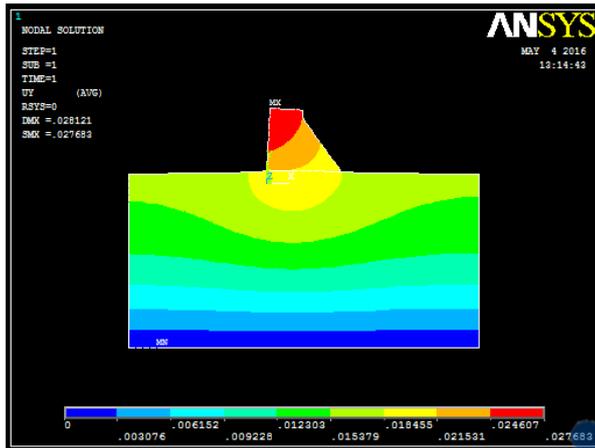


Fig. 3.82 : Champs des déformations
Barrage submersible BCR
 $E_{\text{Fondation}} = 500.10^3 \text{ KPa}$

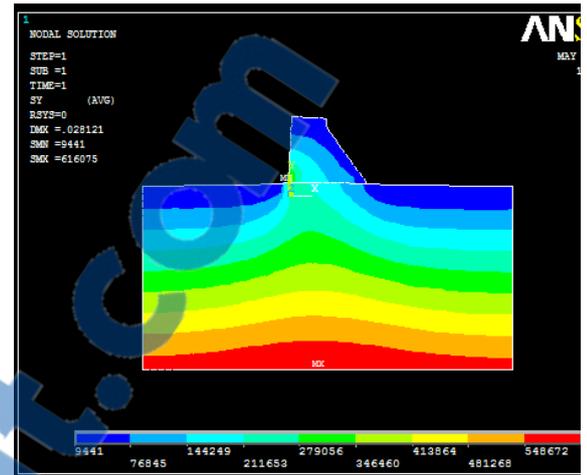


Fig. 3.83 : Champs des contraintes
Barrage submersible BCR
 $E_{\text{Fondation}} = 500.10^3 \text{ KPa}$

Le tableau 3.32 regroupe les résultats de l'influence du remplissage du lac sur les déformations et les contraintes

Tableau 3.32 : Synthèse des résultats de la modélisation-Barrage submersible

$E_{\text{Fondation}} \text{ KPa}$	Profondeur (m)	Déformation (m)	Contrainte (N/m ²)
30.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.356	183 720
	A 6 m	0.310	251 680
	A 15 m	0.218	378 630
70.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.153	194 250
	A 6 m	0.133	253 940
	A 15 m	0.094	379 350
100.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.107	199 590
	A 6 m	0.093	255 350
	A 15 m	0.066	379 810
200.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.054	210 940
	A 6 m	0.047	258 840
	A 15 m	0.033	380 970
500.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.022	224 730
	A 6 m	0.019	264 130
	A 15 m	0.013	382 710

b) Barrage submersible avec charge d'eau

Les figures de 3.84 à 3.93 illustrent les champs de déformations et contraintes pour différents modules d'élasticité des déformations.

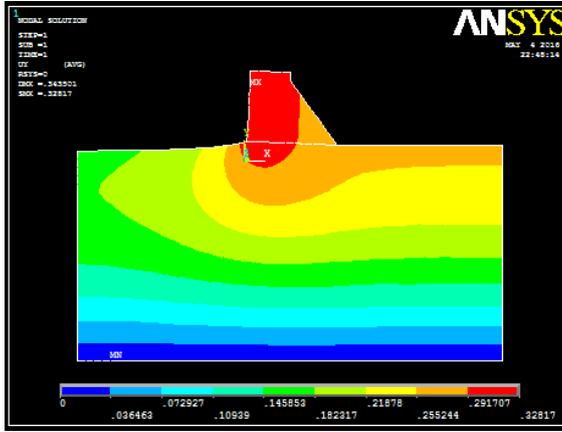


Fig. 3.84 : Champs des déformations
Barrage submersible BCR-Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 30.10^3 \text{ KPa}$

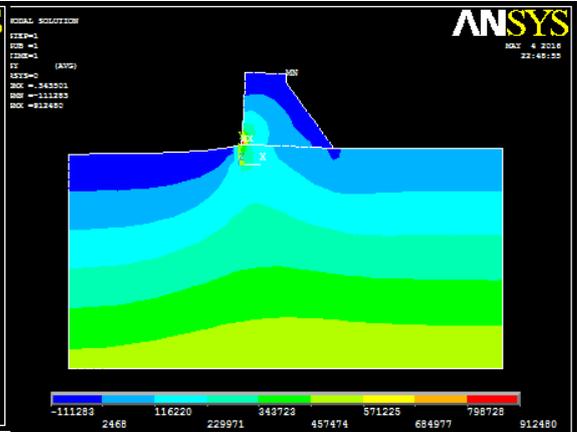


Fig. 3.85 : Champs des contraintes
Barrage submersible BCR-Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 30.10^3 \text{ KPa}$

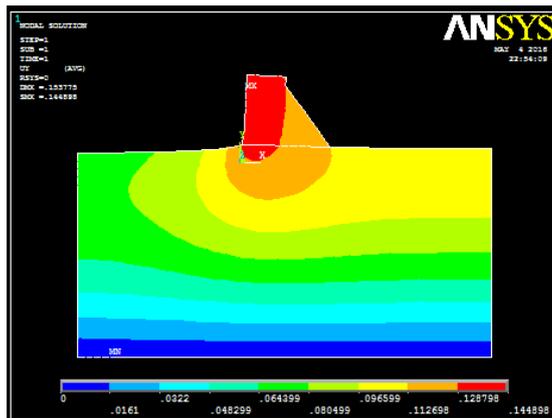


Fig. 3.86 : Champs des déformations
Barrage submersible BCR-Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 70.10^3 \text{ KPa}$

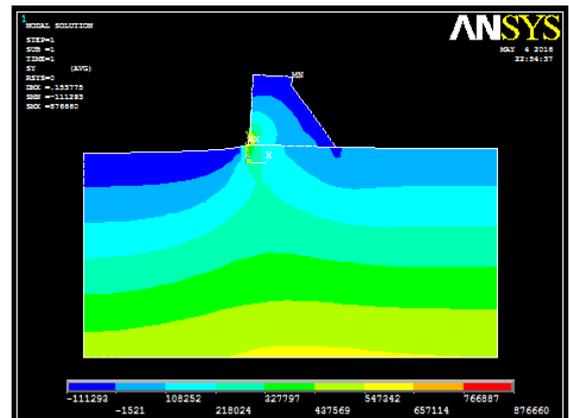


Fig. 3.87 : Champs des contraintes
Barrage submersible BCR-Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 70.10^3 \text{ KPa}$

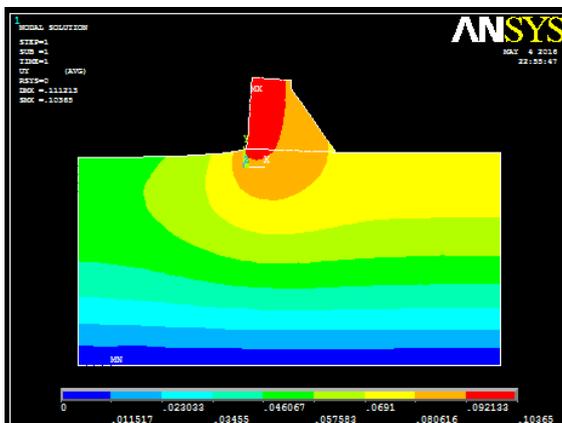


Fig. 3.88 : Champs des déformations
Barrage submersible BCR-Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 100.10^3 \text{ KPa}$

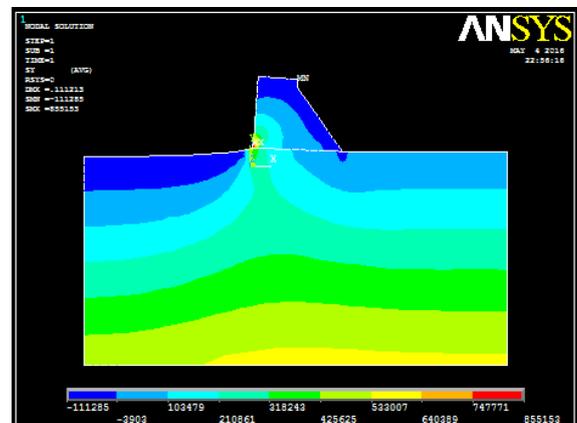


Fig. 3.89 : Champs des contraintes
Barrage submersible BCR-Remplissage du lac
 $E_{Fondation} = 100.10^3 \text{ KPa}$

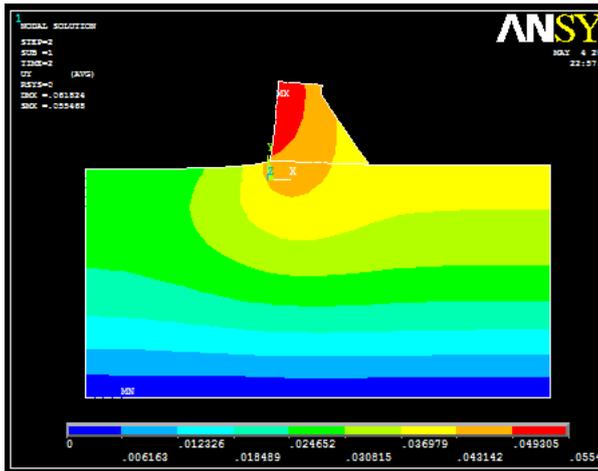


Fig. 3.90 : Champs des déformations
Barrage submersible BCR-Remplissage du lac
 $E_{\text{Fondation}} = 200.10^3 \text{ KPa}$

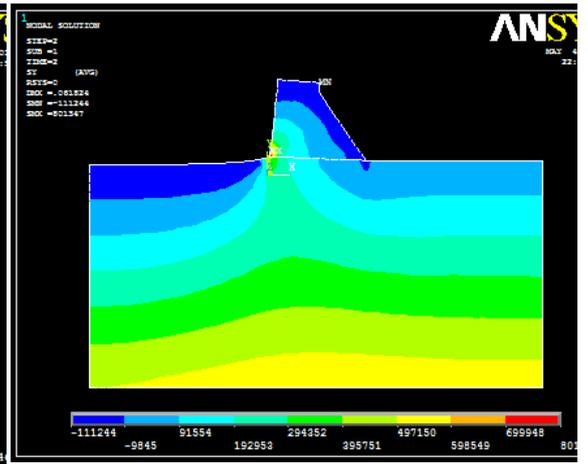


Fig. 3.91 : Champs des contraintes
Barrage submersible BCR-Remplissage du lac
 $E_{\text{Fondation}} = 200.10^3 \text{ KPa}$

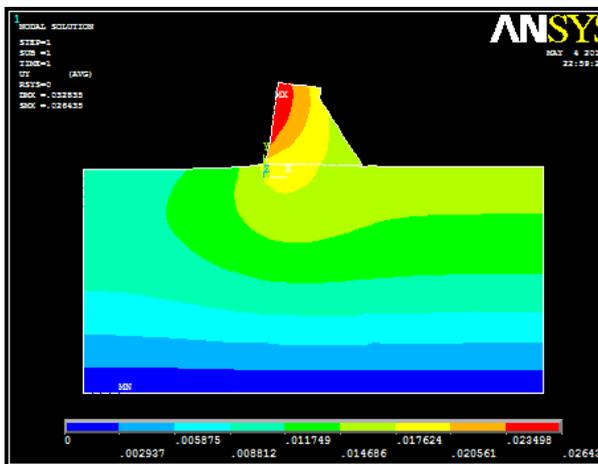


Fig. 3.92 : Champs des déformations
Barrage submersible BCR-Remplissage du lac
 $E_{\text{Fondation}} = 500.10^3 \text{ KPa}$

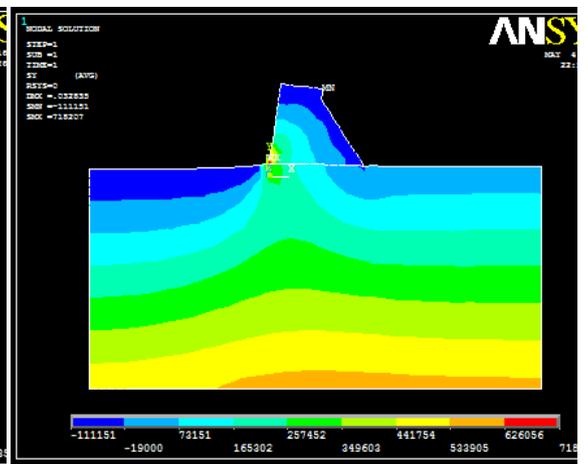


Fig. 3.93 : Champs des contraintes
Barrage submersible BCR-Remplissage du lac
 $E_{\text{Fondation}} = 500.10^3 \text{ KPa}$

Le tableau 3.33 Regroupe les résultats de l'influence du remplissage du lac sur les déformations et les contraintes

Tableau 3.33 : Synthèse des résultats de modélisation-Barrage submersible-Remplissage du lac

$E_{\text{Fondation}}$ (KPa)	Profondeur (m)	Déformation (m)	Contrainte (N/m ²)
30.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.316	190 110
	A 6 m	0.274	217 680
	A 15 m	0.196	327 950
70.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.136	194 770
	A 6 m	0.118	220 510
	A 15 m	0.084	328 340
100.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.095	199 020
	A 6 m	0.082	222 260
	A 15 m	0.059	328 590
200.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.048	212 280
	A 6 m	0.041	226 610
	A 15 m	0.029	329 210
500.10^3	Point de contact barrage-fondation	0.019	235 700
	A 6 m	0.017	233 270
	A 15 m	0.012	330 160

En guise de synthèse explicite, la figure 3.94 récapitule l'analyse des déformations pour l'ensemble des variantes modélisées.

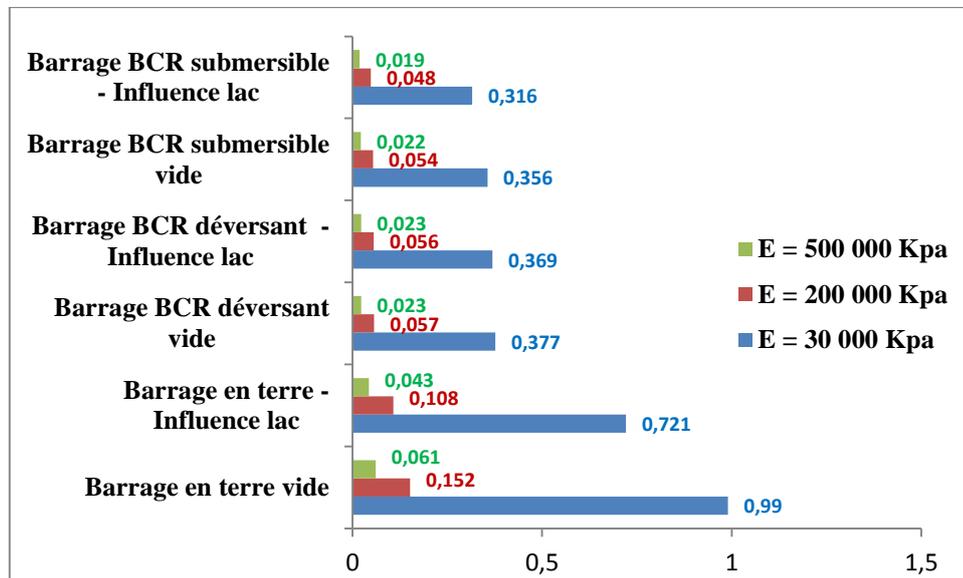


Fig. 3.94 : Synthèse sur les déformations en fondations pour différentes variantes de conception

VIII. Conclusion

L'ensemble des calculs hydrauliques engagés sur les variantes de conception arrêtées ont permis de définir la géométrie des éléments des ouvrages d'évacuation à savoir :

- Barrage en terre à évacuateur frontal : Zone de déversement, transition, convergent, canal d'évacuation et bassin de dissipation,
- Barrage en terre à évacuateur latéral : Tranchée déversante, canal d'évacuation et bassin de dissipation,
- Barrage BCR : Conditions hydrauliques de déversement, dissipation aval en saut de ski.

La vérification de la stabilité structurelle du profil BCR poids contre le glissement et le renversement a débouché sur des critères de stabilité assurée en fonction du profil conçu pour différents types de fondations de support.

Les calculs et vérifications hydrauliques élaborés ont servis à l'évaluation des volumes des travaux complétée par leur estimation financière permettant ainsi de dresser un comparatif économique des différentes variantes analysées.

C'est ainsi, que sur la base des estimations financières effectuées sur l'ensemble des variantes, la variante BCR demeure compétitive par rapport à celle du barrage en terre à évacuateur isolé.

Aussi, et partant du principe que les barrages poids ne sont adaptés que pour certains types des fondations, la modélisation numérique a débouché, en fonction de l'analyse des déformations au niveau des fondations, à une comparaison entre les variantes proposées. Les déformations calculées par modélisation ont débouché sur des valeurs moyennes entre 0.052 à 0.85 m et 0.023 à 0.373 m respectivement pour la variante barrage en terre et barrage BCR.

CONCLUSION GENERALE

Le programme national relatif aux petits barrages et retenues collinaires est une valeur ajoutée certaine pour le développement agricole par une offre des eaux d'irrigation dans des délais relativement courts et s'adaptant au caractère épars des périmètres d'irrigation.

Toutefois, leur conception et réalisation doit tenir compte des critères et paramètres assurant leur sécurité d'une part et leur viabilité d'autre part.

L'estimation des crues de projet avec lesquelles les ouvrages d'évacuation des crues sont dimensionnés reste une préoccupation majeure pour les concepteurs. La conséquence d'un fonctionnement inadéquat, sur le plan quantitatif et/ou qualitatif, de ces ouvrages peut compromettre les objectifs assainis par l'investissement consentis.

A cet effet, et dans l'objectif de contourner cette contrainte de taille, l'utilisation du BCR comme variante de conception peut, dans certains cas, être une solution assez compétitive sur le plan technique et économique.

Cette alternative, bien que non exhaustive, a été lucidement illustrée par le présent travail qui mérite d'être enrichi par d'autres aspects ultérieurement.

En effet, la maîtrise des critères de conception et de stabilité de ce type d'ouvrage est une action incontournable. Néanmoins, et en vue des énormes avantages qu'offre cette variante de conception, l'utilisation du BCR pour les petits barrages et retenues collinaires peut constituer une solution à développer et à promouvoir.

L'étude engagée dans le présent travail, par des investigations techniques et économiques, a été à l'origine de l'opportunité proposée.

Sur le plan de la conception, les faibles volumes de béton pour les petits barrages, la mécanisation intensive des travaux, ainsi que l'élimination partielle ou totale des contraintes thermiques par des faibles dosages en ciment, combinés au fait que les évacuateurs de crues sont incorporés au niveau du corps du barrage, sont les paramètres clés du choix du BCR pour la conception des petits barrages et retenues collinaires.

Aussi, et sur le plan économique, l'étude engagée dans le présent mémoire a montré, que pour le cas étudié, le gain économique pour cette variante de conception est appréciable et peut atteindre des taux d'environ 45% par rapport aux barrages en terre à évacuateurs isolés.

Il reste clair que ces estimations ne sont que sommaires, mais une fois consolidées par plus de détails d'estimation et pour d'autres cas d'études, peuvent constituer des références quant à la généralisation de ce mode de conception pour différentes conditions des sites de barrages.

Aussi, et sur le plan du comportement des fondations, la modélisation effectuée n'a pas mis en évidence des écarts importants en terme de déformations entre la variante barrage en terre et barrage BCR.

Enfin, cette étude ne constitue qu'une première ébauche et mérite d'être complétée et enrichie par d'autres investigations en tenant compte de l'ensemble des aspects liés à la conception des barrages et à l'intégration d'autres travaux pouvant déséquilibrer la balance de comparaison économique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- A. ABOU, 1990.** Pluie de projet et modèle de transfert 'pluie débit' pour les petits bassins versants.
- A. BOUAICHA, 2013.** Simulation numérique de l'effet de tremblement de terre sur les barrages en terre. Université de Biskra, département génie civil.
- A. BOUSSAID, 2014.** Etudes des hydrogrammes des crues du bassin versant Isser (09) Algérie. Université de Boumerdes, département hydraulique.
- A. DJERBOUA, 2001.** Thèse de doctorat Prédétermination des pluies et crues extrêmes ans les alpes franco-italiennes. Institut national polytechnique, Département de mécanique des milieux géophysiques et environnement, Grenoble.
- A. HERGAMI, 2009.** Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre Barrage El AGREM Jijel. Université BADJI MOKHTAR Annaba, département hydraulique.
- A. MOULAY ELBOUDKHILI, 2014.** Etude des paramètres de la stabilité des barrages poids. Université ABOU BAKR BELKAID, département génie civil, Tlemcen.
- A.Z. BENDIMERAD, 2012.** Comportement des barrages en BCV et en BCR Etude comparative. Université ABOU BAKR BELKAID, département génie civil, Tlemcen.
- B. ROUISSAT, 2002.** Analyse décisionnelle appliquée a la sécurité des barrages. Université ABOU BAKR BELKAID, département Hydraulique, Tlemcen.
- B. ROUISSAT, 2014.** Cours Mobilisation et protection des ressources superficielles. Université ABOU BAKR BELKAID, département Hydraulique, Tlemcen.
- C. HAOUES, 2008.** Evaluation par analyse multicritères du risque d'érosion dans la vallée de l'Oued Labiod. Université EL HADJ LAKHDER, département sciences de la terre, Batna.
- CFBR, 2013.** Recommandation pour le dimensionnement des évacuateurs de crue. Comité français de barrages et réservoirs
- C. PUECH, D. CHABI-GONNID, 1983.** Méthode de calcul des débits de crue décennale pour les petits bassins versants en Afrique de l'Ouest et Centrale Ed CIEH Série Hydrologie (2ed)
- CTH, 2006.** Expertise du barrage Khneg Azir, Etude Préliminaire.
- E. Dumont, J. TRESSOL, 2005.** Les crues de Tarn La crue de 1930. Rapport Cindyniques, Etude de cas : risque naturels.

EPFL, 2002. École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Cours Hydraulique à surface libre (crues, vagues, et ruptures de barrage Phénomènes de propagation, outils de simulations, applications).

EPFL, 2002. École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Cours Barrages (Barrages généralités, Types des barrages, Ouvrage annexes)

F. AIT AMED, 2011. [L'effet du compactage sur le comportement sismique des barrages en terre. Université de Boumerdes, département Génie civil.

G. DEGOUTTE, 2002. Petits barrages recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi. Comité des français des grands barrages

G. REMENIERAS, 1976. L'Hydrologie de l'Ingénieur Edition EROYELLES, Paris (2e Ed)

H.E. BAZIN, 1948. Expériences nouvelles sur les écoulements end déversoir, mémoires et documents, Annales des ponts et chaussées, 16(6), 393-448. France.

H. LABIOD, 2015. Surélévation du plan d'eau du barrage IZDIHAR a Sidi Abdelli. Etude de faisabilité. . Université ABOU BAKR BELKAID, département Hydraulique, Tlemcen.

HPO, 2000. Avant projet détaillé du barrage Khneg Azir, wilaya d'El Bayadh.

HYDRATEC, 2002. Direction départementale de l'équipement des Ardennes, Rapport : Etude hydraulique de Sormonne et ses affluents, le Thin et l'Audry. Phase 2 : hydrologie.

J.J. Peters. Les barrages

J.LIMAS, 1985. Hydrologie générale : Principes et application.

J.M. DURAND et Al. 1998. La technique du béton compacte au rouleau (B.C.R.) possibilité d'application pour les barrages en Afrique.

J.M. DURAND, 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriales. EIER-CEMAGREF Edition.

J.N.SALOMON, 1997. L'homme face aux crues et aux inondations. Presse universitaire de Bordeaux.

J.P. OSTAMA, 1997. Contribution à l'étude de l'influence des matériaux fins sur les propriétés rhéologique et mécanique du béton compacté au rouleau pour barrages, Mémoire de maîtrise des sciences appliquées. Spécialité : génie civil, Sherbrooke (Québec), CANADA.

J. RANDRIANANDRASANA, 2009. Etude et analyse géotechnique de la construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy. Ecole supérieure polytechnique, département génie minéral, ANTANANARIVO.

- K. BENMIA, 2012.** Magister en hydraulique : Evaluation de la performance des barrages de protection contre les inondations cas de la ville de Ghazaouet. Université ABOU BAKR BELKAID, département Hydraulique, Tlemcen.
- L. BELOULOU, 2008.** Thèse de doctorat d'état : Vulnérabilité aux inondations en milieu urbain. Cas de la ville d'Annaba. Université BADJI MOKHTAR, département de géologie, Annaba.
- L. DAVIS, 2011.** Inondations au Pakistan L'intervention d'Oxfam 2010/2011. Publié par Oxfam GB, Royaume-Uni.
- L. DJEMILI, 2006.** Thèse de doctorat Critères de choix de projet des barrages en terre.
- J.N. SALOMON, 1997.** L'homme face aux crues et aux inondations. Presses Universitaires de Bordeaux, Collection Scieteren.
- M. BARKOUNE, 2011.** Analyse dynamique d'un barrage compacté au rouleau (BCR) sous charge sismique. Université AL HADJ LAKHDAT, département hydraulique, Batna.
- M. BOUVARD, 1984.** Barrages mobiles et ouvrages de dérivation à partir des rivières transportant des matériaux solides. Eyrolles.
- M. GREY, J.M. WIGHAM, 2007.** Chapitre 8, Précipitation a l'origine des débits de pointe.
- M. YAHYAOU, 2012.** Thèse de doctorat, Inondations torrentielles Cartographie des zones vulnérables Algérie du nord. Université de Bechar, département hydraulique.
- N. BROUSEK, 1973.** La protection des parements des barrages en terre et enrochement. XI^{ème} ICOLD Madrid.
- N. BOULGHOBRA, 2006.** Protection de la ville de Skikda contre les inondations. Université de Batna, département Science de la terre.
- N. TCHOUMKAN et L. ARMELLE, 2010.** Détection des fuites dans les barrages en remblai. Ecole polytechnique de Montréal
- O. TAHA B.M.J. et al. 2001.** Synthèse des méthodes simples de régionalisation. Rapport, Hydro-Québec, Canada.
- P. NOVAK et Al.** Hydraulic structures. Fourth Edition.
- P. ROYET, 2002.** Petits barrages en béton. (Cemagref)
- R. GAGNE, 2004.** Méthodes de formulation et d'optimisation des mélanges de BCR. Centre de recherches des infrastructures en béton CRIB, Canada.
- R. ROLLEY, 1989.** Techniques des barrages en aménagement rural.

R. RAKOTOMALALA, 2011. Tests de normalité Techniques empiriques et tests statistiques. Université Lumière Lyon.

R. ZERHOUNI, 1981. Méthodes de prédétermination des crues décennales. Université Pierre et Marie Curie.

S. AMIAR, 2014. Magister Modélisation Pluie-Débit : Outil De Prévion Des Crues Le Mieux Adapté Par Le Modèle Hydrologique GR. Université ABOU BEKR BELKAID Tlemcen, département hydraulique

S. HOSNI. Assainissement des routes. Direction général des Ponts et chaussées. Tunisie.

S. LAHLAH, 2004. Les inondations en Algérie. Actes des journées techniques/ Risques naturels : Inondations, Prévion, Protection /Batna 15/16 Décembre 2004.

USBR, 1948. Studies of crests for overfall dams, Boulder Canyon Projects, final reports, Part 4, Hydraulic investigations, Bulletin 3. US department of interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, USA.

V. MAGLAKELIDZE, 1984. Ouvrages hydrotechnique. Polycopié ENIT.

Rapport-Gratuit.com

SITES CONSULTÉS

S1:<http://www.lumieresdelaville.net/2014/02/07/cent-ans-dinondations-historiques-en-france/>

S2:http://en.ce.cn/World/Asia-Pacific/200507/03/t20050703_4110842.shtml

S3:<http://www.ifrc.org/fr/noticias/noticias/americas/haiti/haiti-red-cross-red-crescent-in-action/>

S4: <http://www.vitamedz.org/fr/Algerie/Ramdane-djamel/14848/Photos/4.html>

S5: <http://www.elkhadra.com/fr/batna-une-femme-decede-et-plusieurs-degats-materiels-dans-des-inondations-a-oued-chaaba/>

S6:<http://www.gramme.be/unite9/pmwikiOLD/pmwiki.php?n=PrGC0607.IntroductionAuxBarragesEnTerre>

S7:Claude BESSIÈRE, Pierre LONDE, « BARRAGES », Encyclopædia Universalis [en ligne]. URL : <http://www.universalis.fr/encyclopedie/barrages/>