

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE A. MIRA BEJAIA
FACULTE DE LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
MEMOIRE DE FIN DE CYCLE
EN VUE D'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE

THEME

*Etude du barrage poids « Tabellout » en
béton compacté au rouleau*

Présenté par :

CHELBI Zahir

AMAUCHE Douadi

Encadré par :

Mr : BOUMEZERANE Djameleddine

M : BOURENANE Ahmed

Remerciements

Cette thèse n'aurait pas été possible sans les rencontres heureuses et l'aide inestimable dont nous avons bénéficiée sur tous les plans, tout au long de notre cursus.

Nos premiers remerciements vont naturellement à notre sympathique directeur de projet, Mr BOURENANE Ahmed, ingénieur d'état en hydraulique, chef de lot terrassement, qui a bien voulu assurer le suivi de ce travail et nous a permis d'aller jusqu'au bout. Nous lui sommes reconnaissants pour ses conseils éclairés, son intuition des pistes à suivre et la confiance qu'il nous a accordée jusqu'à la dernière seconde.

Nous devons saluer avec un grand « Merci », notre promoteur Mr BOUMEZERANE d'avoir tenu une attention toute particulière à ce projet. Il était un vrai conseiller scientifique pour nous.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui nous ont accueillis à Jijel, en premier lieu le chef de projet Mr MOKRANI Kamel, pour tout le temps qu'il nous a consacré, et le terrain que nous n'aurions pu parcourir sans lui à travers un stage de deux mois qu'il nous a accordé.

Notre butin a grandement été enrichi par les explications patientes et les documents, quelques fois inédits ou confidentiels, fournis par tous ceux qui nous ont reçus, et parfois guidés sur le terrain, notamment Mr SI CHAIB A.Elghani, ingénieur au sein du bureau d'assistance technique « Coyne et Bellier »

En second lieu nous tenons à remercier nos parents qui nous ont orientés, encouragés, puis financés nos études (Elyazid et Aldja CHELBI, Rabia, Noraya et la tante Aldjia AMAOUCHE)

Nous ne pouvons pas oublier Mlles CHEMECHE Yasmina (minouche) et BENAMOURA Sassa pour leur soutien moral et sentimentale qu'elles nous ont offert.

*Nous remercions pour Abdelhak, Mahmoud, Lyes, **Abderrezzak**, Hmimi, Mahrez, Hkim et Naim qui nous ont tous, d'une façon ou d'une autre aidés.*

Table des matières

Introduction générale	01
------------------------------------	----

Chapitre I : Synthèse bibliographique

I.1. Introduction	03
I.2. Généralités sur les barrages	03
I.2.1. Définitions	03
I.2.2. Barrages dans le monde	04
I.2.3. Usages de l'eau des barrages	04
I.2.4. Particularités de la réalisation des barrages	05
I.2.5. Différents types de barrages	05
I.2.5.1. Les barrage-poids en béton	06
I.2.5.2. Les barrage-poids en BCR	07
I.2.5.3. Les barrages-voûtes en béton.....	09
I.2.5.4. Les barrages poids-voûtes.....	11
I.2.5.5. Les barrages à contreforts en béton.....	12
I.2.5.6. Barrages en remblai	13
I.2.6 Quelques définitions	17
I.3. Etude de faisabilité d'un barrage (choix du site de barrage)	18
I.3.1. Données hydrologiques	18
I.3.2. Données topographiques	19
I.3.3. Données géologiques et géotechniques.....	20
I.3.4 Données sismologiques.....	20
I.3.5 Conditions générales d'environnement	21
I.4. Critères de choix pour le type de barrage	21
I.4.1. Forme de la vallée	21
I.4.2. Risque sismique	21
I.4.3. Matériaux de construction.....	22
I.4.4. Géologie	22
I.5. Comportement sismique des barrages	22
I.6. Ouvrages annexes d'un barrage.....	23
I.6.1. Ouvrages de dérivation provisoire (Galeries de dérivation et Batardeaux)	24
I.6.2. Evacuateur de crues	25
I.6.3. Ouvrages de vidange :	26
I.7. Les barrages, retour d'expérience.....	27
I.7.1. Critères de qualité pour les barrages	27
I.7.2. Sécurité des barrages.....	28
I.7.2.1 Statistiques mondiales globales	28
I.7.2.2 Importance relative des causes de rupture	28
I.8. Conclusion:	30

Chapitre II : Etude préliminaire

II.1. Introduction	31
II.2. Présentation générale du projet	31
II.2.1. Objectif du Projet	32

II.2.2. Localisation du site du barrage	32
II.2.3. Caractéristiques technique du barrage	33
II.3. Présentation de l'Avant - Projet Détaillé (APD)	33
II.3.1. Topographie	33
II.3.2. Climatologie	33
II.3.2.1. L'Humidité.....	34
II.3.2.2. Température	34
II.3.2.3. Précipitations	35
II.3.2.4. Le vent	36
II.3.3. Hydrologie.....	36
II.3.3.1. Les Apports.....	36
II.3.3.2. Les crues extrêmes à Tabellout	36
II.3.3.3. Les Transports Solides	37
II.3.4. Géologie	37
II.3.5. Géotechnique	38
II.3.5.1. Sondages carotté	38
II.3.5.1.1. Rive Droite	38
II.3.5.1.2. Rive gauche	40
II.3.5.1.3. Fond de vallée	41
II.3.5.2. Puits et tranchées de reconnaissance	41
II.3.5.3. Essais de laboratoire	44
II.3.5.4. Essais Pressiométriques	45
II.3.5.5. Essais dilatométriques	46
II.3.5.6. Essai Lugeon	47
II.3.5.7. Piézométrie	49
II.3.6. Aléa sismique de la région de Tabellout.....	50
II.4. Etude de variantes	51
II.5. Conclusion	52

Chapitre III : Campagne de reconnaissance complémentaire

III.1. Introduction	53
III.2. Etude géologique	53
III.2.1. La série stratigraphique	53
III.2.2. Structures tectoniques et aléa sismique	53
III.2.2.1. Le chevauchement de la petit Kabylie	54
III.2.2.2. Evaluation de l'aléa sismique au droit du site du barrage	55
III.2.2.3. Définition des séismes de dimensionnement.....	56
III.2.2.4. caractéristiques géomécaniques	57
III.3. Sismique réfraction	59
III.3.1. Déroulement des essais	59
III.3.2. Interprétation :	60
III.4. Galeries de reconnaissance	60
III.4.1. Sondages carottés sur les galeries de reconnaissances	61

III.5. Sondages carottés	61
III.5.1. Interprétation :	62
III.6. Essais Lugeon	63
III.7. Conclusion	64

Chapitre IV : Dimensionnement du barrage

IV.1. Introduction.....	65
IV.2. La hauteur du barrage.....	65
IV.2.1. Niveau normal de la retenue (NNR).....	65
IV.2.2. Charge maximal sur le déversoir (C)	66
IV.2.3. Les Plus Hautes Eaux (PHE).....	66
IV.2.4. La Revanche.....	66
IV.2.4.1. Détermination du Fetch effectif.....	66
IV.2.4.2. Estimation de la hauteur des vagues	67
IV.2.4.2.1. Formule de STEVENSON-MOLITOR	67
IV.2.4.2.2. Formule de SAVILLE et AL.....	68
IV.2.4.2.3. Formule de Mallet et Paquant.....	68
IV.2.4.3. Estimation de la vitesse des vagues	69
IV.2.4.4. Estimation du soulèvement de la surface de l'eau dû au vent	69
IV.2.4.5. Hauteur de la revanche.....	70
IV.3. La largeur de la crête	71
IV.3.1. Formule de Knappen	71
IV.3.2. Formule de Preece	71
IV.3.3. Formule simplifiée	71
IV.3.4. Largeur de la crête pour les barrages voutes	72
IV.4. Les pentes des talus	72
IV.5. Profil adopté	72
IV.6. Conclusion	73

Chapitre V : Techniques de réalisation du barrage

V.1. Introduction	74
V.2. Profondeur des fouilles	74
V.2.1. Géologie de la rive droite	74
V.2.2. Géologie du fond de vallée	74
V.2.3. Géologie de la rive gauche	74
V.2.4. Excavations	75
V.3. Digue en BCR	76
V.3.1. Choix des matériaux	76
V.3.2. Formulation du BCR.....	77
V.3.2.1 Présentation de la planche d'essais.....	78
V.3.2.2. Etapes de réalisation du massif expérimental	79
V.3.2.3. Contrôles et essais sur le BCR	85
V.3.2.3. Résultats d'essais et interprétation	86

V.3.3. parements amont et aval de la digue	88
V.3.4. Mise en place du BCR	89
V.3.4.1. Transport	89
V.3.4.2 Préparation des surfaces.....	89
V.3.5. mise en œuvre du BCR	92
V.4. Système d'étanchéité	92
V.4.1. Dispositif d'étanchéité du parement amont :	93
V.4.2. Voile profond d'étanchéité	93
V.5. Voile et galeries de drainage.....	95
V.6. Traitement de consolidation	97
V.7. Ceinture parasismique	97
V.8. Conclusion	98

Chapitre VI : Etude de stabilité

VI.1. Introduction	99
VI.2. Calculs statiques des barrages poids	99
VI.2.1. Calcul de la contrainte amont et de la contrainte aval	100
VI.2.2. Calcul de la condition de Levy pour un parement amont vertical ($m = 0$)	101
VI.2.3. Condition de non-glissement (pour un parement amont vertical)	102
VI.2.4. Calcul de la condition d'Hoffman	102
VI.2.4.1. Condition d'Hoffman pour un fruit amont nul	103
VI.2.4.2. Condition d'Hoffman pour un fruit amont m non nul	104
VI.2.5. Conclusion sur le choix théorique du fruit	105
VI.3. Calculs dynamiques des barrages poids	106
VI.3.1. Méthode simplifiée de calcul au séisme	106
VI.3.2. Hypothèses à prendre en compte	106
VI.3.3. Estimation des accélérations maximales	106
VI.4. Caractéristiques des matériaux.....	108
VI.4.1. Le corps du barrage.....	108
VI.4.1.1. Masse volumique	108
VI.4.1.2. Résistance à la compression	108
VI.4.1.3. Résistance à la traction	108
VI.4.1.4. Coefficient de Poisson	108
VI.4.1.5. Module d'Young	108
VI.4.1.6. Comportement dynamique des caractéristiques des matériaux	108
VI.4.2. La fondation	109
VI.4.2.1. Module d'Young	109
VI.4.2.2. Coefficient de Poisson	109
VI.4.2.3. Masse volumique	109
VI.5. Les chargements extérieurs sur le barrage.....	109
VI.5.1. Le poids propre	110
VI.5.1.1. Calcul du poids du barrage	110
VI.5.2. La poussée de l'eau de la retenue	110

VI.5.3. Poussée des sédiments déposés en pied amont.....	111
VI.5.4. Les sous-pressions	112
VI.5.5. Surpressions hydrodynamiques	114
VI.5.5.1. Solution de Westergaard	114
VI.5.5.2. Comparaison Westergaard/Hydrostatique	115
VI.5.5.3. Solution de Zangar	115
VI.5.5.4. Comparaison Westergaard / Zangar	116
VI.6. Combinaisons d’actions	117
VI.7. Stabilité au glissement	118
VI.8. Stabilité au renversement	119
VI.9. Approche numérique	119
VI.9.1. Présentation du modèle	120
VI.9.2. L’accélérogramme	121
VI.9.3. La contrainte normale	121
VI.9.4. Le déplacement horizontal	123
VI.9.5. Le déplacement Vertical	124
VI.10. Le barrage poids arqué.....	125
VI.10.1. Calcul statique (Méthode de l’ajustement arc-console en clé)	125
VI.10.1.1. Principe de la méthode	125
VI.10.1.2. Déformation de la console	126
VI.10.1.3. Déformation de l’arc	126
VI.10.1.4. Compatibilité des déformations	127
VI.10.2. Simulation aux éléments finis – éléments coque	129
VI.10.2. 1. Maillage	129
VI.10.2. 2. Caractéristiques des joints	129
VI.10.2. 3. Conditions limites	129
VI.10.2. 4. Un fonctionnement en voûte avéré	130
VI.10.2. 5. Comportement statique du barrage	131
VI.10.2.5.1. Retenue à la cote RN	131
VI.10.2. 5.2. Retenue à la cote PHE.....	135
VI.10.2. 6. Comportement dynamique du barrage.....	135
VI.10.2. 6.1. Analyse des amplifications.....	135
VI.10.2. 6.2. Séisme Maximal de Dimensionnement.....	136
VI.10.2. 6.3. Analyse des contraintes.....	137
VI.10.2.6.4. Séisme de Base d’Exploitation.....	141
VI.10.2.6.5. Séisme Maximum Probable.....	141
VI.11. Conclusion.....	141

CHAPITRE VII : Ouvrages annexes

VII.1. Introduction.....	142
VII.2. Ouvrages de dérivation provisoire	142
VII.2.1. Dérivation provisoire	142
VII.2.1.1. Conditions géologiques	142
VII.2.1.2. Crue de chantier	142

VII.2.1.3. Géométrie de la galerie de dérivation provisoire	144
VII.2.1.4. Conduite des calculs	146
VII.2.2. Batardeaux	147
VII.2.2.1. Batardeau amont	147
VII.2.2.1.1. Géométrie et conception du batardeau amont	147
VII.2.2.1.2. Détermination de la hauteur totale du batardeau amont	147
VII.2.2.2. Batardeau aval	149
VII.3. Evacuateur de crues	149
VII.3.1. Caractéristiques de l'évacuateur de crues	149
VII.3.2. Crues de projet	151
VII.3.3. Loi «HAUTEUR-DEBIT » sur le seuil	152
VII.3.4. Conduite des calculs	153
VII.3.5. Méthode de calcul	153
VII.3.6. Résultats	153
VII.3.7. Interprétation	155
VII.3.8. Vérification sur modèle réduit des cotes maximales atteintes par la retenue lors de l'évacuation des différentes crues.....	156
VII.4. Ouvrages de vidange	160
VII.4.1. Présentation et caractéristiques géométriques des ouvrages de vidange	160
VII.4.2. Recommandations de calculs (règles de sécurité)	162
VII.4.3. Scénarios étudiés	163
VII.4.4. Modèle théorique	163
VII.4.4.1. Conditions d'écoulement aval	163
VII.4.4.2. Mise en équation des lois hauteur-débit des vidanges.....	164
VII.4.4.2.1. Cas de fonctionnement simultané des vidanges de fond et de demi-fond	164
VII.4.4.2.2. Cas de fonctionnement unique de la vidange de fond ou de demi-fond	164
VII.4.4.3. Evolution du niveau de la retenue en fonction du temps	165
VII.4.4.3.1. Loi de « hauteur/capacité » de la retenue	165
VII.4.4.3.2. Niveau de la retenue	165
VII.4.4.3.3. Cote de la demi-poussée hydrostatique	166
VII.4.4.3.4. Méthode de calcul	167
VII.4.4.3.5. Résultats et commentaires	167
VII.4.5. Modèle expérimental	168
VII.4.5.1. Lois hauteur/débit expérimentales des vidanges	168
VII.4.5.2. Temps de la vidange de la retenue	170
VII.4.6. Conclusion	170
VII.5. Conclusion	170
Conclusion générale	171
Références bibliographiques	172
Annexes	

Liste des figures

<i>Figure 1- Évolution du parc mondial de barrages (plus de 15 m).....</i>	<i>04</i>
<i>Figure 2- Exemple d'un barrage-poids.....</i>	<i>06</i>
<i>Figure 3- Barrage poids en BCR des Olivettes (France H = 35 m).....</i>	<i>09</i>
<i>Figure 4- exemple d'un barrage-voûte</i>	<i>10</i>
<i>Figure 5- exemple d'un barrage à contrefort (Plan d'Amont, Aussois)</i>	<i>13</i>
<i>Figure 6- Barrage en terre de Hamman Debagh (Algérie).....</i>	<i>15</i>
<i>Figure 7- Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France).....</i>	<i>16</i>
<i>Figure 8- Barrage à masque amont en béton de Khao Laem (Thaïlande).....</i>	<i>17</i>
<i>Figure 9- les différents niveaux d'eau d'un barrage.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure 10- courbe surface-hauteur-capacité.....</i>	<i>19</i>
<i>Figure 11- Géométrie simplifiée d'un site de barrage.....</i>	<i>19</i>
<i>Figure 12- Ouvrages annexes d'un barrage.....</i>	<i>24</i>
<i>Figure 13- Ouvrages de dérivation provisoire (Barrage Tabellout Algérie en construction)....</i>	<i>24</i>
<i>Figure 14- Évacuateur à puits et tunnel (Hammam Debagh, Algérie).....</i>	<i>26</i>
<i>Figure 15- Evacuateur de crues à surface libre.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure 16- Présentation du transfert Est et Ouest.....</i>	<i>31</i>
<i>Figure 17- Situation du barrage Tabellout.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure 18- Répartition des précipitations annuelles à Sétif et el Eulma</i>	<i>35</i>
<i>Figure 19- Résultats de l'essai pressiométrique.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure 20- Courbe pression-déplacement de l'essai dilatométrique.....</i>	<i>46</i>
<i>Figure 21- Courbe pression-absorption de l'essai Lugeon.....</i>	<i>47</i>
<i>Figure 22-Variation des valeurs Lugeon avec la profondeur.....</i>	<i>49</i>
<i>Figure 23- piézométrie en rive droite.....</i>	<i>50</i>
<i>Figure 24- piézométrie en rive gauche.....</i>	<i>50</i>
<i>Figure 25- localisation des failles potentiellement sismogéniques.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure 26- Environnement sismotectonique proche du projet.....</i>	<i>55</i>
<i>Figure 27- l'accélérogramme du SMD pour le site de Tabellout.....</i>	<i>57</i>
<i>Figure 28- géométrie d'acquisition des données sismique réfraction.....</i>	<i>59</i>
<i>Figure 29- Logs du sondage carotté dans la galerie.....</i>	<i>61</i>

<i>Figure 30- coupe type d'un barrage arqué.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure 31- Profil d'un barrage poids.....</i>	<i>65</i>
<i>Figure 32- courbe hauteur- capacité.....</i>	<i>65</i>
<i>Figure 33- Principe de détermination du fetch.....</i>	<i>67</i>
<i>Figure 34- Coupe type du barrage.....</i>	<i>73</i>
<i>Figure 35- La géologie du site de barrage.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure 36- fuseau du marché.....</i>	<i>77</i>
<i>Figure 37- Prise de vue sur la planche d'essais.....</i>	<i>78</i>
<i>Figure38- Schéma représentatif de la planche d'essai.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure 39- Conception de l'étanchéité du parement.....</i>	<i>92</i>
<i>Figure 40-Conception du voile d'étanchéité.....</i>	<i>93</i>
<i>Figure 41- conception du voile de drainage.....</i>	<i>95</i>
<i>Figure 42- Le maillage des injections.....</i>	<i>96</i>
<i>Figure 43 - schéma de la ceinture parasismique.....</i>	<i>97</i>
<i>Figure 44- Barrage triangulaire rempli jusqu'au sommet, calcul théorique.....</i>	<i>98</i>
<i>Figure 45- Chargements extérieurs appliqués sur un barrage poids.....</i>	<i>108</i>
<i>Figure 46- Rabattement des sous-pressions par un dispositif de drainage.....</i>	<i>111</i>
<i>Figure 47- présentation du modèle et son maillage.....</i>	<i>119</i>
<i>Figure 48- l'accélérogramme utilisé dans l'étude.....</i>	<i>120</i>
<i>Figure 49- la distribution des contraintes normales.....</i>	<i>121</i>
<i>Figure 50- diagramme des contraintes au niveau de la base.....</i>	<i>121</i>
<i>Figure 51- La variation des déplacements horizontaux.....</i>	<i>122</i>
<i>Figure 52- diagramme des déplacements horizontaux au niveau de la base.....</i>	<i>122</i>
<i>Figure 53- distribution des déplacements verticaux.....</i>	<i>123</i>
<i>Figure 54- diagramme des déplacements verticaux au niveau de la base.....</i>	<i>123</i>
<i>Figure 55- Pressions reprises par les arcs et consoles.....</i>	<i>126</i>
<i>Figure 56- Contraintes internes dans le barrage.....</i>	<i>127</i>
<i>Figure 57- Moment de flexion repris par la console.....</i>	<i>127</i>
<i>Figure 58- Contraintes dans un arc situé à mi hauteur du barrage.....</i>	<i>129</i>
<i>Figure 59- Arc actif,pour le cas Retenue RN, à la cote 245 NGA.....</i>	<i>130</i>
<i>Figure 60- Distribution des contraintes principales de l'arc en crête.....</i>	<i>131</i>
<i>Figure 61- Distribution des contraintes principales de l'arc à la cote 275 NGA.....</i>	<i>132</i>

<i>Figure 62- Distribution des contraintes principales de l'arc à la cote 245 NGA.....</i>	<i>133</i>
<i>Figure 63- Spectres de Tabellout fréquence des modes propres.....</i>	<i>134</i>
<i>Figure 64- Déplacements calculés – seisme SMD.....</i>	<i>135</i>
<i>Figure 65- Contraintes normales dans la console.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure 66- Distribution des contraintes principales de l'arc en crête.....</i>	<i>137</i>
<i>Figure 67- Distribution des contraintes principales de l'arc à la cote 275 NGA.....</i>	<i>138</i>
<i>Figure 68- Distribution des contraintes principales de l'arc à la cote 245 NGA.....</i>	<i>139</i>
<i>Figure 69- Hydrogramme de la crue de chantier de période de retour 10 ans.....</i>	<i>142</i>
<i>Figure 70- Géométrie de la section de la galerie de dérivation provisoire.....</i>	<i>144</i>
<i>Figure 71- Débits entrant et sortant.....</i>	<i>145</i>
<i>Figure 72- Courbe d'amortissement.....</i>	<i>145</i>
<i>Figure 73- Coupe type du batardeau.....</i>	<i>147</i>
<i>Figure 74- Vue en plan de l'évacuateur de crue (2 passes de 22,5 m).....</i>	<i>149</i>
<i>Figure 75- hydrogramme des crues.....</i>	<i>150</i>
<i>Figure 76- Profil type du seuil Creager.....</i>	<i>151</i>
<i>Figure 77- Niveau max, et débit laminé traversant l'évacuateur en fonction de la longueur de seuil déversant pour un débit de pointe de crue de projet millinale.....</i>	<i>153</i>
<i>Figure 78- Niveau max, et débit laminé traversant l'évacuateur en fonction de la longueur de seuil déversant pour un débit de pointe de crue CMP.....</i>	<i>153</i>
<i>Figure 79- Loi "hauteur /débit" de l'évacuateur de crues.....</i>	<i>156</i>
<i>Figure 80- Débits entrant et sortant en fonction de la crue millénale.....</i>	<i>157</i>
<i>Figure 81- Evolution du niveau de la retenue en fonction de la crue millénale.....</i>	<i>157</i>
<i>Figure 82- Débits entrant et sortant en fonction de la crue maximale probable.....</i>	<i>158</i>
<i>Figure 83- Evolution du niveau de la retenue en fonction de la crue maximale probable.....</i>	<i>158</i>
<i>Figure 84- Coupe type des ouvrages de vidange.....</i>	<i>160</i>
<i>Figure 85- Vue en 3D des ouvrages de vidange.....</i>	<i>161</i>
<i>Figure 86- Calcul de la cote de demi- poussée : Géométrie du modèle</i>	<i>165</i>
<i>Figure 87- Evolution dans le temps du niveau de la retenue.....</i>	<i>166</i>
<i>Figure 88- Loi "hauteur/débit" expérimental des ouvrages de vidange.....</i>	<i>167</i>
<i>Figure 89- Loi "hauteur/débit" expérimental et théorique des vidanges de fond et demi-fond en fonctionnement simultané.....</i>	<i>168</i>

Liste des tableaux

<i>Tableau 1- Récapitulatif des caractéristiques du barrage Tabellout</i>	<i>33</i>
<i>Tableau 2- Humidité mensuelle en %.....</i>	<i>34</i>
<i>Tableau 3- Température mensuelle en degrés Celsius.....</i>	<i>34</i>
<i>Tableau 4- Répartition annuelle des précipitations à Sétif et EL Eulma.....</i>	<i>35</i>
<i>Tableau 5- Les apports moyens annuels du barrage Erraguène et Tabellout.....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau 6- Les crues extrêmes à Tabellout.....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau 7- Récapitulatif de la nature des terrains superficielle en rive droite.....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau 8- Récapitulatif de la nature des terrains superficielle en rive gauche.....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau 9- exemple d'un log du puits.....</i>	<i>41</i>
<i>Tableau 10- Récapitulatif des terrains et caractéristiques des matériaux dans les vingt-cinq (25) puits.....</i>	<i>42</i>
<i>Tableau 11- Récapitulatif des valeurs moyennes des modules obtenus dans les essais dilatométriques.....</i>	<i>47</i>
<i>Tableau 12- Classification des massifs rocheux en fonction de la perméabilité.....</i>	<i>48</i>
<i>Tableau 13- synthèse des résultats obtenus lors d'essais Lugeon.....</i>	<i>48</i>
<i>Tableau 14- Caractéristiques du séisme de référence à Tabellout.....</i>	<i>51</i>
<i>Tableau 15- séismes de références retenus.....</i>	<i>55</i>
<i>Tableau 16- valeurs des magnitudes et accélérations sismiques du site.....</i>	<i>57</i>
<i>Tableau 17- identification du programme des sondages carottés.....</i>	<i>62</i>
<i>Tableau 18- récapitulatif des résultats d'essais Lugeon.....</i>	<i>63</i>
<i>Tableau 19- Synthèse des hauteurs des vagues obtenues par différentes formules.....</i>	<i>69</i>
<i>Tableau 20- Largeurs de la crête obtenues par différentes formules.....</i>	<i>72</i>
<i>Tableau 21- Fuseau granulométrique des granulats du BCR.....</i>	<i>77</i>
<i>Tableau 22- formulations testées sur le massif expérimental.....</i>	<i>84</i>
<i>Tableau 23- résultats d'essais réalisés sur la planche d'essais.....</i>	<i>86</i>
<i>Tableau 24- Les pressions d'injection en fonction de la profondeur.....</i>	<i>94</i>
<i>Tableau 25 -Condition d'Hoffman en fonction des deux fruits.....</i>	<i>104</i>
<i>Tableau 26- Coefficients d'amplification des accélérations.....</i>	<i>106</i>
<i>Tableau 27- Expressions du fruit pour un drainage peu efficace.....</i>	<i>106</i>

<i>Tableau 28- Recommandation pour le coefficient de rabatement des sous-pressions (Comité Français des Barrages et Réservoirs).....</i>	<i>112</i>
<i>Tableau 29- Combinaisons d'actions.....</i>	<i>116</i>
<i>Tableau 30- Coefficients de sécurités partielles pour le glissement.....</i>	<i>117</i>
<i>Tableau 31- Calcul du facteur de sécurité pour différentes cas considérés.....</i>	<i>117</i>
<i>Tableau 32- Les moment agissant sur le barrage.....</i>	<i>118</i>
<i>Tableau 33- Caractéristiques des matériaux.....</i>	<i>119</i>
<i>Tableau 34- Caractéristiques dimensionnelles des galeries de dérivation provisoire.....</i>	<i>143</i>
<i>Tableau 35- Crue de projet.....</i>	<i>150</i>
<i>Tableau 36- Tableau récapitulatif des résultats obtenus pour la crue de projet millénaire....</i>	<i>154</i>
<i>Tableau 37- Tableau récapitulatif des résultats obtenus pour la crue maximale probable....</i>	<i>154</i>

Liste des abréviations

AEP : Alimentation en Eau Potable

APD : Avant Projet Détaillé

BCR : Béton Compacté au Rouleau

BCV : Béton Conventionnel Vibré

CIGB : Comite International des Grands Barrages

EDF : Electricité de France

NGA : Niveau Géodésique Algérien

PHE : Plus haute eau

RN : Retenue normale

RQD : Rock Qualité Design

SE-NW : Sud est-Nord ouest

PHE: Plus Haute Eau

SBE : Séisme de Base d'exploitation

SMD : Séisme maximal de dimensionnement

SMP: Séisme maximal probable

CMP: Crue maximal probable

Introduction générale

Introduction générale

L'Algérie est un pays dont les ressources en eaux sont limitées. La plupart de ses ressources sont localisées principalement dans les régions du nord (Sahel et vallée), ce qui laisse apparaître un grand déficit pour les régions qui ne le sont plus (hauts plateaux). Avec les périodes de sécheresse, ce déficit devient très grave et touche pas mal de régions à travers tout le pays.

Pour faire face à cette situation et satisfaire la demande en eau, la politique de l'Algérie en matière des ressources en eau s'est orientée vers la construction des barrages.

L'agence nationale des barrages et transferts (ANBT), pour le compte du ministère des Ressources en eau a opté pour la réalisation d'un barrage pour pallier au manque d'eau des hauts plateaux Sétifiens.

Le barrage dit « Tabellout » est un ouvrage en Béton Compacté au Rouleau (BCR) qui fait partie du système Est du projet de transfert vers les hautes plaines sétifiennes en Algérie. Avec une hauteur de 121 m et une longueur de plus de 410 m, le barrage de Tabellout crée un réservoir intermédiaire d'une capacité de 294 millions de m³, relié au barrage de Draa Diss afin d'alimenter la région d'El-Eulma en irrigation et en eau potable. Ce projet a vu le jour il y a plus de 25 ans.

La spécificité de ce projet réside non seulement dans cette technique (BCR), qui est un grand succès avec la construction de plus de 400 barrages dans le monde, mais aussi dans le contexte particulier qui caractérise la géologie du site.

Initialement, le barrage projeté au stade de l'avant projet détaillé [réalisé par EDF en 2005] était un barrage poids rectiligne d'un fruit total de 0,9 (0,1 amont et 0,8 aval).

Une étude plus approfondie de l'aléa sismique a mis en évidence l'existence d'une faille régionale majeure potentiellement active « le chevauchement de la petite Kabylie », d'orientation SE-NW, donc pratiquement parallèle à l'axe du barrage. Ce qui a conduit à une réévaluation des données sismiques, ce qui se répercute directement sur le dimensionnement de l'ouvrage.

Par conséquent, le barrage doit être conçu pour résister à des sollicitations plus sévères, notamment un séisme maximal probable de 0,7g, un séisme de dimensionnement de 0,47g et un séisme de base d'exploitation de 0,3g.

A la lumière de ces nouvelles données sismiques, le bureau d'étude chargé d'assistance technique « Coyne et Bellier » a recommandé d'arquer le barrage afin qu'il puisse résister aux sollicitations sismiques tout en gardant le volume initial du béton.

Plusieurs techniques ont été incorporées dans la réalisation de ce barrage pour garantir le bon fonctionnement de l'ouvrage, tel qu'un voile d'étanchéité, un voile et des galeries de drainage, une ceinture parasismique et des injections de consolidation.

Chapitre I :
Synthèse bibliographique

I.1. Introduction

En aménagement rural, la mobilisation de l'eau est un facteur important pour la satisfaction des besoins des populations (irrigation, usages domestiques, usage pastoral, alimentation en eau potable). Plusieurs types d'ouvrages sont utilisés, en fonction des besoins à satisfaire et des conditions des sites. Les ouvrages hydrauliques (ouvrages de mobilisation et connexes) participent à l'atteinte de la sécurité alimentaire (irrigation d'appoint), à la création de nouveaux revenus (cultures de contre saison, pêche, élevage) et à la préservation de l'environnement (création de zones humides).

Pour pallier au déficit en eau d'une assez grande partie de la population, la solution de construire un barrage s'impose par rapport aux puits et/ou lacs.

I.2. Généralités sur les barrages

I.2.1. Définitions

Un barrage est un ouvrage d'Art placé en travers d'un cours d'eau pour réguler son écoulement, relevant localement, de manière permanente ou temporaire son niveau et constitue, en association avec les rives naturelles, une réserve.

Il existe une multitude types de barrages qui peuvent être classés en différentes catégories selon le matériau de construction et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau, on distingue :

- barrages poids en béton, ou en BCR.
- barrages voûte.
- barrage poids-voute.
- barrages à contreforts ou à voûtes multiples.
- barrages en remblai

Les barrages doivent être placés dans des cuvettes géologiquement étanches. Ils sont composés d'un corps conçu de manière spécifique à chaque type d'ouvrage, reposant sur une fondation étanche ou rendue étanche en amont. Un barrage en béton est découpé en plusieurs tranches verticales, appelées plots. Des ouvrages annexes lui sont associés, tels que les évacuateurs de crues, les prises d'eau, les turbines, les vidanges de fond, etc.

Selon le CIGB [11] un barrage est considéré comme «petit» lorsque sa hauteur, mesurée à partir de son niveau de fondation jusqu'à sa crête n'excède pas 15m, la longueur de crête est

inférieure à 500 m et le volume d'eau stocké est inférieur à 1 million de mètres cube. Ces paramètres sont relativement importants en raison des procédures administratives complexes souvent associées à la construction.

I.2.2. Barrages dans le monde

Il existe dans le monde plus de 40 000 barrages dont la hauteur dépasse 15 m (figure 1) ; la plupart ont été construits depuis 1950.

Ce rapide accroissement du parc (200 par an à l'heure actuelle) [4] correspond à l'évolution de la population mondiale dans les pays en développement, et à la nécessité toujours plus pressante de gérer de manière rationnelle les ressources en eau.

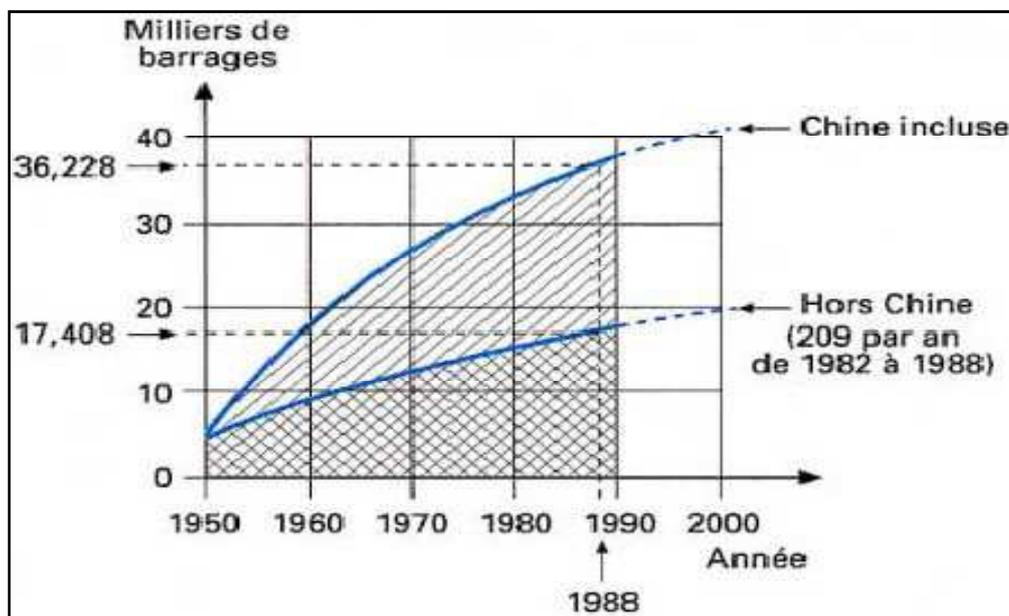


Figure 1- Évolution du parc mondial de barrages (plus de 15 m) [4]

I.2.3. Usages de l'eau des barrages

On construit des barrages pour stocker, à titre provisoire, un volume d'eau plus ou moins important afin de pouvoir le restituer plus tard, excepté pour un usage exclusivement touristique. Les raisons pour lesquelles on crée une retenue peuvent être très variées :

- Alimentation en eau potable : Ce type d'usage englobe à la fois la consommation individuelle et les besoins industriels.
- Irrigation en période sèche : il s'agit de fournir directement de l'eau ou en maintenir un débit suffisant dans la rivière pendant les périodes d'étiage.

- Navigation : à défaut d'alimentation naturelle suffisante des biefs de partage (points hauts) des canaux, les barrages réservoirs stockent l'eau en période humide pour la diriger vers les canaux en saison sèche.
- Production de l'énergie électrique : l'énergie potentielle emmagasinée par la retenue peut, via des turbines, être ensuite transformée en énergie électrique.
- Tourisme : un plan d'eau constitue un attrait évident pour certaines régions permettant un développement de la vie économique locale. Compte tenu du coût de l'investissement initial, les retenues importantes à but exclusivement touristique sont rares.
- Ecrêtement des crues.
- Stockage des déchets industriels : les plus répandus sont des barrages servant à la décantation de boues provenant de l'industrie minière.

En réalité, beaucoup d'ouvrages répondent à plusieurs usages. Un ouvrage érecteur de crue en automne peut servir de soutien d'étiage en été, sous réserve que les apports d'hiver et de printemps soient suffisants. Les usages multiples peuvent être incompatibles, en tout cas au même moment (il est difficile d'avoir simultanément une retenue vide pour écrêter les crues et une retenue pleine pour produire de l'énergie).

I.2.4. Particularités de la réalisation des barrages

- Etudes importantes et coûteuses : Reconnaissances topographique, géologique, géotechnique et impact sur l'environnement.
- Réalisation qui pose souvent des problèmes de logistique : accès, alimentation du chantier, installations fixes, équipements, main d'œuvre et Durée du chantier de plusieurs années.
- Mise en place de grandes quantités de matériaux : La durée du chantier est influencée par les méthodes de construction.
- Exigences de la sécurité : Contrôles, surveillances et auscultations.

I.2.5. Différents types de barrages

Le choix d'un type de barrage dépend principalement des conditions topographiques et géotechniques, ainsi que d'autres critères notamment la forme de la vallée, risque sismique, matériaux de construction, conditions climatiques et des crues à maîtriser ; sans négliger les critères économiques, environnementaux et sécuritaires.

Le coût d'un barrage est partiellement lié à la disponibilité des matériaux de construction et à l'accessibilité du site. La nature des fondations est décisive dans le choix du barrage à édifier.

Il existe des barrages en maçonnerie ou en béton et des barrages en matériaux meubles. Les premiers appartiennent à au moins l'une des catégories suivantes :

Les barrages-poids (ouvrages de masse importante, dont le poids s'oppose à la poussée de l'eau du lac), les barrages-voûtes (incurvés sur les flans de la vallée) et les barrages à contreforts (constitués de murs triangulaires parallèles au lit du cours d'eau). Généralement en béton, nécessitent des fondations rocheuses de qualité.

Parmi les barrages en matériaux meubles, on peut citer les barrages en enrochement, les barrages en terre, constitués d'une terre homogène dans tout l'ouvrage ou de terres de différentes origines disposées en zone, les barrages mixtes, comportant un noyau étanche en terre argileuse et des enrochements.

I.2.5.1. Les barrage-poids en béton

C'est un ouvrage massif en maçonnerie ou en béton possédant un profil le plus souvent triangulaire (épaissi à sa base et affiné vers le haut). Vue de dessus, il est rectiligne ou légèrement incurvé, ce qui permet de réduire son volume et donc son prix ; Le coté amont est pratiquement vertical. La stabilité du barrage-poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids du matériau qui l'empêche de basculer ou de glisser sur sa base. Ce type de barrage est le plus stable et qui nécessite le moins de maintenance ; il convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse.



Figure 2- Exemple d'un barrage-poids

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.

Inconvénients:

- Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.
- Moyen risque de tassement.
- 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.

I.2.5.2. Les barrage-poids en BCR

Les barrages en Béton Compacté au Rouleau sont généralement des barrage-poids. Le principe de fonctionnement reste le même que pour un barrage-poids en BCV, à savoir que l'équilibre est garanti par le poids de l'ouvrage et ce quel que soit le type de combinaison considéré. Les critères de dimensionnement de cet ouvrage sont exposés par la suite : ils reposent sur la limitation des contraintes en traction, en compression et sur le non-glissement de l'ouvrage.

En raison de la rigidité du béton, il est nécessaire de réaliser ce type d'ouvrage sur des fondations rocheuses de bonne qualité afin d'éviter que les tassements n'entraînent des déformations trop importantes dans le corps du barrage et que la résistance au cisaillement du rocher soit insuffisante. La différence entre un barrage en BCV et un autre en BCR provient du type de matériau utilisé et du mode de mise en place.

Contrairement au BCV où des moyens classiques sont utilisés pour la réalisation d'ouvrages en béton (grue pour le transport et vibration dans la masse), la mise en place du BCR se fait avec des moyens de terrassements (transport par camion, réglage au buteur et compactage par rouleau vibrant lourd) par couches de quelques dizaines de centimètres. Ce mode de réalisation nécessite des surfaces de travail importante (de l'ordre de 500 m²) afin de permettre la cohabitation de l'ensemble des engins de terrassements et que ceux-ci puissent évoluer de façon optimale. La puissance de compactage utilisée permet ainsi de réaliser des économies sur les quantités d'eau et de ciment nécessaire.

Les constituants du BCR sont les mêmes que pour le BCV, à savoir, eau, liants, granulats, adjuvants et additifs. Une des différences vient de la granulométrie maximale des granulats utilisés (80 mm pour le BCV et 40 à 60 mm pour le BCR). Bien qu'une granulométrie plus importante permette d'augmenter la résistance du matériau, à teneur en liant égale, elle favorise également la ségrégation du béton, ce qui est défavorable dans le cas du BCR étant donné le mode de mise en place. La quantité de liant utilisé est également moindre en raison de la plus grande puissance de compactage utilisé. Cette moindre utilisation de la quantité de ciment permet également de limiter la chaleur d'hydratation du béton et donc les contraintes thermiques importantes qui existent dans des bétons de masse.

L'une des spécificités des barrages en BCR est le nombre importants de reprises. En effet, le BCR est mise en œuvre par couches de quelques dizaines de centimètres ce qui va créer d'autant plus de plans de faiblesse. Par exemple, pour des épaisseurs de couches de 0,3 m, il y aura plus de 3 m² de reprise par m³ de BCR mis en place. Ces reprises sont des points potentiels de faiblesse vis-à-vis de la résistance au cisaillement, à la traction et vis-à-vis de la perméabilité. En fonction du niveau de sollicitation attendu et des critères de conception, il s'agira de plus ou moins bien traiter ces reprises. Celles-ci peuvent être définies par deux types de reprise principale : reprise chaude et reprise froide qu'il est parfois difficile de distinguer.

Les paramètres qui vont permettre de définir le type de reprises sont entre autres la température extérieure à la surface du BCR et le délai de recouvrement entre couches. Mais seul des essais sur site avec les moyens qui seront utilisés sur le chantier permettront d'établir une limite expérimentale plus précise entre les différents types de reprises.

Le BCR n'est pas par nature un matériau très imperméable à moins d'augmenter la quantité de liant, ce qui a pour conséquence un accroissement de son coût unitaire, réduisant ainsi l'un de ces avantages les plus intéressants. Une autre solution consiste à étaler des couches de mortier entre les reprises afin de garantir l'étanchéité, mais cette solution là est également coûteuse puisqu'elle va pénaliser le rendement des moyens de production. La solution la plus simple et la moins coûteuse consiste donc à mettre une étanchéité rapportée via la mise en place de géomembrane sur le parement amont ou de mur en béton armé préfabriqué ou banché.

L'avantage qui résulte du mode de mise en place et du type de matériau est également financier puisque la rapidité d'exécution fait qu'il est possible de monter un massif de barrage

avec une vitesse d'environ 1 m par jour, réduisant d'autant les frais d'immobilisation du matériel et les frais financiers du Maître d'Ouvrage.

Les points délicats de la construction de ce type de barrage sont :

- **la résistance mécanique** : notamment au cisaillement des surfaces horizontales de contact entre deux couches superposées. Cette résistance dépend de plusieurs facteurs (propreté du chantier, quantité de fines, ségrégation, température, temps écoulé entre la réalisation de deux couches, etc.).
- **l'étanchéité du barrage** : qui est, la plupart du temps, constituée par un masque amont en BCV, ou pour des ouvrages modestes, par une membrane en matériaux plastiques. Comme tous les barrages.



Figure 3- Barrage poids en BCR des Olivettes (France H = 35 m) [4]

I.2.5.3. Les barrages-voûtes en béton

Ces barrages sont généralement en béton dont la forme courbe permet un report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée. Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite.

Le barrage voûte représente l'ultime aboutissement de l'utilisation des propriétés du béton en termes de résistance. Il permet des économies de volume d'au moins 30 % par rapport à un barrage-poids. On pourrait comparer sa forme à celle d'un pont couché sur l'un de ses côtés, et qui chargerait de l'eau au lieu de véhicules. L'effort de résistance est ainsi en partie reporté par l'arc central sur les rives, permettant de construire des ouvrages moins volumineux, à performance égale. En revanche, les fondations, sur lesquelles se reporte une grande partie de l'effort, doivent posséder des caractéristiques mécaniques élevées afin de supporter celui-ci.

A la courbure en plan s'ajoute parfois une courbure verticale, le barrage étant alors appelé barrage coupole. La courbure des barrages-voûtes étant initialement circulaire, mais les outils informatiques (modélisation mathématique) ont permis de concevoir de nouvelles formes, comme les spirales logarithmiques.

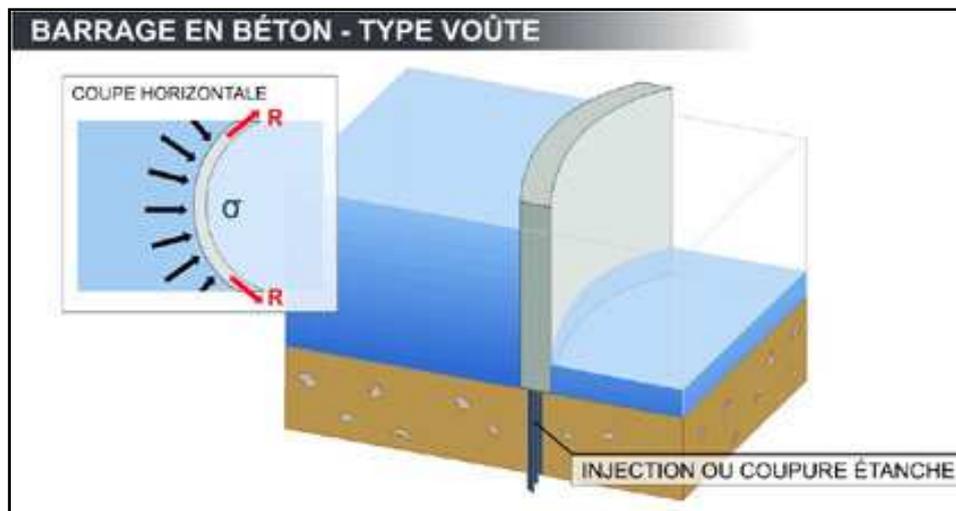


Figure 4- exemple d'un barrage-voûte

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.

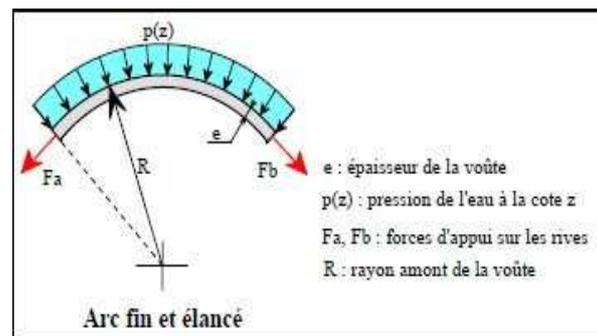
I.2.5.4. Les barrages poids-voûtes

Le barrage poids-voûte est une solution intermédiaire entre le barrage-poids qui assure sa stabilité par son poids propre et le barrage-voûte qui assure sa stabilité par ses appuis. Cette solution peut être retenue pour des zones à sismicité élevée lorsque l'augmentation du volume du barrage-poids n'est plus justifiable économiquement par rapport à la réalisation d'un barrage-voûte.

Pour un barrage voûte, la pression hydrostatique qui va s'exercer sur le parement amont va être reportée sur les appuis rocheux par les arcs qui vont travailler en compression. Il en est de même pour les composantes horizontales des actions (tel le séisme) qui agissent sur un barrage-voûte.

La forme de la voûte est définie de telle façon à ce que les arcs soient entièrement comprimés. La formule du tube est donnée par : [3]

$$\sigma(z) = \frac{P(z).R}{e}$$



Avec :

σ (MPa) : contrainte moyenne dans un arc

$P(z)$ (MPa) : la pression de l'eau exercée à la cote z

R (m) : le rayon du tube

e : épaisseur de la voûte

Cette formule nous permet d'avoir une première estimation des contraintes qui sont exercées dans les arcs. Ainsi plus le rayon est petit, plus les contraintes reprises par les arcs sont faibles. On pourra donc à taux de travail en compression constant réduire l'épaisseur de la voûte et donc le volume de béton.

Un barrage-voûte peut être décomposé en arcs horizontaux et consoles verticales qui reprennent chacun une partie du chargement. La compatibilité des déplacements est assurée en imposant un même déplacement radial au croisement de la console et de l'arc. Pour les arcs circulaires, les consoles latérales reprennent une plus grande part de la poussée hydrostatique

induisant un chargement non uniforme pour les arcs (ceux-ci sont plus chargés au centre que sur les rives). Afin d'uniformiser le taux de travail du béton, le rayon de courbure est augmenté en rive par rapport au rayon en clé de voûte. Pour définir la courbure du barrage, l'équation qui garantisse ces propriétés est celle de la spirale logarithmique.

Le barrage-voûte, bien qu'il présente une plus grande réserve de stabilité en raison de son hyperstaticité, est plus coûteux à construire car il nécessite beaucoup de moyens dans la réalisation (par exemple, le coffrage). Voilà pourquoi il peut être préférable dans certains cas d'adopter une solution intermédiaire entre le barrage poids et le barrage-voûte.

I.2.5.5. Les barrages à contreforts en béton

Il est constitué d'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés appelés les contreforts; une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau. Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité.

Ce mode de construction se subdivise en sous-catégories; contreforts à têtes arrondies à masque amont, à voûtes multiples.

Le voile d'étanchéité est généralement très incliné vers l'aval, pour que le poids de l'eau plaque le barrage contre le terrain qui le supporte. Le poids de l'eau retenue par le barrage permet ainsi de compenser sa relative légèreté. Ces barrages sont parfois appelés barrage-poids creux, car ils requièrent seulement de 35 à 50 % du béton utilisé dans un barrage-poids de taille comparable.

Les barrages à contreforts sont généralement utilisés dans les vallées trop larges pour accueillir un barrage voûte et dans lesquelles la construction d'un barrage poids, nécessitant beaucoup de matériaux, se révélerait trop onéreuse.

Malgré une économie considérable sur les matériaux utilisés, les barrages à contreforts ne sont pas forcément moins coûteux que les barrages-poids. Le coût des ouvrages à forme complexe et l'installation en acier pour les consolider compense les économies sur le béton. De tels barrages sont parfois nécessaires dans des sites dont le terrain d'appui est médiocre, ou lorsque la vallée est trop large pour permettre la construction d'un barrage-voûte.

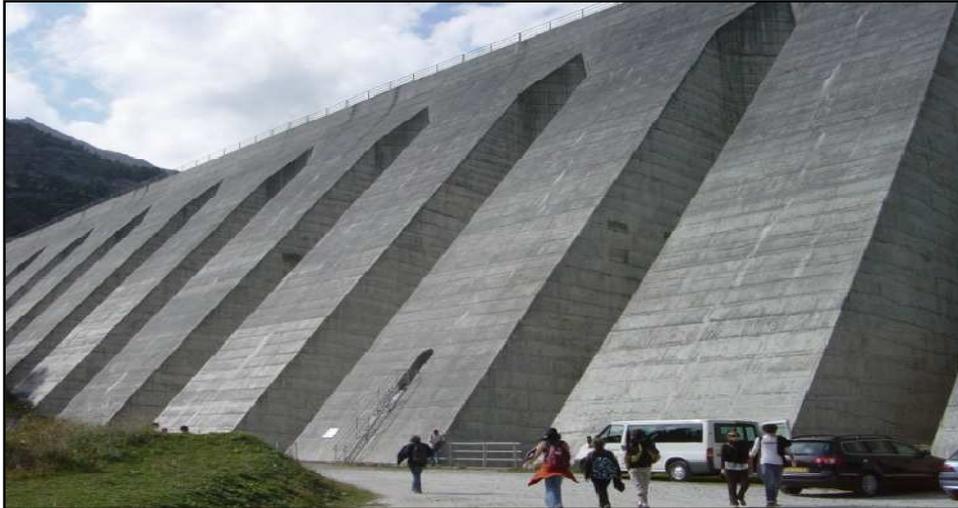


Figure 5- exemple d'un barrage à contrefort (Plan d'Amont, Aussois) [12]

Avantages :

- 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 donc 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 non existante.
- 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.

I.2.5.6. Barrages en remblai

Par souci de clarté, l'essentiel de ce paragraphe concerne les barrages en terre, qui constituent l'archétype des barrages en remblai et dans lesquels les deux fonctions : étanchéité, d'une part, et résistance à la poussée de l'eau, d'autre part, sont assurées par des matériaux naturels de type « sol » judicieusement organisés. Les principales variantes couramment rencontrées seront décrites par la suite. Les barrages en remblai de terre ont la grande qualité de s'accommoder de fondations meubles qui seraient incapables de supporter un ouvrage en béton ; cela permet d'équiper les sites dont le fond de vallée est garni, éventuellement sur de fortes épaisseurs, d'alluvions ou de roches décomposées, déformables et plus ou moins perméables. En première approche, une bonne règle générale est que la

fondation d'un barrage doit disposer des propriétés, naturelles ou obtenues par traitement, au moins équivalentes à celles du corps du barrage qu'elles doivent recevoir. Ils constituent donc une bonne solution lorsque des matériaux de qualité convenable sont disponibles à proximité immédiate. Leur défaut essentiel est une très grande vulnérabilité au déversement par-dessus leur crête, la ruine survenant très rapidement par érosion superficielle et interne de leur partie aval. Il convient donc de dimensionner très largement les organes de protection contre les crues qui leur sont associés, et d'être très prudents lorsqu'on n'est pas sûr des données hydrologiques en matière de crues.

Toute la conception d'un barrage en terre vise à satisfaire, en ayant recours aux matériaux naturels disponibles à proximité (les seuls économiquement disponibles en très grande quantité), les conditions de stabilité qui dépendent fortement de deux aspects essentiels : le contrôle des pressions interstitielles à l'intérieur du remblai, dont on sait qu'elles influent fortement sur la stabilité statique du remblai lui-même, dès la période de construction; le contrôle des circulations d'eau à l'intérieur du remblai, où elles risquent de provoquer des érosions internes, peut-être encore plus dangereuses que les pressions, car les effets en sont souvent peu visibles jusqu'à la ruine. Il est possible de concevoir et de construire des barrages en terre homogènes, c'est-à-dire constitués d'un seul matériau qui assure à la fois toutes les fonctions : étanchéité et stabilité ; quelques petits barrages sont construits ainsi, et leur stabilité est correcte au prix de pentes douces de leurs parements ; toutefois, dès que la hauteur dépasse la cinquantaine de mètres, il apparaît à la fois plus économique et surtout plus sûr de constituer un remblai « zoné », à l'intérieur duquel les différents matériaux sont organisés de manière rationnelle en fonction de leurs propriétés de perméabilité et de résistance mécanique. On verra ainsi apparaître les notions suivantes (figure 6) :

- **le noyau** : partie assurant l'étanchéité, disposée au centre ou parfois à l'amont ;
- **les recharges (amont ou aval)** : parties construites avec des sols frottant, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau ;
- **les drains** : zones (souvent peu épaisses) de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites donc à réduire les pressions interstitielles ;
- **les filtres** : zones (souvent peu épaisses) dont la granulométrie intermédiaire entre celles des parties voisines s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements et lutte donc contre l'érosion interne ;
- **le rip-rap** : ce terme désigne une couche superficielle d'enrochements posée sur un remblai plus fin et le protégeant contre les vagues, les courants, etc.

I.2.5.6.1. Barrages à noyau argileux central :

Dans un barrage à noyau central, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. L'étanchéité est assurée par un noyau étanche en matériau argileux et maintenu en place (épaulé) par une ou plusieurs zones en matériaux grossiers relativement perméables qui assureront la stabilité. Entre les zones il est nécessaire d'interposer des couches filtrantes de transition en cas de discontinuité de granulométrie des matériaux.

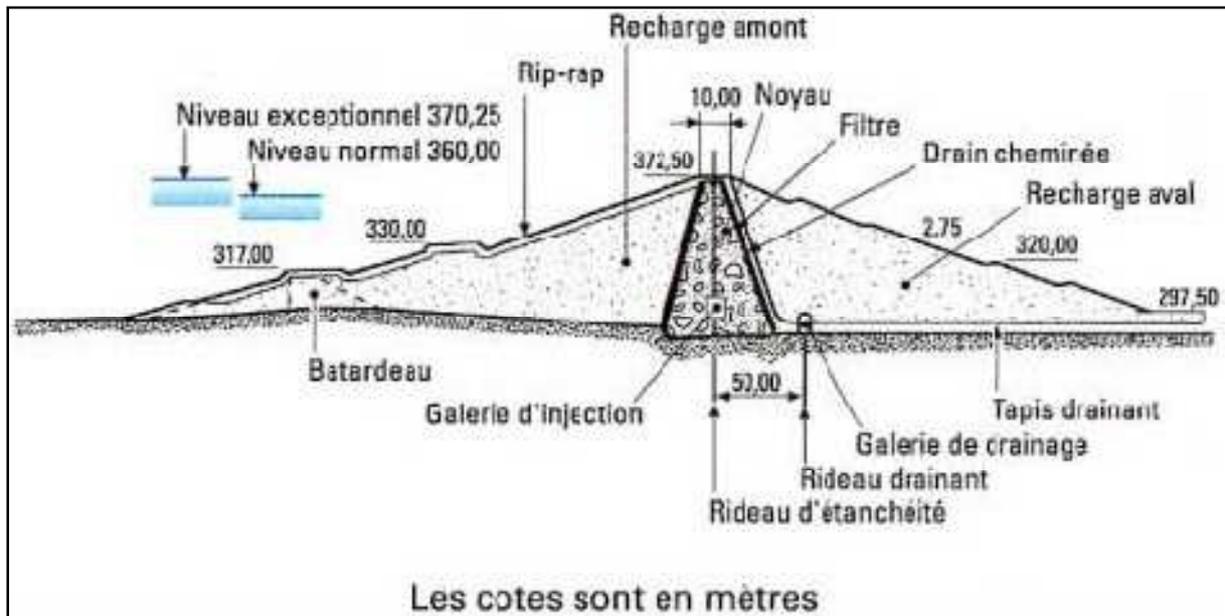


Figure 6- Barrage en terre de Hamman Debagh (Algérie) [4]

I.2.5.6.2. Remblais d'enrochement à noyau interne

L'utilisation d'enrochements pour constituer les recharges d'un barrage en remblai présente de nombreux avantages :

- leur angle de cisaillement plus élevé (37 à 50°) autorise des pentes de talus plus fortes (si toutefois la fondation le permet aussi), donc une réduction du volume total à mettre en œuvre ;
- leur forte perméabilité réduit les problèmes de pression interstitielle ;
- mis en place selon les méthodes modernes (c'est-à-dire non pas seulement déversés et arrosés comme jusque vers 1960, mais fortement compactés avec des compacteurs vibrants lourds), ils sont alors peu compressibles et ne donnent lieu qu'à des tassements réduits après construction (5 fois moins que pour les enrochements non compactés).

Les enrochements sont en général extraits d'une carrière de roche saine, de façon à obtenir une « blocométrie » (granulométrie) qui peut atteindre, voire dépasser, le mètre.

Une telle variante pose néanmoins des problèmes dont les principaux sont :

- une plus forte sollicitation de la fondation, du fait des talus plus raides ; de ce fait, il est déconseillé de placer des enrochements sur une fondation de faibles propriétés mécaniques ;
- la nécessité de prévoir des filtres ou « transitions » plus abondantes puisque les contrastes de granulométrie sont accentués ;
- la nécessité d'une bonne matrice rocheuse, faute de quoi les humidifications et dessiccations successives subies par les enrochements (de la recharge amont notamment) occasionnent l'attrition des arêtes et, donc, des tassements qui peuvent être dommageables ;
- l'état de contraintes dans le noyau argileux, empêché de tasser par les recharges trop raides, peut favoriser la fracturation hydraulique ;
- enfin, il faut mentionner la difficulté matérielle de déterminer les caractéristiques mécaniques des enrochements, pour les raisons évidentes liées à la taille des éléments.

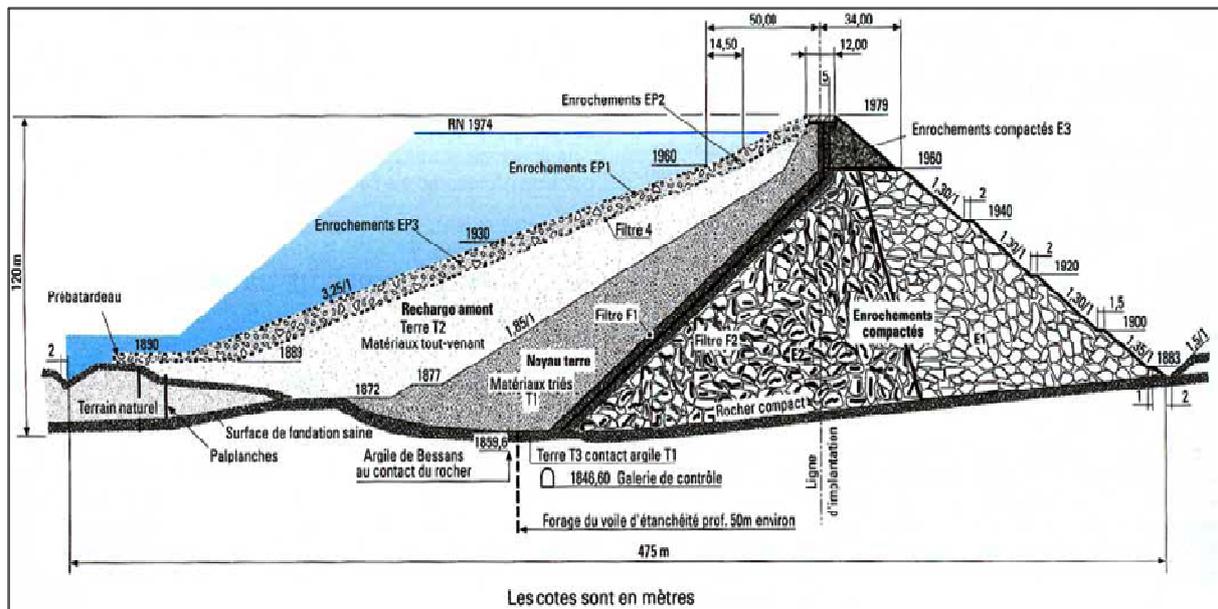


Figure 7- Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France) [4]

I.2.5.6.3. Barrages à masque amont

C'est un barrage de type homogène, dont le corps est constitué de matériaux perméable (enrochements) tandis que l'étanchéité est assurée par un masque amont qui est une paroi en béton bitumineux ou géotextile, plaquée sur le talus amont.

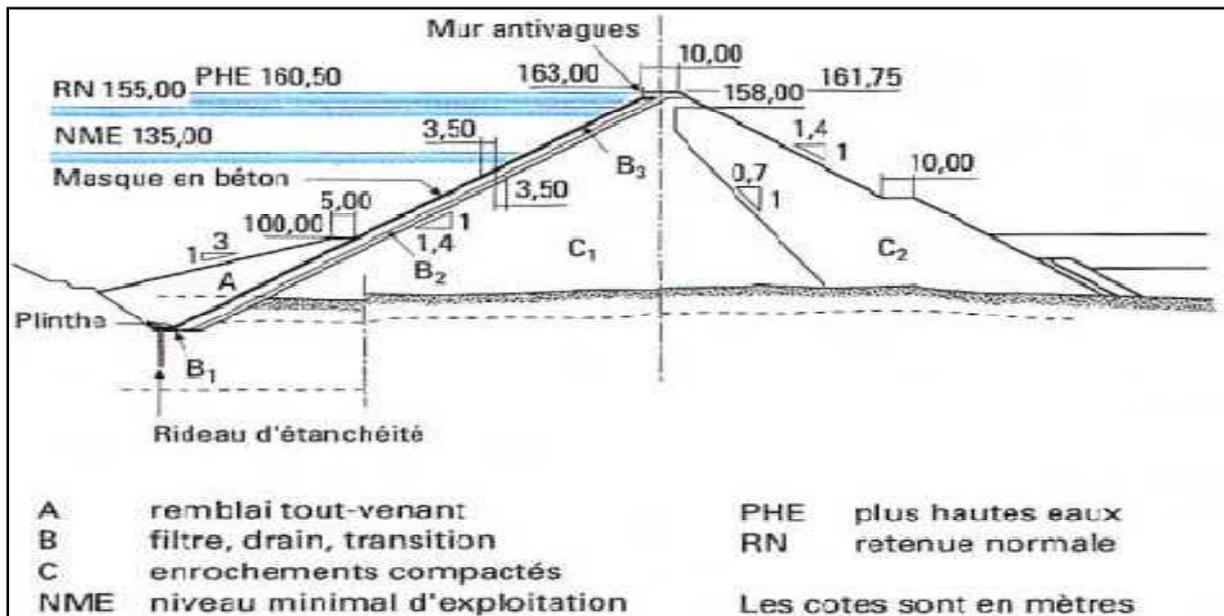


Figure 8- Barrage à masque amont en béton de Khao Laem (Thaïlande) [4]

I.2.6 Quelques définitions

- **Le niveau de retenue normale (RN)** : C'est le niveau maximal que peut atteindre la retenue en période normale d'exploitation, c'est-à-dire hors des périodes de crues.
- **Le niveau des plus hautes eaux (PHE)** : C'est le niveau atteint par la retenue au cours de la crue qui a servi au dimensionnement des organes d'évacuation des crues.
- **Le niveau minimal d'exploitation (la tranche morte)** : C'est le niveau en dessous duquel l'eau n'est plus normalement utilisable. les organes de prises d'eau ne sont pas toujours, loin s'en faut, au fond de la retenue.
- **Le volume de la retenue** : C'est le volume total stocké lorsque la retenue est à la normale (RN).
- **La capacité utile** : C'est le volume compris entre le minimum d'exploitation et la retenue normale.

Les différentes définitions ci-dessus sont représentées dans la figure -9 qui suit :

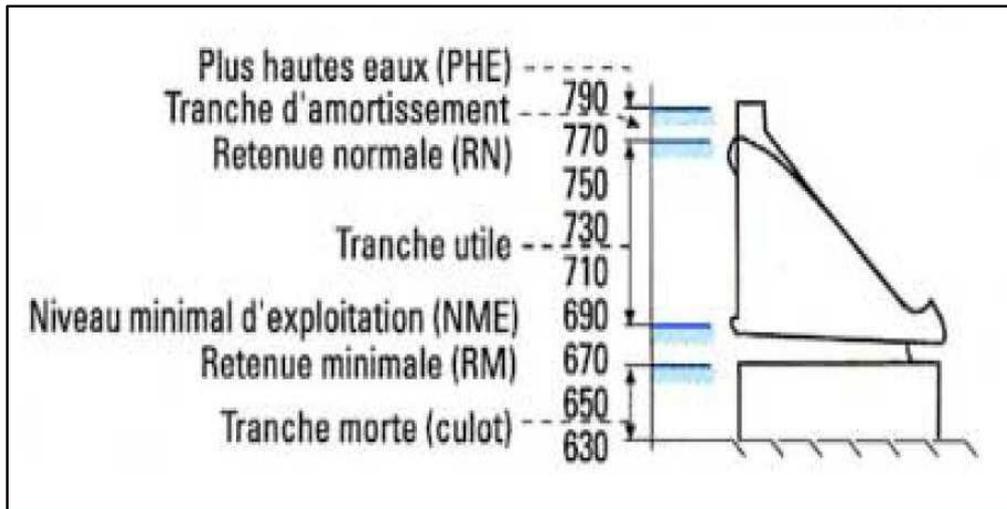


Figure 9- les différents niveaux d'eau d'un barrage [4]

I.3. Etude de faisabilité d'un barrage (choix du site de barrage)

I.3.1. Données hydrologiques

L'étude hydrologique du bassin versant permet de définir les apports moyens du cours d'eau, exprimés en hm^3/an ou en m^3/s , et leurs variations probables à une échelle de temps saisonnière ou interannuelle.

Quel que soit le but de l'aménagement, il s'agit d'informations primordiales pour établir la faisabilité et déterminer le volume souhaitable du réservoir. Ces données sont entachées d'une incertitude d'autant plus grande que la région du futur ouvrage est peu développée.

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

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

I.3.2. Données topographiques

Un site de barrage, au sens topographique, se place sur un verrou, resserrement de la vallée situé juste en aval d'une cuvette naturelle susceptible, une fois fermée, de constituer un réservoir de volume suffisant.

Une fois fixée approximativement la position envisagée pour le barrage, la cuvette est définie par un graphique sur lequel sont portés la surface et le volume en fonction de la cote du plan d'eau comme l'indique la figure suivante :

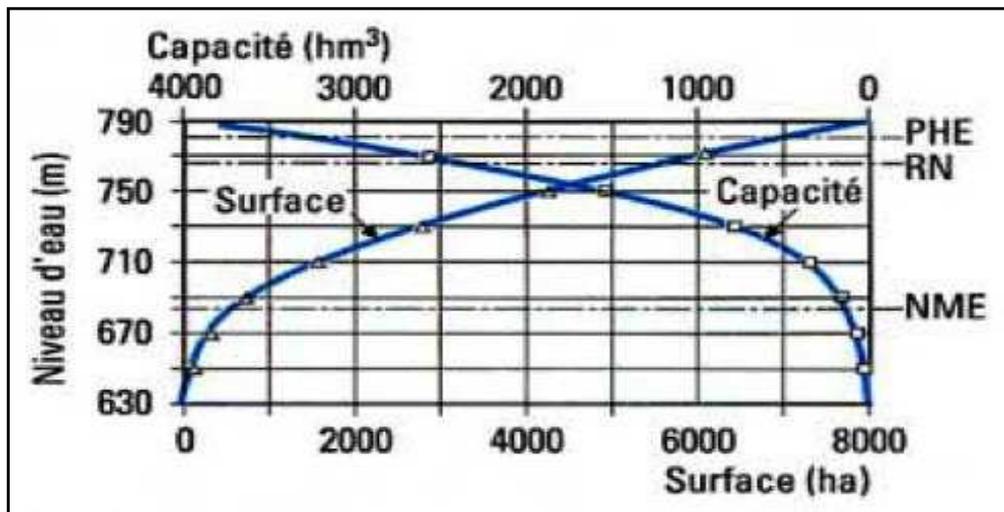


Figure 10- courbe surface-hauteur-capacité [4]

Il servira à définir la hauteur souhaitable du barrage (c'est-à-dire celle qui sera adoptée, sous réserve que toutes les autres conditions, notamment géotechniques, soient satisfaites).

La forme du site proprement dit influe sur le choix du type de barrage ; on peut réduire cette forme à deux caractéristiques : la largeur relative (L/H), qui varie en pratique de 1 à 4, parfois plus ; et la forme en U ou en V.

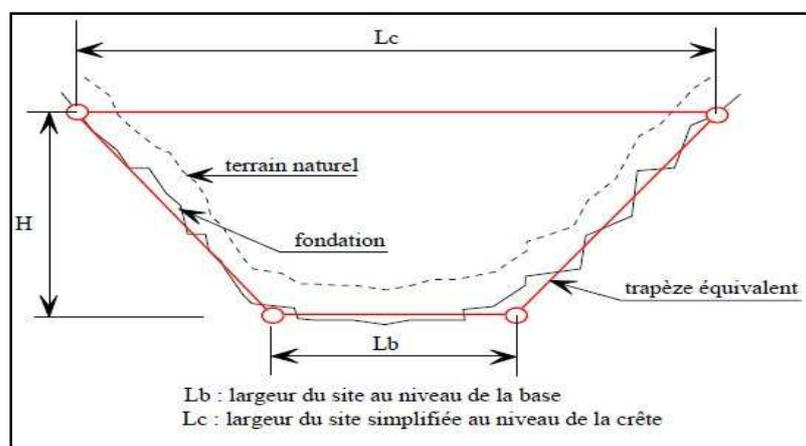


Figure 11- Géométrie simplifiée d'un site de barrage

I.3.3. Données géologiques et géotechniques

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

Par ailleurs, chaque type de barrage requiert des propriétés mécaniques minimales spécifiques en matière de déformabilité et de résistance des appuis, lorsque ceux-ci sont soumis :

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

Tout projet de barrage commence donc par une étude géologique, géophysique et géotechnique qui est progressivement affinée au fur et à mesure que le projet se développe et que les choix se précisent sur le type et la hauteur du barrage. Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, galeries de reconnaissances, prélèvements, essais de laboratoire et essais in situ sont réalisées pour lever les inconnues. Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, altérabilité à l'eau ; les discontinuités (failles, fractures, diaclases, zones de dissolution ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin.

1.3.4 Données sismologiques

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

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

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

1.3.5 Conditions générales d'environnement

D'autres natures de données, moins importantes dans la mesure où elles n'influent que rarement sur la faisabilité d'un barrage, sont toutefois indispensables pour mener le projet à son terme : citons notamment les conditions climatiques (températures extrêmes, gel), qui constituent des sollicitations supplémentaires du futur ouvrage, les propriétés chimiques de l'eau, parfois agressive vis-à-vis de certains matériaux notamment le béton, la disponibilité de matériaux de construction de qualité à proximité, les accès, etc.

I.4. Critères de choix pour le type de barrage

Le choix du type de barrage est déterminé selon plusieurs critères :

- La forme de la vallée
- Le risque sismique
- La géologie et la géotechnique
- Les matériaux de construction disponibles
- Les conditions climatiques
- Des données hydrologiques (bassin versant de la retenue, pluviométrie, débits d'apport des cours d'eau, crues...)

I.4.1. Forme de la vallée

Si la vallée est encaissée (canyon ou gorge) avec des flancs presque verticaux, et si les rives rocheuses sont suffisamment résistantes, le barrage-voûte s'impose, à condition de pouvoir intégrer les ouvrages annexes.

Si la vallée est étroite en V, le barrage enrochement à noyau central est proscrit, du fait de la pente importante des flancs (tassement différentiel et risques de fissuration du noyau).

Si la vallée est étroite en U, le barrage enrochement à noyau central est proscrit, du fait de la pente importante des flancs (tassement différentiel et risques de fissuration du noyau).

Si la vallée est large, la solution du barrage-voûte ne peut pas être envisagée.

I.4.2. Risque sismique

Les barrages les plus résistants aux sollicitations dynamiques sont :

- Les barrages-voûtes et les barrages poids-voûtes, de part leur hyperstaticité.
- Les barrages en enrochement à noyau central argileux, de part leur capacité à supporter de grandes déformations.

Les barrages poids ont une faible résistance aux sollicitations horizontales transversales, qui peut être améliorée si les joints sont remplis de coulis de ciment et si ces joints présentent une surface supportant le cisaillement (joints avec des décrochements).

Les barrages à contreforts sont peu résistants pour les sollicitations transversales ; ils ont une meilleure résistance avec l'élargissement des âmes des contreforts à l'aval pour les rendre jointives.

Pour les barrages en enrochement à masque, l'élément étanche est fragile.

I.4.3. Matériaux de construction

Les données suivantes sont utilisées pour choisir les matériaux de construction :

- granulométrie
- teneur en eau naturelle
- comportement au compactage
- perméabilité
- tassements/consolidations
- stabilité
- durabilité

I.4.4. Géologie

La qualité du rocher est primordiale dans le choix du type de barrage :

- Rocher de bonne qualité : $E > 8000$ MPa : tous les types de barrages sont possibles.
- Rocher de moyenne qualité : $4000 < E < 8000$ MPa : tous les types de barrages, sauf les voûtes, sont possibles.
- Rocher de mauvaise qualité : $E < 4000$ MPa : barrages en remblai.

I.5. Comportement sismique des barrages

De nombreux barrages en béton sont situés dans des zones à forte sismicité et plusieurs d'entre eux ont déjà subis des séismes avec des accélérations significatives (supérieures à 0,3g) sans subir de dommages catastrophiques. On peut néanmoins citer quelques ouvrages (Sefid Rud (Iran), Pacoima (USA), Bear Valley (USA)) qui ont eu des désordres limités tel que des ouvertures de joints ou de fissures. Le seul barrage en béton à avoir subi des dommages importants à ce jour est celui de Shih Kang (Taïwan) qui était localisé sur une faille ayant rompu lors du séisme de Chi-Chi. La faille principale était connue au moment de

la conception, mais pas la branche passant sous les fondations. Le barrage, comprenant 18 passes avec des seuils vannés, a subi un déplacement différentiel vertical de 9 m sur trois de ses passes. Le reste des passes a également été séparé de sa fondation mais n'a pas eu de dommages structurels important hormis des fissures localisées.

Le barrage de Shapai (Chine), qui est un barrage-voute en BCR, a subi en 2008 un séisme avec un PGA de 0,8g sans dommages, alors que le PGA du séisme de dimensionnement était de 0,13g. De la même façon, suite au récent séisme du 11 mars 2011 de Tohoku (Japon), environ 400 barrages ont été inspectés et aucun d'entre eux n'a subi de dommages, hormis un petit glissement de terrain dans un réservoir.

De ces observations, il est possible de noter, concernant le comportement sismique des barrages, ce qui suit :

- Les accélérations sont amplifiées depuis la base vers la crête de l'ouvrage.
- Les accélérations sont majorées lorsque le réservoir est à son niveau maximum.
- Plusieurs barrages ont subi de multiples séismes (de 1 jour à 23 ans d'intervalle) avec pour conséquence unique des dégâts mineurs.
- Les barrages en BCR ne se comportent pas différemment par rapport aux barrages en Béton Conventionnel Vibré (BCV) malgré la présence de point de faiblesse au niveau des reprises.
- Les fissures apparaissent au niveau des changements de rigidité. Ces fissures contribuent peu à l'augmentation des fuites à travers l'ouvrage car elles sont orientées horizontalement et sur les parties hautes du barrage.

Bien que le comportement global des barrages soit satisfaisant au vu des niveaux de séisme subis, leur conception ainsi que le suivi des travaux doit être assurée avec le plus grand soin, une attention particulière doit être prêtée au positionnement des failles actives à proximité des barrages.

I.6. Ouvrages annexes d'un barrage

Les barrages sont généralement équipés de dispositifs ou d'organes annexes qui sont essentiellement les ouvrages de dérivation provisoire, l'évacuateur de crue, les ouvrages de vidange et la conduite de prise d'eau.



Figure 12- Ouvrages annexes d'un barrage

I.6.1. Ouvrages de dérivation provisoire (Galeries de dérivation et Batardeaux)

La construction du barrage implique de mettre à sec, en général par parties successives, le lit de la rivière. Les travaux correspondants, qui constituent la dérivation provisoire, peuvent prendre des aspects très différents selon le régime hydrologique, la largeur du lit, l'importance et la nature du barrage. On prévoit donc toujours des batardeaux, barrages provisoires destinés à canaliser le cours d'eau, et des chenaux temporaires. La solution la plus commode, sinon la plus économique, consiste à faire passer la rivière dans un ou plusieurs tunnels creusés à cette fin dans une rive ; le chantier est abrité de l'eau par un batardeau amont et un batardeau aval. Ces organes sont dimensionnés pour la crue de chantier, sensiblement plus fréquente que la crue de projet. C'est dire qu'on accepte un risque non négligeable (1/10 à 1/100) de voir le chantier noyé, ce qui correspond à une recherche d'optimum économique en termes statistiques, compte tenu des dégâts et retards en cas de submersion.



Figure 13- Ouvrages de dérivation provisoire (Barrage Tabellout Algérie en construction)

I.6.2. Evacuateur de crues

Il s'agit du ou des organes hydrauliques qui permettent de relâcher à l'aval tout ou partie d'une crue survenant de l'amont, de telle sorte que la sécurité du barrage ne soit pas mise en question pendant cet épisode. Dans les aménagements qui ont un but de protection de l'aval contre les crues, une partie du volume de celles-ci est stockée temporairement dans la tranche supérieure du réservoir ; dans ce cas, le débit maximal sortant est réduit à une fraction du débit entrant et, en contrepartie, la durée de déversement est plus longue que la crue elle-même. On pourrait penser à généraliser ce principe et faire des économies sur l'évacuateur en accroissant la partie du réservoir consacrée à l'amortissement. En réalité, le risque lié à des fortes crues se suivant à court intervalle de temps augmenterait ainsi considérablement ; c'est pourquoi on s'impose en général que l'évacuateur puisse passer au moins 30 à 50 % du débit de pointe de la crue.

Dans tous les cas, le dimensionnement se réfère à la crue de projet définie par l'hydrologie, on adopte soit la crue de période de récurrence 10 000 ans, soit la « crue maximale probable » définie sur des bases déterministes ; les ouvrages en béton, moins sensibles aux effets d'une submersion, se voient parfois affecter une crue de projet de période plus courte : 1 000 à 5 000 ans, selon leur taille et les risques potentiels à l'aval.

Dans sa version la plus simple, l'évacuateur de crues est un simple déversoir ou trop-plein, qui laisse passer tout le volume de la crue qui n'a pas pu être stocké temporairement dans le réservoir. Le flot, après avoir franchi le déversoir, est conduit à l'aval, soit par un coursier incliné qui s'achève dans un bassin à ressaut de dissipation de l'énergie (on évite ainsi d'endommager le cours aval de la rivière et de mettre en danger les rives), soit par un système dit à saut de ski, qui a pour effet de lancer l'eau le plus loin possible du pied aval du barrage, là où l'impact n'est pas dommageable. Les barrages en béton peuvent facilement supporter leurs évacuateurs ; les remblais en revanche s'y prêtent mal ; on place alors ceux-ci sur les rives, ou bien encore on les réalise en forme de corolles, qui déversent dans un tunnel comme le montre la figure -14 suivante :

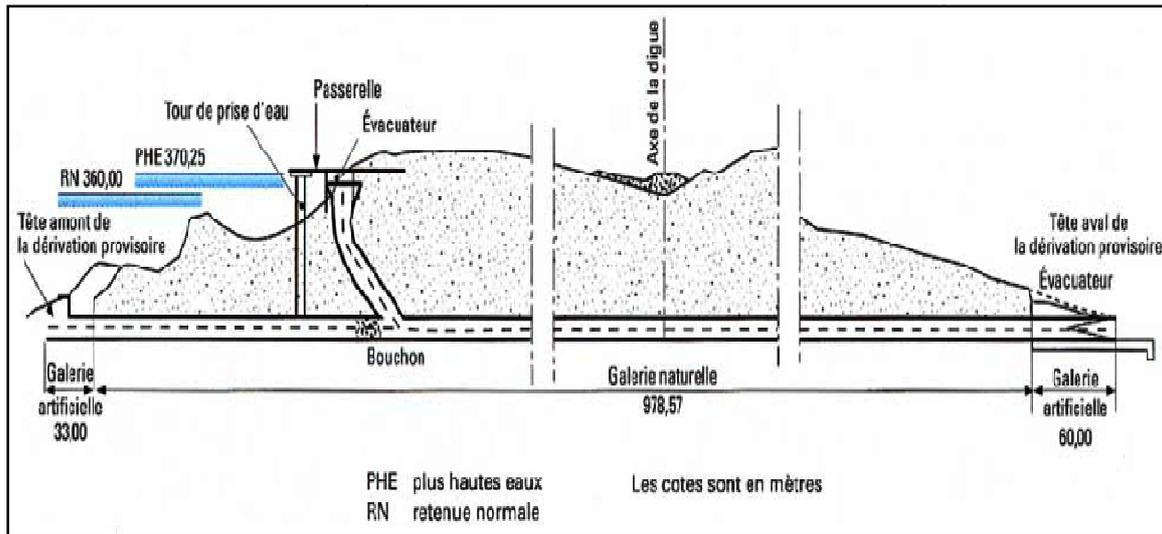


Figure 14- Évacuateur à puits et tunnel (Hammam Debagh, Algérie) [4]

Plus sophistiqués, les déversoirs peuvent être équipés de vannes (ou systèmes équivalents) qui permettent de mieux utiliser la totalité du réservoir, sans diminuer la capacité d'évacuation des crues, leur mécanisme doit être extrêmement fiable, et leur entretien rigoureux, car un défaut d'ouverture en période de crue mettrait l'ouvrage en danger.

Enfin, l'évacuation des crues peut également être réalisée par des passes vannées de fond, elles aussi contrôlées par des vannes. Sur les très grands fleuves, plusieurs de ces moyens doivent être associés.

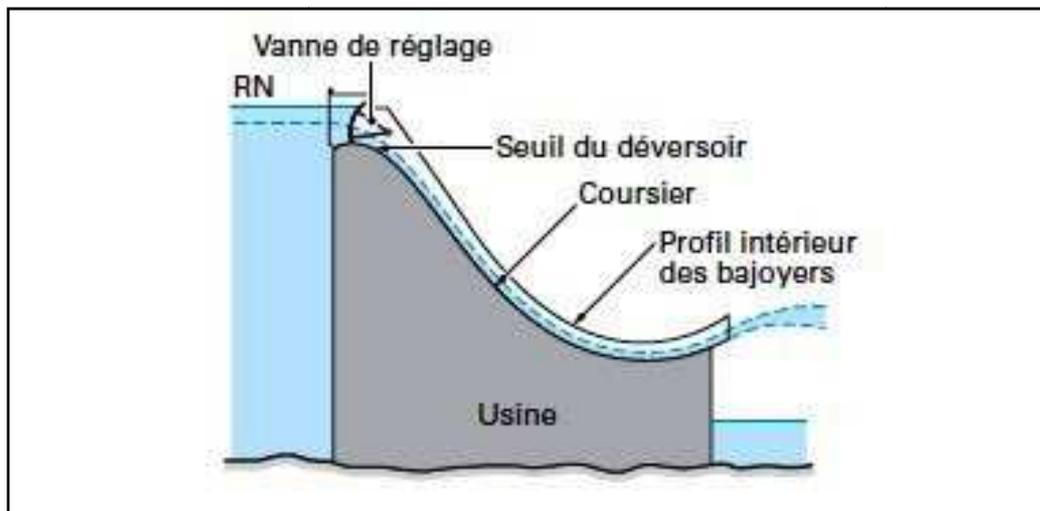


Figure 15- Evacuateur de crues à surface libre [13]

I.6.3. Ouvrages de vidange :

Les barrages sont généralement équipés d'un ouvrage de vidange, qui est avant tout un organe de sécurité, construit au fond de la retenue d'eau. Celui-ci doit pouvoir vider la retenue

en huit à dix jours en cas de danger, ou lors du contrôle, de l'entretien, ou de la réparation du barrage et de ses constructions annexes.

Les principales fonctions de La vidange de fond Sont :

- maîtriser la montée du plan d'eau lors du premier remplissage.
- permettre l'abaissement du plan d'eau, voire la vidange du bassin de retenue en cas de danger menaçant la sécurité de l'ouvrage.
- maintenir le plan d'eau abaissé en cas de nécessité (travaux d'entretien ou travaux consécutifs à un événement exceptionnel) .
- servir d'organe complémentaire pour l'évacuation de la crue de projet ou de sécurité.

Une autre fonction importante de la vidange de fond est l'exécution de chasses périodiques pour l'élimination des dépôts dans la retenue. Il est souhaitable que la vidange de fond soit équipée de deux vannes, l'une remplissant la fonction de dispositif de sécurité (réserve, révision), l'autre celle de dispositif d'exploitation ou de réglage. Selon les dimensions de l'ouvrage, la vidange de fond peut être complétée par une vidange intermédiaire.

I.7. Les barrages, retour d'expérience

I.7.1. Critères de qualité pour les barrages

Les barrages constituent des réserves énormes d'énergie potentielle qui, brutalement relâchée à la suite d'une rupture, a toujours des effets dévastateurs sur de larges zones à l'aval. Cela justifie amplement que les concepteurs, constructeurs et exploitants d'aménagements hydrauliques mettent la sécurité de leurs ouvrages au premier plan et sans compromis dans tous les pays du monde, quels que soient leurs moyens et leur degré de développement. Pourtant, malgré cette volonté clairement affirmée, des catastrophes se sont produites, ou même des accidents moins connus qui n'ont dû qu'au hasard de ne pas se transformer en catastrophes. La sécurité est donc, et de loin, la première qualité d'un barrage ; les facteurs qui l'influencent, et les progrès réalisés en la matière, sont analysés dans le paragraphe suivant.

La sécurité n'est toutefois pas le seul critère de qualité des barrages, au sens large de satisfaction des besoins exprimés ; les bons barrages sont ceux dont la construction est facile et exempte d'aléas, dont l'exploitation est économique et conforme aux attentes, ceux enfin qui perturbent au minimum les équilibres des cours d'eau sur lesquels ils sont installés. On insistera sur les recherches en cours et sur les progrès récents réalisés dans ces domaines.

I.7.2. Sécurité des barrages

Tous les barrages sont différents en raison de leur forte dépendance des conditions particulières, de fondation notamment ; tous sont donc des prototypes. Les leçons des accidents ou simplement des dysfonctionnements doivent être tirées de la manière la plus large possible. La diffusion, au niveau mondial, de toutes ces informations, est assurée de manière efficace par la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) qui réunit tous les professionnels : concepteurs, entrepreneurs, exploitants et organismes nationaux de contrôle.

I.7.2.1 Statistiques mondiales globales

Le CIGB [4] a publié des statistiques mondiales sur les accidents survenus à des grands barrages (plus de 15 m). Malgré la diversité des types de barrages et des circonstances particulières à chaque accident, il est possible de faire apparaître quelques grandes tendances.

En moyenne, la probabilité de rupture d'un barrage, quels que soient son type, son âge ou le pays dans lequel il est construit, est de l'ordre de 2×10^{-5} par an. Cela peut sembler très faible, mais représente néanmoins un accident par siècle dans un pays qui, comme la France, possède 500 barrages. Tous les accidents ne donnent heureusement pas lieu à pertes de vies humaines, surtout à l'époque actuelle, grâce en particulier aux moyens de prévention et d'alerte qui se généralisent.

On peut chercher à classer la fréquence et la gravité des accidents en fonction des causes premières, des circonstances et des types de barrages.

I.7.2.2 Importance relative des causes de rupture

Il est significatif que la quasi-totalité des ruptures soit directement liée à un phénomène naturel non conforme aux prévisions faites au moment du projet ; les cas de défaillance de la structure du barrage sont rares, surtout à l'époque récente; cela vaut pour tous les types de barrages.

- **Causes hydrologiques :**

La sous-estimation du volume et du débit des crues exceptionnelles que chaque ouvrage peut être amené à supporter dans sa vie est un défaut très fréquent des projets les plus anciens; cela se produit encore dans les pays dont le régime hydrologique n'est étudié que depuis peu de temps. La gravité des conséquences est très variable selon le type d'ouvrage, quoi qu'il en soit, on constate que les projets récents sont conçus pour supporter des crues bien plus

importantes, et que beaucoup de barrages anciens ont été modifiés pour offrir une sécurité accrue de ce point de vue.

- **Causes géotechniques :**

Pendant longtemps, on a considéré que la fondation d'un barrage était essentiellement sollicitée par les forces directement appliquées par le barrage ; ce n'est que peu à peu, et à la suite d'accidents, qu'on a pris conscience du rôle déstabilisateur prépondérant de l'eau, à travers les forces de sous-pression et de percolation. De ce fait, les reconnaissances géologiques et géotechniques réalisées à l'appui des projets récents sont beaucoup plus complètes qu'autrefois ; des méthodes d'investigation nouvelles sont apparues (essais mécaniques en sondages, méthodes géophysiques spécifiques) qui complètent la panoplie. Néanmoins, des faiblesses localisées (failles, joints remplis d'argile) échappent encore parfois à l'étude et constituent statistiquement une cause importante de rupture.

- **Tremblements de terre**

On craint beaucoup ce type d'évènements, susceptible en principe de provoquer de graves désordres dans les barrages de toutes nature : augmentation des pressions interstitielles dans les remblais, forte amplification des accélérations au niveau de la crête, rôle amplificateur de la retenue. L'analyse du comportement des barrages soumis à des séismes a fait d'énormes progrès ces dernières années, grâce aux codes de calcul aux éléments finis. Ces études semblent confirmer que le risque potentiel d'endommagement grave d'un barrage sous une forte secousse est réel.

- **Défaut des organes de sécurité**

Le plus fréquent est une défaillance des vannes d'évacuation des crues, qu'on ne peut ouvrir à temps pour laisser passer l'eau. Les raisons sont multiples, la plus fréquente est la défaillance de l'alimentation en énergie (lignes coupées par la crue, groupes de secours hors service).

- **Défaut de surveillance :**

Tout accident est dû à une combinaison de causes ; parmi celles-ci, le manque de surveillance de l'ouvrage est presque toujours invoqué : système d'auscultation mal conçu, hors service ou tout simplement non exploité. Les grands exploitants de barrages estiment qu'une auscultation systématique, régulièrement et instantanément interprétée constitue, avec la surveillance visuelle, la base de la sécurité de leurs ouvrages.

I.8. Conclusion:

Pour le bon fonctionnement d'un barrage, il est recommandé de bien étudier les éléments constituant et faire un bon choix du type de barrage à réaliser.

Dans notre étude, on va s'intéresser à un barrage poids en Béton Compacté au rouleau initialement rectiligne (au stade de l'Avant Projet Détaillé) puis arqué (au stade de la campagne de reconnaissance complémentaire).

Un barrage poids en béton doit être fondé sur un substratum rocheux présentant de bonnes qualités mécaniques.

Dans notre étude, on exploitera les résultats du rapport de l'APD réalisé par EDF (électricité de France) ainsi que les différents rapports fournis par le bureau d'assistance technique Coyne et Billier.

Chapitre II :
Etude Préliminaire

II.1. Introduction

Dans le présent chapitre on présentera notre projet du futur barrage Tabellout à Jijel. Ensuite, une présentation de l'ensemble du programme d'investigation muni lors de l'étude de faisabilité effectuée par le bureau d'études « PROMON » en 1987, ainsi que l'étude de l'Avant-projet détaillé (APD) entreprise par le bureau d'études EDF « Electricité De France » en l'an 2000.

II.2. Présentation générale du projet

Le projet de transfert « Sétif-Hodna » comprend deux aménagements distincts :

- Le premier « système Ouest » correspond au transfert d'eau brute entre la retenue existante d'Ighil Emda (wilaya de Bejaia) et la retenue de Mahouane (w. Sétif).
- Le deuxième « système Est », concerne le transfert d'eau brute entre les deux retenues Draa Diss (w. Sétif) et Tabellout (w.jijel).

Cette dernière située sur l'Oued Djendjen, constitue un réservoir intermédiaire des eaux transférées de manière gravitaire depuis la retenue amont existante d'Erraguène (w.jijel) avant d'être acheminées par pompage à la retenue de Draa Diss (w. Sétif).

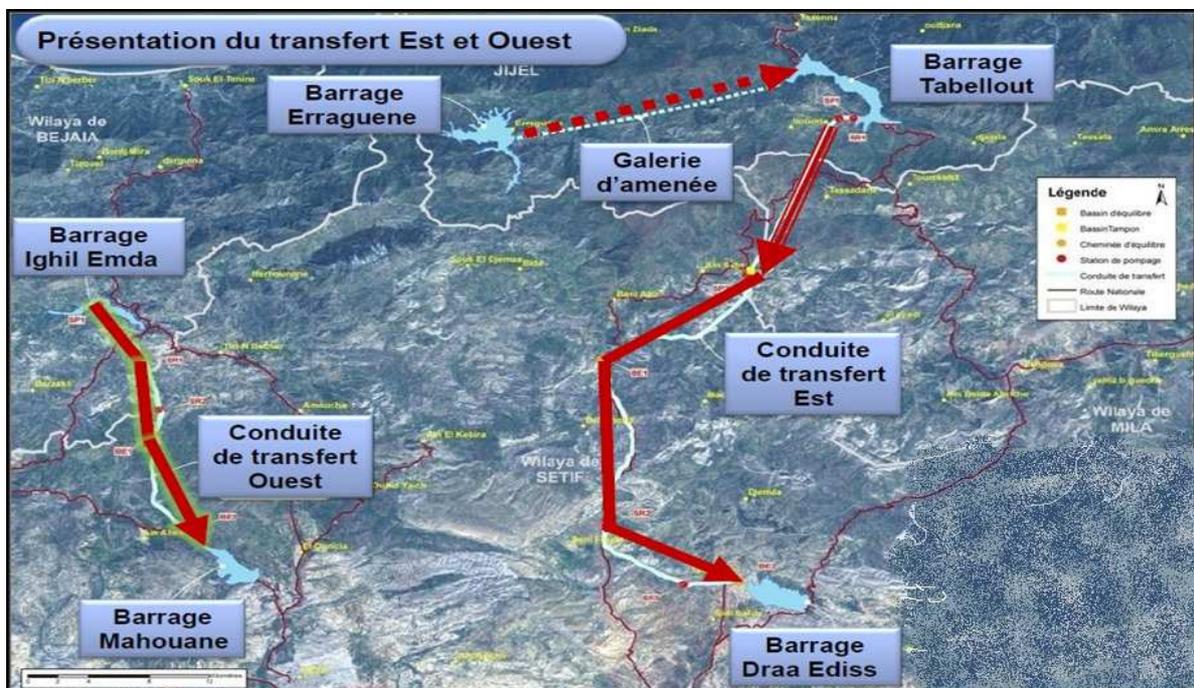


Figure 16- Présentation du transfert Est et Ouest

II.2.1. Objectif du Projet

La construction du barrage Tabellout (wilaya de Jijel) s'inscrit dans le cadre du programme de transfert Est. Il a pour objectif de mobiliser annuellement un volume d'eau brute de 189 hm³ vers la retenue de Draa-Diss wilaya de Sétif, ceci permettra d'alimenter la région d'El-Eulma de 39,5 hm³ (soit 20%) destinés à l'alimentation en eau potable (AEP) et de 151 hm³ (soit 80%) destinés à l'irrigation d'une superficie de 31700 hectares.

II.2.2. Localisation du site du barrage

Le Barrage de Tabellout fait partie du projet de transfert Sétif-Hodna système Est. Ce dernier est fondé sur le point d'interférence entre l'oued Djendjene (principal) et celui d'oued Raha (secondaire). Le site du barrage est localisé à quelques 7,5 Kilomètres (à vol d'oiseau) au sud-est de la commune de Texenna dans la wilaya de Jijel.



Figure 17- Situation du barrage Tabellout

II.2.3. Caractéristiques techniques du barrage

Tableau 1- Récapitulatif des caractéristiques du barrage Tabellout

Superficie du bassin versant	402 km ²
Apports annuels moyens	205,5 hm ³ (48 ans).
Capacité total	294,40 hm ³ .
Volume régularisé	189 hm ³ .
Type du barrage	Barrage poids « arqué » en BCR.
Hauteur	121 m.
Longueur de crête	413 m.
Largeur maximale à la base	100 m.
Largeur maximale en crête	8 m.
Cote PHE	329,45 NGA.
Cote RN	324,75 NGA.

II.3. Présentation de l'Avant Projet Détaillé (APD)

II.3.1. Topographie

Le site de Tabellout est couvert de point de vue topographique par la carte de Tamesguida (feuille 49) à l'échelle 1/50 000^e; lors de l'étude de faisabilité entreprise par le bureau d'études « EDF », une autre carte à l'échelle de 1/5 000 a été dressée ; puis un autre levé topographique a été effectué à l'échelle de 1/1 000 utilisé pour les études de conception du barrage et ses ouvrages annexes. La synthèse de ces levés est représentée dans la Figure- 1 de l'annexe.

Le barrage est implanté à l'entrée du resserrement de la vallée de Djendjen qui a creusé une gorge en traversant les formations métamorphiques du paléozoïque. Le lit de l'oued est à une cote moyenne de 217 NGA (Niveau Géodésique Algérien) et les largeurs moyennes des lits mineur et majeur sont respectivement de l'ordre de 10 et 60 mètres, et il présente une pente douce d'environ 1%.

Les rives sont relativement symétriques, le pendage moyen de la rive droite est d'environ 30°, alors que celui de la rive gauche est un peu plus fort avec une valeur moyenne de 40°.

II.3.2. Climatologie

La climatologie comporte essentiellement des études de la température, d'humidité ainsi que les précipitations.

II.3.2.1. L’Humidité

L’humidité moyenne sur l’année est de 63% d’après l’ONM « Office Nationale de Météorologie » (1981-1996) et de 59% d’après l’étude GEC-Tempo (ancienne station). Les valeurs absolues sont celles de la nouvelle station; il s’agit des minimas et des maximas observés sur 15 années (1981-1996).

Tableau 2- Humidité mensuelle en % [10]

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aou	Sep	Oct.	Nov	Déc
Sétif ONM	76	76	72	66	61	50	39	41	55	66	75	79
GEC	75	71	63	54	55	47	38	38	51	62	72	77
Mini absolu	46	45	37	35	21	20	13	15	26	27	41	54
Maxi absolu	99	97	97	93	97	80	76	75	85	96	97	97

II.3.2.2. Température

L’analyse des températures a été effectuée à partir de deux stations, celle de Sétif et celle du barrage de « Ain Zada » situé à proximité de Sétif, durant l’année 2000.

Tableau 3- Température mensuelle en degrés Celsius [10]

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aou	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
Moy Sétif	5	6	8	12	16	21	25	24	20	15	9	6
Moy. A. Zada	6	7	10	12	18	22	26	26	22	17	11	8
MAX Sétif	9	11	13	17	22	29	33	33	27	21	15	10
MAX A. Zada	11	12	15	17	24	29	33	32	26	22	16	12
absolu 8 ans	19	22	28	25	36	40	41	41	36	31	24	22
MIN Sétif	0,3	1	3	5	9	13	17	17	14	9	4	1
MIN A. Zada	2	2	5	6	11	15	18	19	16	11	6	3
absolu 8 ans	-8	-4	-4	-2	3	4	11	12	6	3	-2	-3
Jours de gel	15	11	8	5	1	0	0	0	0	1	4	13
Jours sirocco	0	0	0	1	1	2	3	2	2	1	0	0

La température annuelle moyenne est de 15°C.

II.3.2.3. Précipitations

Les précipitations moyennes observées aux stations météorologiques de Sétif durant la période 1856-1991 et celle d’El Eulma durant la période 1914-1976 sont récapitulées dans le tableau- 4 ci-après :

Tableau 4- Répartition annuelle des précipitations à Sétif et EL Eulma [10]

	Sétif	El Eulma
Période	1856-1991	1914-1978
JAN	46.90	45.80
FEV	41.00	39.50
MAR	45.80	34.70
AVR	45.00	37.40
MAI	47.90	41.40
JUIN	25.70	23.70
JUIL.	8.20	7.50
AOUT	16.60	12.80
SEP	31.90	29.40
OCT	36.30	28.70
NOV	36.90	35.00
DEC	48.30	42.90
Min	8.20	7.50
Max	48.30	45.80
Total	430.50	378.80

À partir de ce tableau, on a pu tracer la répartition des précipitations annuelles à Sétif et El Eulma :

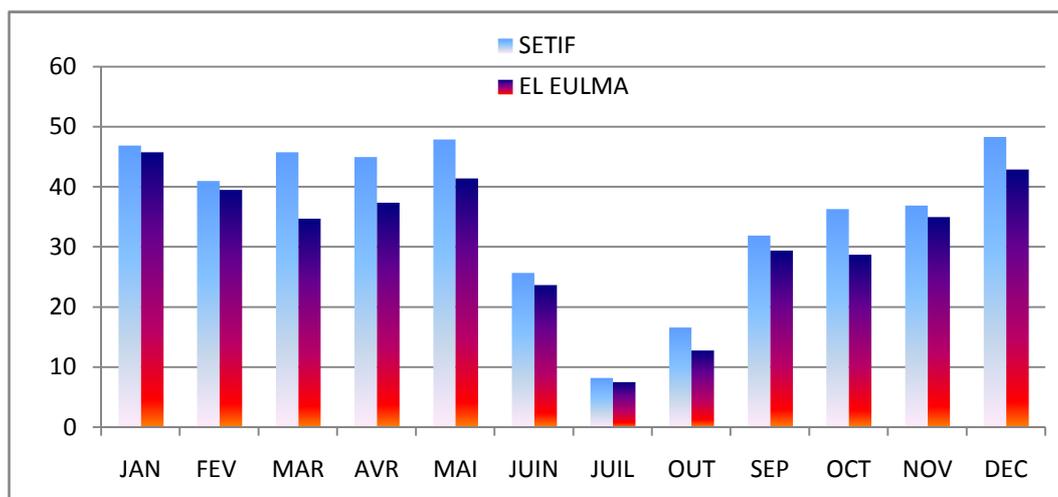


Figure 18- Répartition des précipitations annuelles à Sétif et el Eulma

II.3.2.4. Le vent

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N12% et NO 27%), dont la vitesse moyenne mensuelle est de 3 m/s, sans grande variation d'un mois sur l'autre.

La vitesse maximale observée dans la région de Sétif entre 1981 et 1984 a dépassé 36m/s, soit 130 Km/h, tandis qu'à Constantine, il est observé que trois valeurs du vent excèdent la valeur de 36 m/s sur la période 1975-1984, ce qui nous confirme les données disponibles à Sétif.

II.3.3. Hydrologie

II.3.3.1. Les Apports

Les apports annuels sur 48 ans aux sites des barrages Erraguène (existant) et Tabellout sont donnés dans le tableau-5 ci-après :

Tableau 5- Les apports moyens annuels du barrage Erraguène et Tabellout [10]

Site de barrage	Bassin versant (Km ²)	Pa (mm)	Ea (mm)	Apports annuels en hm3 générés sur 48 ans	apports annuels en hm3 sur la période 77 / 97
Erraguène	133	1520	567	75 ,4	69 ,1
Tabellout- BV intermédiaire	269	1300	484	130,1	113,4
Tabellout- BV total	402	----	----	205,5	182,5

II.3.3.2. Les crues extrêmes à Tabellout

Pour le site de Tabellout, les pluies et crues sont données par le tableau- 6 qui suit :

Tableau 6- Les crues extrêmes à Tabellout [10]

T (ans)		2	10	20	25	50	100	1000	10000
Tabellout BV=402 Km ²	P _T mm	104	163	186	193	216	238	311	383
	Q _T m ³ /s	404	846	1018	1070	1242	1407	1953	2 500

- Calcul du temps de base des crues

Le temps de base des crues du projet s'exprime par la formule : [10]

$$T_B = 4 \times S^{0,25}$$

Avec :

S : la superficie du bassin versant en Km², S = 402 Km²

T_B : temps de base exprimé en heures.

D'où :

$$T_B = 17,9 \text{ heures}$$

- **Volume de la crue de projet :**

Le volume de la crue de projet (T= 1 000 ans) est donné par la formule [10]:

$$V_T = 1,8 \times Q_T \times \frac{T_B}{1000}$$

Avec

V_T : volume de la crue du projet exprimé en hm³

T_B : temps de base exprimé en heures

Q_T : débit de pointe de la crue considérée.

Pour notre bassin versant, le débit de pointe de la crue maximale probable (CMP) est de 2620 m³/s.

II.3.3.3. Les Transports Solides

Pour la retenue de Tabellout, l'apport annuel en transport solide a été estimé à 1,6 hm³/an, soit 80 hm³ pour 50 années sur la durée de vie de l'ouvrage.

II.3.4. Géologie

La région de Tabellout est couverte par la carte géologique de Tamesguida à l'échelle 1/50000 (feuille 49) représentée dans la Figure- 2 de l'annexe.

La cuvette présente en son milieu un resserrement en une gorge étroite due à la présence des formations métamorphiques du paléozoïque, elle s'épanouit dans les terrains crétacés en rive gauche et triasiques en rive droite ; le fond de vallée est occupé par d'importants dépôts d'alluvions grossières riches en blocs.

Les terrains du trias de la rive droite sont le siège d'importants phénomènes d'érosion, vraisemblablement de dissolution dans les masses gypseuses.

En dehors des zones d'écroulement et glissement parfaitement identifiées en rive droite, il subsiste une interrogation quand à la découverte, à la fin des études de reconnaissance sur le terrain en novembre 2003 , d'un alignement orienté SE-NW recoupant à la fois l'écroulement

de la rive droite en amont et le terrain en place jusqu'en prolongement de rive gauche, coupant ainsi l'axe du barrage à son extrémité rive gauche et le tracé de la galerie de dérivation provisoire implanté en rive gauche. Cet alignement qui n'avait pas été observé jusqu'à ce jour n'est pas expliqué ; aucun des nombreux sondages réalisés sur les rives ne la traversé, ce qui expliquerait, si ce linéament n'est pas un artéfact, soulevant la question de sa réalité physique ; filon, faille et son âge.

II.3.5. Géotechnique

Le programme de reconnaissance réalisé par le bureau d'étude « EDF » lors de l'étude de l'APD a été effectué en deux phases :

- la première phase où sont réalisés dix sondages carottés dont quatre (4) ont été équipés en piézomètres, deux sondages pressiométriques et des essais de laboratoire réalisés sur les matériaux rocheux de la fondation du barrage, provenant des sondages carottés (Densité γ_h et γ_s , Résistance à la compression R_c et à la traction R_t).
- La deuxième phase où sont réalisés dix-huit sondages carottés, vingt-cinq puits de reconnaissance et des essais de laboratoire réalisés sur les matériaux provenant de sondages carottés et de puits (Granulométrie, Los Angeles, Micro Deval humide).

II.3.5.1. Sondages carotté

Les sondages carottés réalisés au stade de l'APD sont répartis de manière à mieux caractériser la lithologie du site et l'importance des deux (2) glissements existant sur la rive droite (amont et aval par rapport à l'appui du barrage).

II.3.5.1.1. Rive Droite

Treize (13) sondages ont été réalisés sur la rive droite du barrage, pour reconnaître en particulier la zone glissée. Ce grand nombre de sondages, ainsi que l'inclinaison de certains d'entre eux s'explique par l'impossibilité de réaliser des galeries de reconnaissance. De plus, dans certains de ces sondages ont été réalisés des essais dilatométriques et d'autres ont été équipés en piézomètres. Le tableau -7 ci-après récapitule l'ensemble des sondages de la rive droite et la nature des terrains traversés :

Tableau 7- Récapitulatif de la nature des terrains superficielle en rive droite

Tabellout – Rive droite					
Sondages	Epaisseur colluvions (m)	Profondeur des terrains glissés (m)	Epaisseur de terrains glissés (m)	Profondeur du rocher fissuré (m)	Epaisseur du rocher fissuré(m)
SC2001-01(vertical)	0.50	3	2.50	11	8
SC2001-02 (vertical)	1	0	0	5.50	4.50
SC2001-03 (vertical)	6.70	18.5	11.80	21	2.5
SC2001-04 (vertical)	0.5	6	5.5	9.5	3.5
SC2001-08 (vertical)	0.5	4	3.5	15	11.5
SC2002-01 (Incliné 30°/vertical)	1.73	0	0	6.93	5.20
SC2002-02 (vertical)	2	9.50	7.50	16	6.50
SC2002-03 (Incliné 30°/vertical)	0.87	6.93	6.06	14.72	8.66
SC2002-04 (Incliné 30°/vertical)	1.73	4.33	2.60	14.29	11.69
SC2002-05 (vertical)	0.5	5	4.5	18	13
SC2002-06 (Incliné 30°/vertical)	0	3.03	3.03	21.22	18.19
SC2002-07 (vertical)	0.5	0	0	3.2	2.7
SC2002-13 (vertical)	33	26			

Interprétation :

Ces sondages ont recoupé un substratum de schistes cristallins ou phyllades schisteuses, quartzitiques, parfois phylliteux, parfois gneissiques, qui est sain au-delà des terrains d'altération superficielle et des zones glissées ou écroulées. Il présente cependant des passages plus fissurés et/ou fracturés se traduisant par un RQD inférieur à 50%.

En résumé les premiers mètres de cette rive sont formés d'un mélange de blocs et de terres se confondants avec des colluvions et matériaux d'altération superficielle, au-dessous, le rocher est très fissuré et très fracturé avec des RQD pratiquement nul.

A la lumière de ces résultats, il ressort que le glissement sur l'emprise du barrage aurait une épaisseur verticale atteignant une vingtaine de mètre, comme l'indique le sondage SC 2001-03 donné par les figures -11 et 12 de l'annexe. Cependant il n'y a pas une explication satisfaisante sur l'origine du glissement (hypothèse : pendage défavorable de la schistosité vers l'Aval, avec présence de niveaux plus phylliteux).

L'écroulement amont aurait quant à lui une épaisseur d'une quarantaine de mètres, son origine peut se trouver dans l'érosion du pied du versant par l'oued Djendjen qui aurait supprimé la butée du pied. Le glissement aval d'épaisseur plus réduite, est peut être dû à la conjonction d'une schistosité défavorable.

II.3.5.1.2. Rive gauche

Neuf (9) sondages carottés ont été réalisés pour reconnaître les terrains sous l'emprise du barrage dont deux (2) ont été équipés en piézomètres. Comme en rive droite, les sondages de 2002, avait pour but de pallier l'absence des galeries de reconnaissance. Dans certains d'entre eux, des essais dilatométriques ont été effectués pour déterminer les modules de déformation du rocher. Le tableau -8 ci-après résume les épaisseurs de couches rencontrées.

Tableau 8- Récapitulatif de la nature des terrains superficielle en rive gauche

Tabellout – Rive gauche					
Sondages	Epaisseur colluvions (m)	Profondeur des terrains glissés (m)	Epaisseur de terrains glissés (m)	Profondeur du rocher fissuré (m)	Epaisseur du rocher fissuré (m)
SC2001-06(vertical)	2	0	0	11	9
SC2001-07 (vertical)	1	0	0	17	16
SC2001-09 (vertical- DP amont)	1	9.50	8.50	12	3.50
SC2001-10 (vertical- DP amont)	2.60	0	0	14	11.40
SC2002-08 (vertical)	5.40	0	0	7	1.60
SC2002-09(incliné 30°/vertical)	2.60	0	0	4.76	2.16
SC2002-10 (incliné 30°/vertical)	4.33	0	0	10.65	6.32
SC2002-11 (incliné 30°/vertical)	11.69	0	0	13.86	2.17
SC2002-12 (incliné 30°/vertical)	1	0	0	6	5

Interprétation :

Contrairement à la rive droite, ces sondages n'ont pas recoupé de terrains glissés sur l'axe du barrage. L'altération superficielle composée d'un mélange de débris rocheux et de terre a une épaisseur de quelques mètres.

Le sondage SC2001-09 donné dans la figure -10 de l'annexe a recoupé, vers huit (8) mètres de profondeur, des galets roulés coincés dans des terrains rocheux fracturés et altérés,

mettant en évidence une zone glissée dont les limites possibles ont été reportées sur la figure - 3 de l'annexe.

Le substratum rocheux est identique à celui de la rive droite et du fond de vallée, à savoir des schistes cristallins ou phyllades schisteuses, quartzitiques, parfois phylliteux, parfois gneissiques. Certains passages sont plus fissurés et/ou fracturés traduits par un RQD inférieur à 50%.

II.3.5.1.3. Fond de vallée

Un seul sondage a été réalisé en 2001, complété par deux pressiomètre. Ce sondage a montré que l'épaisseur d'alluvions grossières (blocs de quartzite, grès et calcaires avec galets, graviers et sables) ne dépasse pas la dizaine de mètres, et le substratum schisteux est sain et ne présente pas de frange fissurée et/ou altérée.

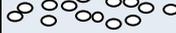
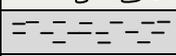
Les coupes lithologiques du site sont données dans les figures -4 à 9 de l'annexe.

II.3.5.2. Puits et tranchées de reconnaissance

Dans le but d'identifier les zones d'emprunt susceptibles de fournir en quantité suffisante les granulats pour le BCR, le bureau d'études « EDF » a opté pour la réalisation de vingt-cinq (25) puits répartis sur deux zones d'emprunt.

Les puits ont été réalisés à la pelle mécanique, ils sont poursuivis jusqu'à une profondeur maximale de 5m. Chaque mètre excavé fera l'objet d'un tas séparé, ramené par la suite au laboratoire pour des essais d'identification (Granulométrie, Los Angeles et micro Deval), et une synthèse lithologique sera représentée par des logs du puits.

Tableau 9- exemple d'un log du puits [10]

Log du puits P23		
Profondeur	Coupe	Lithologie
1		Graviers sableux
1,5		
2		Graviers sableux limono-argileux
2,5		
3		Graviers, sable, cailloux et blocs, à matrice argileuse
4		
5		

On trouve ci-après le tableau récapitulatif de l'ensemble des puits ainsi que les principales caractéristiques des granulats extraits :

Tableau 10- Récapitulatif des terrains et caractéristiques des matériaux dans les vingt-cinq (25) puits

Localisation		Description	Granulométrie (passant en mm)					Los Angeles	Micro Deval
Puits	Profondeur (m)		100	50	20	2	0,08		
P1	2	Alluvions sablo-graveleuses, légèrement argileuses avec forte proportion de cailloux et blocs	97	75	54	28	8	30.5	42.8
P2	0.8	sables gris légèrement limoneux			100	96	22		
	2	Alluvions sablo-graveleuses, avec quelques cailloux et blocs	98	97	83	35	8	22.7	36.4
P3	2	sables et graviers avec une forte proportion de cailloux et blocs	98	76	53	22	4		
P4	1	sables graveleux, légèrement caillouteux		88	74	39	3		
	2.5	sables, graviers et cailloux, avec blocs de 50X50 cm	96	85	59	30	6	25.3	40
P5	1	sables fins beiges, légèrement limoneux			100	99	55		36
	2	sables gravelo- caillouteux avec des blocs	91	73	61	46	13		
P6	1	sables beiges				100	57	20.4	37.8
	2.5	Alluvions grossières : sables, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion	93	91	60	25	9		
P7	1.5	Alluvions très grossières : sables, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion, supérieurs à 50X50 cm	92	82	55	24	8	20.6	36
P8	1.5	Alluvions grossières caillouteuses	96	81	66	29	6		
P9	1.5	Alluvions gravelo-caillouteuses, avec des blocs	94	88	69	22	5	19	
P10	1	Alluvions grossières : sables, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion		85	68	36	10		
P11	1.5	Alluvions grossières : sables, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion	94	83	60	28	2	23.5	26
P12	1.5	Alluvions grossières : sables, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion	99	95	69	28	2		

P13	2	Alluvions grossières, prises dans une matrice argilo-limoneuse, avec quelques graviers		82	57	38	21		
P14	2	limons argilo-sableux			100	99	67		
P15	1	graviers, sables et cailloux, avec de gros blocs	98	79	55	20	6		
P16	2	Graviers de nature schisteuse, sablo-argileux		100	92	47	21		
P17	3	sables, graviers, limons argileux		87	82	56	26		
P18	1	sables, graviers, avec cailloux et gros blocs	96	90	71	25	5		
P19	1	Alluvions très grossières, sables, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion	95	92	71	28	7	26.3	35.4
P20	2	Alluvions grossières, sables, graviers et cailloux et une forte proportion blocs	95	91	71	29	10		
P21	2	Alluvions grossières		88	57	32	11		
P22	1.5	sables, graviers, cailloux et blocs légèrement argileux	93	91	58	20	8		
P23	1.5	Graviers sableux			100	92	63		
	2.5	Graviers sableux limono-argileux	95	83	66	27	12		69.6
P24	1.5	limons argileux				100	72		
	2.5	sables, graviers, cailloux et blocs à matrice argileuse	93	85	67	39	18		
P25	2	graviers, cailloux, sables			100	87	67		
Moyenne			95	86	72	46	20	24	40
Ecart type			2.4	6.8	16	28.7	22.4	3.9	13.0

Interprétation

L'ensemble des puits et sondages réalisés a mis en évidence en moyenne :

- 0.50 m de la terre végétale
- 1.5 m de limons argilo-sableux sur 30% de la surface.
- 5 à 7 m (70% de la surface) d'alluvions grossières avec de gros blocs constitués essentiellement de grès, grès quartzitiques et calcaires.
- le niveau de la nappe se situe vers 3,5 m de profondeur.

Les résultats de l'analyse granulométrique, représentés dans les figures -13 et 14 de l'annexe confirment l'existence de deux natures différentes de matériaux :

- Des Limons avec plus de 25% d'éléments inférieurs à 80 μ , la grande majorité d'entre elles ont par ailleurs un passant à 80 μ supérieur à 50%.
- Des Alluvions graveleuses avec moins de 15% d'éléments inférieurs à 80 μ , le pourcentage d'éléments inférieurs à 5 mm est compris entre 25 et 45%, il s'agit donc de graves bien graduées à graduées.

Les valeurs de Los Angeles sont inférieures à 30%, ce qui signifie que les matériaux conviennent pour des granulats à béton (BCR), par contre les valeurs de l'essai Micro Deval sont supérieures à 35% ce qui n'est pas logique à moins que les mesures n'aient pas été faites sur les mêmes échantillons.

L'implantation de ces puits est représentée dans la figure -1 de l'annexe.

II.3.5.3. Essais de laboratoire

Afin de déterminer les caractéristiques géotechniques du rocher de la fondation, des essais de laboratoire ont été réalisés, à partir d'échantillons provenant des sondages carottés. Ces essais sont :

- Mesure de la densité humide.
- Mesure de la densité sèche.
- Résistance à la compression.
- Résistance à la compression saturée.
- Résistance à la traction.
- Résistance à la traction saturée.

Les résultats de ces essais sont donnés dans le tableau -1 de l'annexe.

Interprétation

Les essais de compression sur éprouvettes saturées montrent une perte de résistance de l'ordre de 20% par rapport aux essais sur échantillons à teneur en eau naturelle.

Les valeurs proposées à retenir, pour le rocher de la fondation, sont en grand les suivantes :

- Une résistance à la compression R_c de 350 bars.
- Un angle de frottement de 40°.
- Une cohésion de 15 bars.

II.3.5.4. Essais Pressiométriques

Deux essais pressiométriques ont été réalisés au fond d'oued (SP2001-01 et SP2001-2), avec un pas de 2 m conformément à la norme NF P 94-110. L'implantation de ces sondages est représentée dans la figure- 3 de l'annexe.

Les résultats sont présentés sous forme de deux graphes ou sont portées les pressions limites P_l et le module Pressiométrique E_M en fonction de la profondeur :

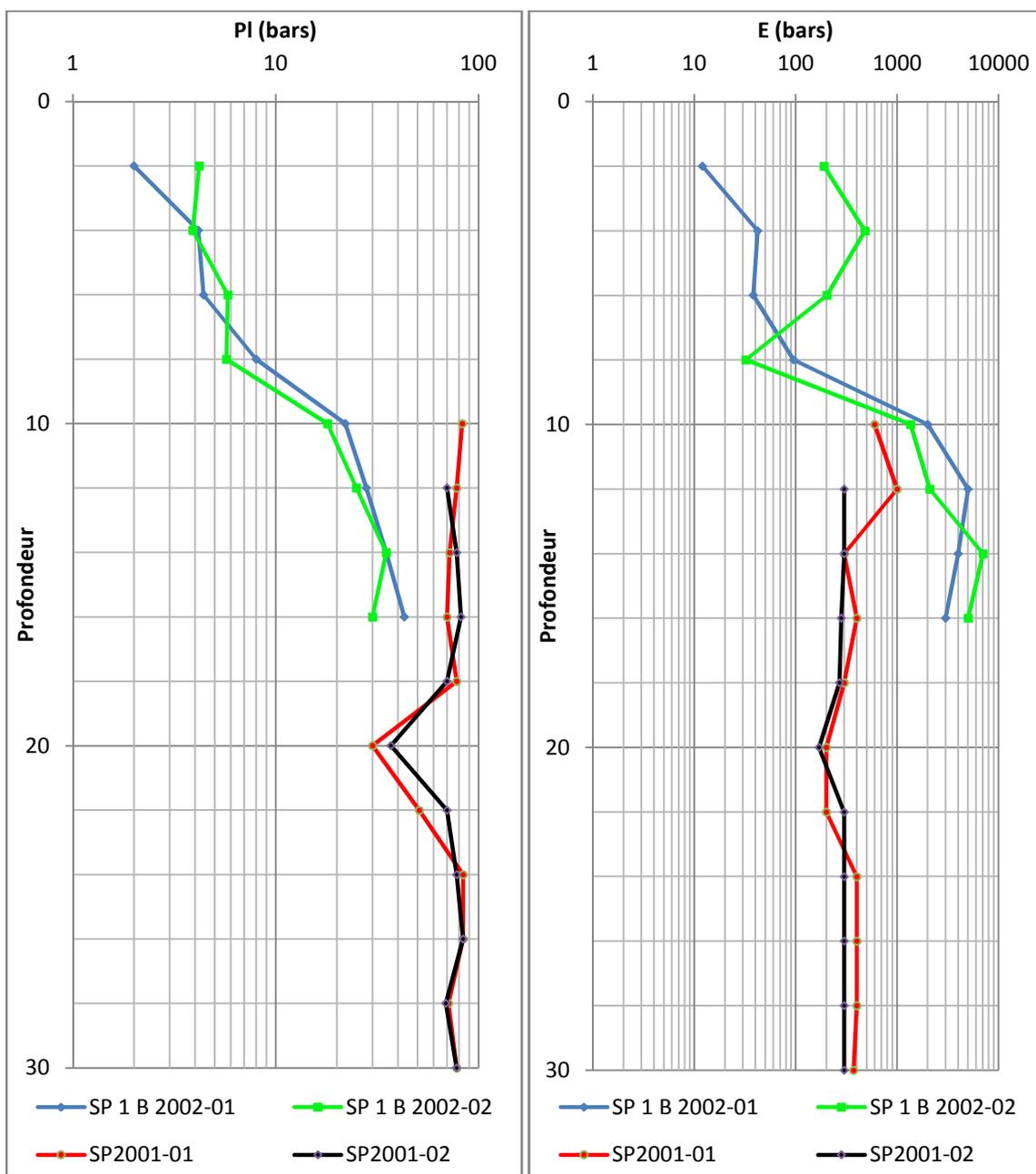


Figure 19- Résultats de l'essai pressiométrique [10]

II.3.5.5. Essais dilatométriques

Il était prévu de réaliser des essais dilatométriques sur les forages SC2002-02, 05, 07, 08 et 12 ; à des profondeurs de 7, 10, 15, 25, 35 et 50 m sur chacun des forages. Seul quatorze (14) essais ont pu être réalisés correctement sur 30 positions définies; pour certaines profondeurs les essais n'ont pu être réalisés en raison de déformation anormale liée à une mauvaise qualité de foration (déstructuration, surdiamètre).

Les résultats sont présentés sous forme d'une série de boucles d'hystérésis à partir desquelles on peut calculer le module dilatométrique et le module de déformation.

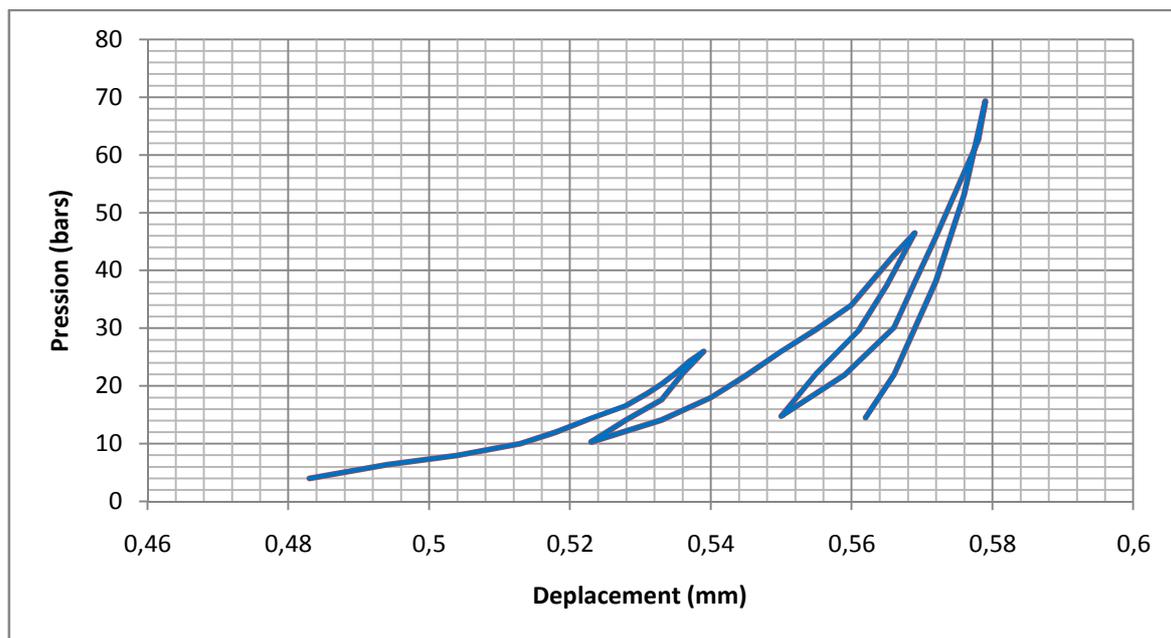


Figure 20- Courbe pression-déplacement de l'essai dilatométrique [10]

- Le Module d'élasticité E est donné par la formule

$$E = (1 + \nu) \times D \times \frac{\delta P}{\delta d}$$

Avec:

E : Module d'élasticité exprimé en MPa

ν : coefficient de Poisson (fixé arbitrairement à 0,25 sauf données complémentaires)

D : diamètre de manchette (94,698 mm) + déformation moyenne sur trois capteurs nécessaires au placage à l'intérieur du forage, exprimé en mm.

δP : variation de pression en MPa

δd : variation de déformation du diamètre en mm.

- le module de déformation élastique calculé entre la décharge du cycle **n** et les charges du cycle **n+1** pour un δP égal à P75% (75% de la pression maximale du cycle n) moins P25% (25% de la pression maximale du cycle n)

Les valeurs moyennes des modules obtenues sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 11- Récapitulatif des valeurs moyennes des modules obtenues dans les essais dilatométriques

Cycle	Module élastique (Mpa)					Module de déformation (Mpa)				
	E1	E2	E3	E4	E5	T1	T2	T3	T4	T5
Pression Mpa	0-1	0-2	0-4	0-6/8	0-8/12	0-1	0-2	0-4	0-6/8	0-8/12
Moyenne	850	5589	17898	27476	29455	26	4018	9375	9806	11000

Les essais réalisés ne permettent pas de mettre en évidence des variations significatives et claires de module en fonction de la profondeur. Les valeurs obtenues pour les différents cycles reflètent un rocher de fondation relativement fracturé.

II.3.5.6. Essai Lugeon

Afin de déterminer un ordre de grandeur de la perméabilité du terrain de la fondation, des essais d'eau de type Lugeon ont été réalisés dans certains sondages.

L'essai consiste à injecter de l'eau dans un forage sous différents paliers de pression, pendant un temps constant, et porter les résultats sur un graphe de type pression en fonction de l'absorption, comme l'indique la figure -21 ci-après :

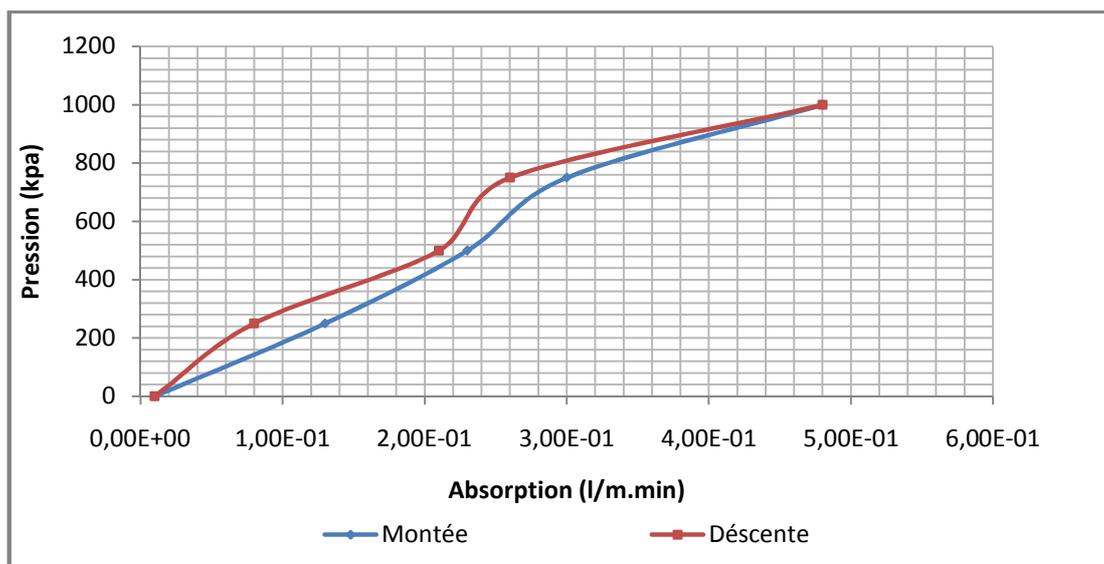


Figure 21- Courbe pression-absorption de l'essai Lugeon [10]

La perméabilité s'obtient par la relation suivante :

$$K = \frac{Q}{6.28 \cdot p \cdot l} \ln \frac{l}{r} \quad (\text{NFP 94-131})$$

Avec :

K : la perméabilité exprimée en unité Lugeon (UL).

Q : le débit exprimé en m³/s, et p : la pression en Kpa.

l : longueur de la tranche en mètre, et r son rayon en mètre.

À partir des résultats obtenus on peut classer des massifs rocheux, suivant le tableau ci-joint :

Tableau 12- Classification des massifs rocheux en fonction de la perméabilité (NFP 94-131)

type de massif	unité Lugeon	pression (kpa)
très imperméable	0-1	1000
imperméable	1-3	1000
perméable	>3	1000
	1,5 – 6	500
très perméable	> 3	1000
	> 6	500

La synthèse des résultats obtenus par tranche de 5 mètre à partir de la surface est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 13- synthèse des valeurs obtenues lors des essais Lugeon

Résultats d'essais Lugeon (Emprise du barrage)			
Profondeur(m)	Rive droite (valeur moyenne en UL sur 6 sondages)	Oued (1 seul sondage)	Rive gauche (valeur moyenne en UL sur 3 sondages)
5-10	32	-	5
10-15	13	0,3	3
15-20	9	0,8	1
20-25	3	0,3	3
25-30	2	0,2	2
30-35	1	0,3	1
35-40	2	0,1	1
40-45	1	0,3	1
45-50	1	0,2	1
50-55	0,5	0,1	0,3
55-60	0,3	0,2	0,6
60-65	0,4	0,3	0,1
65-70	0,2	0,9	0,3
70-75	0,2	0,1	0,1
75-80	0,2	0,1	0,2

À partir de ce tableau, on a pu tracer la variation de la perméabilité en fonction de la profondeur :

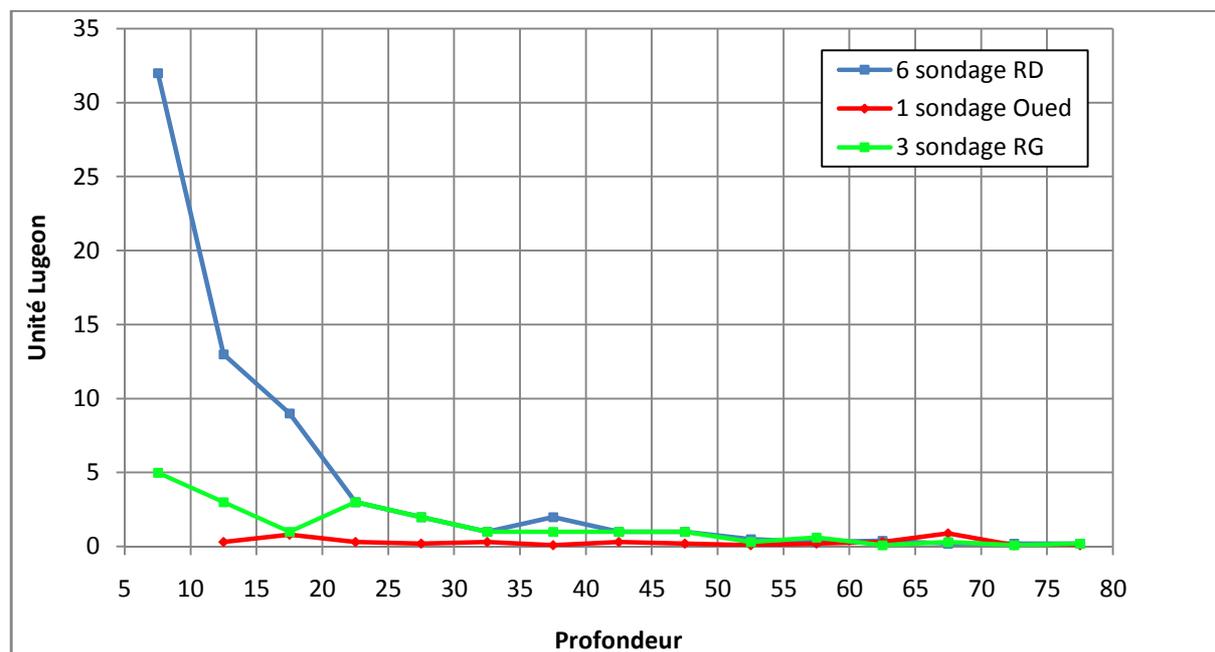


Figure 22-Variation des valeurs Lugeon avec la profondeur

Interprétation

Les vingt (20) premiers mètres de la rive droite sont plus perméables que la rive gauche avec des valeurs de 15 à 30 UL (unité Lugeon), ceci confirme l'épaisseur du glissement au niveau de l'axe du barrage.

Entre 20 et 50 m, sur chacune des rives, les résultats sont compris entre 1 et 6 UL en moyenne (peu perméable), au-delà de 50 m les résultats restent inférieurs à 1 UL (rocher imperméable) même dans les zones fissurées.

Le sondage en fond de vallée donne des valeurs inférieures à 1 UL (rocher imperméable).

II.3.5.7. Piézométrie

Dans le but de déterminer la variation du niveau de la nappe phréatique, quelques sondages carottés ont été équipés en piézomètres.

Les données du suivi piézométrique et les variations piézométriques pendant la période du suivi (début 2002-début 2004) sont fournies dans les deux figures -23 et 24 qui suivent.

Cependant il existe plusieurs incertitudes dans ces mesures, marquées par une importante variation du niveau de la nappe (cas des deux piézomètres situés en extrémité rive droite et extrémité rive gauche, caractérisés par une variation atteignant les 30m).

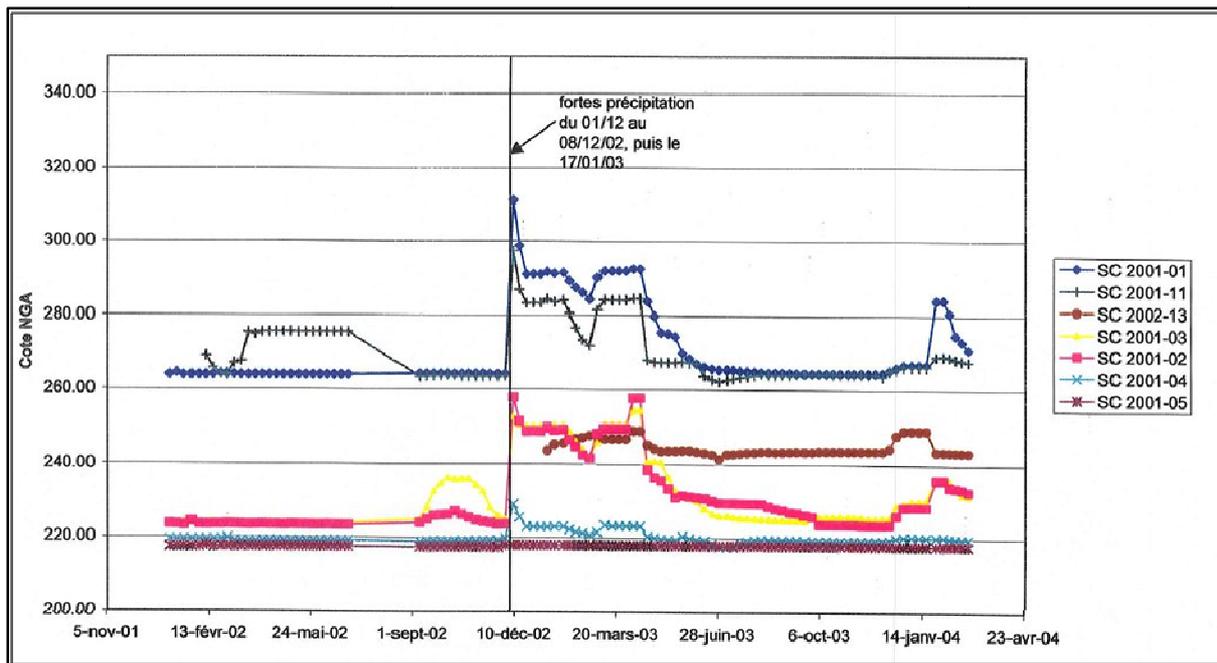


Figure 23- piézométrie en rive droite

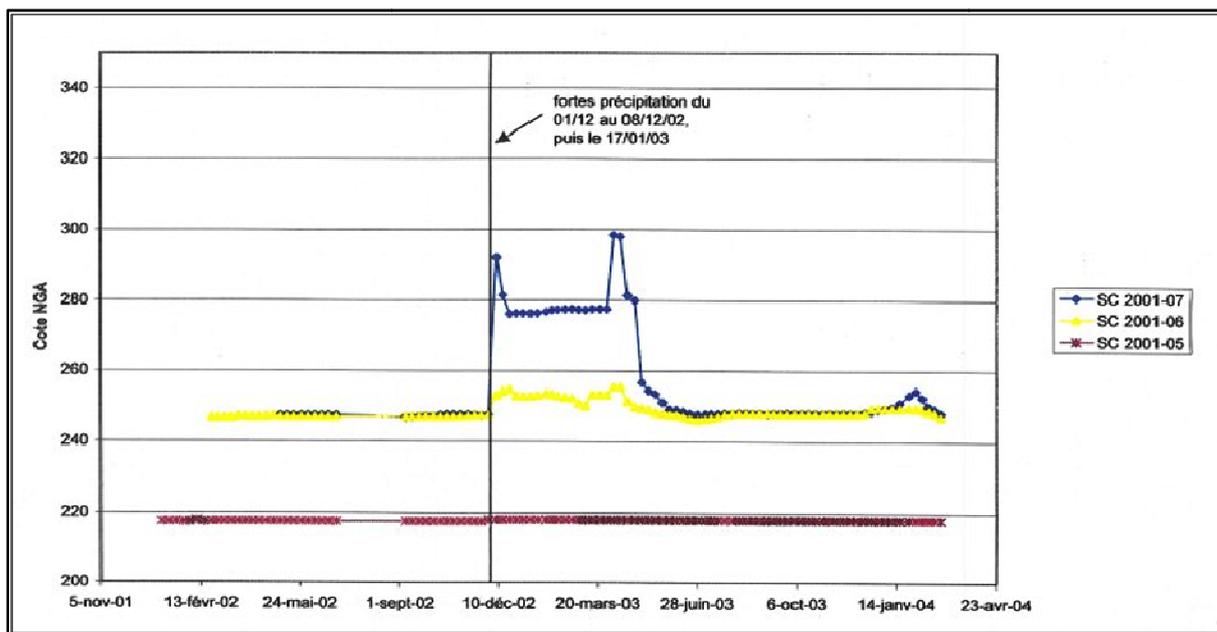


Figure 24- piézométrie en rive gauche

II.3.6. Aléa sismique de la région de Tabellout

Les études réalisées en 2000 pour l'ensemble des sites de barrage du projet de transfert Sétif-hodna avaient conduit pour le site de Tabellout au séisme de référence dont les caractéristiques sont données dans le tableau ci-après :

Tableau 14- Caractéristiques du séisme de référence à Tabellout [10]

Séisme de référence	21/08/1956
Intensité épicentrale I_0	VIII MSK
Magnitude M	5,54
Profondeur h	11 Km
Distance à l'épicentre D	0 Km
Intensité induite sur le site I_S	VIII MSK
Accélération maximale au sol	0,20g

Une récente étude sismique entreprise dans le cadre de l'APD du barrage de Boussiaba a confirmé les caractéristiques de ce séisme, qui est un séisme d'intensité moyenne.

II.4. Etude de variantes

À la lumière de ce programme d'investigation trois (3) variantes de barrage étaient envisageables :

- barrage en tout venant à noyau argileux central.
- barrage en enrochements à masque amont en béton.
- barrage poids en béton compacté au rouleau.

En revanche, la présence d'un éperon en rive gauche barrant la vallée constitue un obstacle aux écoulements à l'aval de l'évacuateur de crues, situé en rive droite pour les solutions en tout venant et enrochements, là où est, de plus, localisé un important écroulement rocheux sur lequel s'appuie la recharge amont de ces deux types de barrages.

Alors qu'on ne pouvait pas inscrire un barrage de type « tout venant et enrochements » aussi près du coude aval de l'oued Djendjen, la variante barrage poids en BCR, considérée la mieux appropriée au site, avec évacuateur de crue intégré au barrage et centré sur l'axe du lit de oued, a été retenue.

II.5. Conclusion

Les sondages carottés et les essais dilatométriques ont permis de mettre en évidence deux glissements et un écroulement, et d'identifier un substratum de nature schisteuse dont les caractéristiques sont :

- Une résistance à la compression R_c de 350 bars.
- Un angle de frottement de 40° .
- Une cohésion de 15 bars.
- Un module élastique de 200 000 bars.

Les essais Lugeon et les mesures piézométriques ont permis de considérer le rocher du barrage comme étant peu perméable.

Les tranchées et les puits de reconnaissances confirment l'existence des matériaux susceptibles de fournir, en quantités suffisantes, des granulats pour le BCR.

Les résultats du programme de reconnaissance de l'APD ne peuvent pas être considérés comme totalement satisfaisants, à cause de plusieurs incertitudes observées dans les essais. Pour cela, il est indispensable de réaliser des reconnaissances complémentaires pour compléter la connaissance des conditions géologiques et géotechniques du site.

Chapitre III :
Campagne de reconnaissances
complémentaires

III.1. Introduction

Le programme de reconnaissances complémentaires a pour objectif de reconnaître la zone de chevauchement, préciser la géométrie des glissements, déterminer les caractéristiques du rocher de la fondation, et actualiser les données géologiques.

III.2. Etude géologique

Les interrogations que soulèvent les incertitudes relatives à des contraintes majeures telles que la géométrie des glissements de terrain et la faille potentiellement sismogène, ont conduit le bureau d'études « Coyne et Bellier », chargé d'assistance technique et de surveillance des travaux, à la nécessité d'investigations géologiques complémentaires.

III.2.1. La série stratigraphique

La série litho-stratigraphique observée sur le site est, des termes les plus récents aux plus anciens, la suivante [6]:

- **Les alluvions quaternaires:**

Elles occupent les terrasses alluviales des oueds Djendjen et Raha ; la plaine alluviale de oued Djendjen est formée de limons et sables fins, et les lits mineur et majeur des deux cours d'eau sont constitués d'alluvions grossières : galets, blocs et sables grossiers de nature hétérogène.

- **Les colluvions grossières :**

Elles sont constituées d'éléments rocheux très hétérogènes de taille variable, dans une matrice argileuse brune. Leur épaisseur ne dépasse pas 5 à 6 m.

- **Le complexe volcano-sédimentaire :**

Il est représenté par une diversité de roches schistosées, dont les plus apparentes au niveau du site sont : Les quartzites (des roches blanchâtres massives et très dures), les méta-dolérites (de couleur foncée, à grain fin, et présentent une foliation), et les schistes verts.

- **Le socle paléozoïque :**

Il constitue les principaux reliefs situés immédiatement au nord du site, il comprend des schistes, des gneiss à intercalation de marbres.

III.2.2. Structures tectoniques et aléa sismique

Le site du barrage de Tabellout est situé dans le nord de l'Algérie, à proximité de la frontière convergente entre les plaques Afrique et Eurasie, dont Trois failles régionales potentiellement sismogéniques ont été identifiées et décrites en termes de caractéristiques

sismotectoniques : le chevauchement offshore, le chevauchement de Petite Kabylie et le chevauchement occidental [7].

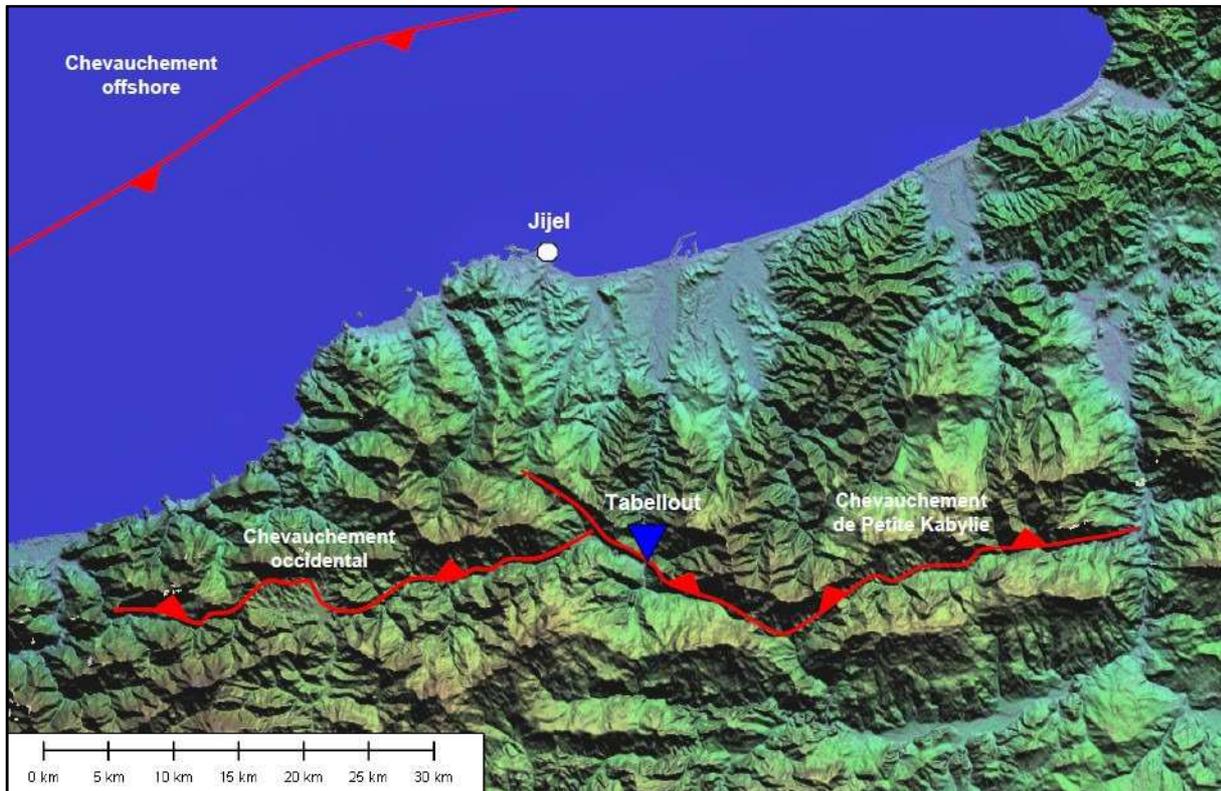


Figure 25- localisation des failles potentiellement sismogéniques

III.2.2.1. Le chevauchement de la petite Kabylie

Le site du barrage Tabellout est localisé à la frontière de deux domaines géologiques distincts : la petite Kabylie (zone interne) et le Tell (zone externe), séparés par un contact tectonique majeur [7].

Cet accident majeur qui correspond au chevauchement, à l'échelle régionale, du socle de la petite Kabylie sur le domaine tellien, est estimé comme source sismogène.

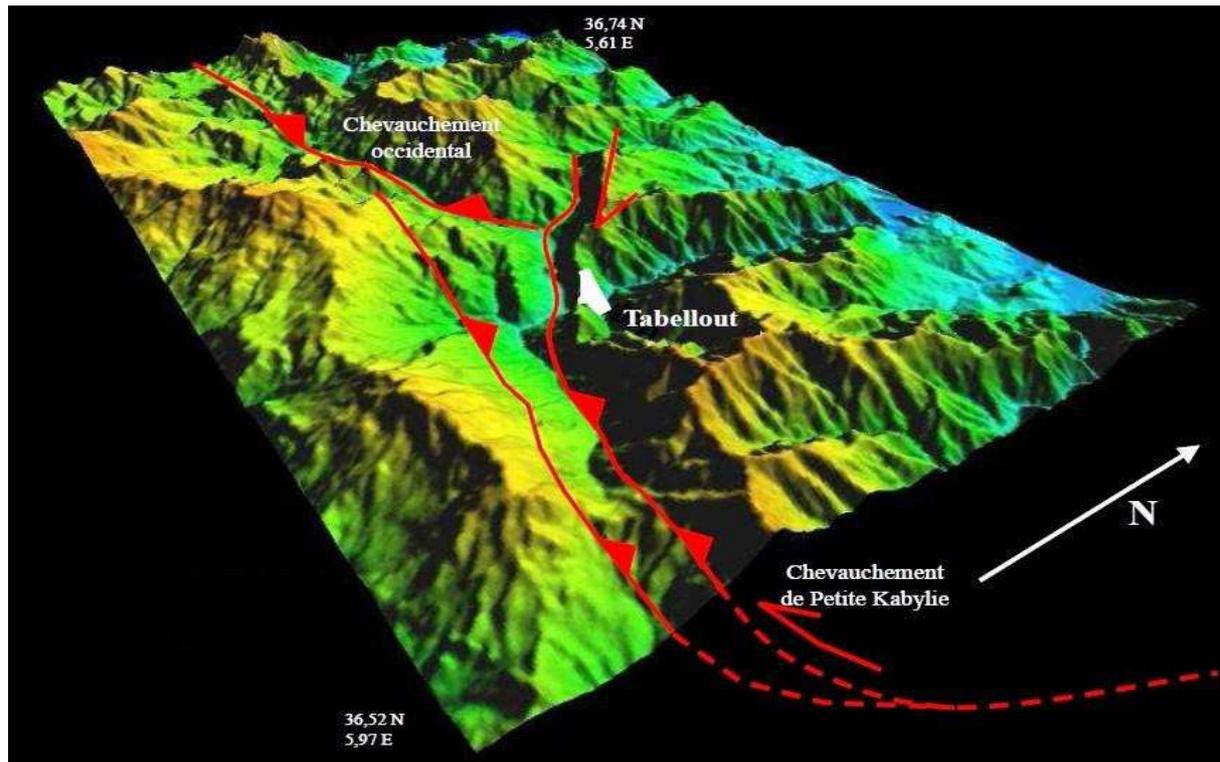


Figure 26- Environnement sismotectonique proche du projet [7]

III.2.2.2. Evaluation de l'aléa sismique au droit du site du barrage

Le séisme du 21 mai 2003 (Boumerdès) apporte un éclairage nouveau sur le contexte sismotectonique du nord de l'Algérie, puisqu'il a permis de mettre en évidence une structure active importante, capable de générer des forts séismes. Pour cela une étude plus conservatrice a été menée sur le site du barrage Tabellout.

Le Tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques des séismes de références considérés pour l'évaluation de l'aléa sismique au droit du site du barrage Tabellout :

Tableau 15- séismes de références retenus [12]

faille de référence	Caractéristiques des séismes	
	Chevauchement de Petite Kabylie	Chevauchement offshore
magnitude du séisme de référence	7.2	7.4
Profondeur focale du séisme de référence (km)	10	15
distance épacentrale au site (km)	0	35
distance focale au site (km)	10	38.5

Donc il existe une probabilité non négligeable d'une propagation de rupture sismique à proximité immédiate du site du barrage. L'occurrence d'un séisme de Magnitude de 7.2 (SMP) pourrait produire un déplacement vertical moyen de 0,70 m en cas de déplacement chevauchant pur et un déplacement horizontal moyen de 1,4 m en cas de déplacement décrochant pur.

III.2.2.3. Définition des séismes de dimensionnement

L'étude de l'aléa sismique a montré que les sollicitations les plus importantes sont issues du chevauchement de la petite Kabylie. Conformément aux recommandations et aux pratiques internationales, le pic d'accélération maximale a été déterminé pour trois séismes différents :

- **Le Séisme de base d'exploitation (SBE)**

C'est un séisme dont la probabilité d'occurrence est de 50 % Pendant la durée de vie utile de l'ouvrage (100 ans). Le barrage et ses ouvrages annexes doivent rester opérationnels. Il correspond à une période de retour d'environ 150 ans.

Le SBE doit être vu comme un état-limite de service (ELS) : il porte sur l'exploitation. Il ne doit pas compromettre le bon fonctionnement du barrage et des ouvrages annexes.

- **Séisme maximal de dimensionnement (SMD)**

C'est le séisme qui permet le maintien de la capacité de Stockage, sa probabilité d'occurrence est de l'ordre de 10 % pendant la durée de Vie utile de l'ouvrage (100 ans).

Le SMD est un niveau intermédiaire, Il ne doit pas provoquer de contraintes de traction, de compression ou de cisaillement entraînant des dommages ou des déformations permanentes majeures soit à la fondation elle-même soit à l'ouvrage par rapport à la fondation. Les organes hydrauliques ne doivent également pas devenir inutilisables.

Une analyse par recombinaison modale dont L'accélérogramme de Bourmerdes a été utilisé, puis normé aux valeurs sismiques qui ont été estimées sur le site de Tabellout, a donné pour le futur barrage l'accélérogramme suivant :

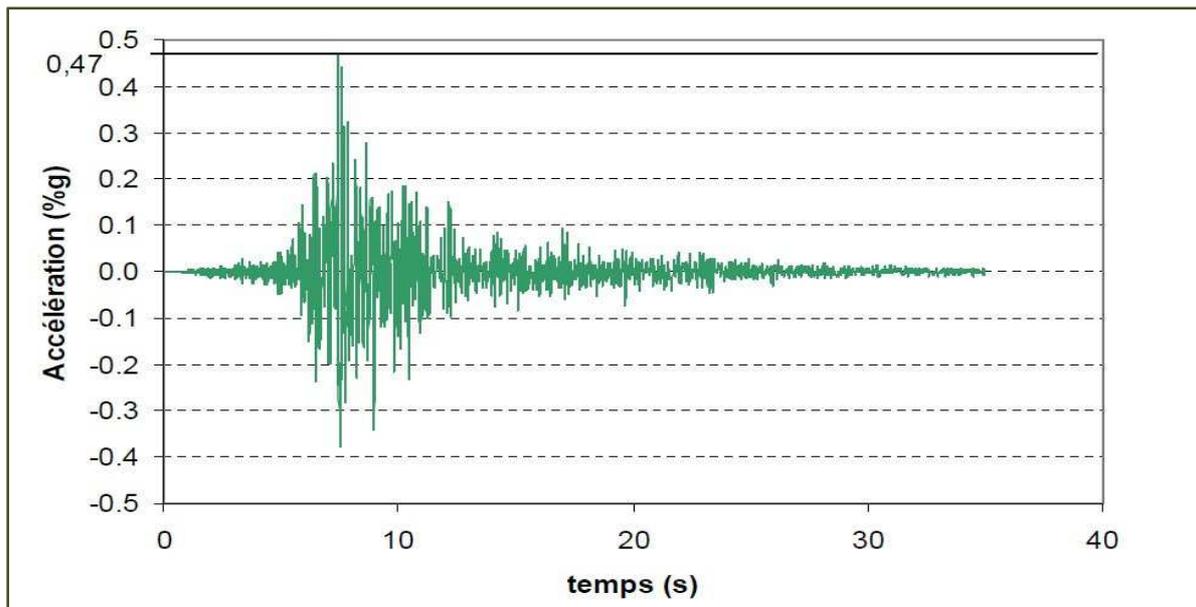


Figure 27- l'accélérogramme du SMD pour le site de Tabellout [5]

- **Séisme maximum probable (SMP)**

C'est le plus fort événement sismique Possible le long d'une faille reconnue ou à l'intérieur d'une province Tectonique définie géographiquement.

Le SMP doit être vu comme un état-limite ultime (ELU) : il porte uniquement sur la sécurité.

Les valeurs d'accélération sismique à prendre en compte, pour le site de notre futur barrage sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau 16- valeurs des magnitudes et accélérations sismiques du site [7]

	SBE	SMD	SMP
Magnitude	5.5	6.5	7,2
Accélération	0,3 g	0,47 g	0,7 g

Les pics d'accélération donnés dans cette étude (SBE : 0,3g – SMD :0,47g – SMP : 0,7g), dépassent la valeur prise en APD (0,20g, introduite comme accélération maximale), ce qui induira des modifications dans la conception du barrage.

III.2.2.4. caractéristiques géomécaniques

L'étude des caractéristiques géomécaniques est basée sur quinze (15) stations de mesures sur le site de la retenue et deux (2) stations sur le site aval (station 16 et 17).

L'implantation de ces stations est reportée sur la figure -15 de l'annexe. Les affleurements sélectionnés correspondent uniquement aux roches schistosées : méta-dolérites, quartzites et schistes verts, qui représentent l'essentiel des roches constituant les versants.

Les caractéristiques géomécaniques déduites des formations rencontrées dans les 17 stations sont exprimées dans le tableau -2 de l'annexe ; elles feront par la suite l'objet de deux classifications [6]:

- Le RMR de Bieniawsky (1989) : basé sur des notes qu'on donne aux différents paramètres, et qu'on additionne par la suite pour classer la formation.
- Le Q- system de Barton : calculé par la relation

$$Q = RQD * J_r * J_w / J_n * J_a * SRF$$

Avec :

RQD : paramètre qui donne la qualité de la roche

J_r : rugosité des joints et J_w : la réduction hydraulique des joints

J_n : nombre de famille des joints et J_a leurs degré d'altération

SRF : la réduction des contraintes.

Les résultats détaillés sont donnés par les deux tableaux -3 et 4 de l'annexe.

Interprétation des résultats RMR ET l'indice Q :

Les RMR calculés pour les différentes stations de mesures donnent trois (3) classes distinctes : II, III, IV, qualifiées respectivement de : bonne, moyenne et médiocre.

La classe IV, la moins bonne correspond aux zones instables des versants, où la fracturation est rapprochée et très ouverte, pour le reste du versant, les roches sont classées dans la catégorie moyenne, bien qu'elles soient souvent massives et très dures. C'est généralement leurs direction de schistosité parallèle à l'axe du barrage (N 120°E) avec un pendage aval, qui les décline de la catégorie supérieure (bonne et excellence).

L'indice Q présente une assez bonne corrélation avec le RMR, les valeurs de Q < 1, correspondent aux zones très fracturées, instables (classes IV), tandis que les valeurs de Q > 2 correspondent à la roche plus massive des zones plus stables (classes II et III).

III.3. Sismique réfraction

Les reconnaissances géophysiques par sismique réfraction ont pour but de déterminer les épaisseurs de couvertures meubles colluviales ou alluvionnaires présentes, la profondeur des surfaces de glissement et du toit du rocher en place, l'épaisseur des franges altérées ou fracturées des matériaux rocheux, les zones éventuelles de faiblesse et la qualité générale des matériaux.

Ces reconnaissances permettent, en outre, de caractériser l'accident géologique qui traverserait depuis le glissement rocheux amont en rive droite, le fond de vallée et la rive gauche (au-delà de l'axe du barrage) avec une orientation SE-NW

Trois mille soixante (3060) mètres, de sismique réfraction, ont été réalisées sur le site du barrage ; L'implantation de chacun de ces profils est reportée sur la figure -15 de l'annexe.

III.3.1. Déroulement des essais

Les essais ont été réalisés à l'aide d'une masse de 6 kg, une plaque en acier, et un sismographe à vingt quatre (24) canaux associé à vingt quatre (24) géophones espacés de cinq (5) mètres qui assurent le prélèvement des mesures.

Sept (7) points de tir sont effectués par profil: un tir au milieu du profil et six (6) tirs symétriques par rapport à ce milieu (-24, 0, 12, 24(milieu), 36, 48 et 72 m). Pour chaque point de tir, afin d'améliorer la qualité d'enregistrement, huit (8) à quinze (15) ébranlements ont été réalisés et sommés [8].

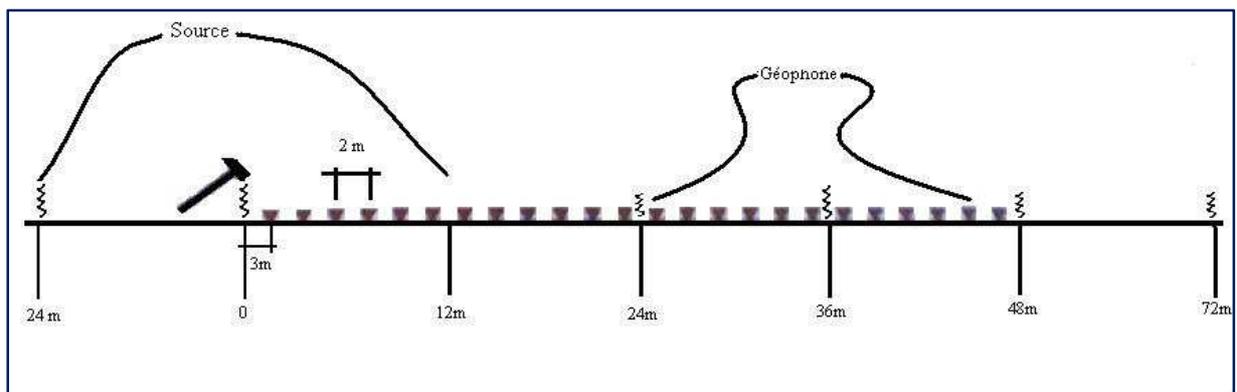


Figure 28- géométrie d'acquisition des données sismique réfraction [8]

Les résultats obtenus sont donnés par les figures –16 à 39 de l'annexe.

III.3.2. Interprétation :

Les données ont permis de mettre en évidence une couche lente, d'épaisseur variable, suivi par des couches intermédiaires de vitesses variables entre 1500 et 2500 m/s ; et enfin des vitesses supérieures à 2500 m/s et atteignant les 4000 m/s, pouvant être assimilé à un substratum peut ou pas altéré, sont atteintes à une vingtaine de mètres de profondeur.

La vitesse sismique de la couche de couverture, qui se trouve sur la presque totalité des profils, varie entre 500 m/s et 1000 m/s ; mettant en évidence la présence des sols très secs en surface et plus humides en profondeur d'une part et des différences de compaction d'autre part. L'épaisseur de cette couche est comprise entre 0 et 5 m.

La seconde couche où la vitesse de l'onde est comprise entre 1500 m/s et 2500 m/s, est d'une épaisseur qui varie entre 2 et 10 m. Cette couche pourrait être assimilée à un substratum très altéré.

La troisième couche, où la vitesse est supérieure à 2500 m/s, est interprétée comme un substratum. Cependant, il est probable que ces vitesses décrivent un substratum moins altéré que le niveau supérieur mais altéré tout de même.

Les couches aux vitesses les plus rapides, dépassant les 3000 m/s jusqu'à 4000 m/s, sont atteintes entre 5 et 25 m de profondeur ; ces couches pourraient représenter un substratum sain.

III.4. Galeries de reconnaissance

Deux galeries de reconnaissances ont été réalisées dans les formations en place, elles sont implantées sur l'axe du barrage et parallèles à celui-ci, d'une longueur de 80 m, placées à mi-hauteur du barrage (une à gauche et l'autre à droite).

Chacune de ces galeries, ainsi réalisée, fera l'objet d'un relevé soigné par le géologue (l'observation visuelle d'éventuels accidents géologiques, et l'identification en fonction de leurs orientations les familles principales de joints/discontinuités affectant le massif rocheux), elles seront ultérieurement le siège d'essais in-situ tels que des sondages carottés et des essais de déformabilité à la plaque, visant à caractériser du point de vue géomécanique les formations en place.

Ces galeries ont permis d'identifier un substratum rocheux dur et sain, avec des passages peu fissurés, de couleurs gris à verts.

III.4.1. Sondages carottés sur les galeries de reconnaissances

Vingt-quatre (24) sondages carottés, d’une profondeur de 4,5 m, ont été réalisés dans les galeries de reconnaissances. Les résultats de ces travaux seront résumés dans des logs, dont la synthèse est représentée par la figure -29 ci-après:

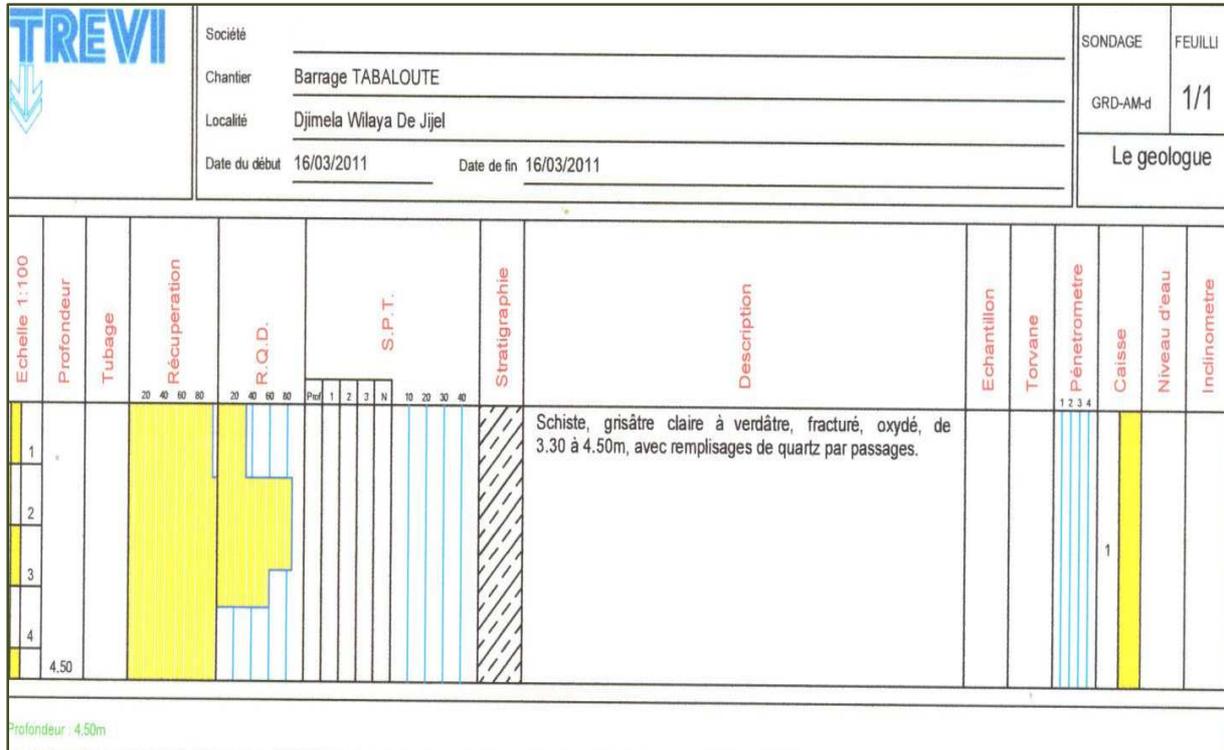


Figure 29- Logs du sondage carotté dans la galerie [7]

III.5. Sondages carottés

Onze (11) sondages carottés ont été réalisés en 2010 dans le cadre de reconnaissances complémentaires. Ces sondages ont pour objectif de caractériser, de manière définitive, les différentes formations géologiques notamment l’écroulement amont en rive droite, les deux zones glissées, et la zone du chevauchement principal. L’implantation de ces sondages est donnée par la figure -15 de l’annexe.

Le tableau ci-après récapitule l’ensemble des sondages effectués, leurs localisations, et les autres essais réalisés dans ces forages tels que les essais dilatométriques, et les essais Lugeon :

Tableau 17- identification du programme des sondages carottés [7]

Forage	Zone	Profondeur (m)	Inclinaison	Essai d'eau Lugeon		Essais dilatométriques	Equipement en piézomètre
				Oui/Non	P _{max} au droit de la chambre d'essais	Oui/Non	Oui/Non
SC-2010-01	Ecroulement amont en rive droite	60	vertical	Oui	10 bars	Non	Non
SC-2010-02		100		Oui	8 bars	Non	Non
SC-2010-03	Axe du barrage en rive droite	80	310°/20° vers l'oued	Oui	10 bars	Oui	Oui
SC-2010-04		140	vertical	Oui	6 bars	Oui	Oui
SC-2010-05	zone glissée aval en rive droite	80		Non	-	Non	Non
SC-2010-06		40		Non	-	Non	Non
SC-2010-07	Axe du barrage en rive gauche	80	130°/20° vers l'oued	Oui	10 bars	Oui	Oui
SC-2010-08		140	310°/20°	Oui	6 bars	Oui	Oui
SC-2010-09	zone glissée en rive gauche	40	vertical	Oui	-	Oui	Non
SC-2010-10	zone du chevauchement principal	140	incliné 30° /horizontale	Oui	10 bars	Oui	Non
SC-2010-11		140					

La coupe lithologique du site du barrage déduite des résultats d'essais est résumée dans ce qui suit :

- De 0 à 4,5 m : colluvion d'une taille qui varie entre 1 et 9 cm.
- De 4,5 à 10 m : colluvion de type schistes verts très fracturé.
- De 10 à 11m : colluvion de type schistes avec remplissage de sable.
- De 11 à 70 m : schistes verdâtres durs fracturés, avec présence des veines de quartz.
- De 70 à 90m : schistes verdâtres durs compactes, et peu fracturés.
- De 90 à 110 : schistes noires compactes.

III.5.1. Interprétation :

L'ensemble des sondages réalisés a confirmé la lithologie du site ainsi que les caractéristiques des deux glissements et l'écroulement rocheux mis en évidence lors de l'étude de l'Avant projet détaillé.

III.6. Essais Lugeon

Plusieurs essais Lugeon complémentaires ont été effectués en forage, dans les horizons rocheux rencontrés en profondeur, afin de déterminer la perméabilité de ces derniers.

Ces essais ont été réalisés selon la norme NF P94-131 ; la synthèse des résultats obtenus est donnée dans le tableau -18 ci –après :

Tableau 18- récapitulatif des résultats d'essais Lugeon

Sondages	Essais Lugeon	Profondeur (m)	Perméabilité K (UL)
SC 03 Barrage	Essai N° :01	30-35	0,56
	Essai N° :02	35-40	0,58
	Essai N° :03	40-45	0,34
	Essai N° :04	47-52	0,58
	Essai N° :05	55-60	0,14
	Essai N° :06	60-65	0,34
	Essai N° :07	65-70	1,00
	Essai N° :08	70-75	1,14
	Essai N° :09	75-80	3,76
	Essai N° :10	80-85	3,24
	Essai N° :11	90-95	1,00
	Essai N° :12	95-100	1,14
	Essai N° :13	100-105	1,44
	Essai N° :14	105-110	1,20
SC04 Barrage	Essai N° :01	10-15	0,76
	Essai N° :02	15-20	0,18
	Essai N° :03	20-25	0,20
	Essai N° :04	25-30	0,20
	Essai N° :05	30-35	0,76
	Essai N° :06	35-40	1,05
	Essai N° :07	40-45	3,02
	Essai N° :08	45-50	1,08
	Essai N° :09	50-55	8,70
	Essai N° :10	55-60	7,04
	Essai N° :11	60-65	0,00
	Essai N° :12	65-70	2,54
	Essai N° :13	70-75	18,72
	Essai N° :14	75-80	16,22

Interprétation :

L'ensemble des essais de perméabilité confirme qu'à partir de dix (10) mètres de profondeur, le rocher est imperméable, avec un passage entre 55 m et 80 m plus perméable, mettant en évidence la limite de la zone glissée.

III.7. Conclusion

Le barrage est fondé sur des schistes métamorphiques verts ou gris du secondaire, de qualité mécanique satisfaisante partiellement couverts par des éboulis d'épaisseur modeste.

Les sondages carottés, les galeries de reconnaissances, et la sismique réfraction, ont mis en évidence la lithologie du site donnée par l'APD.

Les résultats d'essais Lugeon nous permettent de confirmer que Le rocher est imperméable, au-delà des couches altérées.

Les caractéristiques géomécaniques données par l'APD seront retenues.

L'analyse de l'alea sismique de la région, a détecté un front de chevauchement situé dans la retenue tout au long de celle-ci sur une longueur d'environ 4,5 km, et a permis de corriger les accélérations sismiques données par l'APD.

Afin de prendre en compte les données de l'alea sismique, deux modifications ont été portées sur le profil du barrage :

- Une ceinture parasismique en acier à prévoir en couronnement, avec prolongation dans les galeries en rives.
- arquer le barrage avec un profil adapté pour mieux résister au séisme, en effet une courbure du barrage ne peut qu'avoir des effets positifs en mobilisant l'effet voûte surtout pour les grands déplacements

Le barrage arqué sera de type « spirale logarithmique » avec un angle de 45° et un rayon de 180 m.

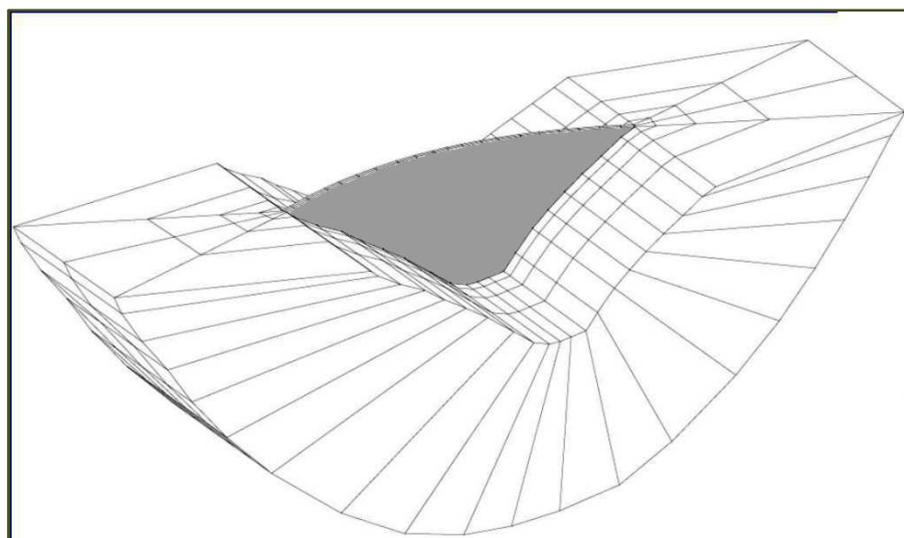


Figure 30- coupe type d'un barrage arqué

Sous chargement statique, l'effet voûte apporte un supplément de sécurité, et sous sollicitations sismiques l'effet voûte assure la stabilité du barrage.

Chapitre IV :
Dimensionnement du barrage

IV.1. Introduction

Le dimensionnement d'un barrage consiste à déterminer la hauteur, la largeur et la longueur de sa crête, et ses fruits.

IV.2. La hauteur du barrage

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de retenue des eaux (NNR), majorée de la charge maximale sur le déversoir de crues (C) et de la revanche (R).

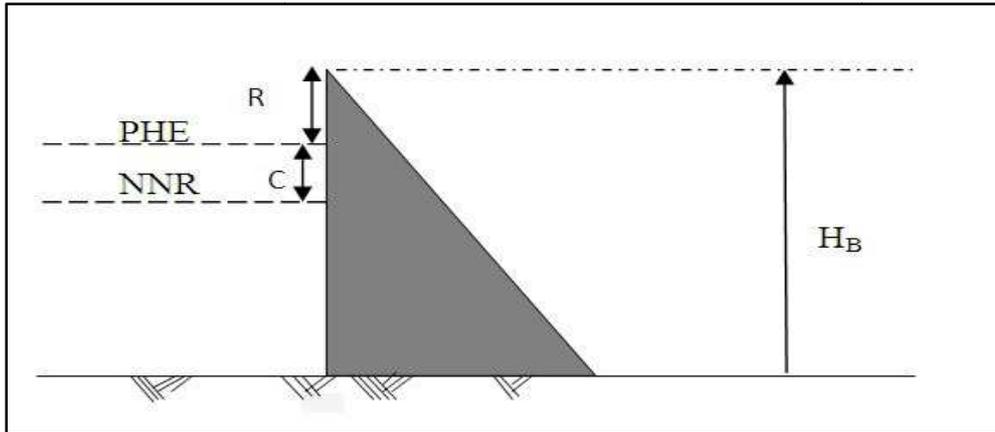


Figure 31- Profil d'un barrage poids

IV.2.1. Niveau normal de la retenue (NNR)

Une étude spécifique de simulation réalisée au stade des études de faisabilité, a fixé la capacité utile de la retenue de Tabellout, permettant de transférer annuellement 189 hm^3 vers la retenue de Draa Diss, à $214,4 \text{ hm}^3$, à laquelle s'ajoute le volume de la tranche morte estimé à 80 hm^3 , pour atteindre un volume total de la retenue égale à $294,4 \text{ hm}^3$.

La cote du niveau normal de la retenue est déterminée en fonction de la courbe « hauteur-capacité » donnée par la figure – 32 ci-après :

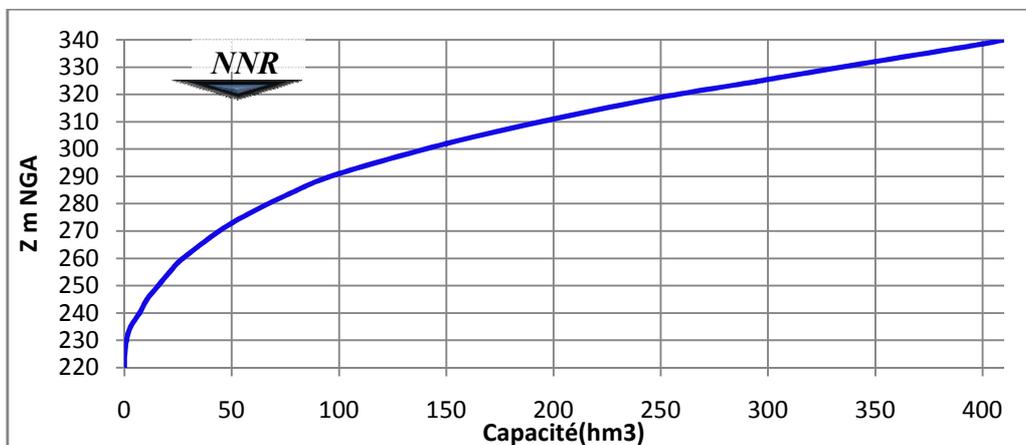


Figure 32- courbe hauteur- capacité [10]

Cette courbe nous donne, pour chaque hauteur, un volume de la retenue correspondant. Le volume de la retenue de notre barrage, fixé préalablement à 295 hm³, correspond à une cote de 324,75 NGA.

$$\text{NNR} = Z_{\text{NNR}} - Z_{\text{fond d'oued}}$$

Avec :

Z_{NNR} : cote de niveau normale de la retenue, égale à 324,75 NGA

$Z_{\text{fond d'oued}}$: La cote au fond d'oued, égale à 217 NGA

$$\text{NNR} = 324,75 - 217$$

$$\text{NNR} = 107,75 \text{ m}$$

IV.2.2. Charge maximale sur le déversoir (C)

La charge au dessus du déversoir, déduite à partir de laminage de crues, est égale à 4,70 m (voir l'évacuateur de crues dans chapitre VII).

$$C = 4,70 \text{ m}$$

IV.2.3. Les Plus Hautes Eaux (PHE)

La cote des plus hautes eaux sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux, majorée de la charge maximale au-dessus du seuil de déversoir.

$$\text{PHE} = \text{NNR} + C$$

Donc :

$$\text{PHE} = 112,45 \text{ m}$$

IV.2.4. La Revanche

La revanche est une tranche comprise entre la cote des plus hautes eaux (PHE), et la crête du barrage. Pour son évaluation on tient compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau, du soulèvement de la surface de l'eau dû au vent, et de la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues.

IV.2.4.1. Détermination du Fetch effectif

Le fetch est la longueur continue du plan d'eau comprise entre le barrage et la rive opposée la plus éloignée.

Pour tenir compte de la géométrie du plan d'eau, nous introduisons le concept du fetch effectif qui intègre les distances entre le barrage et les rives le long de droites comprises dans

des angles variant de 0° à 42° avec un pas de 6° de part et d'autre du fetch. Le schéma ci-dessous montre le tracé des droites ayant servi à la détermination du fetch effectif.

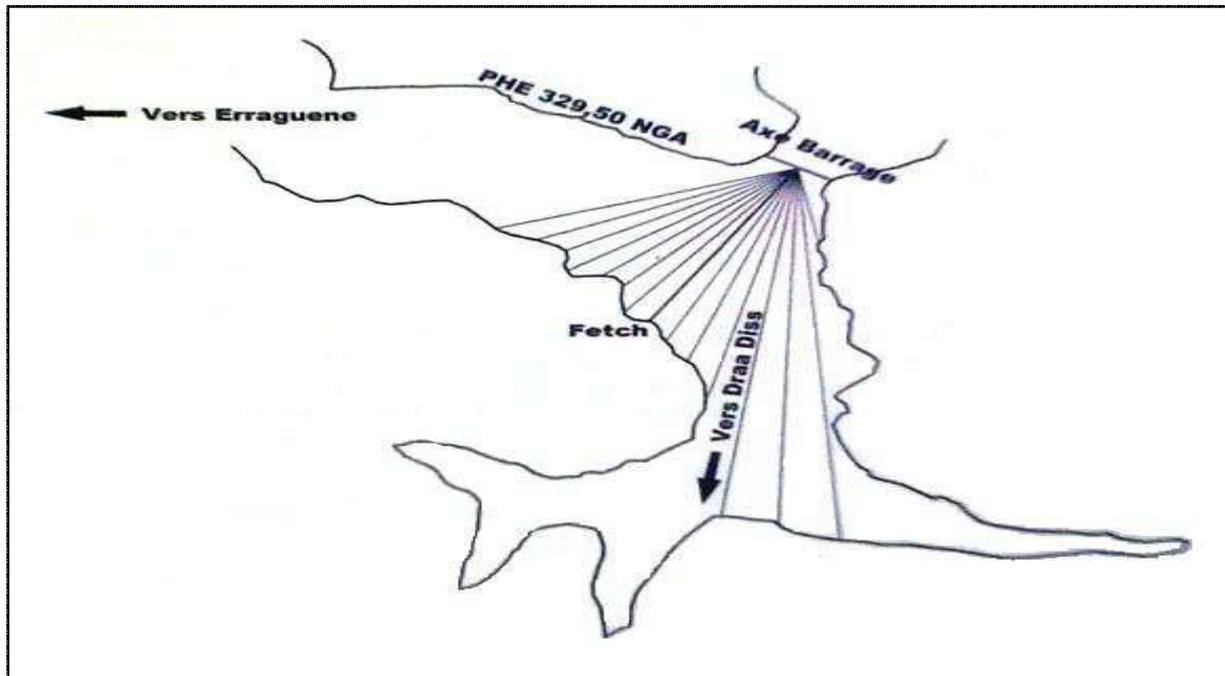


Figure 33- Principe de détermination du fetch [10]

- Le fetch effectif est donné par le rapport suivant :

$$F = \frac{\sum x_i}{n}$$

Avec :

x_i : la distance de chaque point par rapport à l'axe du barrage

Nous obtenons pour le barrage de Tabellout :

$$F = 1,50 \text{ Km.}$$

IV.2.4.2. Estimation de la hauteur des vagues

Plusieurs formules essentiellement empiriques sont proposées pour la détermination de la hauteur des vagues. Pour notre cas nous proposons trois (3) méthodes de calcul qui, par comparaison nous permettrons de retenir une hauteur des vagues significative et raisonnable.

IV.2.4.2.1. Formule de STEVENSON-MOLITOR

Cette formule empirique s'exprime en fonction de la longueur du fetch F et la vitesse du vent V_w [14]:

$$H_s = 0,76 + 0,032 \frac{F}{V_w} - 0,26 \frac{F}{V_w^2}$$

Avec :

V_w : La vitesse du vent, qui égale dans notre cas à 130 Km/h

F : Le fetch, pour notre cas $F = 1,50$ Km

D'où :

$$H_s = 0,76 + 0,032 \times \sqrt{130 \times 1,50} - 0,26 \times \sqrt[4]{1,50}$$

$$\Rightarrow H_s = 0,92 \text{ m}$$

IV.2.4.2.2. Formule de SAVILLE et AL.

L'estimation de la hauteur de vague significative H_s dans la retenue pour un vent donné est exprimée par la formule [14]:

$$g \times \frac{H_s}{V_w^2} = 0,0026 \times \left(g \times \frac{F}{V_w^2} \right)^{0,47}$$

Avec :

g : L'accélération de la pesanteur ; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

V_w : vitesse du vent, $V_w = 130 \text{ km/h}$

F : le fetch qui est égale à 1,50 km

D'où :

$$H_s = 1,08 \text{ m}$$

Suivant les recommandations de SAVILLE, il convient de majorer cette valeur de 25%, de fait que la hauteur de vague du projet H_0 dépassera la hauteur de vague significative H_s , d'une quantité dépendante de la fréquence de dépassement choisie pour le projet.

Donc :

$$H_0 = 1,25 \times H_s = 1,35 \text{ m}$$

IV.2.4.2.3. Formule de Mallet et Paquant

La hauteur de la vague H_s est donnée en fonction du fetch F par la formule [14] :

$$H_s = 0,50 + 0,33 \sqrt{F}$$

D'où :

$$H_s = 0,904 \text{ m}$$

Tableau 19- Synthèse des hauteurs des vagues obtenues par différentes formules

Formule	STEVENSON-MOLITOR	SAVILLE et AL.	Mallet et Paquant
Hauteur de la vague H_s (m)	0,92	1,35	0,904

Pour la hauteur des vagues significatives engendrées par le vent du projet, nous retiendrons la valeur conservatrice de 1,35 m obtenue par la formule de « saville et all ».

$$H_s \text{ adoptée} = 1,35 \text{ m}$$

IV.2.4.3. Estimation de la vitesse des vagues

La vitesse de la vague est donnée par la relation de « Gaillard » [14] :

$$V = 1,5 + 2 \times H_s$$

Avec :

H_s : la hauteur des vagues obtenue précédemment égale à 1,35 m

D'où :

$$V = 4,20 \text{ m/s}$$

IV.2.4.4. Estimation du soulèvement de la surface de l'eau dû au vent

L'action du vent soufflant en direction du barrage provoque un soulèvement de la surface de l'eau au droit du barrage. On peut calculer ce soulèvement S au moyen de la formule simplifiée de « Zuider Zee » [10]:

$$S = \left(\frac{V_w^2 \times F}{62000 \times t} \right) \times \cos \phi$$

Avec :

S : soulèvement de la surface de l'eau

V_w : vitesse du vent, égale à 130 Km/h

F : Longueur du fetch, égale à 1,50 m

t : profondeur moyenne du réservoir le long du fetch par rapport au niveau des plus hautes eaux. Dans notre cas $t = 58 \text{ m}$

ϕ : angle de la direction du vent par rapport à la ligne droite du fetch, $\phi = 0^\circ$.

Donc :

$$S = 0,007 \text{ m}$$

On constate que l'effet de soulèvement de la retenue est négligeable à cause de la faible longueur du fetch vis-à-vis de la profondeur de la retenue.

IV.2.4.5. Hauteur de la revanche

On propose deux formules pour le calcul de ce paramètre, la formule simplifiée et celle de Davis [14]:

- **Formule de Davis**

$$R = (0,75 \times H_S) + \frac{V^2}{2g} + S$$

Avec :

V : vitesse des vagues, égale à 4,2 m/s

H_S : hauteur des vagues, égale à 1,35 m

g : accélération de la pesanteur prise 9,81 m/S²

Donc : $R = 1,92 \text{ m}$

- **Formule simplifiée**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F}$$

Où :

F représente le fetch ; F = 1,50 Km

D'où :

$$R = 1,36 \text{ m}$$

La hauteur de la revanche à prendre en compte pour le dimensionnement du barrage est celle obtenue par la formule de Davis, majorée d'une sécurité supplémentaire (nous retenons une valeur de 20 cm).

Donc :

$$R = 1,92 + 0,20 = 2,12$$

On adaptera une valeur arrondie de la revanche :

$$R = 2,15 \text{ m}$$

En additionnant la valeur de la revanche R, à celle des plus hautes eaux (PHE) on obtient la hauteur du barrage. À cette hauteur on additionne la surélévation de 40 cm afin d'éviter la

submersion du barrage, au passage de la crue maximale probable ainsi que la profondeur de la couche d'alluvions excavée (P égale à 6m).

Finalement la hauteur du barrage sera :

$$H_B = PHE + R + 0,40 + 6$$

D'où :

$$H_B = 121 \text{ m}$$

IV.3. La largeur de la crête

La largeur de la crête doit être suffisante pour assurer la circulation des engins pendant les différents travaux de finition, et d'entretien pendant l'exploitation.

La largeur de la crête peut être évaluée à l'aide des formules essentiellement empiriques [14]:

IV.3.1. Formule de Knappen

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

Avec :

b : largeur de la crête

H_B : hauteur du barrage.

D'où :

$$b = 1,65\sqrt{121} = 18,15$$

$$b=18,15 \text{ m}$$

IV.3.2. Formule de Preece

$$b = 1,1\sqrt{H_B} + 1$$

On aura : $b = 13,1 \text{ m}$

IV.3.3. Formule simplifiée

$$b = 3,6 \sqrt[3]{H_B} - 3$$

On aura :

$$b = 14,80 \text{ m}$$

Tableau 20- Largeurs de la crête obtenues par différentes formules

Formule	Knappen	Preece	simplifiée
Largeur de la crête b (m)	18,15	13,1	14,80

IV.3.4. Largeur de la crête pour les barrages voutes

Dans le cas des barrages voûtes, la largeur de la crête s'obtient par la formule [5] :

$$b = \frac{H}{15}$$

On aura pour notre cas : $b = 8,06 \text{ m}$

Comme le futur barrage de Tabellout est de type « poids arqué », le bureau d'étude a opté pour une valeur de la largeur de la base de huit (08) mètres.

$$b = 8 \text{ m}$$

IV.4. Les pentes des talus

Les pentes des talus seront calculées dans le chapitre « stabilité du barrage ».

Le parement Amont est vertical depuis la crête jusqu'à la fondation, et le parement aval est vertical jusqu'à la cote 320 NGA puis incliné à 0,75H/1V depuis la crête jusqu'à la fondation.

IV.5. Profil adopté

Le barrage est constitué par deux (02) parties:

- Une partie centrale supportant l'évacuateur de crues, réalisée entièrement en BCR jusqu'à la cote 316 NGA, puis complétée en béton conventionnel vibré jusqu'au seuil de l'évacuateur, et les marches du parement aval seront en BCV..
- Des parties latérales sur chaque rive réalisées entièrement en BCR jusqu'à la cote 332 NGA,

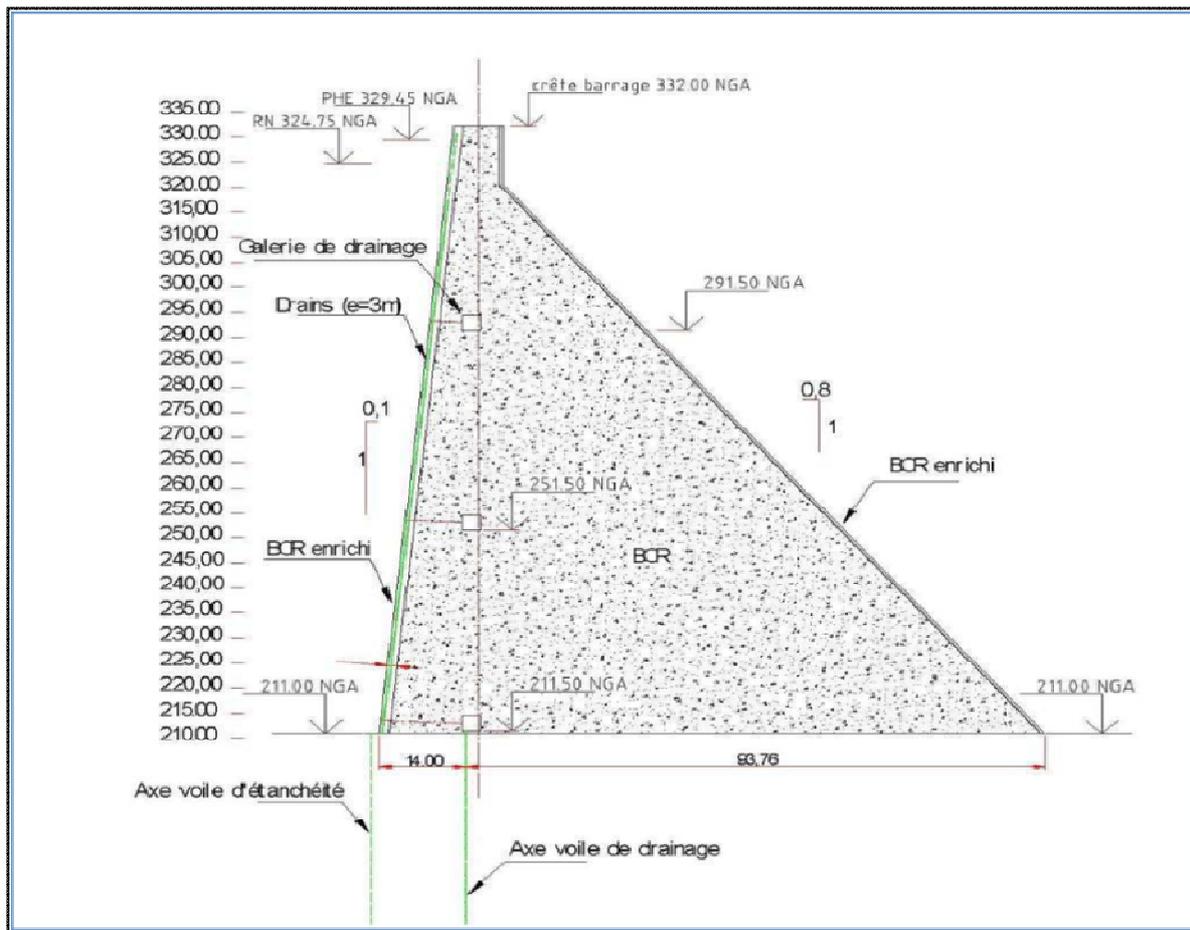


Figure 34- Coupe type du barrage [10]

IV.6. Conclusion

Les caractéristiques du barrage sont les suivantes :

- cote théorique du barrage : 332 NGA
- une revanche de 7,25 m au dessus de la retenue normale, et de 2,55 m au dessus des plus hautes eaux.
- Largeur en crête : 8 m
- Longueur de la crête : 413 m
- hauteur maximale au dessus du fond de fouille : 121 m (115 m au dessus du terrain naturel)
- Le parement amont est vertical depuis la crête jusqu'à la fondation.
- Le parement aval est vertical de la crête jusqu'à la cote 320,40 NGA, puis incliné à 0,75H/1V en dessous.

Chapitre V :
Techniques de réalisation

V.1. Introduction

Dans ce chapitre qui suit, on résumera l'ensemble des techniques adoptées pour la conception et la réalisation du barrage ; on commencera par la profondeur des fouilles, puis la digue en BCR, et on terminera par l'ensemble de traitement d'étanchéité, de drainage ainsi que les injections de consolidation.

V.2. Profondeur des fouilles

Le site d'implantation de la digue est caractérisé, du point de vue géologique, par une fondation constituée essentiellement de schiste et de gneiss, dont l'orientation de la foliation est en moyenne Nord 115° Est, c'est-à-dire pratiquement parallèle à l'axe du barrage, et un pendage Amont-Aval avec une valeur moyenne de 30° Nord.

V.2.1. Géologie de la rive droite

La rive droite se caractérise par la présence de plusieurs zones de glissement, dont une recouvre partiellement l'appui du barrage.

Les sondages carottés, réalisés sur cette rive, tendent à indiquer que l'épaisseur mobilisée par le glissement au droit du futur barrage atteindrait une vingtaine de mètres (20 m).

L'éroulement situé à l'amont aurait quant à lui une épaisseur maximale de l'ordre de quarante mètres (40m).

Le substratum schisteux rencontré sous ces zones de glissement (ou sous des épaisseurs plurimétriques de colluvion) présente d'après les sondages effectués une frange très fissurée dont l'épaisseur varie de quelques mètres à une dizaine de mètres ; en outre le substratum réputé sain peut inclure localement des passages fissurés ou fracturés (correspondant à un RQD inférieur à 50%).

V.2.2. Géologie du fond de vallée

Le substratum est recouvert en fond de vallée d'alluvions grossières (blocs de quartzite, grès et calcaire avec galets, graviers et sable) dont l'épaisseur ne dépasse pas la dizaine de mètres. Le substratum est sain et ne présente pas de frange fissurée et/ou altérée.

V.2.3. Géologie de la rive gauche

La rive gauche est constituée d'un substratum rocheux composé de schistes cristallins et phyllades schisteuses, quartzitiques, parfois gneissiques ; qui est identique à celui de la rive

droite et du fond de vallée. Ce substratum peut être localement fissuré ou fracturé (RQD mesuré inférieur à 50%) ; et recouvert par un niveau de colluvions d'une épaisseur variable.

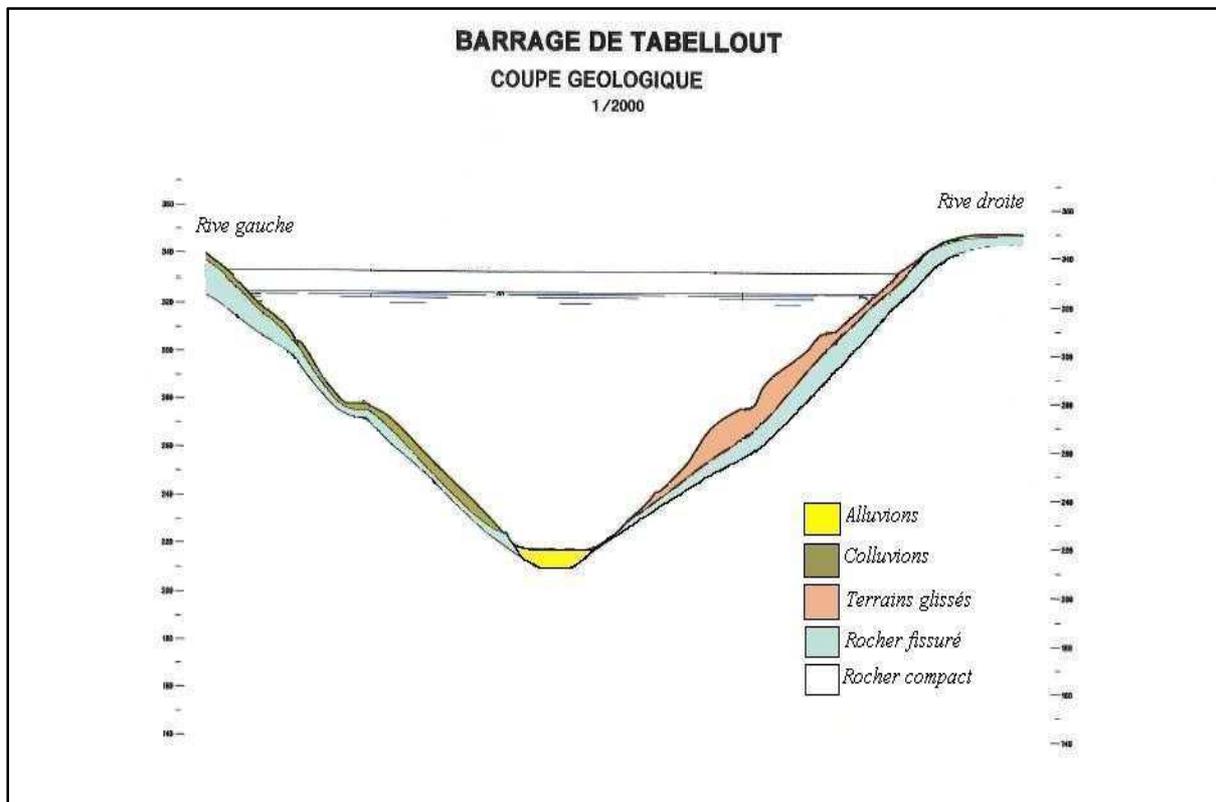


Figure 35- La géologie du site de barrage [10]

V.2.4. Excavations

A partir des profils de sismique réfraction (Campagne de reconnaissance complémentaire), qui fixent la limite du rocher à une vitesse sismique $V > 3500$ m/s, et des logs de sondages carottés qui confirment cette limite, on peut définir la profondeur des fouilles dans le barrage.

En rive droite, le glissement au droit du barrage sera entièrement excavé, ce qui conduira à une profondeur de fouilles de 15 m à la verticale au droit de l'axe du barrage de façon à le fonder sur un rocher peu fissuré.

En fond de vallée, après extraction des alluvions, la profondeur des fouilles ne dépassera pas trois (3) mètres dans le rocher.

En rive gauche, les fouilles auront une profondeur d'une dizaine de mètres à la verticale, de façon à fonder le barrage sur un rocher peu fissuré.

V.3. Digue en BCR

V.3.1. Choix des matériaux

V.3.1.1. Eau de gâchage

L'eau de gâchage sera prélevée directement dans l'oued Djendjen. Les compositions indiquées dans le tableau -5 de l'annexe serviront de critères pour la sélection des matériaux entrant dans la confection du BCR. Ces données ont été collectées et analysées dans le cadre de l'étude d'impact du transfert Est réalisée au stade de la faisabilité.

V.3.1.2. Le liant

Le liant retenu, pour être utilisé aussi bien pour les bétons conventionnels (BCV) que pour le BCR, devra comprendre les caractéristiques suivantes :

- un liant à forte teneur en laitier, si l'eau de gâchage présente une certaine agressivité vis-à-vis des constituants du BCR, et sans ajout de cendre si le pourcentage de fines est suffisant.
- un liant de type CPA +cendres volantes dans le cas contraire.

Le ciment devra être testé au laboratoire avec les matériaux du site, avec un dosage choisi de manière à avoir une résistance à la compression simple au minimum onze (11) MPa à 90 jours (soit un coefficient de sécurité de quatre (4) par rapport à la valeur de résistance déduite des calculs).

Le liant retenu est de type CPJ-42,5.

V.3.1.3. Granulats

Deux (2) zones d'emprunt ont été envisagées pour fournir des granulats pour la confection du BCR (Figure -1 de l'annexe), dont les caractéristiques ont été identifiées à l'aide de 25 puits.

Les résultats obtenus par les essais Los Angeles (L.A inférieur à 30%), Micro Deval Humide (MDE inférieur à 35%), et l'Analyse granulométrique (donnée par les figures-14 et 15 de l'annexe) montrent que les matériaux prélevés peuvent convenir pour des granulats à béton et pour un BCR ; à condition de porter des corrections sur la courbe granulométrique, de manière à l'obtenir la plus continue possible, avec des opérations de criblage et de concassage à prévoir, ainsi que des ajout de fines (cendres volantes ou similaire) pour compenser celles perdues lors de l'extraction des alluvions sous nappe.

Le fuseau granulométrique des granulats du BCR est le suivant :

Tableau 21- Fuseau granulométrique des granulats du BCR [10]

Dimensions (AFNOR)	Tamis (mm)	pourcentage en poids passant à travers le tamis (%)
49	63	100
44	20	60 – 75
41	10	45 – 60
38	5	35 - 50
31	1	15 – 27
20	0,08	8 – 15

V.3.2. Formulation du BCR

Pour le barrage Tabellout, la formulation du BCR s’appuie sur les critères suivants :

- Résistance minimale à la compression à 90 jours : 11MPa
- Résistance minimale à la traction à 90 jours : 1,1 MPa
- Un D_{MAX} de 63 mm, tout en respectant les spécifications du marché données par la figure suivante, tracée à partir du tableau -21 ci-avant :

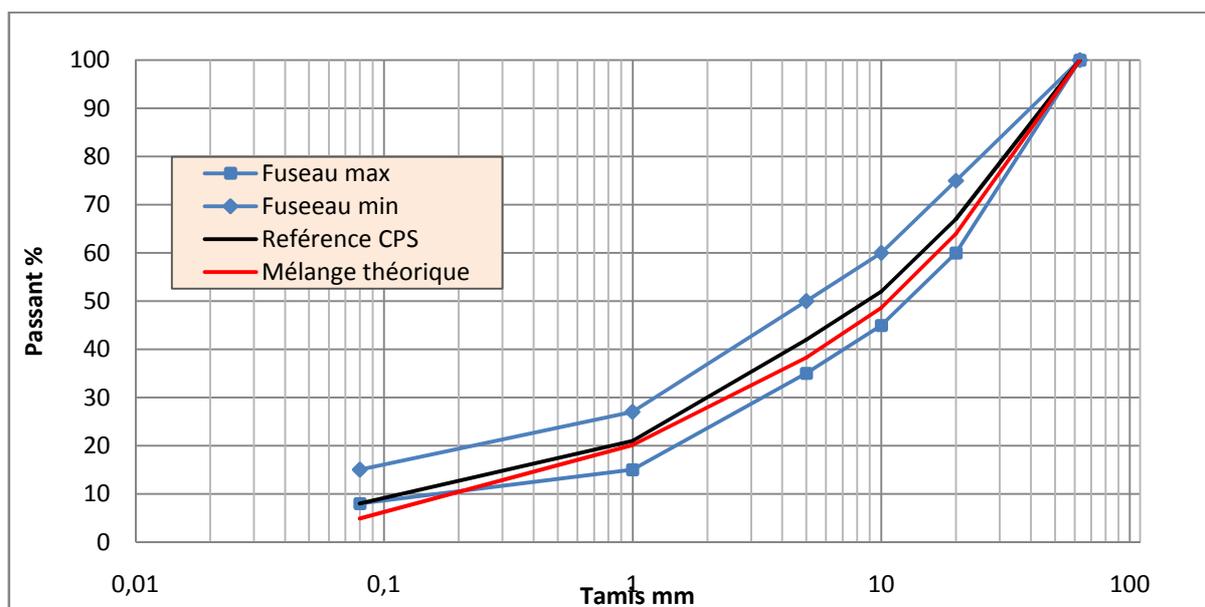


Figure 36- fuseau du marché [7]

V.3.2.1 Présentation de la planche d'essais

A ce jour, une formulation définitive du BCR n'est pas encore déterminée, néanmoins, une planche d'essais où ont été testées plusieurs formulations a été réalisée entre le 20 mars 2012 et le 25 mars 2012, et ce dans le but d'optimiser et mettre au point la formulation définitive du BCR.



Figure 37- Prise de vue sur la planche d'essais

Ce massif expérimental, réalisé en trois (3) étapes, aura pour but secondaire la mise au point de l'ensemble des méthodes, équipements et dispositions conduisant à la mise en œuvre optimale du BCR :

- tester le mode de transport proposé par le Cocontractant.
- mettre au point le moyen le plus efficace pour le réglage du BCR afin d'éviter la ségrégation.
- arrêter les paramètres de mise en œuvre : épaisseur de couches et énergie de compactage
- étudier la liaison entre les couches avec incorporation ou non de mortier de liaison et l'influence du temps de recouvrement,
- étudier la liaison entre le BCR et le BCR enrichi (parements amont et aval du barrage hors évacuateur de crues)
- étudier la liaison entre le BCR et le BCV (parement aval évacuateur de crues)

Sur les différentes zones du massif, on fait varier certains paramètres afin d'étudier leurs influence respective :

- Epaisseur de couche : 2 couches de cm 50 pour l'enclume et 8 couches de 30 cm pour le massif
- Temps de reprise entre deux couches : 8 heures, 10 heures, 12 heures, 16 heures à plusieurs jours.
- Nombre de passe de compactage (découpage en 5 bandes de l'amont à l'aval) : 8 passes du rouleau vibrant lourd (bande amont), 6 passes du rouleau vibrant lourd (bande médiane), 4 passes du rouleau vibrant lourd (bande aval), 2 passes du rouleau vibrant lourd (bande aval), Nombre de passes variable du rouleau vibrant léger (bande extrême aval $l = 1\text{m}$).

V.3.2.2. Etapes de réalisation du massif expérimental

Nous rappelons ici que le massif est rectangulaire ($30 \times 18 \text{ m}^2$ à la base) et que la courbure du barrage n'a pas été prise en compte.

- **Couche E1 (enclume)**

Cette couche de l'enclume a été réalisée avec un BCR dosé à 115 kg/m^3 de ciment et 100 kg/m^3 de filler correspondant à la formule F1. L'épaisseur de la couche est d'environ 40 cm ce qui correspond à un volume de 183 m^3 mis en place avec une teneur en eau théorique d'environ 5,8%.

- **Couche E2 (enclume)**

Cette couche a été réalisée avec un BCR obtenu à partir de plusieurs formules F1, F2 et F3, dosées respectivement à 115 kg/m^3 de ciment et 100 kg/m^3 de filler, 120 kg/m^3 de ciment et 140 kg/m^3 de filler et 120 kg/m^3 de ciment et 130 kg/m^3 de filler. L'épaisseur de la couche est d'environ 40 cm ce qui correspond à un volume de 315 m^3 mis en place avec des teneurs en eau théoriques variables en fonction de la formule utilisée, soit pour F1 : 5,8%, pour F2 : 6,0% et F3 : 6,0%. Ces formules ont été employées comme suit : F1 au niveau de la moitié amont de la couche, F2 au niveau de la moitié aval de la couche en rive gauche et F3 au niveau de la moitié aval de la couche en rive droite.

La surface de reprise de la couche précédente a été considérée comme un joint froid (mise en place de la couche après pratiquement 5 jours).

Lors du chargement, déchargement et régalinge du BCR, il a été constaté au niveau de la couche des phénomènes de ségrégations très importantes des matériaux. Ce phénomène commence à se résorber petit à petit avec le changement de la granulométrie des formules.

Dans certains cas, il a été également constaté du léger matelassage au niveau de la formule F3.

- **Couche C1**

Cette couche a été réalisée avec un BCR dosé à 120 kg/m³ de ciment et 130 kg/m³ de filler correspondant à la formule F3. L'épaisseur de la couche est d'environ 30 cm, ce qui correspond à un volume de 171.5 m³ mis en place avec une teneur en eau théorique d'environ 6,0%.

Une bande d'une largeur de 50 cm, sur le parement amont du barrage est traitée avec du BCR enrichi au coulis (C/E = 1), dosé à 20 litres/ml. Concernant le parement aval, une bande d'une largeur de 50 cm a subi le même traitement que le parement amont avec un dosage de 20 litres/ml.

Quatre thermosondes ont été placées au cœur du massif expérimental au niveau de la couche C1 afin d'étudier l'élévation de température dans le massif en BCR.

La surface de reprise de la couche précédente a été considérée comme un joint froid (mise en place de la couche après pratiquement 24 heures).

- **Couche C2**

Cette couche a été réalisée avec un BCR dosé à 120 kg/m³ de ciment et 120 kg/m³ de filler correspondant à la formule F4. L'épaisseur de la couche est d'environ 30 cm ce qui correspond à un volume de 153.5 m³ mis en place avec une teneur en eau théorique d'environ 5,9%.

Une bande d'une largeur de 50 cm, sur le parement amont du barrage, a été traitée avec du BCR enrichi au coulis (C/E = 1), dosé à 20 litres/ml. Concernant le parement aval, une bande d'une largeur de 50 cm a subi le même traitement que le parement amont avec un dosage de 20 litres/ml.

La surface de reprise de la couche précédente a été considérée comme un joint chaud (mise en place de la couche après 1h20) avec traitement au mortier (0/5 mm) étalé dans la partie amont sur une bande de 6.50 m de largeur.

- **Couche C3 :**

Cette couche a été réalisée avec un BCR dosé à 120 kg/m^3 de ciment et 150 kg/m^3 de filler correspondant à la formule F5. L'épaisseur de la couche est d'environ 30 cm, ce qui correspond à un volume de 164 m^3 mis en place avec une teneur en eau théorique d'environ 6,1%.

Une bande d'une largeur de 50 cm, sur le parement amont du barrage, a été traitée avec du BCR enrichi au coulis ($C/E = 1$), dosé à 15 litres/ml. Concernant le parement aval, une bande d'une largeur de 50 cm a subi le même traitement que le parement amont avec un dosage de 15 litres/ml.

La surface de reprise de la couche précédente a été considérée comme un joint chaud (mise en place de la couche après 7h00) avec traitement au mortier (0/5 mm) étalé dans la partie amont sur une bande de 6.50 m de largeur.

Lors du compactage, il a été constaté un matelassage avec remontée de laitance dans certaines zones. Le phénomène de ségrégation a pratiquement disparu.

- **Couche C4 :**

Cette couche a été réalisée avec un BCR dosé à 120 kg/m^3 de ciment et 120 kg/m^3 de filler correspondant à la formule F6. L'épaisseur de la couche est d'environ 30 cm ce qui correspond à un volume de 171 m^3 mis en place avec une teneur en eau théorique d'environ 6,1%.

Une bande d'une largeur de 50 cm, sur le parement amont du barrage, a été traitée avec du BCR enrichi au coulis ($C/E = 1$), dosé à 15 litres/ml. Concernant le parement aval, une bande d'une largeur de 50 cm a subi le même traitement que le parement amont avec un dosage de 15 litres/ml.

La surface de reprise de la couche précédente a été considérée comme un joint chaud (mise en place de la couche après un temps inférieur à 1h00) avec traitement au mortier (0/5 mm) étalé dans la partie amont sur une bande de 6.50 m de largeur.

- **Couche C5**

Cette couche a été réalisée avec un BCR dosé à 120 kg/m^3 de ciment et 150 kg/m^3 de filler correspondant à la formule F7. L'épaisseur de la couche est d'environ 30 cm ce qui correspond à un volume de 160.92 m^3 mis en place avec une teneur en eau théorique d'environ 6,3%.

Une bande d'une largeur de 50 cm, sur le parement amont du barrage, a été traitée avec du BCR enrichi au coulis ($C/E = 1$), dosé à 15 litres/ml. Concernant le parement aval, une bande d'une largeur de 50 cm a été traitée avec le BCV.

La surface de reprise de la couche précédente a été considérée comme un joint froid (mise en place de la couche après pratiquement 52 heures) avec traitement au mortier (0/5 mm) étalé sur toute la surface de la levée.

Lors du compactage, il a été constaté un matelassage avec remontée de laitance dans certaines zones. Le phénomène de ségrégation a pratiquement disparu.

- **Couche C6 :**

Cette couche a été réalisée avec un BCR dosé à 120 kg/m^3 de ciment et 120 kg/m^3 de filler correspondant à la formule F8. L'épaisseur de la couche est d'environ 30 cm ce qui correspond à un volume de 163 m^3 mis en place avec une teneur en eau théorique d'environ 6,4%.

Une bande d'une largeur de 50 cm, sur le parement amont du barrage, a été traitée avec du BCR enrichi au coulis ($C/E = 1$), dosé à 10 litres/ml. Concernant le parement aval, une bande d'une largeur de 50 cm a été traitée avec le BCV.

La surface de reprise de la couche précédente a été considérée comme un joint chaud (mise en place de la couche après un temps inférieur à 1h00) avec traitement au mortier (0/5 mm) étalé dans la partie amont sur une bande de 6.50 m de largeur.

- **Couche C7 :**

Cette couche a été réalisée avec un BCR dosé à 120 kg/m^3 de ciment et 130 kg/m^3 de filler correspondant à la formule F10. L'épaisseur de la couche était d'environ 30 cm ce qui correspond à un volume de 158 m^3 mis en place avec une teneur en eau théorique d'environ 6,1%.

Une bande d'une largeur de 50 cm, sur le parement amont du barrage, a été traitée avec du BCR enrichi au coulis ($C/E = 1$), dosé à 10 litres/ml. Concernant le parement aval, une bande d'une largeur de 50 cm a été traitée avec le BCV.

La surface de reprise de la couche précédente a été considérée comme un joint froid (mise en place de la couche après pratiquement 22 heures) avec traitement au mortier (0/5 mm) étalé sur toute la surface de la levée.

• Couche C8 :

Cette couche a été réalisée avec un BCR dosé à 120 kg/m³ de ciment et 130 kg/m³ de filler correspondant à la formule F9. L'épaisseur de la couche est d'environ 30 cm ce qui correspond à un volume de 156 m³ mis en place avec une teneur en eau théorique d'environ 6,0%.

Une bande d'une largeur de 50 cm, sur le parement amont du barrage, a été traitée avec du BCR enrichi au coulis (C/E = 1) sans adjuvant, dosé à 10 litres/ml. Concernant le parement aval, une bande d'une largeur de 50 cm a été traitée avec le BCV.

La surface de reprise de la couche précédente a été considérée comme un joint chaud (mise en place de la couche après moins de 8h) avec traitement au mortier (0/5 mm) étalé dans la partie amont sur une bande de 6.50 m de largeur.

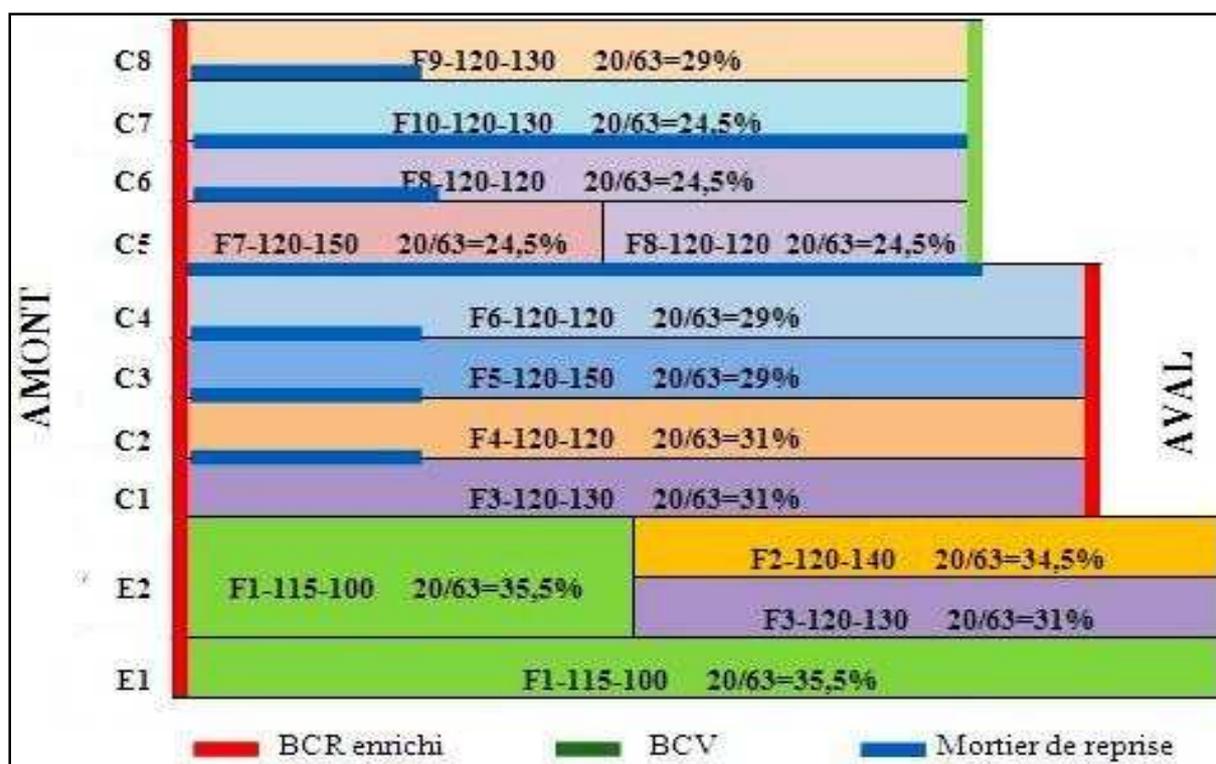


Figure 38- Schéma représentatif de la planche d'essais

Plusieurs types de composition ont été étudiés en fonction du dosage en ciment et filler et la composition du squelette granulaire.

La composition de chaque formulation testée sur le massif est donnée par le tableau -22 suivant :

Avec

C : composition

F : formulation

Tableau 22- formulations testées sur le massif expérimental

C F	Ciment (kg/m ³)	Filler (kg/m ³)	Eau totale (l/m ³)	Eau libre (l/m ³)	Sable (0/5) (kg/m ³)	Gravier (0/20) (kg/m ³)	Gravier (20/63) (kg/m ³)
F1	115	99	134,5	92,0	767,9	532,3	796,3
F2	120	143,1	138,3	96	746,6	532,3	773,9
F3	120	131,2	138,6	96	741,7	616,9	690,8
F4	120	120,6	136,5	93,6	754,4	618,6	692,8
F5	120	148,7	139,1	96	752,3	632,6	646,2
F6	120	120,2	139,3	96	762,9	649,9	646,2
F7	120	147,6	144,7	102	704,8	770	542,1
F8	120	119,4	145,5	102	732,2	770	542,1
F9	120	131,2	138,9	96	741,7	661	646,2
F10	120	131,1	139,7	96	741,7	760,1	546

L'analyse des différentes courbes pour chaque formulation fait ressortir quatre lots de formulations en fonction du pourcentage des proportions des agrégats formant le squelette de la composition. Il s'agit de:

- Lot 1 : Sable (0-5 mm) = 35-36%, Grapiers moyens (5-20 mm) = 24% et Gros Grapiers (20-63 mm) = 34,5-35,5%.
- Lot 2 : Sable (0-5 mm) = 35-35,5%, Grapiers moyens (5-20 mm) = 28% et Gros Grapiers (20-63 mm) = 31%.
- Lot 3 : Sable (0-5 mm) = 35-36%, Grapiers moyens (5-20 mm) = 29-30% et Gros Grapiers (20-63 mm) = 29%.
- Lot 4 : Sable (0-5 mm) = 33,5-35%, Grapiers moyens (5-20 mm) = 34,5-35% et Gros Grapiers (20-63 mm) = 24,5%.

Les formules théoriques des Lot 1, Lot 2 et Lot 3 sont les plus proches et les plus fidèles par rapport à la courbe de référence. Dans le Lot 1, la présence en grand pourcentage des gros

agrégats crée d'important phénomène de ségrégation des matériaux au chargement et à la mise en place sur la levée. Ce phénomène de ségrégation diminue progressivement en baissant le pourcentage des gros agrégats.

Par ailleurs, les formules du Lot 4 sont très proches de la limite du fuseau avec d'important risque d'obtenir des mélanges hors fuseau pendant la production industrielle.

Par conséquent, au point de vue fidélité du squelette de la composition et au regard de la ségrégation, il est préférable d'avoir un mélange le plus homogène possible en restant au niveau des formules des Lots 2 et 3.

V.3.2.3. Contrôles et essais sur le BCR

Des essais au laboratoire ainsi que des essais insitu seront conduits sur le BCR, s'ajoutant à une attention toute particulière donnée au contrôle continue de la planche d'essais :

- Mesure de la température du BCR frais.
- Mesure du temps VEBE.
- Détermination de courbes « densité sèche-teneur en eau »,
- Un essai simple à l'iguille PROCTOR.
- Prise d'échantillons pour essais mécaniques à raison d'un échantillon pour chaque couche. Chaque échantillon permettra la confection de 8 éprouvettes 16x32cm, pour des mesures de Rc à 7, 28, 90 jours.

Quelques éprouvettes supplémentaires seront confectionnées pour effectuer une fois par semaine 4 essais Brésiliens (deux à 28 jours, deux à 90 jours) et 4 essais de compression (deux à 6 mois, deux à 365 jours).

- Examen visuel à la mise en œuvre. Une attention particulière sera portée aux phénomènes de ségrégation aux différentes étapes de déversement et de régilage.
- Mesure de la température dans le corps du massif à l'aide de 4 sondes de température implantées à la liaison entre la première et la deuxième couche.
- Mesure de la densité et la teneur en eau in situ pour chaque couche, en 10 points, à l'aide du gamma densimètre « TROXLER », à l'issue du compactage.

Après vieillissement du massif d'une durée qui reste à préciser en fonction notamment des résultats des écrasements des éprouvettes à 7j et éventuellement à 28j, on réalisera une série de sondages permettant le prélèvement de carottes de 150 mm de diamètre. Il est prévu un

total de 4 sondages verticaux de 3,4m. Lors de l'exécution de ces sondages, il sera apporté un soin tout particulier pour ne pas altérer ou détruire la qualité des reprises entre couches. Les carottes extraites feront l'objet de mesures de la densité, de la porosité, de la vitesse sonique et de la résistance à la compression simple, à la traction et au cisaillement.

Dans les forages on effectuera de façon systématique des essais d'eau de type Lefranc (basse pression = 1 bar, longue durée = 24 heures), puis des essais type Lugeon (pression = 10 bars).

V.3.2.4. Résultats d'essais et interprétation

Les résultats obtenus des essais réalisés sur chaque formulation sont donnés par le tableau suivant : (les écrasements à 90j et le prélèvement des carottes ne sont pas encore effectués)

Tableau 23- résultats d'essais réalisés sur la planche d'essais

Référence	Composition%				Temps VEBE (s)	Masse volumique humide kg/m ³	Température du béton en °C	Température Extérieure en °C	Résultats d'écrasement en MPa		Résistance à la traction en MPa
	Filler	Sable 0-5 mm	Gravier 5-20 mm	Gravier 20-63 mm					07j	28j	
E1 F1-115-100	4.5	36	24	35	21	2418	16.4	19.6	7.7	9.7	1.1
E2 F1-115-100	4.5	36	24	35	20	2409	17.8	20.6	8.3	11.1	1.5
E2 F2-120-140	6.5	35	24	34.5	20	2400	19.8	24.9	8.9	10.9	1.3
E2 F3-120-130	6	35	28	31	21	2421	19.7	25.5	9.7	11.6	1.4
C1 F3-120-130	6	35	28	31	21	2403	17	20	9.4	12.9	1.6
C2 F4-120-120	5.5	35.5	28	31	21	2412	19	27	10.9	13.5	1.7
C3 F5-120-150	6.8	35.5	28.7	29	20	2407	17.5	13.5	7.3	10.4	1.1
C4 F6-120-120	5.5	36	29.5	29	21	2413	14	11	7.7	10.4	1.4
C5 F7-120-150	6.8	33.5	35.2	24.5	17	2425	16.4	18.5	7.6	9.5	1.0
C5 F8-120-120	5.5	34.8	35.2	24.5	19	2413	17	18.5	7.4	9.9	1.3
C6 F8-120-120	5.5	34.8	35.2	24.5	19	2413	17	18.5	7.3	10.4	1.2
C7 F10-120-130	6	35	34.5	24.5	20	2419	16	14	8.1	10.4	3.9
C8 F9-120-130	6	35	30	29	20	2421	17	18	7.2	9.5	1.3

En l'absence des résultats d'écrasement à 90j, et en se basant sur les résistances développées par le BCR à 7j et à 28j, on constate clairement que la formulation 120-120 testée à plusieurs reprises sur le massif expérimental donne des résultats satisfaisants à 28j, en particulier la formulation « **C2 F4-120-120, 20/63=31%** » testée sur la deuxième couche du massif qui donne :

- $R_{c_{28j}} = 13,5 \text{ MPa}$
- $R_{t_{28j}} = 1,7 \text{ MPa}$

En Algérie, 4 barrages en BCR ont déjà été réalisés dans le passé, il s'agit de Koudiate Acerdoune (Bouira), Tichy Haft (Béjaia), Beni Haroune (Mila) et Boussiaba (El Milia).

A Boussiaba, la digue a été réalisée avec un BCR sans Filler dosé à 150kg/m^3 avec un superplastifiant et un retardateur de prise. L'absence des Filler est justifiée par la présence d'une quantité suffisante de fines dans le sable utilisé, et l'utilisation d'un retardateur de prise est due à l'exécution des travaux pendant une saison sèche.

A Koudiate Acerdoune, le même cocontractant que le barrage Tabellout a utilisé la formulation 120-120 avec un superplastifiant.

L'incorporation d'un superplastifiant pour la formulation retenue dans le cadre de la réalisation de la digue en BCR du barrage Tabellout est fortement recommandée, ceci augmenterait la viscosité du béton frais et par conséquent sa maniabilité, diminuerait le risque de voir le mélange se ségréger pendant la mise en œuvre, minimiserait le matelassage et la remontée de laitance.

Par contre, l'ajout de ce type d'adjuvant pour un volume qui n'est pas très loin d'un million de mètres cubes, discuterait fortement l'aspect économique du projet et présenterait l'inconvénient majeur du coût (augmentation de l'ordre de 11% de la facture globale du marché).

V.3.3. parements amont et aval de la digue

- **Parement amont** : Il sera réalisé en BCR enrichi dosé à 10 l/ml de coulis (C/E=1) sur une épaisseur de 50 cm. Les essais de perméabilité des échantillons prélevés sur carotte confirmeront la formulation retenue.
- **Parement aval non déversant** : Il sera également réalisé en BCR enrichi dosé à 10 l/ml de coulis (C/E=1) sur une épaisseur de 50 cm.

- **Parement aval déversant en marches d'escalier** : Il sera réalisé en béton conventionnel, formulé comme suivant :

Ciment : 300 kg/m³

Eau : 185 litres

Agrégats: 906 kg/m³ sable 0/3, 175 kg/m³, 3/8, 451 kg/m³, 8/15 et 395 kg/m³, 15/25

Adjuvant (super plastifiant) : 2,9 litre/m³

E/C : 0.6

V.3.4. Mise en place du BCR

V.3.4.1. Transport

- **Accès au barrage**

Le BCR sera transporté de la centrale jusqu'au barrage au moyen d'un tapis convoyeur de type ROTEC d'une longueur de 830 m. La distribution sur le barrage sera réalisée soit par le crawler placer, soit par dumpers articulés de types Cat 735 ou rigides de type Cat 769.

De plus un système de pistes évolutives permettra l'accès au barrage, en particulier pour les engins d'entretiens et de ravitaillement en carburant. Ce système d'accès sera établi à partir des niveaux d'accès réalisés en phase d'excavation et intégré aux dispositions prévues par les plans d'excavation. Ce réseau sera maintenu sur les deux rives de l'ouvrage.

Pour réduire les risques liés à la pollution des surfaces, les dix derniers mètres des pistes d'accès seront empierrés et les roues d'engins accédants à la digue seront systématiquement nettoyées par jet d'eau avant de pénétrer sur la surface de BCR.

Pour l'exécution de la planche d'essais, la bande transporteuse « ROTEC » qui était en cours d'installation n'a pas pu être testée, le BCR a été livré par camions VOLVO de 15 m³. Une partie de la plateforme a été revêtue d'une couche de roulement, évitant ainsi la salissure des roues des camions et par conséquent la pollution éventuelle du BCR sur la levée.

- **Distribution du BCR sur la digue**

Le positionnement du convoyeur ROTEC sera étudié de façon à optimiser son emploi pour la distribution directe du BCR. Les camions accéderont à la levée en cours en reculant et déverseront le BCR sur cette couche en cours. Si le roulage doit se faire sur le BCR frais, le trafic sera organisé de façon à répartir au mieux les zones de roulages des dumpers.

V.3.4.2 Préparation des surfaces

- **Préparation de la fondation et des rives**

Les surfaces de fondation, en fond de vallée comme en rives, seront couvertes du BCR enrichi. En fond de vallée, le BCR enrichi sera mis en place sur une surface préalablement nivelée par du béton de propreté ou du béton de remplissage et la mise en place du BCR enrichi ne commencera que lorsqu'une plate-forme de 10m x40m au minimum sera disponible.

Sur les rives, la préparation du rocher consistera en un nettoyage soigné, avec lavage si nécessaire.

- **Préparation des surfaces entre couches**

Avant la mise en œuvre d'une levée, les surfaces destinées à recevoir ces levées ne devront comporter aucune substance ou matériau indésirable, tel qu'un béton de mauvaise qualité, mal compacté, détérioré, trop humide, ségrégué, poussières, argiles, huiles ou produits pétroliers.

Dans toutes les zones où le BCR est répandu sur un mortier de liaison, cette opération devra être achevée avant que le mortier de liaison n'ait commencé sa prise et dans tous les cas dans un délai n'excédant pas 45 minutes après son gâchage.

Quel que soit le procédé utilisé pour la préparation d'une surface, toutes dispositions devront être prises pour que ce procédé n'entraîne pas le déchaussement des agrégats du BCR mais enlève uniquement toute la laitance présente sur la partie supérieure des agrégats de surface. Toutes ces opérations de préparation de surface devront, comme indiqué plus haut dans le cas d'une couche de mortier de reprise, être réalisées juste avant la mise de la prochaine couche de BCR. Pour l'évacuation des substances indésirables situées sur une surface de reprise, un véhicule équipé d'un système de nettoyage par aspiration devra être mis à disposition sur le barrage pendant toute la durée des travaux, depuis leur démarrage jusqu'à leur achèvement complet.

Si des substances nuisibles ou de nature à compromettre la qualité de la liaison entre levées (telles que huiles, fuel, produits de cure, peintures) ont contaminé, depuis la surface d'une levée, une partie du BCR de celle-ci, ce BCR devra être enlevé et remplacé par du BCR frais et sain mis en œuvre sur une couche de mortier et soigneusement compacté avant la mise en place de la levée suivante. Les surfaces de toutes les levées présenteront une pente permettant d'assurer l'évacuation aisée des eaux de lavage et de pluies.

- **Facteur de maturation (indice DT)**

La qualité des joints horizontaux dépend de la maturité de la couche précédente mise en place. Lorsque le béton a fait prise, les granulats ne peuvent plus pénétrer dans la couche inférieure, dans ce cas, il n'y a pratiquement plus de liaison mécanique ni chimique entre ces deux couches. Le facteur de maturité (appelé DT) est défini par la durée d'exposition multipliée par la température moyenne au cours de cette période.

Au-dessous d'un certain seuil on considère une reprise chaude « joint chaud », au-dessus d'un autre seuil on considère une reprise froide « joint froid » et entre les deux on considère une reprise tiède « joint tiède ».

L'exploitation des résultats des différents essais ont donné un facteur de maturation moyen pour les joints chauds de 117°C.H, arrondi à 120°C.H, soit une durée d'exposition de 6 h 35 mn pour une température moyenne ambiante à la surface de la levée du BCR de 18,5°C.

Concernant le seuil du joint froid, à partir duquel on considère que la liaison mécanique sans traitement par mortier n'est plus possible, le facteur de maturation est d'environ 240°C.H, soit une durée d'exposition de 12h pour une température moyenne ambiante à la surface de la levée du BCR de 20°. Entre ces deux seuils, le joint est considéré tiède.

Les seuils définis ci-dessus pourront être modifiés en fonction de l'incorporation d'un retardateur de prise dans le BCR. Un ajustement à la hausse pourra toutefois être considéré en cas d'incorporation d'un retardateur en quantité suffisante.

- **Nettoyage**

Le nettoyage sera effectué au moyen d'un camion aspirateur. Ce camion sera équipé de lances à eau sous pression (5/6 bars), de balais latéraux, d'une rampe arrière d'aspiration et d'un tube d'aspiration. Des ouvriers munis de balais et de tuyaux d'eau compléteront l'atelier de nettoyage.

- **Mortier de liaison**

Le mortier de liaison sera livré sur place par camion malaxeur. Selon la configuration, il sera étalé soit par une mini-pelle équipée d'une lame en caoutchouc, soit par des ouvriers équipés de râpeaux.

L'épaisseur de mortier, pour des raisons techniques, a été réduite de 2 cm à 1 cm.

Le mortier de liaison sera recouvert du BCR dès que possible de façon à éviter sa dessiccation. Il sera maintenu humide, si nécessaire, par envoi d'eau pulvérisée ou par brumisation.

V.3.5. mise en œuvre du BCR

- **Régalage et compactage**

Le BCR sera répandu d'une rive vers l'autre, en bandes parallèles au moyen de bouteurs de type Caterpillar D6. Ces bouteurs seront équipés de chenilles à tuiles plates et utiliseront un système de guidage laser ou GPS.

Le compactage est assuré par des rouleaux vibrants bille lisse, le recouvrement entre bandes sera de 25 cm et la vitesse maximum des compacteurs est de 2,5 km/h.

- **Cure**

La cure à l'eau d'une couche de BCR commencera immédiatement et continuera jusqu'à ce que cette couche soit recouverte. La cure sera obtenue en créant un brouillard d'eau, au moyen d'une ligne de brumisation installée sur les coffrages amont et aval, fonctionnant en permanence et diffusant un brouillard d'eau.

Des ouvriers équipés de lances air/eau compléteront le dispositif.

- **Disposition en cas de pluie intense**

En cas de pluie intense, la mise en place du BCR sera arrêtée et les opérations suivantes seront exécutées :

- Arrêt de la fabrication du BCR.
- Couverture de tout le mortier de liaison, s'il y a lieu par le BCR.
- Fermeture immédiate de toute la surface du BCR exposée.
- Achèvement du compactage jusqu'à l'intensité requise.
- Lorsque la pluie aura cessé, la surface de la couche sera nettoyée et l'eau en excès enlevée avec le camion aspirateur.

V.4. Système d'étanchéité

En règle générale et sauf à dépenser beaucoup d'argent pour cela, le béton compacté au rouleau n'a pas une imperméabilité suffisante pour garantir l'étanchéité, à cause de sa faible teneur en ciment, de ce fait, il faut prévoir un système d'étanchéité du parement du barrage.

Le système d'étanchéité amont prévu dans le cas du barrage Tabellout comprend :

- un dispositif d'étanchéité du parement amont, constitué d'un parement en BCR enrichi, et des joints waterstops.
- un voile d'injection en fondation, réalisé à partir d'une galerie de pied dans l'ouvrage.

V.4.1. Dispositif d'étanchéité du parement amont :

Le dispositif d'étanchéité est constitué d'un parement amont réalisé en BCR enrichi dont l'épaisseur horizontale est de 0,5 m.

Les joints horizontaux sont traités au mortier sur une longueur qui varie entre trois (3) et six (6) mètres, comme l'indique le schéma ci après :

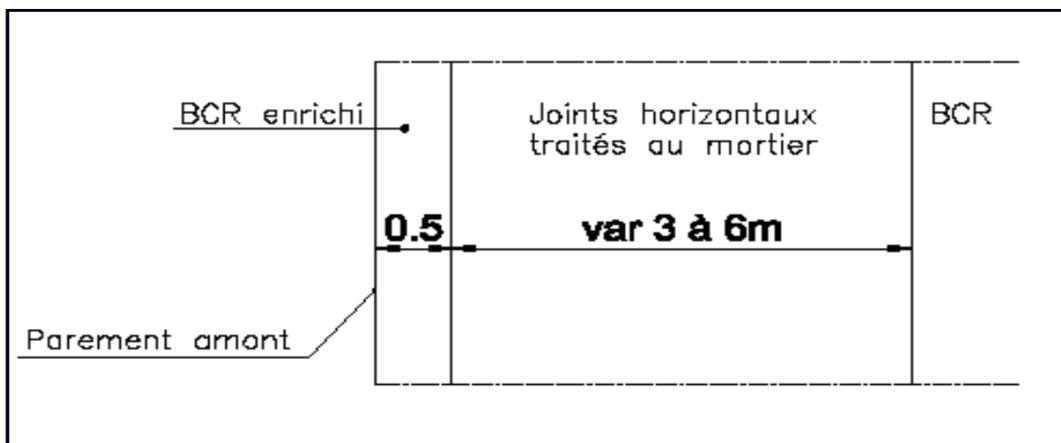


Figure 39- Conception de l'étanchéité du parement [7]

V.4.2. Voile profond d'étanchéité

Les essais Lugeon, et les mesures piézométriques confirment que le rocher constituant le substratum est peu perméable, ce qui conduit à concevoir un voile d'étanchéité et des dispositifs de drainage de la fondation.

Le voile est de type mono linéaire incliné vers l'amont, d'une profondeur de 40 m en fond de vallée et de 60 m sur les rives de façon à recouper largement les niveaux piézométriques les plus bas.

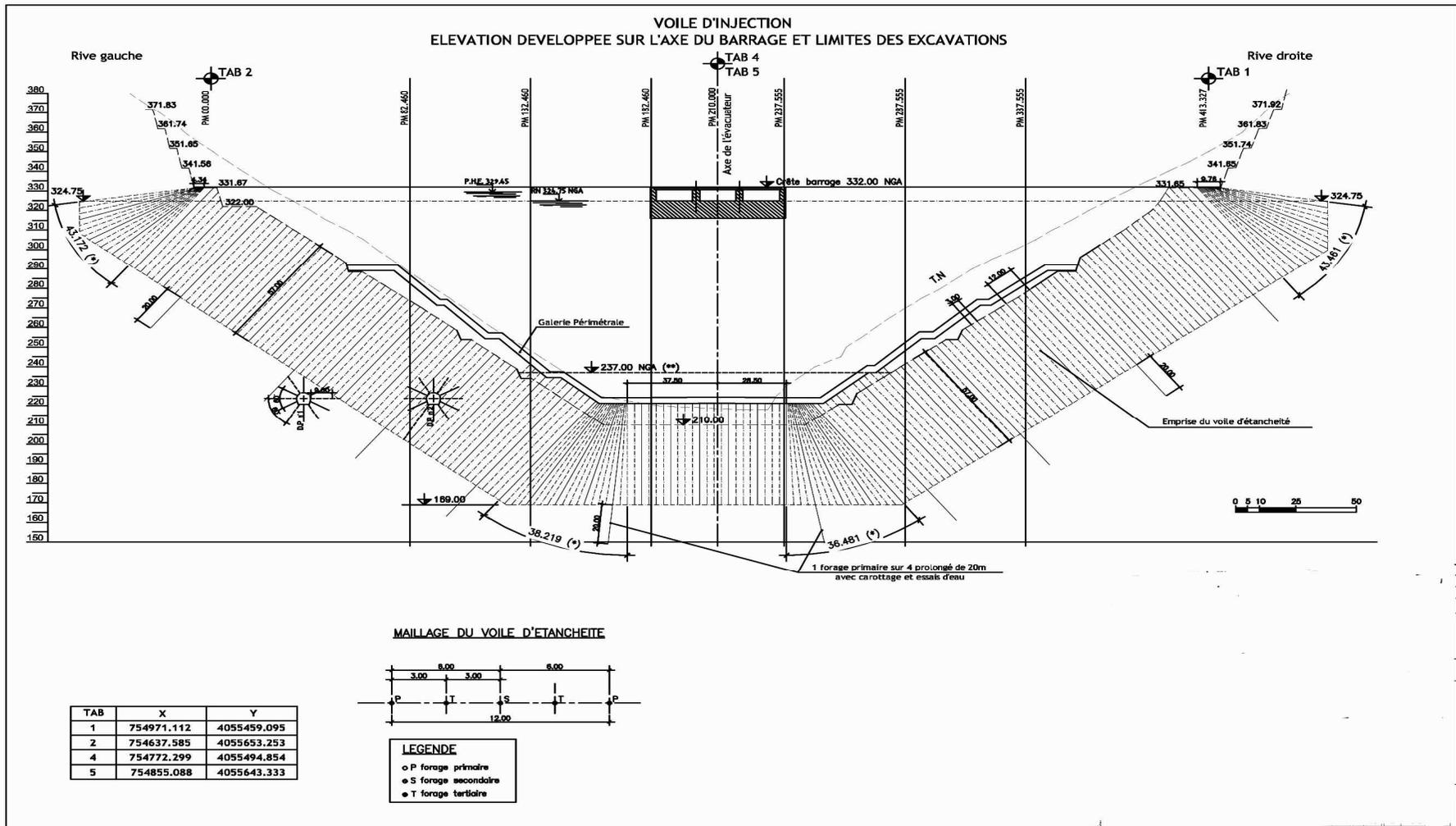


Figure 40- Conception du voile d'étanchéité

Les injections sont majoritairement réalisées depuis les galeries. Ces injections ainsi que le drainage ont été dédoublés en partie basse de l'ouvrage.

Les pressions d'injection en fonction de la profondeur sont données dans le tableau suivant :

Tableau 24- Les pressions d'injection en fonction de la profondeur [7]

Profondeur (m)	Pressions d'injection (bars)
0 à 3	2
3 à 6	5
6 à 9	9
12 à 15	13
15 à 20	17
20 à 25	21
25 à 30	25
au delà de 30 m	30

V.5. Voile et galeries de drainage

Trois (3) galeries de drainages sont prévues dans le corps du barrage, ces galeries seront prolongées dans les appuis sur un linéaire de 80 m environ, permettant ainsi un drainage gravitaire entre celles-ci.

Un voile de drainage composé essentiellement de drains forés en remontant, est prévu dans le corps du barrage, il doit permettre d'éviter toute mise en pression de l'eau présente dans le corps du barrage, et de faire face au modification de piézométrie induite par un séisme.

Ce voile de drainage vertical (représenté sur la figure ci après) atteindra la profondeur de 40 m en fond de vallée et 60 m sur les rives, l'espacement des drains sera de l'ordre de 3m, étant donnée la faible perméabilité supposée de la fondation.

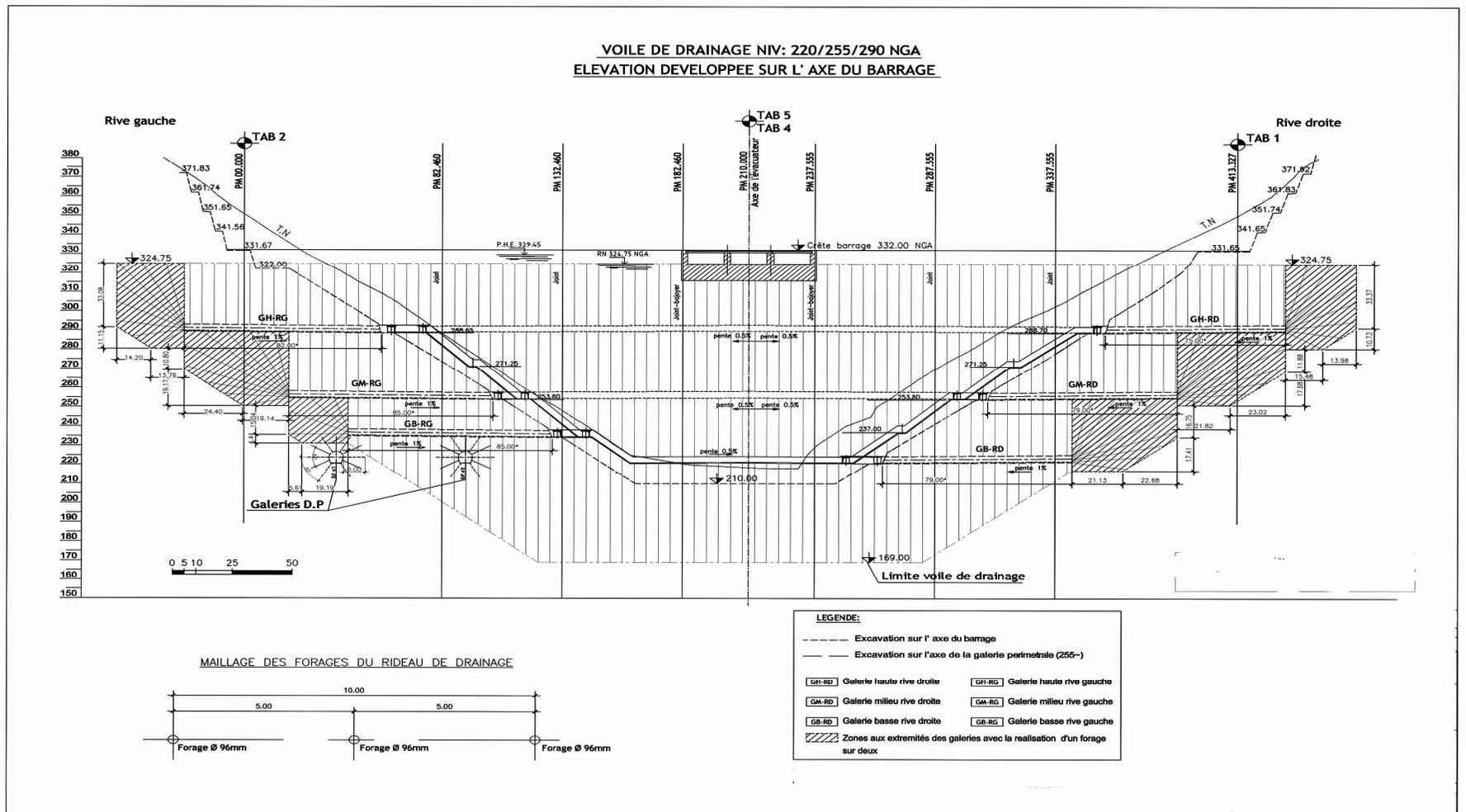


Figure 41- conception du voile de drainage

V.6. Traitement de consolidation

Le rocher de Tabellout est naturellement micro-fissuré et desserré, à cause de la faille du chevauchement de Petite Kabylie, et des détériorations potentielles suite aux excavations du barrage. Cela conduit à la nécessité d'un traitement systématique pour améliorer la qualité du Substratum (module et caractéristiques du rocher)

Sous la totalité de l'emprise du barrage, un traitement de consolidation est prévu sur une profondeur de quinze (15) mètres avec une maille d'un forage tous les 12,5 m². Ce traitement a pour but de remplir les fissures naturelles et ouvertes par les travaux de terrassement des fouilles.

Compte tenu des incertitudes sur la fracturation du rocher et sa perméabilité, on ne peut pas déterminer les quantités de coulis absorbées, cependant, elle devra être relativement faibles eu égard à la profondeur des fouilles qui devrait permettre d'atteindre un rocher peu perméable.

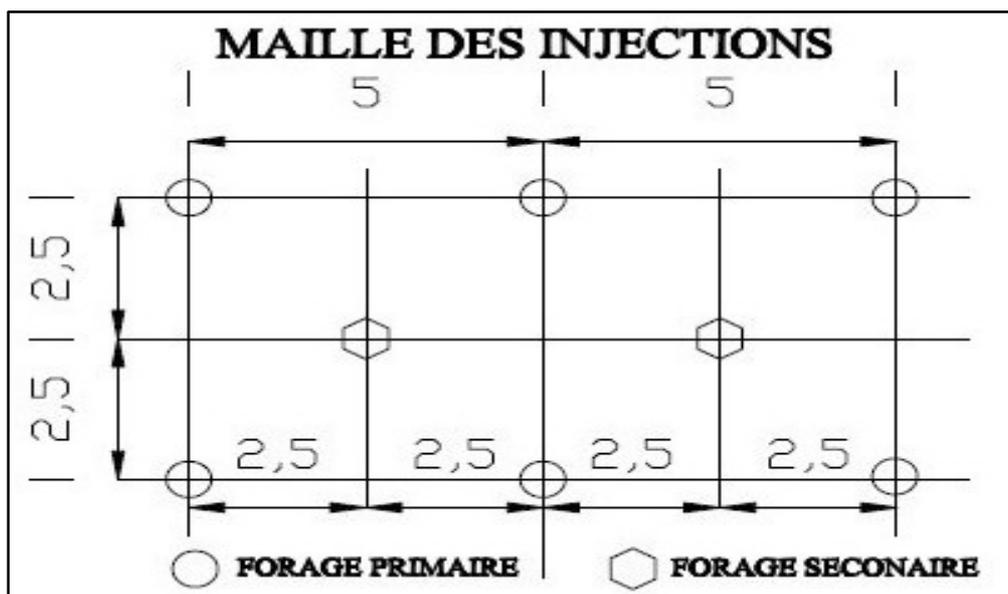


Figure 42- Le maillage des injections [7]

V.7. Ceinture parasismique

Une ceinture parasismique est mise en place en partie haute de l'ouvrage afin d'éviter les déplacements différentiels trop importants entre plots adjacents (effet piano).

Cette dernière est fortement armée avec soixante-quatre barres en acier de diamètre 32 mm (64 HA32).

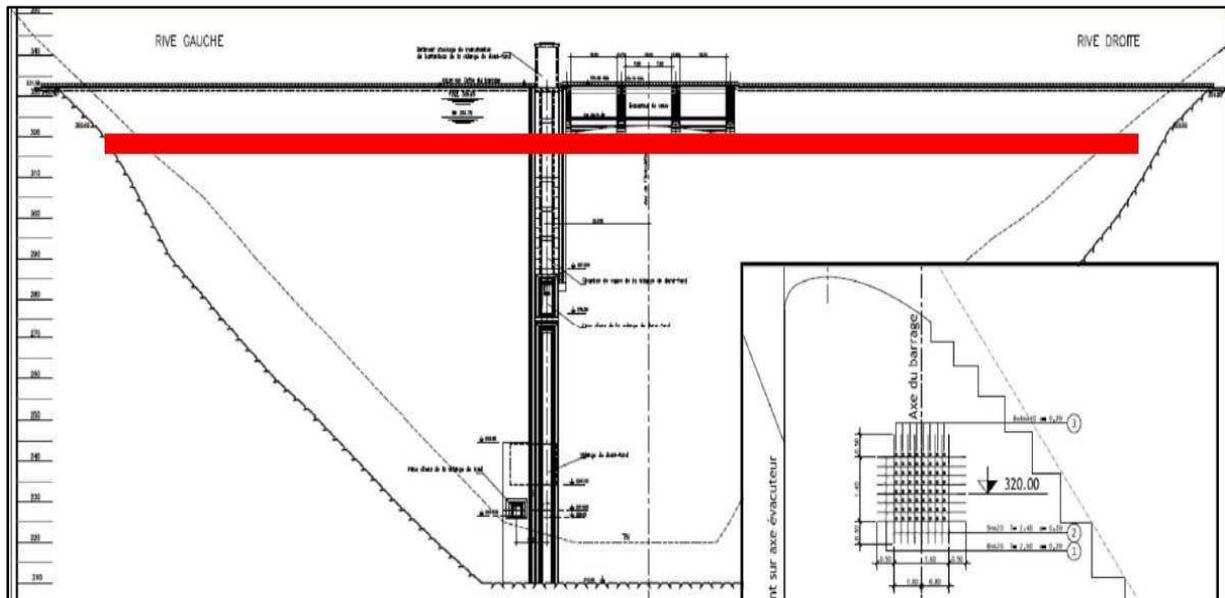


Figure 43- schéma de la ceinture parasismique [7]

V.8.Conclusion :

Avant de mettre en place le BCR, on doit fixer la formulation à utiliser, cette dernière passe par plusieurs étapes.

La planche d'essais réalisée sur le chantier, considérée comme l'étape la plus importante conduisant à la détermination de la formulation, nous a permis d'avoir un idée générale sur les caractéristiques physico-mécaniques du BCR.

Plusieurs techniques ont été additionnées dans la réalisation du barrage, afin d'améliorer ces caractéristiques. En effet, le voile d'étanchéité, le voile de drainage et les galeries de drainage réduisent les pressions interstitielles dans le corps du barrage et sous sa fondation. Les injections de consolidation augmentent la densité du rocher et sa rigidité.

Chapitre VI :
Etude de stabilité

VI.1. Introduction

Un barrage poids assure sa stabilité grâce à son propre poids, qui doit être suffisante pour qu'il ne glisse pas sur sa fondation et ne bascule pas autour de l'arrête avale.

Dans ce chapitre on présentera une étude statique et dynamique des barrages poids, une étude de stabilité vis-à-vis au glissement et au renversement, puis on donnera une approche numérique à l'aide du logiciel Plaxis 2D, et on terminera par une étude de la voute.

VI.2. Calculs statiques des barrages poids

On souhaite obtenir quelques ordres de grandeur des dimensions du barrage permettant à ce dernier d'être stable sous chargement statique, pour cela, on s'intéresse à un barrage purement triangulaire par souci de simplification.

On peut calculer, pour un barrage triangulaire, rempli jusqu'au sommet :

- la condition de non-glissement.
- la condition de non-fissuration (condition de Maurice Levy).
- la condition de non-propagation de la fissuration (condition d'Hoffman).

On suppose que la section étudiée est partiellement fissurée (Soit α la portion de section fissurée) et que s'établit dans cette fissure la pleine sous-pression (égale à la charge de la retenue).

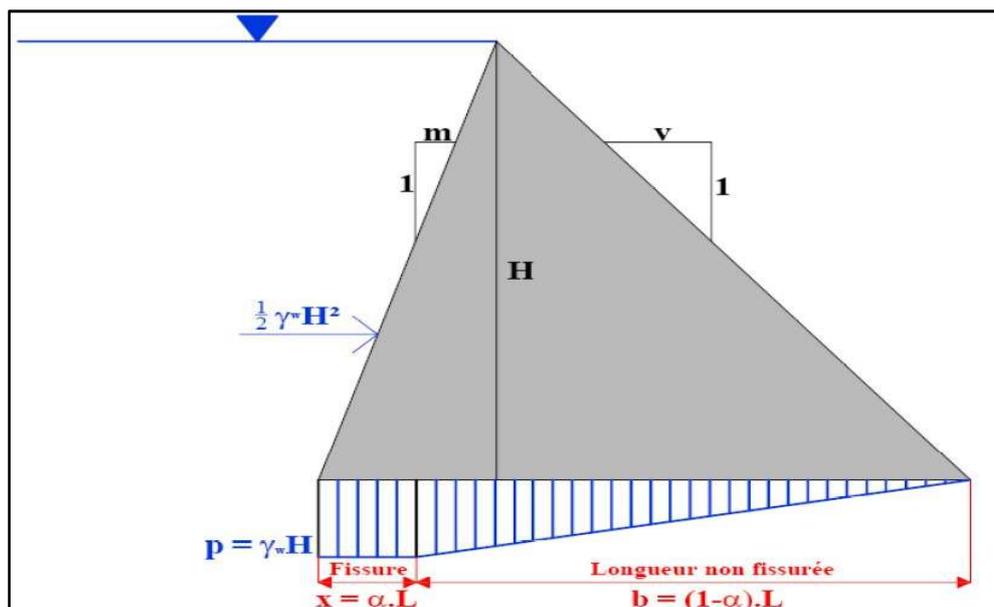


Figure 44- Barrage triangulaire rempli jusqu'au sommet, calcul théorique [12]

Soit H la hauteur du barrage, v le fruit aval, m le fruit amont (le fruit désigne l'inverse de la pente du parement), γ_b le poids volumique du béton, et γ_w le poids volumique de l'eau.

On appelle F la résultante verticale descendante, M le moment résultant par rapport au parement aval, L la longueur totale de la section à la base, x la longueur fissurée de la section, et b la longueur non fissurée de la section. Ces paramètres sont reliés par les relations suivantes :

- Longueur totale de la section de la base :

$$L = (m + V)H \dots\dots\dots 1$$

- Longueur non fissurée de la base :

$$b = (1 - \alpha)(m + V)H \dots\dots\dots 2$$

- La résultante des forces verticales descendante :

$$F = \frac{1}{2}\gamma_b \cdot (m + V)H^2 - \left(\frac{1}{2} + \frac{\alpha}{2}\right) \gamma_w (m + V)H^2 + \frac{1}{2}\gamma_w mH^2 \dots\dots\dots 3$$

- Le moment résultant par rapport au parement aval (poids propre du béton, sous-pressions, poussée horizontale de la retenue) :

$$M = -\gamma_w \frac{H^3}{6} + \gamma_w \left(\frac{mV}{2} + \frac{m^2}{3}\right) H^3 + \gamma_b \left(\frac{1}{3}V^2 + \frac{1}{2}mV + \frac{1}{6}m^2\right) H^3 - \left[\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) + \frac{1}{3}(1 - \alpha)^2\right] \gamma_w (m + V)^2 \cdot H^3 \dots\dots\dots 4$$

VI.2.1. Calcul de la contrainte amont et de la contrainte aval

On fait l'hypothèse de Navier-Bernoulli d'une répartition linéaire de la contrainte normale verticale de réaction entre l'amont et l'aval.

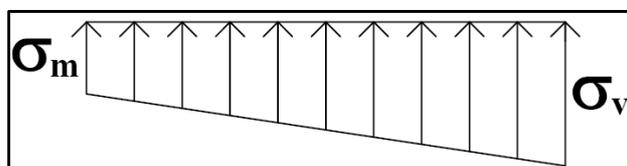
On note σ_m la contrainte amont exercée par la fondation sur le barrage.

σ_v la contrainte aval exercée par la fondation sur le barrage.

On prend ces contraintes positives en compression. On appelle « S » l'abscisse comptée positivement depuis l'aval.

On écrit l'équilibre en résultante et l'équilibre en moment, et on résout un système linéaire de deux équations à deux inconnues [12] :

$$\sigma(S) = \sigma_v + \frac{S}{b}(\sigma_m - \sigma_v)$$



$$F = \int_0^b \sigma(S) ds \Rightarrow F = b \frac{\sigma_m + \sigma_V}{2} \dots\dots\dots 5$$

$$M = \int_0^b S. \sigma(S) ds \Rightarrow M = \frac{b^2}{3} \sigma_m + \frac{b^2}{6} \sigma_V \dots\dots\dots 6$$

De l'équation 5 et 6 on aura :

$$\begin{cases} \sigma_m = -\frac{2F}{b} + \frac{6M}{b^2} \dots\dots\dots 7 \\ \sigma_V = \frac{4F}{b} - \frac{6M}{b^2} \dots\dots\dots 8 \end{cases}$$

VI.2.2. Calcul de la condition de Levy pour un parement amont vertical (m = 0)

Lorsque le barrage bascule vers l'aval, le pied amont peut fissurer. La condition de Maurice Levy consiste à vérifier que la contrainte normale verticale amont σ_m n'est pas en traction (ou que la traction reste suffisamment faible).

Pour le cas d'un parement amont vertical ($m = 0$) on aura :

L'équation 2 $\Rightarrow b = (1 - \alpha). V. H$

L'équation 3 $\Rightarrow F = \frac{1}{2} \gamma_b. V. H^2 - \left(\frac{1}{2} + \frac{\alpha}{2}\right) \gamma_W. V. H^2$

L'équation 4 $\Rightarrow M = -\gamma_W \frac{H^3}{6} + \gamma_b \frac{V^2.H^3}{3} - \left[\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) + \frac{1}{3} (1 - \alpha)^2\right] \gamma_W. V^2. H^3$

On impose à la contrainte amont (prise en compression) d'être plus élevée que la traction admissible σ_0 [12]:

$$\begin{aligned} \sigma_m &> -\sigma_0 \\ \Rightarrow \frac{V^2([\alpha-1]^2.\sigma_0 - [(2\alpha+1)\gamma_W - (\alpha+1)\gamma_b]H) - \gamma_W H}{V^2(\alpha-1)^2} &> 0 \\ \Rightarrow V^2([\alpha-1]^2.\sigma_0 - [(2\alpha+1)\gamma_W - (\alpha+1)\gamma_b]H) - \gamma_W H &> 0 \\ \Rightarrow V^2 &> \frac{\gamma_W H}{[\alpha-1]^2 \sigma_0 - [(2\alpha+1)\gamma_W - (\alpha+1)\gamma_b]H} \\ \Rightarrow V &> \frac{1}{\sqrt{(\alpha+1)\frac{\rho_b}{\rho_W} - (2\alpha+1) + (\alpha-1)^2 \frac{\sigma_0}{\rho_W g H}}} \end{aligned}$$

Pour $\alpha = 0$:

$$V > \sqrt{\frac{1}{\frac{\rho_b}{\rho_W} - 1 + \frac{\sigma_0}{\rho_W \cdot g \cdot H}}}$$

Pour $\alpha = 0$ et $\sigma_0 = 0$:

$$V > \sqrt{\frac{1}{\frac{\rho_b}{\rho_w} - 1}}$$

Pour un barrage en BCR où $\rho_b = 2300 \text{ kg/m}^3$ et $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ on aura : $v > 0,88$.

Avec un parement amont vertical, le parement aval doit avoir un fruit d'au moins 0,88.

VI.2.3. Condition de non-glissement (pour un parement amont vertical)

On écrit la condition de non glissement par rapport à la cohésion C et à la tangente de l'angle de frottement $\tan(\Phi)$ [12]:

$$\frac{N \tan \phi + C.A}{T} \geq 1 \dots\dots\dots 9$$

$$\Rightarrow T \leq N \tan \phi + (1 - \alpha)C.V.H$$

$$\Rightarrow \frac{1}{2}\gamma_w H^2 \leq \frac{1}{2}(\gamma_b - (1 + \alpha)\gamma_w)V.H^2 \tan \phi + (1 - \alpha)C.V.H$$

$$\Rightarrow V \geq \frac{1}{\left[\frac{\gamma_b}{\gamma_w} - (1 + \alpha)\right] \tan \phi + \frac{2(1 - \alpha)C}{\gamma_w g H}}$$

Pour $\alpha = 0$ et $C = 0$ on aura :

$$V \geq \frac{1}{\left[\frac{\gamma_b}{\gamma_w} - 1\right] \tan \phi}$$

Si $\tan \phi = 1$ et $\frac{\gamma_b}{\gamma_w} = 2,3$ alors :

$$V > 0,77$$

Donc pour un angle de frottement de 45° , et un parement amont vertical, le fruit aval doit être supérieur à 0,77 pour que le barrage ne glisse pas sous chargements statiques.

VI.2.4. Calcul de la condition d'Hoffman

La condition d'Hoffman consiste à vérifier qu'une fissure sur le parement amont ne se propage pas indéfiniment sous l'effet de la pression hydrostatique qui s'y introduit, mais tend vers l'équilibre stable. Cela suppose que [12]:

$$\frac{d\sigma_m}{dx} > 0 \dots\dots\dots 10$$

Quand une fissure horizontale apparaît dans le parement amont, la section résistante diminue, la ligne neutre se déplace vers l'aval, le poids s'excentre vers l'amont par rapport à

la ligne neutre, ce qui génère un moment stabilisateur qui contribue à augmenter la contrainte de compression en pied amont. C'est ce qui explique qu'une fissure puisse éventuellement ne pas se propager.

Le fait que le barrage ait une forme de triangle dissymétrique a pour conséquence un excentrement du poids vers l'amont, ce qui, en cas d'apparition de fissure à l'amont, accentue l'excentrement.

On suppose que sur une longueur x , il existe une fissure ouverte, sur les lèvres de laquelle s'exerce uniquement la pression du fluide : on suppose donc que le long de x , la pression p est égale à la pleine pression de la retenue, celle-ci peut diffuser à travers la fissure ouverte perméable. Ainsi, la partie fissurée est supposée remplacée par du « vide » après rupture de l'interface en un point donné.

VI.2.4.1. Condition d'Hoffman pour un fruit amont nul ($m=0$) :

La répartition des sous-pressions est supposée être la suivante : au niveau de la fissure la sous-pression est égale à la charge amont (pleine sous-pression égale à la charge de la retenue), puis la décroissance est triangulaire vers l'aval.

La résultante verticale des forces pour un parement amont vertical, d'après l'équation 3 s'écrit :

$$F = \frac{1}{2} \gamma_b \cdot V \cdot H^2 - \left(\frac{1}{2} + \frac{\alpha}{2} \right) \gamma_w \cdot V \cdot H^2$$

$$F = \frac{1}{2} (\gamma_b - (1 + \alpha) \gamma_w) V \cdot H^2$$

Le moment résultant pour un parement amont vertical ($m = 0$), d'après l'équation 4 est :

$$M = -\gamma_w \frac{H^3}{6} + \gamma_b \frac{V^2 \cdot H^3}{3} - \left[\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) + \frac{1}{3} (1 - \alpha)^2 \right] \gamma_w \cdot V^2 \cdot H^3$$

La condition d'Hoffman de non-propagation de la fissure d'après l'équation 10 est:

$$\frac{(V^2 [2(\alpha+2)\gamma_w - (\alpha+3)\gamma_b] + 2\gamma_w)H}{V^2(\alpha-1)^3} > 0$$

$$\Rightarrow V^2 [2(\alpha+2)\gamma_w - (\alpha+3)\gamma_b] + 2\gamma_w > 0$$

$$\Rightarrow V > \sqrt{\frac{2\gamma_w}{(\alpha+3)\gamma_b - 2(\alpha+2)\gamma_w}}$$

Soit la condition suivante sur le fruit aval pour un barrage triangulaire :

$$V > \sqrt{\frac{1}{\frac{(\alpha + 3)}{2} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_w} - (\alpha + 2)}}$$

Pour $\alpha = 0$:

$$V > \sqrt{\frac{1}{\frac{3}{2} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_w} - 2}}$$

Pour un barrage en BCR où $\rho_b = 2300 \text{ kg/m}^3$ et $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$, cette condition d'Hoffman de non-propagation d'une fissure horizontale dans le parement amont équivaut à :

$$V > 0,83$$

Donc le fruit aval du barrage doit être supérieur à 0,83 pour qu'une fissure ne se propage pas.

VI.2.4.2. Condition d'Hoffman pour un fruit amont m non nul

Dans le cas d'un fruit amont non nul, la condition d'Hoffman de non propagation de la fissure devient d'après les équations 3, 4,7 et 10 :

$$\frac{\partial \sigma}{\partial \alpha} > 0 \Rightarrow$$

$$\frac{(m^2[\gamma_w - \gamma_b] \cdot [\alpha + 1] + mV[3(\alpha + 1)\gamma_w - 2(\alpha + 2)\gamma_b] + V^2[2(\alpha + 2)\gamma_w - (\alpha + 3)\gamma_b] + 2\gamma_b)H}{(m + V)^2(\alpha - 1)^3} > 0$$

$$\text{Si } \alpha = 0 \Rightarrow m^2[\gamma_w - \gamma_b] + mV[3\gamma_w - 4\gamma_b] + V^2[4\gamma_w - 3\gamma_b] + 2\gamma_w < 0$$

$$\Rightarrow \frac{m^2 + 3mV + 4V^2 + 2}{m^2 + 4mV + 3V^2} < \frac{\gamma_b}{\gamma_w}$$

Soit la condition suivante sur le fruit aval du barrage :

$$V > \sqrt{\frac{1 - m^2 \left[\frac{1}{2} \frac{\gamma_b}{\gamma_w} - \frac{1}{2} \right] - mV \left[2 \frac{\gamma_b}{\gamma_w} - \frac{3}{2} \right]}{\frac{3}{2} \frac{\gamma_b}{\gamma_w} - 2}}$$

Ce qui aboutit à l'expression simplifiée suivante en fonction du fruit amont du barrage :

$$V > \frac{\sqrt{-(7m^2 + 32)\gamma_w^2 + 4(m^2 + 6)\gamma_w\gamma_b + 4m^2\gamma_b^2} - m(4\gamma_b - 3\gamma_w)}{2(3\gamma_b - 4\gamma_w)}$$

Le tableau suivant donne le résultat de cette condition d'Hoffman en fonction des deux fruits, amont et aval :

Tableau 25- Condition d'Hoffman en fonction des deux fruits

fruit amont (m)	fruit aval (v)	fruit total
0.00	0.830	0.830
0.05	0.778	0.828
0.10	0.728	0.828
0.15	0.679	0.829
0.20	0.633	0.833
0.25	0.589	0.839
0.30	0.547	0.847
0.35	0.506	0.856
0.40	0.467	0.867
0.45	0.430	0.880
0.50	0.395	0.885
0.55	0.361	0.911
0.60	0.328	0.928
0.65	0.297	0.947
0.70	0.267	0.967
0.75	0.238	0.988

On constate que le fruit total minimal (celui qui minimise le volume de béton) respectant la condition d'Hoffman est atteint pour un fruit amont égal à 0,1.

VI.2.5. Conclusion sur le choix théorique du fruit

Pour un barrage triangulaire en BCR de densité 2.3 et de fruit amont nul, soumis à son poids propre, à la poussée horizontale de la retenue et aux sous-pressions sans drainage :

- La condition de Maurice Levy de non-apparition de fissure donne $v > 0,88$.
- La condition d'Hoffman de stabilité de fissure donne $v > 0,83$.
- La condition de non-glissement pour une cohésion nulle et un angle de frottement de 45° est $v > 0,77$.

Le critère de Maurice Levy est le plus contraignant, il suffit donc de le vérifier. Mais si on tenait compte du séisme, la condition serait évidemment plus défavorable.

VI.3. Calculs dynamiques des barrages poids

VI.3.1. Méthode simplifiée de calcul au séisme

Afin de proposer un profil pouvant répondre aux exigences de sécurité, avec prise en compte d'une sollicitation sismique, il existe une méthode simplifiée de pré dimensionnement des barrages poids.

VI.3.2. Hypothèses à prendre en compte [7]

- Le barrage est fondé sur un substratum rocheux supposé rigide
- Les modes de déformation se réduisent à un cisaillement horizontal et une flexion d'axe parallèle à celui du barrage.
- le résonateur simple est un prisme triangulaire.
- le prisme triangulaire a une hauteur H, correspondant à la profondeur d'eau qu'il y a immédiatement à l'amont du barrage, lorsque la retenue est à sa cote normale de fonctionnement

VI.3.3. Estimation des accélérations maximales

Pour définir la stabilité de l'ouvrage, on utilise l'amplification de l'accélération absolue entre la fondation et le centre de gravité.

Soit \ddot{U}_f l'accélération absolue agissant sur la fondation, l'accélération spectrale \ddot{U}_S est donnée par [7]:

$$\ddot{U}_S = A_S \cdot \ddot{U}_f \dots\dots\dots 11$$

L'accélération \ddot{U}_G au centre de gravité du barrage peut s'écrire sous la forme :

$$\ddot{U}_G = A_{GS} \cdot \ddot{U}_S = A_{GS} \cdot A_S \cdot \ddot{U}_f$$

$$\ddot{U}_G = A_G \cdot \ddot{U}_f \dots\dots\dots 12$$

Les valeurs approchées des coefficients d'amplification A_S , A_{GS} et A_G ont été calculées par la méthode des éléments finis, en utilisant comme accélérogrammes le Long Beach North South (LBNS), avec une résolution dans le domaine du temps.

En fonction de la hauteur du barrage A_{GS} s'exprime comme suit :

$$A_{GS} = 7.7 \cdot 10^{-3} H + 1 \dots\dots\dots 13$$

Ce qui donne pour les différentes valeurs de H, les valeurs présentées dans le tableau suivant :

Tableau 26- Coefficients d'amplification des accélérations [7]

H(m)	66	80	100	120
A_S	2,8	2,9	3,1	3,1
A_{Gs}	0,54	0,59	0,58	0,61
A_G	1,5	1,7	1,8	1,9

Pour le barrage de Tabellout, qui a une profondeur de la retenue égale à 113.75 m, l'amplification au centre de gravité est $A_G = 1.87$, pour A_S la valeur à prendre est de 3,1.

En prenant une hypothèse défavorable qui correspond à un drainage peu efficace, le fruit total du barrage est donné suivant le tableau ci-dessous :

Tableau 27- Expressions du fruit pour un drainage peu efficace [7]

Fruit (en fonction de l'accélération au centre de gravité(en g))	Fruit (fonction de la hauteur)
$f = 1.15\ddot{U}_G + 0,74$	$f = (8.9 \times 10^{-3}H + 1.15)\ddot{U}_f + 0.75$

Les données d'accélération des séismes fournies par Coyne et Bellier sont :

- en cas rare : $F_{SBE} = \frac{2}{3} \times 0,3 g = 0,2 g$.
- en cas extrême : $F_{SMD} = \frac{2}{3} \times 0,47 g = 0,31 g$

Ce qui donne pour le barrage de Tabellout un fruit total de 1,43. Et la valeur adoptée sera :

$$f = 1,5$$

On constate clairement que la prise en compte du séisme, conduit à une augmentation considérable des fruits du barrage.

Après cette évaluation on adopte un profil d'un fruit amont $m = 0,7$ et un fruit Aval $V = 0,8$.

VI.4. Caractéristiques des matériaux

VI.4.1. Le corps du barrage

VI.4.1.1. Masse volumique

Au vu des résultats obtenus dans le laboratoire du chantier avec un dosage de ciment d'environ 110 kg/m³, il a été décidé de retenir une masse volumique de 2300 kg/m³.

VI.4.1.2. Résistance à la compression

La valeur caractéristique minimale de résistance à la compression est prise égale à 11 MPa. Cette résistance à la compression fait l'objet d'essais de laboratoire afin d'optimiser au mieux les dosages du BCR pour réduire les coûts et minimiser au mieux les effets thermiques sources de fissuration par retrait.

VI.4.1.3. Résistance à la traction

La valeur de résistance à la traction affectée au barrage a été prise égale à 10% de la valeur de résistance à la compression du BCR, soit 1,1 MPa.

VI.4.1.4. Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson du BCR est pris égal à 0,18.

VI.4.1.5. Module d'Young

La formule expérimentale de calcul du module d'Young à partir de la résistance à la compression qui s'ajuste le mieux aux résultats expérimentaux et aux modèles théoriques pour le BCR est la formule issue du BAEL 1992 :

$$E_c = 11000(f_c)^{\frac{1}{3}}$$

La valeur caractéristique de résistance à la compression f_c étant prise égale à 11 MPa, le module d'Young statique est égal à 24 463 MPa, arrondi à 25 000 MPa.

VI.4.1.6. Comportement dynamique des caractéristiques des matériaux

Les valeurs caractéristiques des matériaux sont sensibles à la vitesse de déformation. Afin de tenir compte de ce phénomène, il faut réaliser des essais au laboratoire pour des valeurs de déformations correspondantes à celles attendues pour un séisme. Aucun essai de comportement dynamique des matériaux n'ayant été réalisé dans le cadre de ce projet, on se base sur les valeurs trouvées dans la littérature [12].

Pour le module d'Young, il est retenu une augmentation moyenne de 20% pour le module dynamique, soit 30 000 MPa.

Les autres paramètres restent inchangés dans le cas dynamique par rapport au cas statique.

VI.4.2. La fondation

VI.4.2.1. Module d'Young

D'après les premières investigations réalisées sur site, le module d'Young de la fondation peut être pris égal à 20 000 MPa.

VI.4.2.2. Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson du sol de fondation est pris égal à 0,18.

VI.4.2.3. Masse volumique

D'après les résultats obtenus sur des éprouvettes issues des sondages carottés, la masse volumique humide du rocher est de 2900 Kg/m³.

VI.5. Les chargements extérieurs sur le barrage

En plus du séisme, le barrage est soumis à son propre poids, à la poussée de la retenue et des sédiments ainsi qu'aux sous-pressions au niveau de la fondation.

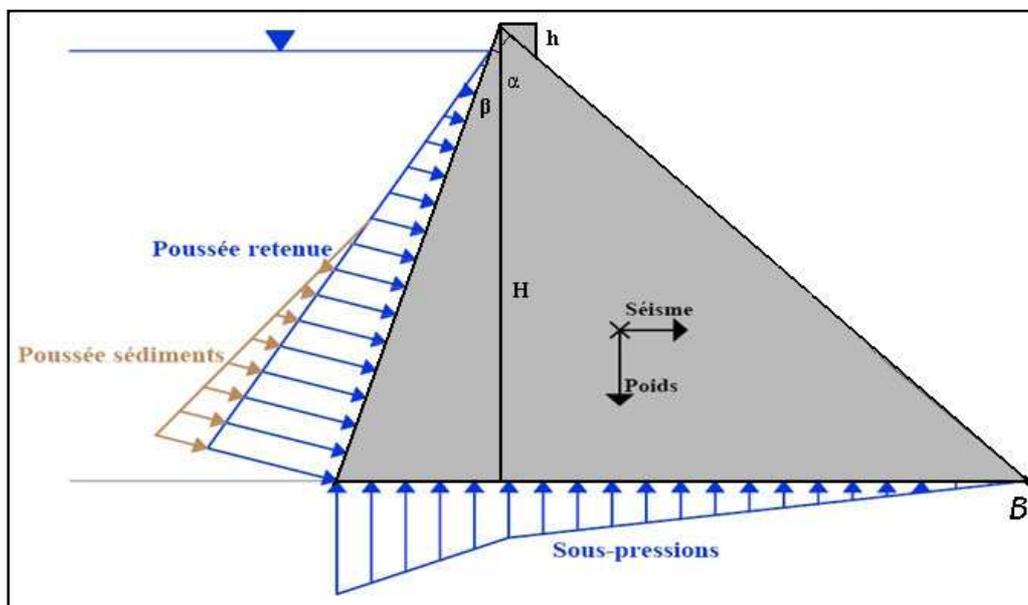


Figure 45- Chargements extérieurs appliqués sur un barrage poids

VI.5.1. Le poids propre

Le barrage poids est soumis à son poids propre appliqué en une seule fois. Celui-ci joue un rôle stabilisateur vis-à-vis du glissement et du renversement. La densité du BCR pour un barrage est variable selon la granulométrie des agrégats et le dosage en liant. La densité d'un BCR pauvre en fines (dosé à ~ 100 kg de liant/m³) peut descendre jusqu'à des valeurs entre 2,1 et 2,3, tandis qu'un BCR riche (dosé à ~ 200 kg de liant/m³) peut atteindre des valeurs comprises entre 2, 3 et 2,45.

VI.5.1.1. Calcul du poids du barrage

Le profil de calcul est présenté par un triangle de hauteur H , auquel s'ajoute un petit triangle de largeur $L_{\text{crête}}$ et de hauteur h , dont le volume par unité de longueur est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{1}{2} H(H(\tan \alpha + \tan \beta)) + \frac{1}{2} h \cdot L_{\text{crête}}$$

Si on note $\tan(\alpha)$ qui représente le fruit aval par « V », et $\tan(\beta)$ qui représente le fruit amont par « m » alors la formule devient :

$$V = \frac{1}{2} H^2(m + V) + \frac{1}{2} h \cdot L_{\text{crête}}$$

Donc le poids de l'ouvrage est :

$$P = \rho \times g \times \left[\frac{1}{2} H^2(m + V) + \frac{1}{2} h \cdot L_{\text{crête}} \right]$$

Avec :

$$h = 12\text{m}, L_{\text{crête}} = 8\text{m}, H = 121\text{m}, \rho = 2300 \text{ kg/m}^3, m + V = 1,5$$

L'application numérique nous donne :

$$P = 253,661 \text{ MN}$$

VI.5.2. La poussée de l'eau de la retenue

La retenue exerce une pression normale au parement amont du barrage. La densité d'une eau chargée de sédiments en suspension peut atteindre couramment 1,05 à 1,10.

Le niveau d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux ; On peut tenir compte éventuellement de l'effet bénéfique de la poussée due au plan d'eau aval.

Si on note H la hauteur d'eau de la retenue, alors la force horizontale exercée sur le parement amont du barrage est égale à :

$$F_H = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

Si on note β l'angle que fait le parement avec la verticale, alors la force verticale descendante associée vaut :

$$F_V = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \tan \beta$$

Cette force s'exerce au tiers de la hauteur d'eau. La composante horizontale génère un moment déstabilisant $M = \frac{1}{6} \gamma_w H^3$, et la composante verticale un moment stabilisateur.

Pour le projet de Tabellout, on a :

$$H_{PHE\ amont} = 118,45 \text{ m}, \quad H_{RN\ amont} = 113,75 \text{ m}.$$

L'application numérique nous donne :

$$F_{H_{PHE\ amont}} = 70,152 \text{ MN}$$

$$F_{H_{RN\ amont}} = 64,695 \text{ MN}$$

$$F_{V_{PHE\ amont}} = 49,106 \text{ MN}$$

$$F_{V_{RN\ amont}} = 45,286 \text{ MN}$$

VI.5.3. Poussée des sédiments déposés en pied amont

Les sédiments déposés dans la retenue exercent également une poussée sur la face amont du barrage qui est a priori légèrement inclinée sur l'horizontale. Le coefficient de poussée peut être pris égal à [7]:

$$K_0 = 1 - \sin \varnothing$$

Avec : \varnothing : angle de frottement interne des sédiments

Il convient de faire le calcul en contraintes effectives, c'est-à-dire avec la densité déjaugée pour les sédiments, car la poussée de l'eau est par ailleurs considérée sur toute la hauteur du barrage. La pression exercée par ceux-ci est [7]:

$$P_{\text{sédiment}}(y) = \rho_{\text{sédiment}} \times g \times K_0 (H_{\text{sédiment}} - y)$$

Avec :

y : la distance verticale depuis le pied amont

$\rho_{\text{sédiment}}$: La masse volumique déjaugée des sédiments,

$H_{\text{sédiment}}$: la hauteur prévisionnelle d'envasement de la retenue au bout de 50 ans.

Pour le projet de Tabellout, on a $H_{\text{sédiment}} = 65,2$ m. Aucune valeur n'étant fournie pour la masse volumique des sédiments et le coefficient de poussée, on considérera par sécurité $\rho_{\text{sédiment}} = 1400 \text{ kg/m}^3$ et $K_0 = 1$.

Au pied du barrage ($y=0$), la poussée des sédiments vaut :

$$P_{\text{sédiment}} = 0,913 \text{ MPa}$$

La force résultante de ces sédiments est :

$$F_{\text{sédiment}} = \frac{1}{2} P_{\text{sédiment}} \times H_{\text{sédiment}}$$

L'application numérique donne :

$$F_{\text{sédiment}} = 29,757 \text{ MN}$$

Ces actions sont déstabilisatrices vis-à-vis du glissement et du renversement

VI.5.4. Les sous-pressions

L'eau qui s'infiltré sous le barrage exerce une sous-pression très importante qui a tendance à soulever le barrage et à le renverser vers l'aval. Cette sous-pression a un effet très défavorable sur la stabilité du barrage.

Par défaut, la répartition de ces sous-pressions est considérée triangulaire décroissante vers l'aval. Si on a recours à un écran d'étanchéité ou à des forages drainants, la sous-pression peut être partiellement rabattue avec une « cassure » du profil des sous-pressions comme l'indique la figure ci-après :

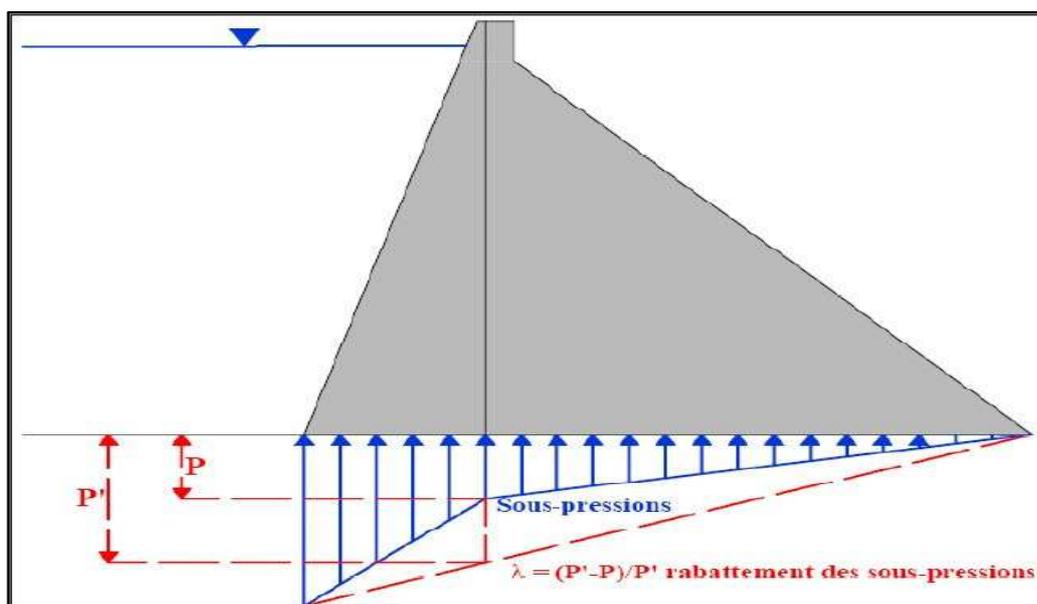


Figure 46- Rabattement des sous-pressions par un dispositif de drainage [7]

Les sous pressions sont de la forme suivante [7]:

$$\left\{ \begin{array}{l} P(x) = \rho_{\text{eau}} g H_{\text{eau}} \left(\left(\frac{\lambda - 1}{L_{\text{drainage}}} \right) x + 1 \right) : x \leq L_{\text{drainage}} \\ P(x) = \rho_{\text{eau}} g \lambda H_{\text{eau}} \left(1 - \frac{1}{L_{\text{base}} - L_{\text{drainage}}} (x - L_{\text{drainage}}) \right) : L_{\text{drainage}} < x \leq L_{\text{base}} \end{array} \right.$$

Avec :

L_{drainage} : la distance horizontale du forage drainant depuis le pied amont, dans notre cas égale à 14 m

L_{base} : la longueur de la base du barrage, dans notre cas égale à 181.5 m.

x : la distance horizontale depuis le pied amont.

λ : le coefficient de rabattement, dans le cas général, il est recommandé d'adopter les coefficients de rabattement résumés dans le tableau suivant :

Tableau 28- Recommandation pour le coefficient de rabattement des sous-pressions (Comité Français des Barrages et Réservoirs) [7]

	Dispositif	Coefficient de rabattement λ recommandé
Dispositif dans la fondation	Fondation sans voile de drainage (avec ou sans voile d'injection)	0
	Voile de drainage en fondation	$1/2$ à $2/3$
	Voile de drainage en fondation, avec pendage ou géologie défavorable	$1/4$ à $1/2$
Dispositif dans le corps du barrage	Corps du barrage sans drainage	0
	Dispositif de drainage dans le corps d'un barrage en matériaux homogènes	$1/2$ à $2/3$
	Membrane amont avec dispositif de drainage en sous face	1
	Masque amont en BCV avec drainage	$2/3$
	Masque amont en BCV sans drainage	0

En général, on considère que les sous-pressions sont rabattues de moitié au niveau du dispositif drainant, mais Coyne et Bellier choisit, par sécurité, de ne les rabattre que d'un tiers. On considère que les sous-pressions dans les fondations et dans le corps du barrage suivent le niveau de remplissage de la retenue avec un effet retard négligeable. Cela est vrai dans toutes les situations de remplissage de la retenue, même en situation de crue rapide et brève.

Le calcul numérique nous donne :

Pour les plus hautes eaux : $P(0) = 1.184$ MPa, $P(14) = 0.395$ MPa, $P(108) = 0$

Pour la retenue normal : $P(0) = 1.137$ MPa, $P(14) = 0.379$ MPa, $P(108) = 0$

La résultante des sous pressions noté π est :

$$\pi = \frac{P(0) + P(14)}{2} \times L_{\text{drainage}} + \frac{P(14) \times (L_{\text{base}} - L_{\text{drainage}})}{2}$$

L'application numérique nous donne :

Pour les plus hautes eaux $\pi = 44,134$ MN

Pour la retenue normal $\pi = 42,353$ MN

VI.5.5. Surpressions hydrodynamiques

Lorsque le barrage est soumis à un séisme, la masse d'eau de la retenue est mise en mouvement, et des surpressions hydrodynamiques s'exercent sur le parement amont du barrage. Ces surpressions peuvent être très fortes et doivent absolument être prises en compte.

En considérant que l'eau est un fluide incompressible (ce qui n'est a priori pas une hypothèse sécuritaire), des solutions approchées ont été proposées par Westergaard et Zangar, reposant sur une analogie électrique. La première méthode n'est valable qu'avec un parement amont vertical, la seconde est aussi valable avec un parement amont incliné ; les surpressions diminuent avec un parement incliné.

VI.5.5.1. Solution de Westergaard

On considère une section transversale d'épaisseur 1 m du barrage. On note h la hauteur d'eau, z la profondeur, a l'accélération du séisme, ρ_w la masse volumique de l'eau. La surpression varie selon la profondeur selon la loi suivante [1]:

$$\Delta p(z) = \frac{7}{8} \rho_w \cdot \sqrt{h} \cdot z \cdot a$$

La force horizontale totale est obtenue en intégrant sur toute la hauteur la surpression :

$$F_{westergaard} = \int_0^h \Delta p(z) dz = \frac{7}{12} \rho_w h^2 a$$

$$\Rightarrow F_{westergaard} = 0.583 \cdot \rho_w \cdot h^2 \cdot a$$

Pour le cas de Tabellout, la hauteur des plus hautes eaux (PHE) est égale à 118,45 m, ce qui nous donne :

$$\text{Cas du séisme SMD : } F_{westergaard} = 38,444 \text{ MN}$$

$$\text{Cas du séisme SMP : } F_{westergaard} = 57,258 \text{ MN}$$

$$\text{Cas du séisme SBE : } F_{westergaard} = 24,539 \text{ MN}$$

La profondeur du point d'application de la force est la suivante [1]:

$$z_1 = \int_0^h (z - z_1) \Delta p(z) dz = 0$$

$$\Rightarrow z_1 = \frac{3}{5} h \quad \text{Soit une hauteur égale à } \frac{2}{5} h$$

VI.5.5.2. Comparaison Westergaard/Hydrostatique

$$F_{westergaard} = \frac{7}{12} \rho_w h^2 a$$

$$F_{Hydrostatique} = \frac{1}{2} \rho_w h^2 g$$

$$F_{westergaard} = F_{Hydrostatique} \Rightarrow \frac{7}{12} a = \frac{1}{2} g \Rightarrow a = 0,857 g = 8,57 \text{ m/S}^2$$

Pour que les surpressions hydrodynamiques amènent une poussée équivalente à la poussée hydrostatique, il faut que l'accélération soit égale à 0,857 g.

VI.5.5.3. Solution de Zangar

L'angle θ du parement amont avec la verticale est maintenant pris en compte et va influencer le résultat.

La surpression hydrodynamique, ΔP , causée par le séisme, est donnée par l'équation [1]:

$$\Delta P = C \cdot a \cdot \rho_w \cdot h$$

Où :

- ρ_w est la masse volumique de l'eau
- h est la profondeur de la retenue
- a est l'intensité du séisme
- C est la quantité inconnue, qui définit l'amplitude et la distribution des pressions

Il s'agit donc de déterminer les valeurs de a et C pour calculer les surpressions générées par un séisme horizontal.

$$C = \frac{1}{2} \cdot C_m(\theta) \cdot \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \text{ Avec } \theta \text{ L'angle en radian.}$$

$$C_m = -0,075 \theta^2 - 0,345 \cdot \theta + 0,73$$

La force horizontale totale est :

$$F_{Zangar} = \int_0^h P_e(y) dy = 0,726032 \cdot C_m \cdot \rho_w \cdot a \cdot h^2$$

La profondeur d'applications de la force est:

$$\int_0^h (y - y_1) P_e(y) dy = 0 \Rightarrow y_1 = 0,598273 \cdot h$$

Le bras de levier à partir du bas est :

$$h - y_1 = 0,401727 \cdot h$$

VI.5.5.4. Comparaison Westergaard / Zangar

Pour un parement amont vertical, la force horizontale totale est donc :

- Westergaard : $F_{westergaard} = 0,583 \cdot \rho_w \cdot h^2 \cdot a$
- Zangar : $F_{Zangar} = 0,726032 \cdot C_m \cdot \rho_w \cdot a \cdot h^2$

La solution de Westergaard est donc plus conservative que celle de Zangar.

VI.6. Combinaisons d’actions

On peut ainsi distinguer trois types de combinaisons d’actions :

- combinaison usuelle (ou fréquente ou quasi-permanente) : c’est l’état de sollicitation correspondant au niveau de service courant de l’ouvrage.
- combinaison rare
- combinaison extrême (ou accidentelle)

Ces combinaisons d’actions sont synthétisées dans le tableau ci-dessous:

Tableau 29- Combinaisons d’actions [7]

	Usuelle	Rare		Extrême	
Poids Propre	X	X	X	X	X
Poussée des sédiments	X	X	X	X	X
Poussée de la Retenue Normale	X		X	X	X
Poussée de la Retenue aux Plus Hautes Eaux		X			
Sous-pressions	X	X	X	X	X
Surpressions hydrodynamiques			X	X	X
Séisme SBE			X		
Séisme SMD				X	
Séisme SMP					X

Cas usuel :

1. Retenue normal + sédiments (Silt)+niveau aval adapté + sous pression adaptée

Cas rares :

2. Plus hautes eaux + niveau aval adapté + sous pression adaptée
3. SBE + Retenue normal + sédiments + niveau aval adapté + sous pression adaptée

Cas extrêmes :

4. Retenue normal + sédiments + niveau aval + sous pression adaptée + séisme SMD.
5. Retenue normal + sédiments + niveau aval + sous pression adaptée + séisme SMP.

VI.7. Stabilité au glissement

La condition d'état-limite de résistance au glissement s'exprime de la façon suivante [7] :

$$SFF = \frac{\frac{N \tan \phi}{F_\phi} + \frac{C.A}{F_C}}{T} \geq 1$$

Avec :

N et T : composante normale et tangentielle, respectivement de la résultante des actions agissant sur la section étudiée, selon la combinaison d'action considérée

$$N = P + F_{V_{PHE}} + \pi$$

$$T = F_{H_{PHE}} + F_{sédiment} + F_{westgaard}$$

A : la surface de contact barrage/fondation

C : la cohésion du contact (prise égale à 0 Mpa, pour considéré l'état la plus défavorable).

ϕ : L'angle de frottement du contact (égale à 35°).

F_ϕ : le coefficient de sécurité partiel appliqué à $\tan(\phi)$.

F_C : le coefficient de sécurité partiel appliqué à C.

SFF : Shear Friction Factor (Le facteur de sécurité).

Coyne et Bellier recommande de prendre les coefficients de sécurité partiels suivants :

Tableau 30- Coefficients de sécurités partielles pour le glissement [7]

	F_ϕ	F_C
Cas usuels	1.5	3
Cas rares	1.2	2
Cas extrêmes	1	1

L'étude de stabilité au glissement est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 31- Calcul du facteur de sécurité pour différentes cas considérés

	Usuelle	Rare		Extrême	
T(MN)	94.452	99.909	120.991	136.029	156.377
N(MN)	256.594	258.633	256.594	256.594	256.594
SFF	1.27	1.51	1.23	1.32	1.15

Le facteur de sécurité SFF est supérieur à 1 pour tout les cas considérés, donc le barrage est stable vis-à-vis du glissement.

VI.8. Stabilité au renversement

Un barrage poids doit assurer sa stabilité au renversement autour de son arrête aval, donc la somme des moments stabilisants doit être supérieur à la somme des moments renversants :

$$\frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversant}}} \geq 1$$

La stabilité au renversement sera vérifiée pour le cas des plus hautes eaux (PHE), avec prise en compte du séisme SMP, qui représente le cas le plus défavorable. Le tableau ci-dessous récapitule l'ensemble des moments agissant sur le barrage par rapport au point B (figure -45) :

Tableau 32- Les moment agissant sur le barrage

La force appliquée	Le moment résultant (MN.m)	type du moment
Le poids propre	23428.05	moment stabilisant
La pression verticale de l'eau (PHE)	7555.53	moment stabilisant
La pression horizontale de l'eau (PHE)	2769.83	moment renversant
La poussée des sédiments	646.78	moment renversant
Les sous-pressions	5635.7	moment renversant
La force hydrodynamique	2712.50	moment renversant

$$\Rightarrow \frac{(23428.05+7555.53)}{(2769.83+646.78+5635.7+2712.50)} = 2.63 > 1$$

D'où le barrage est stable vis-à-vis du renversement.

VI.9. Approche numérique

Afin de déterminer la distribution des contraintes et des déformations dans le corps du barrage et le substratum schisteux, on réalise une étude aux éléments finis en deux dimensions, à l'aide du logiciel « PLAXIS 2D ».

On analysera dans cette partie la distribution des contraintes normales, les déplacements horizontaux et verticaux sous les chargements suivants :

- poids propre.
- poussée de la retenue et des sédiments.
- sous-pressions.
- l'action sismique.

Ces chargements sont détaillés dans la partie « VI.5 » du chapitre.

VI.9.1. Présentation du modèle

On a réalisé un modèle plan de 1237 éléments triangulaires à 15 nœuds tel qu'indiqué sur la figure ci-après :

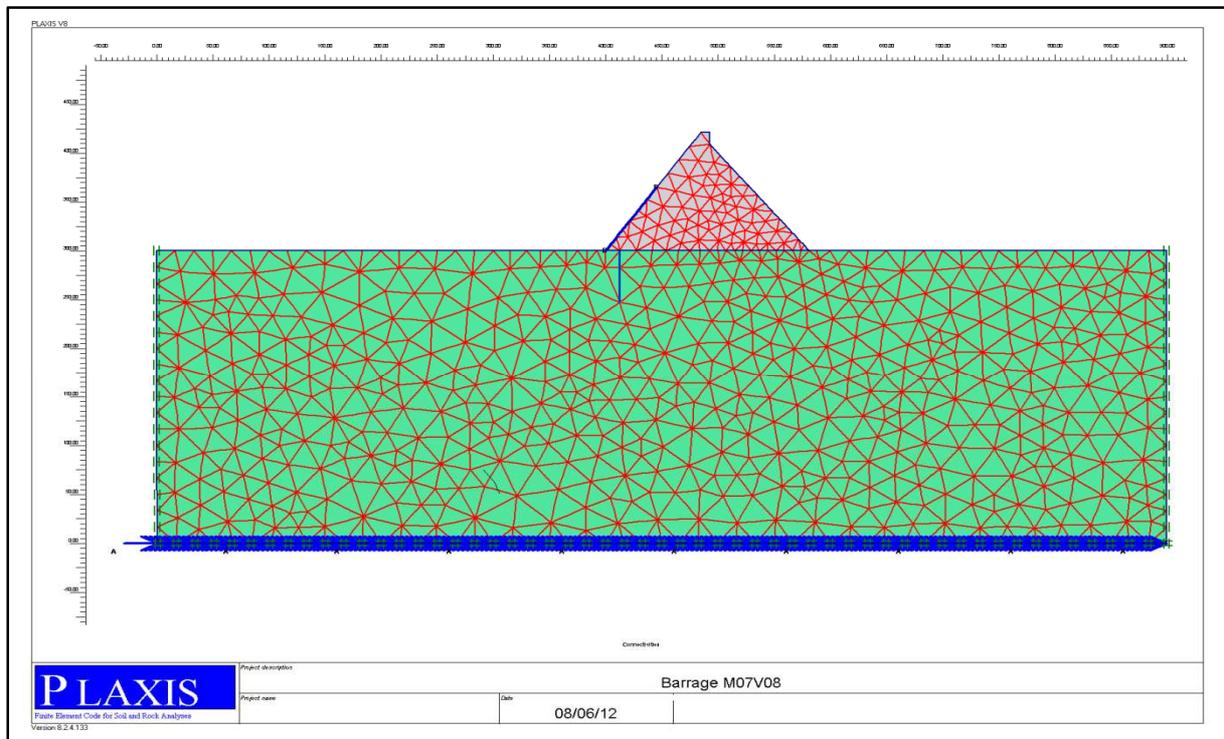


Figure 47- présentation du modèle et son maillage

Les conditions limites (points fixes du modèle) ont été imposées aux extrémités du substratum rocheux, Celui-ci a été modélisé avec une distance suffisante afin de reproduire de manière réaliste les déformations du rocher au droit des appuis du barrage.

Les conditions aux limites imposées au modèle sont un blocage de tous les déplacements horizontaux et un blocage du déplacement vertical à l'extrémité sous la fondation, auquel s'ajoute une bonde absorbante pour limiter le retour des ondes sismiques.

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau 33- Caractéristiques des matériaux

	type du modèle	type du matériau	γ_h (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	cohésion (MPa)	Angle de frottement (°)	Module élastique (MPa)	Coefficient de poisson
BCR	élastique linéaire	drainé	23,00	23,50	-	-	30	0.18
Schiste	mohr-coulomb	drainé	29.00	29.50	0.15	40	20	0.18

VI.9.2. L'accélérogramme

L'accélérogramme est l'enregistrement de l'accélération du sol lors d'un séisme. La méthode temporelle pour le calcul des structures et notamment des barrages consiste à solliciter la structure à la base avec un accélérogramme (par opposition à la méthode modale-spectrale).

Ci-dessous l'exemple d'accélérogramme qui sera utilisé dans l'étude qui suit :

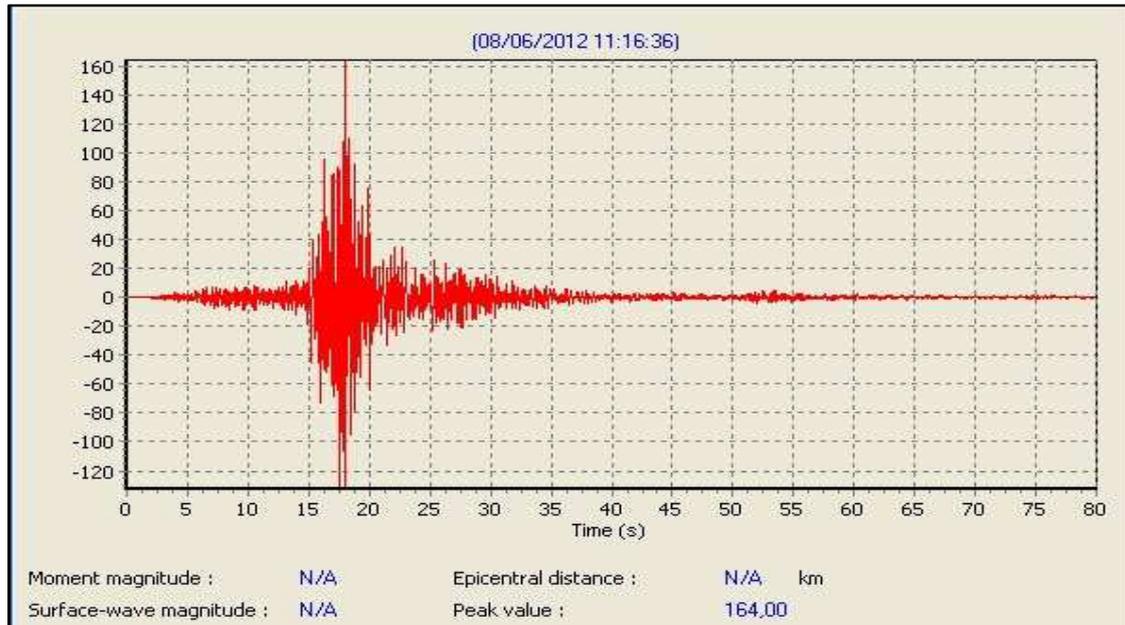


Figure 48- l'accélérogramme utilisé dans l'étude

VI.9.3. La contrainte normale

Sous l'action du poids propre, de la poussée de l'eau et des sédiments, des sous pressions, et de l'effort sismique, on constate que la compression est maximale au centre du barrage représentée en bleu claire sur la figure ci-après (-2.90 Mpa). En bleu foncé qui apparait en crête la contrainte est nulle. Cela est logique vue la géométrie quasi-symétrique du profil de barrage.

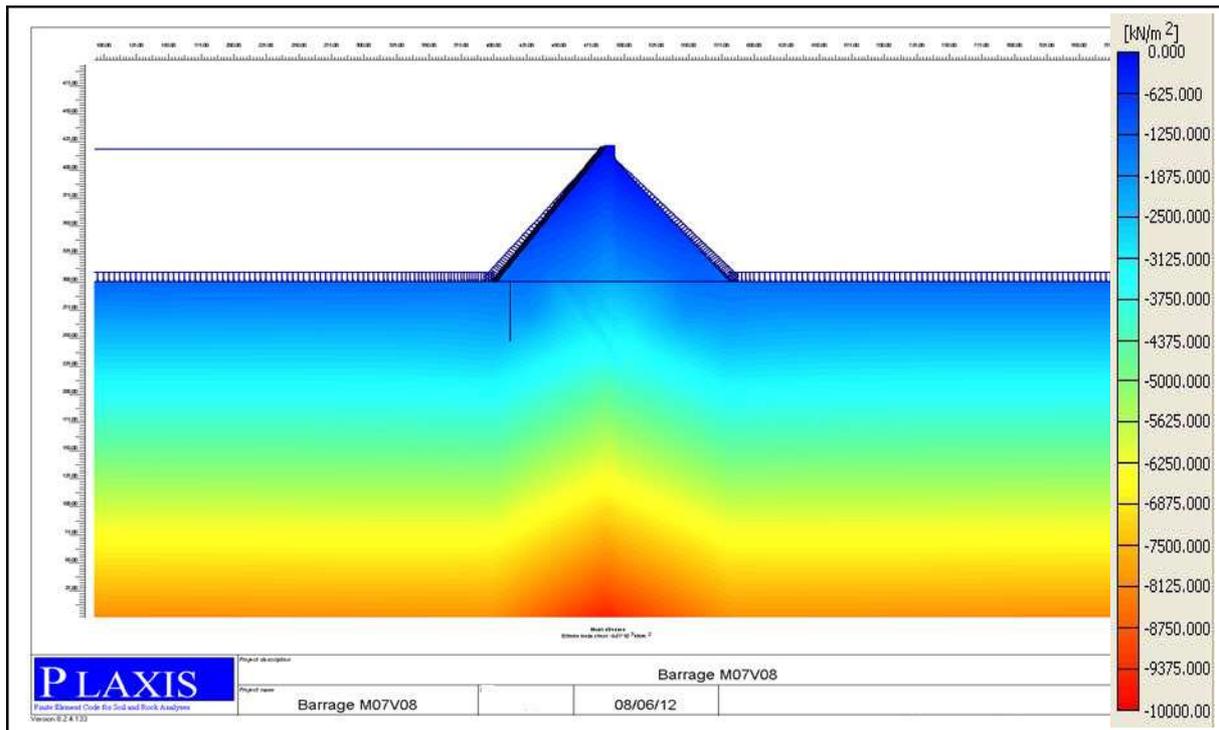


Figure 49- la distribution des contraintes normales

La distribution des contraintes au niveau de la base du barrage est donnée par le diagramme suivant :

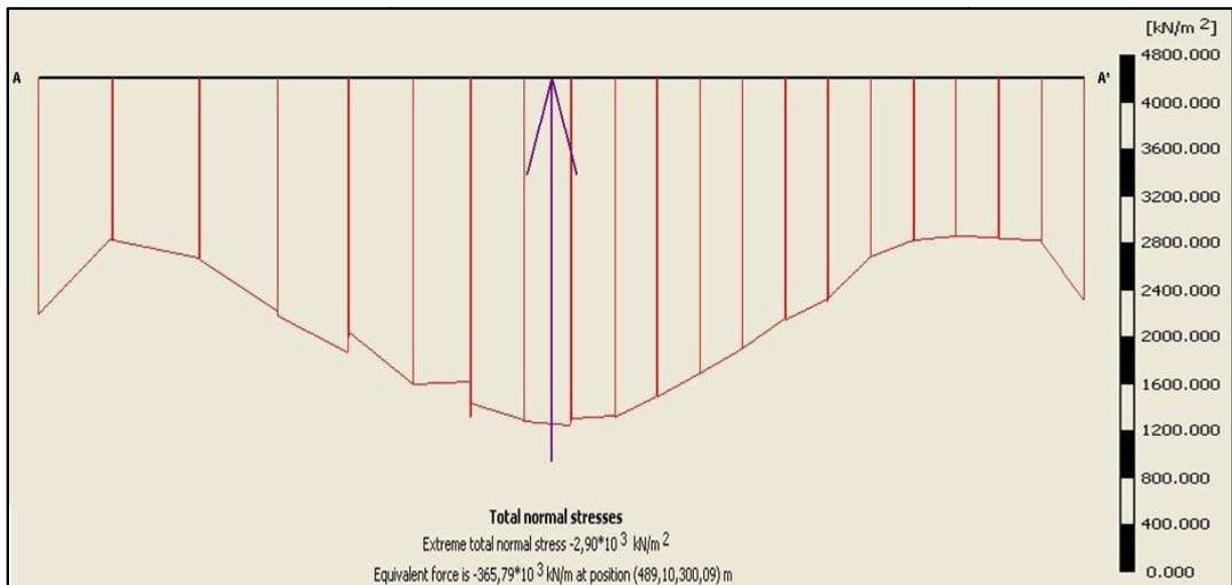


Figure 50- diagramme des contraintes au niveau de la base

VI.9.4. Le déplacement horizontal

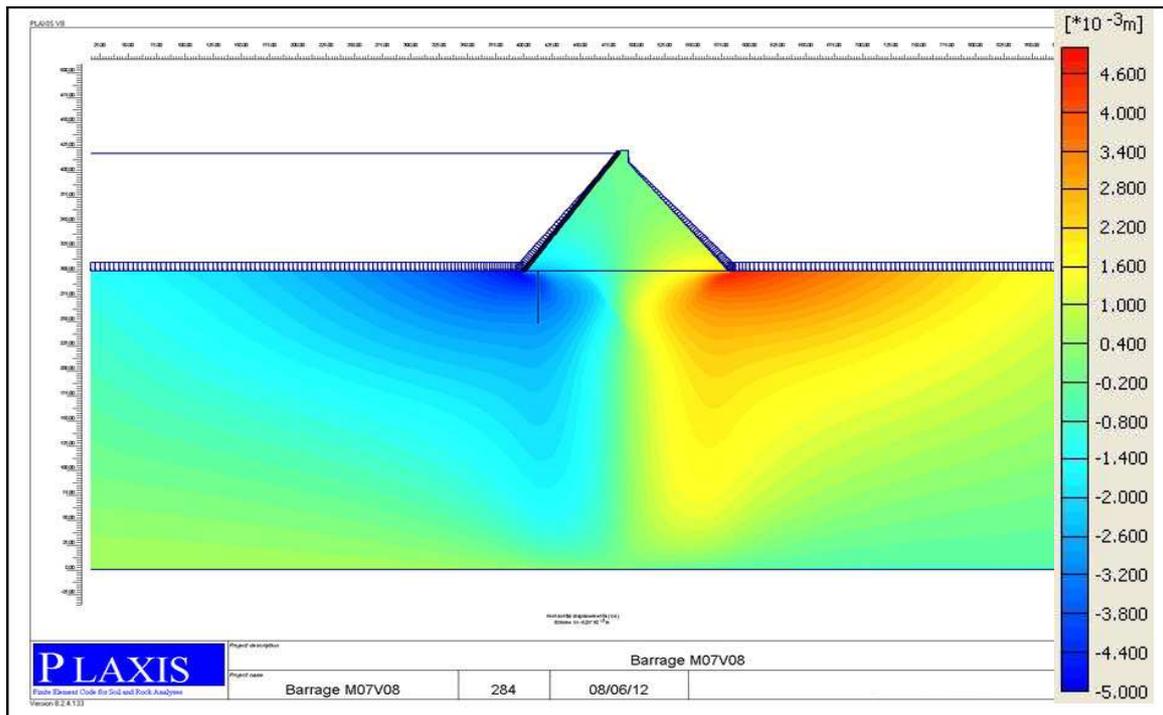


Figure 51- La variation des déplacements horizontaux

La figure ci-dessus représente les déplacements horizontaux, ils sont répartis d’une manière symétrique (en bleu les déplacements sont dans le sens négatif, et en rouge dans le sens positif), le déplacement horizontal maximal est de 5 mm.

Le diagramme ci-après représente la distribution de ces déplacements au niveau de la base :

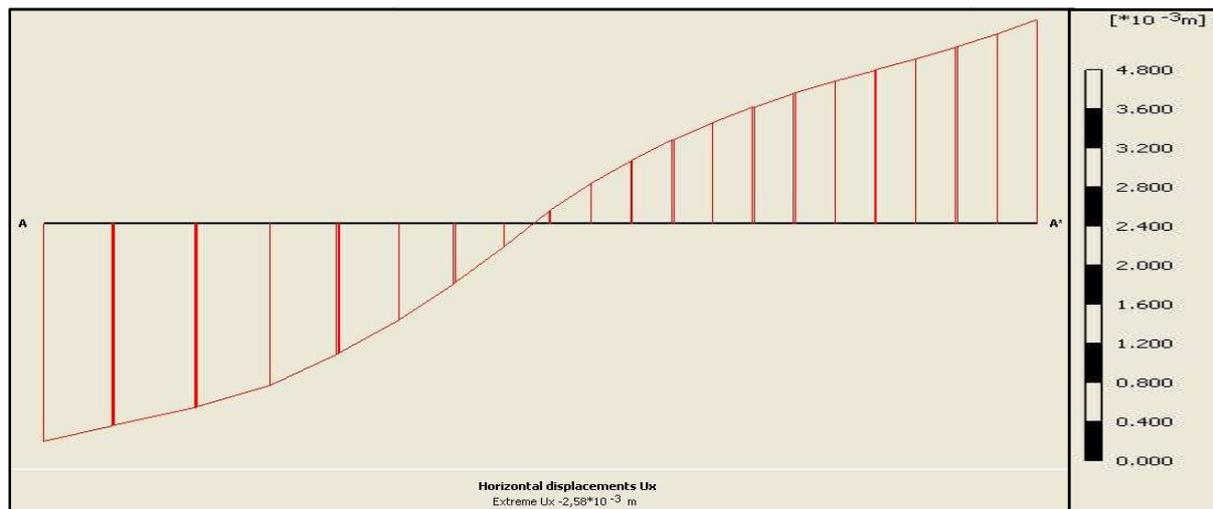


Figure 52- diagramme des déplacements horizontaux au niveau de la base

Le déplacement est nul au milieu de la base, et croit dans les deux sens d’une manière symétrique pour atteindre le maximum au niveau des parements.

VI.9.5. Le déplacement Vertical

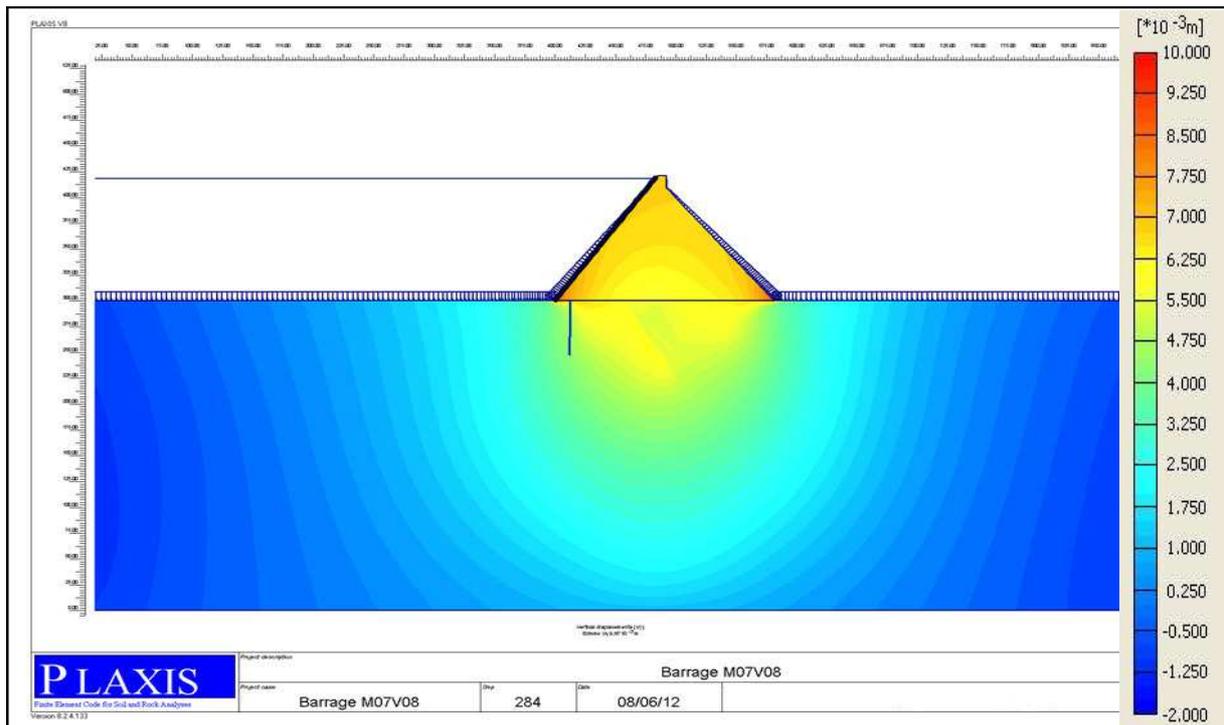


Figure 53- distribution des déplacements verticaux

Le déplacement maximal (9.02 mm) est localisé sur les deux points amont et aval de la base tel que représenté sur le diagramme suivant :

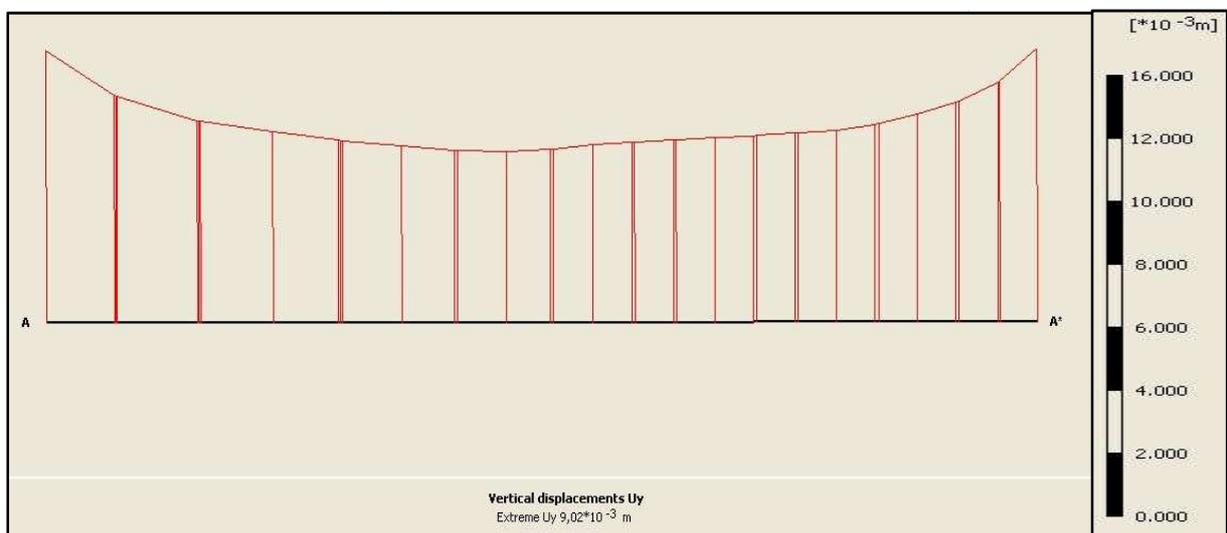


Figure 54- diagramme des déplacements verticaux au niveau de la base

Toutes ces simulations réalisées avec des éléments finis sont simplificatrices, les résultats sont donc seulement indicatifs et permettent de visualiser la distribution des contraintes, ainsi que les déformations sous chargements évoqués précédemment.

VI.10. Le barrage poids arqué

Afin de réduire le volume de béton du barrage Tabellout, on envisage de courber légèrement l'ouvrage pour qu'il bénéficie d'un effet voûte qui lui permettra d'accroître sa résistance au séisme. Il s'agit donc d'un barrage poids-voûte ou barrage poids arqué.

En effet, la poussée hydrostatique exercée sur le parement amont des barrages-voûtes est reportée sur les rives rocheuses par des arcs horizontaux travaillant en compression.

Habituellement, les barrages-voûtes sont dessinés en limitant la contrainte maximale dans les arcs comprimés à 5 MPa. Ce qui correspond à un coefficient de sécurité de 4 ou 5 pour un béton de moyenne qualité. La formule du tube (ou formule des chaudronniers) ($\sigma = P.R/e$) associée à cette contrainte admissible permet de pré-dimensionner les barrages-voûtes.

VI.10.1. Calcul statique (Méthode de l'ajustement arc-console en clé)

On souhaite déterminer le champ de contraintes dans un barrage voûte d'épaisseur constante. La voûte peut se décomposer en une série d'arcs horizontaux et de consoles verticales.

Pour connaître les contraintes dans le béton, il convient de déterminer quelle part de la pression de l'eau est reprise par les arcs et quelle part est reprise par les consoles, pour cela on suppose que la pression reprise par la console est une fonction parabolique de la profondeur [12]:

$$\bar{P}(y) = ay^2 + by + c$$

Le moment résultant de cette force est :

$$M(y) = \int_0^y t \cdot \bar{p}(y-t) dt = a \frac{y^4}{12} + b \frac{y^3}{6} + c \frac{y^2}{2}$$

Où :

t : hauteur du point considéré.

y : profondeur du point considéré.

VI.10.1.1. Principe de la méthode

On considère une console de largeur 1 m, on choisit arbitrairement trois arcs situés à des profondeurs données. On calcule les déplacements en ces trois points, et on écrit l'égalité en ces trois points avec les déplacements de la console par compatibilité géométrique [12].

La résolution de ce système linéaire à trois inconnues a, b et c nous donne alors la distribution de pression d'arc et de pression de la console en fonction de la profondeur.

VI.10.1.2. Déformation de la console

L'équation de la déformé de console (de 1 m de largeur) nous donne :

$$\delta_c''(y) = \frac{M(y)}{EI} = \frac{12M(y)}{Ee^3}$$

Où :

e : l'épaisseur de la voûte.

E : le module d'élasticité du béton.

On considère que la console est encastree en pied, ce qui nous donne les conditions aux limites suivantes pour résoudre le problème :

$$\begin{cases} \delta_c(y = h) = 0 \\ \delta_c'(y = h) = 0 \end{cases}$$

Ce qui aboutie à l'équation de la déformée suivante :

$$\delta_c(y) = \frac{1}{Ee^3} \left[\frac{a}{30} (h - y)^6 - \frac{(2ah + b)}{10} (h - y)^5 + \frac{ah^2 + bh + c}{2} (h - y)^4 - \frac{2ah^2 + 2(bh + 3c)}{2} h(h - y)^3 + \frac{ah^2 + 2(bh + 3c)}{2} h^2(h - y)^2 \right]$$

VI.10.1.3. Déformation de l'arc

La flèche d'un arc est donnée par [12]:

$$\begin{cases} \sigma_A = \frac{P_A R}{e} \\ \varepsilon_A = \frac{\delta_A}{R} \end{cases} \dots\dots\dots 20$$

$$\sigma_A = E \varepsilon_A \dots\dots\dots 21$$

L'équation 20 et 21 nous donne :

$$\frac{P_A R}{e} = E \frac{\delta_A}{R} \Rightarrow \delta_A = \frac{P_A R^2}{eE} \dots\dots\dots 22$$

On exprime la pression reprise par l'arc p_A en fonction de la pression totale p et de la pression reprise par la console :

$$P_A(y) = P(y) - \bar{P}(y) = \rho_{eau} \cdot g \cdot y - (ay^2 + by + c)$$

D'où, la déformée de l'arc est :

$$\delta_A(y) = \frac{[\rho_{eau} \cdot g \cdot y - (ay^2 + by + c)]R^2}{eE}$$

VI.10.1.4. Compatibilité des déformations

On écrit enfin la compatibilité des déplacements en trois points choisis arbitrairement :

$$\begin{cases} \delta_c(0) = \delta_A(0) \\ \delta_c\left(\frac{h}{2}\right) = \delta_A\left(\frac{h}{2}\right) \\ \delta_c(h) = \delta_A(h) \end{cases}$$

Pour le cas de Tabellout, la hauteur de la voûte est de 121 m, le rayon est de 200 m, l'épaisseur est de 35 m, et un module dynamique de 30 000 MPa. On suppose que la retenue atteint la crête du barrage.

La résolution du système donne : a = 6,98 ; b = 11 770,92 ; c = - 339 432,65

Ces résultats nous ont permis de tracer le graphe ci-après qui illustre la distribution de la pression hydrostatique, la partie reprise par la console et la partie reprise par l'arc :

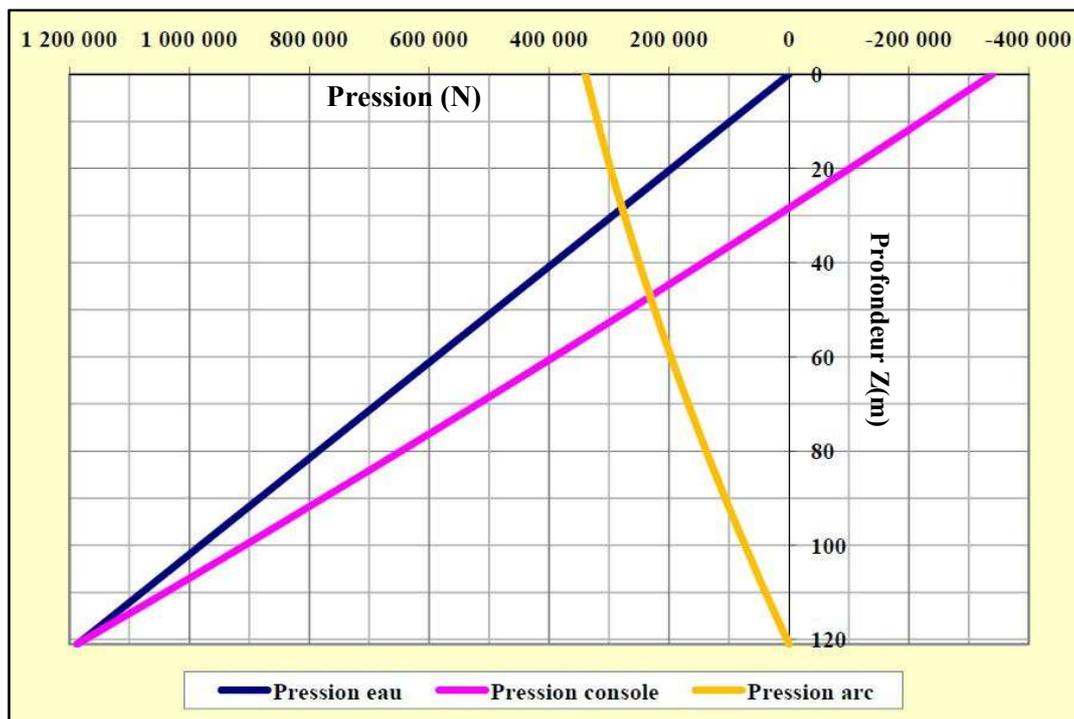


Figure 55- Pressions reprises par les arcs et consoles

Ce graphe montre que la pression de l'eau reprise par la console est négative dans la partie haute du barrage, puis croît jusqu'à tout reprendre en pied du fait de l'encastrement. L'effet voûte est maximal en crête.

Le graphe ci-dessous représente la distribution des contraintes internes dans le corps du barrage :

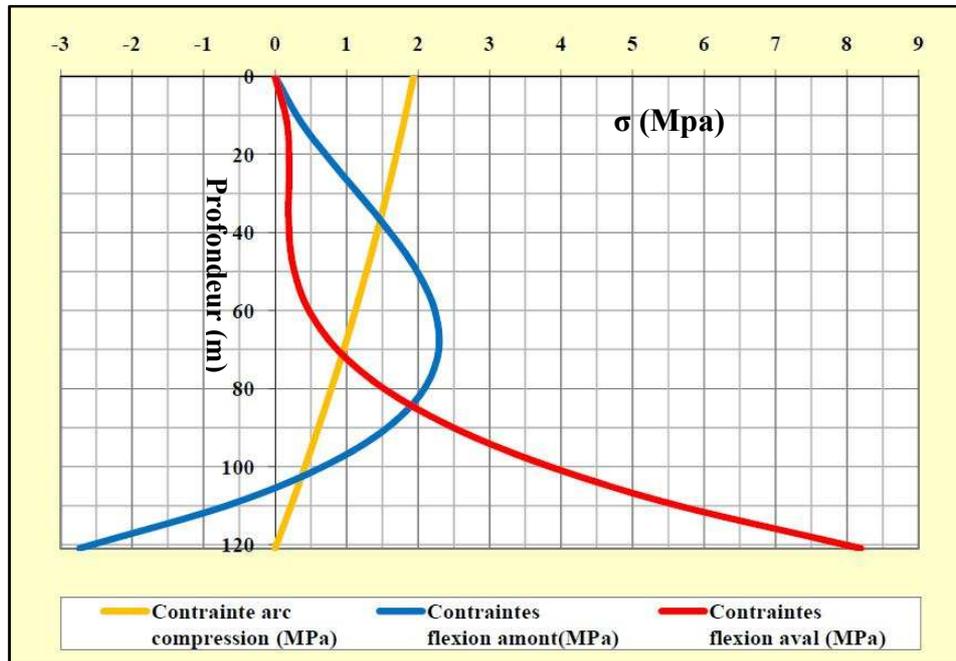


Figure 56- Contraintes internes dans le barrage

Les arcs reprennent jusqu'à 2 MPa de compression, alors que les consoles en pied reprennent 8 MPa de compression (valeurs positives sur le graphe) et 3 MPa de traction (valeurs négatives sur le graphe) du fait de leur flexion.

Le moment de flexion change de signe (le graphe ci-dessous) car la pression reprise par la console change de signe également :

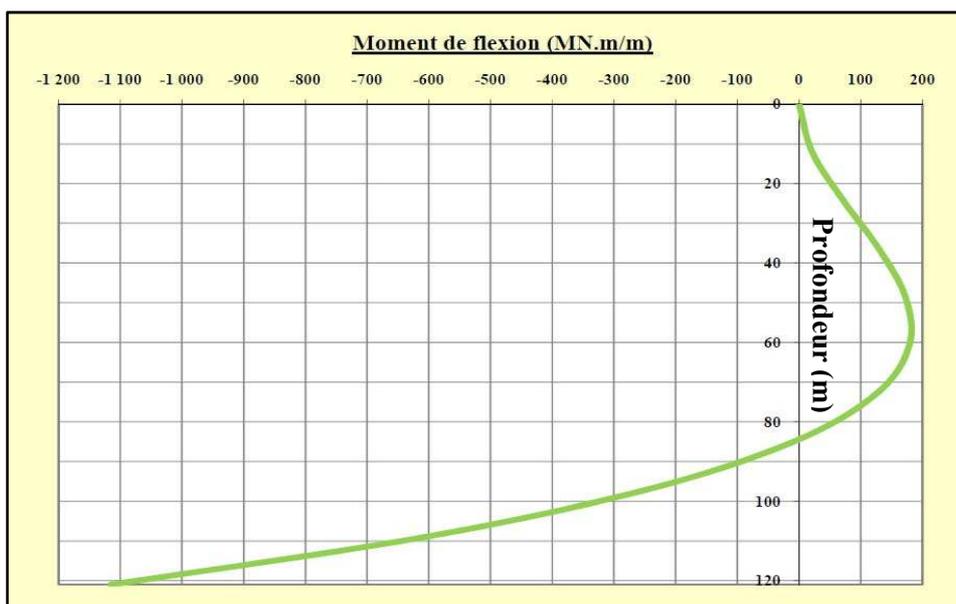


Figure 57- Moment de flexion repris par la console

VI.10.2. Simulation aux éléments finis – éléments coque

La forme de la voute choisie pour le projet de Tabellout, est un arc en spirale logarithmique dont l'équation polaire est la suivante :

$$\rho = a \times e^{\frac{\theta}{\tan V}}$$

Où : $a = 200$ m et $V = 45^\circ$. V est l'angle que fait constamment le rayon-vecteur avec la tangente de la spirale.

Si l'on conserve le volume de béton du barrage poids initialement proposé par EDF, avec un fruit amont nul, alors on trouve que le fruit aval est égal à 0,75.

VI.10.2. 1. Maillage

Les calculs ont été réalisés avec le logiciel aux éléments finis « COBEF » développé par Coyne et Bellier. Le modèle est composé de 958 éléments volumiques (tétraèdres) d'interpolation quadratiques et de 100 éléments joints. Le barrage est composé de 2 éléments dans l'épaisseur en crête, et 6 éléments à sa base [5].

VI.10.2. 2. Caractéristiques des joints

Les joints permettent de modéliser un contact non linéaire entre le barrage et sa fondation. Lorsque le joint fonctionne dans le domaine linéaire (il n'y a ni ouverture, ni glissement), celui-ci doit être transparent dans le calcul, c'est-à-dire qu'il doit transmettre les contraintes sans déformation. Il doit donc être aussi rigide que les éléments volumiques adjacents.

En pratique, les modules normal et tangentiel sont pris à 50 000 MPa/m.

La rupture plastique est définie par deux critères :

- Les contraintes de traction ne sont pas admissibles. Le joint s'ouvre jusqu'à ce que ces tractions disparaissent.
- L'angle de frottement du contact est pris à 45° .

VI.10.2. 3. Conditions limites

Les conditions limites (points fixes du modèle) ont été imposées aux extrémités de la fondation. Celle-ci a été modélisée avec une profondeur suffisante afin de reproduire de manière réaliste les déformations du rocher au droit des appuis du barrage.

VI.10.2. 4. Un fonctionnement en voûte avéré

Du fait de profil poids du barrage, l'ouvrage est relativement rigide. Or le fonctionnement en arc ne s'établit que lorsque le déplacement du barrage vers l'aval est significatif. Si un barrage poids-voûte est trop rigide, les déplacements vers l'aval ne sont pas suffisants pour permettre aux contraintes d'arcs d'apparaître.

Dans le cas du Tabellout l'effet d'arcs apparaît dès le niveau normal de la retenue. Des hypothèses prudentes ont été choisies sur les modules du béton du barrage E_b et du massif de fondation E_r .

Ces contraintes d'arc pour une retenue au niveau normal sont illustrées par la figure suivante, qui représente une coupe à mi-hauteur du barrage [2]:

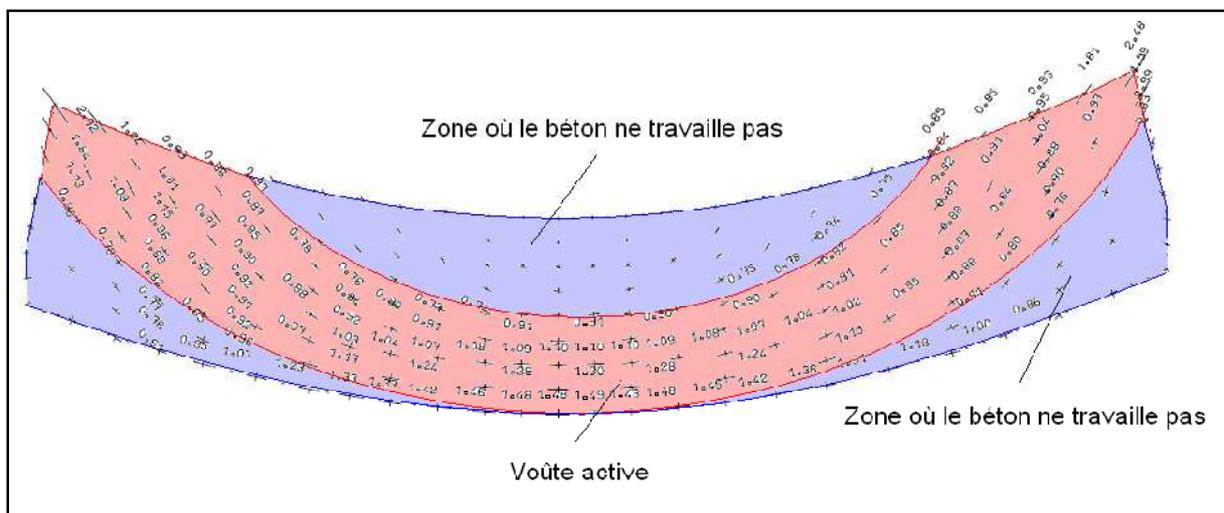


Figure 58- Contraintes dans un arc situé à mi hauteur du barrage [2]

Les arcs géométriques sont bien plus épais que ce qui résulterait d'une optimisation d'un barrage voûte. Par conséquent, les contraintes sont faibles (environ 2 MPa), mais se concentrent dans la partie amont (au centre) et dans sa partie aval (en rive). Elles ne sont pas réparties dans toute l'épaisseur du barrage. C'est ce que « André Coyne » appelait arc actif, et qui correspond aux zones où passent les contraintes d'arcs [2].

Plus l'arc géométrique est épais et court, plus l'arc actif sera différent de l'arc géométrique. C'est ce qui se passe pour les arcs inférieurs du barrage représenté dans la figure ci-après :

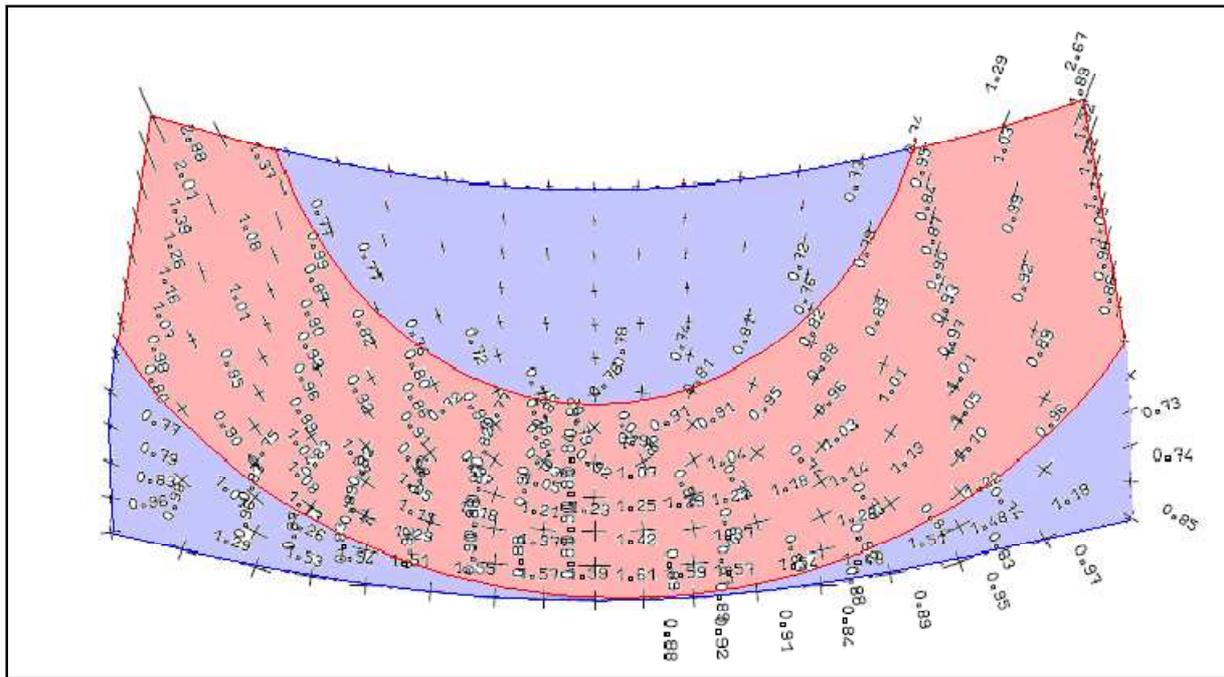


Figure 59- Arc actif, pour le cas Retenue RN, à la cote 245 NGA [2]

Le fonctionnement de l'arc actif est important. Dans la partie aval de la clef de voûte, la compression est nulle et des légères tractions sont à souligner, Ainsi, sur les ouvrages existants de légères fissures peuvent être observées à l'aval. Ces fissures sont en général sans importances, puisqu'elles concernent une partie de l'arc qui ne travaille pas.

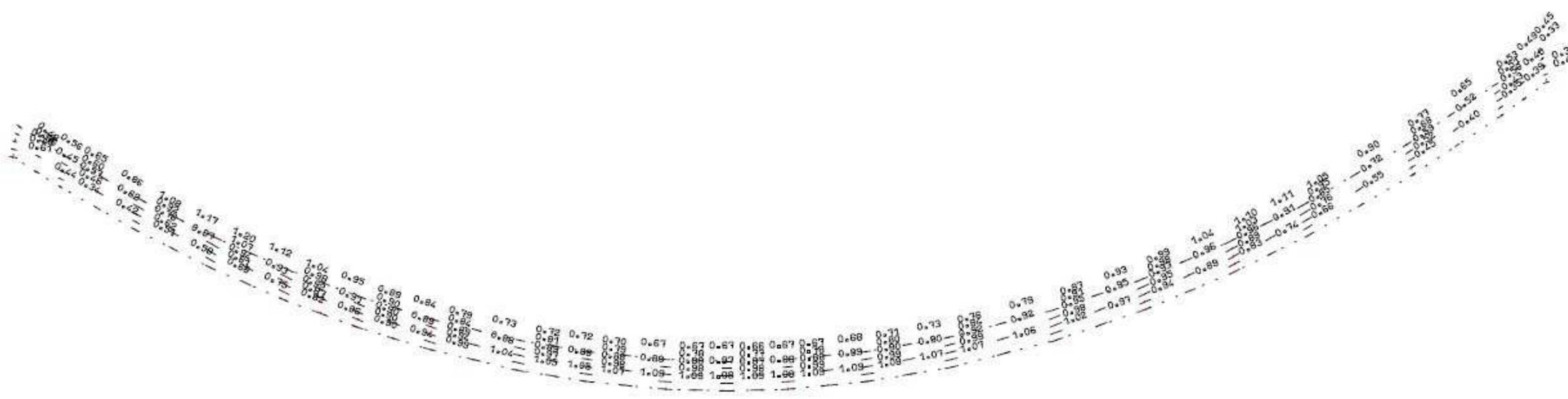
De la même manière, il existe une zone à l'amont des appuis où les contraintes sont faibles, les efforts d'arcs passent naturellement à l'aval des appuis, et viennent décharger le pied amont. Ainsi, des zones de desserrement peuvent apparaître à l'amont des appuis. Dans le cas d'un barrage poids arqué, ces zones sont inévitables du fait du mode de fonctionnement du barrage mais acceptables.

VI.10.2. 5. Comportement statique du barrage

VI.10.2.5.1. Retenue à la cote RN

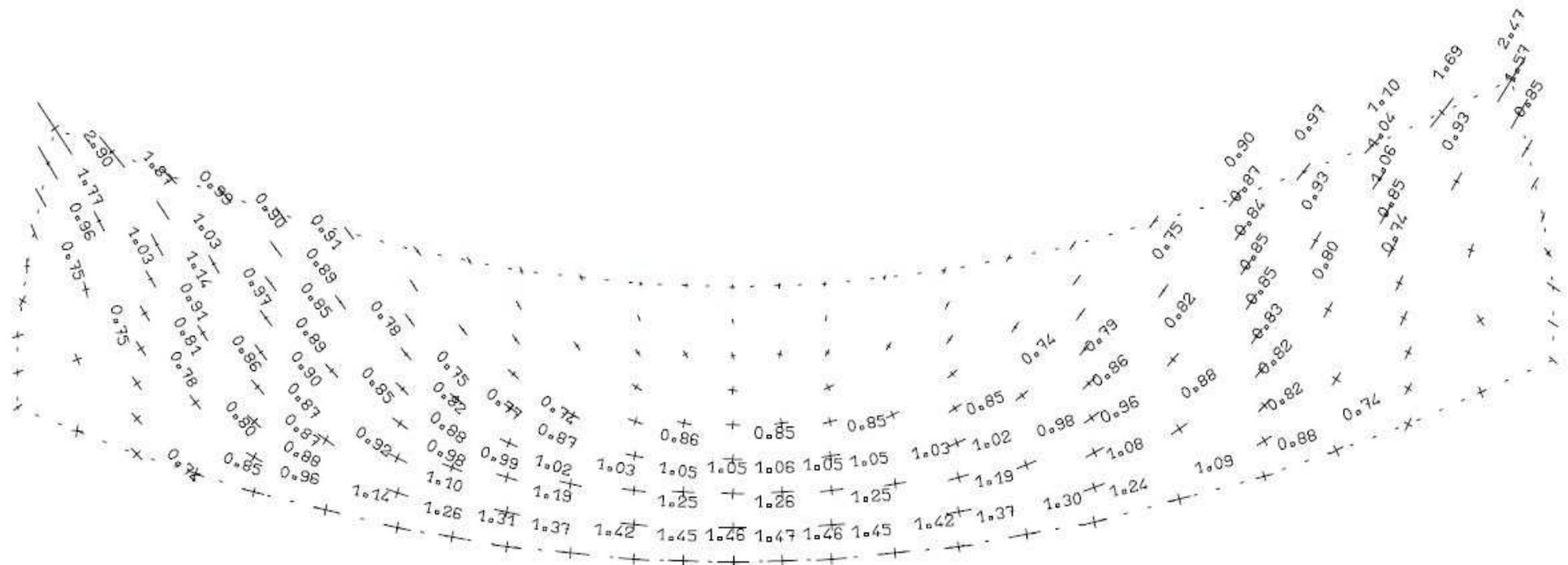
Les résultats du chargement RN sont donnés dans les trois figures qui suivent. On peut observer que les efforts d'arc s'installent dès le chargement RN, malgré l'épaisseur du barrage qui est un ouvrage relativement rigide. Les contraintes sont faibles et restent inférieures à 2 MPa.

Ces contraintes ne sont pas présentes dans la totalité de l'arc et se concentrent dans la partie amont en clef de voûte, et dans la partie aval des appuis. Ces contraintes dessinent un second arc, aussi appelé arc actif, qui représente la partie où passent réellement les contraintes.



ECHELLE GEOMETRIQUE : 0.00060
 PROJECTION PLANE
 CONTRAINTES PRINCIPALES 1CM = 5.0000 MPA

Figure 60- Distribution des contraintes principales de l'arc en crête



ECHELLE GEOMETRIQUE : 0.00060
 PROJECTION PLANE
 CONTRAINTES PRINCIPALES 1CM = 5.0000 MPA

Figure 61- Distribution des contraintes principales de l'arc à la cote 275 NGA [5]

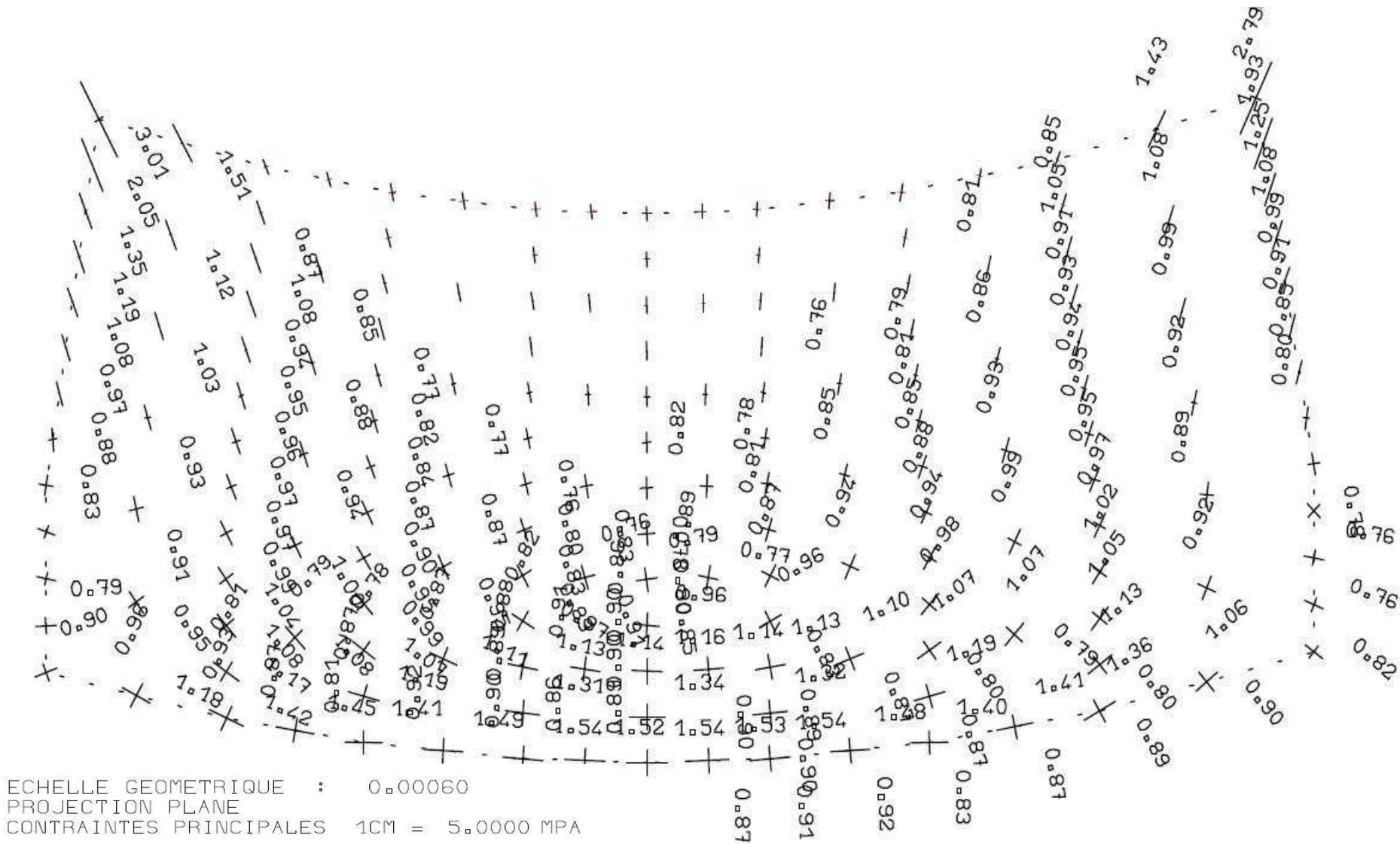


Figure 62- Distribution des contraintes principales de l'arc à la cote 245 NGA [5]

VI.10.2. 5.2. Retenue à la cote PHE

Le comportement du barrage à la cote PHE est très similaire au chargement RN.

Le fonctionnement en arc est plus marqué : les contraintes de compression sont légèrement plus élevées que sous le chargement RN, tout en restant inférieures à 2 MPa.

VI.10.2. 6. Comportement dynamique du barrage :

VI.10.2. 6.1. Analyse des amplifications

Le spectre du séisme de Boumerdès normé, utilisé pour les calculs dynamiques de Tabellout est donné à la figure suivante :

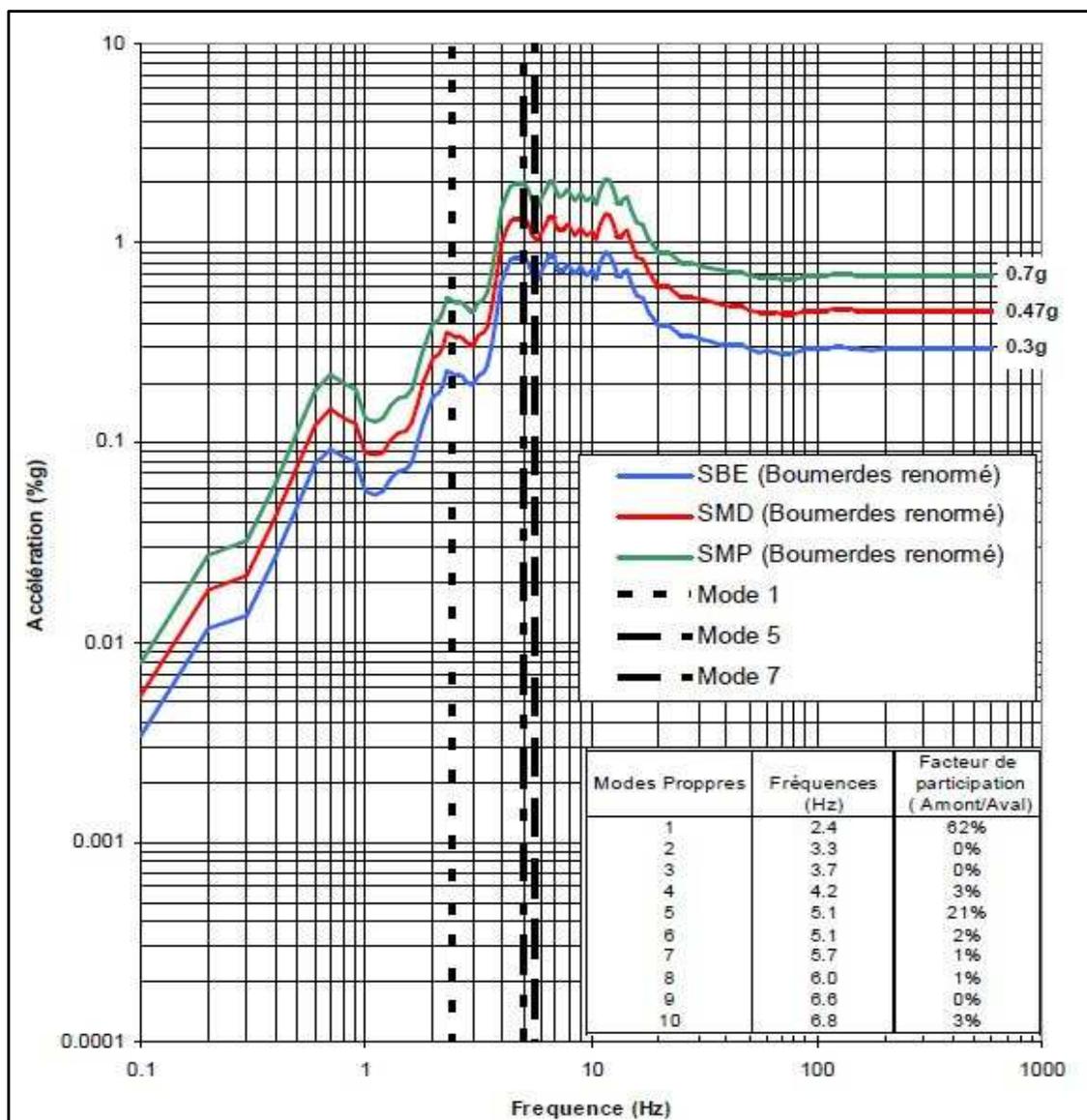


Figure 63- Spectres de Tabellout fréquence des modes propres [5]

Les fréquences des modes propres du barrage sont également indiquées. On peut observer que les fréquences des premiers modes propres du barrage (situé entre 4 et 11 Hz) correspondent à la zone où l'accélération spectrale est maximale. Les sollicitations sismiques seront donc fortement amplifiées par le barrage.

Il convient donc de traiter avec prudence les sollicitations sismiques qui agissent sur le barrage de Tabellout. Non seulement le séisme est élevé, 0,47g pour le SMD, avec l'existence d'une faille active à proximité immédiate du parement amont, mais de plus, ces sollicitations déjà fortes se retrouvent très amplifiées par le barrage.

VI.10.2. 6.2. Séisme Maximal de Dimensionnement :

Les déplacements sous cas de charge sismique sont généralement du même ordre de grandeur que pour les cas de charges statiques. Sur Tabellout, les déplacements de la crête calculés pour une retenue à la cote RN sont compris entre 2 et 3 cm.

Sous séisme SMD, ceux-ci atteignent 6 cm sur deux pics, et 4 cm sur 3 pics, soit environ 2 à 3 fois plus importants que les valeurs des cas statiques. Cela confirme encore une fois le caractère exceptionnel du séisme sur le site de Tabellout.

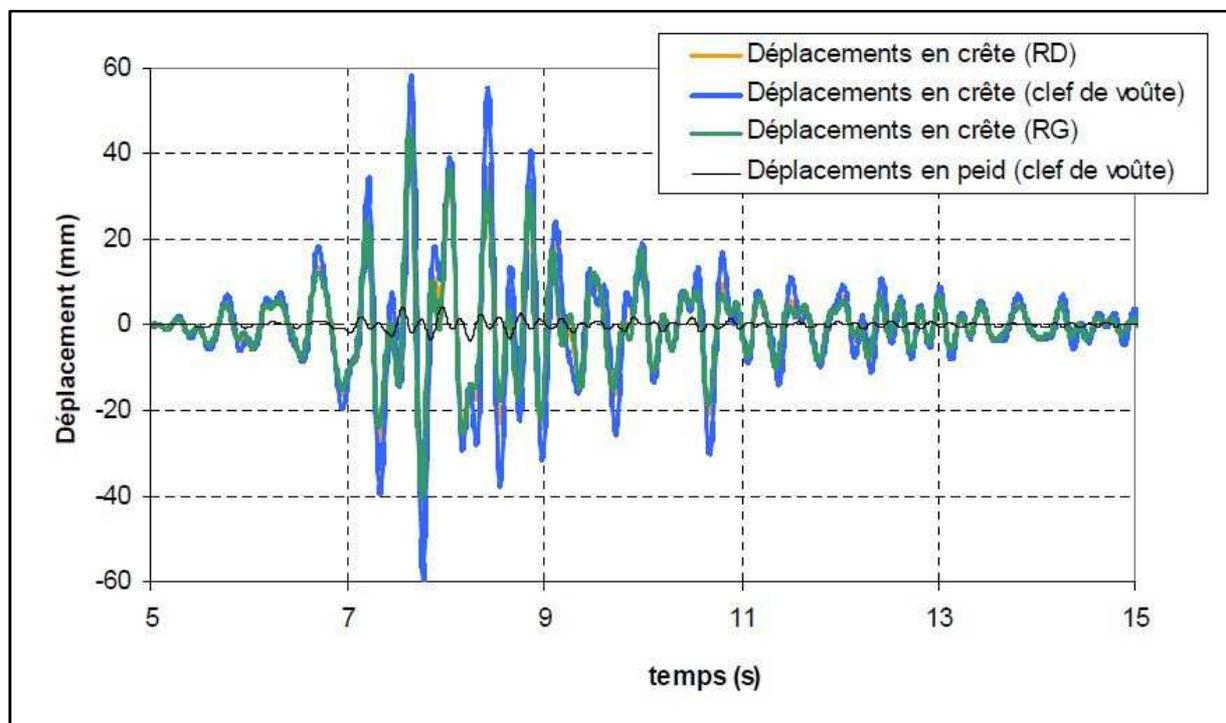


Figure 64- Déplacements calculés – séisme SMD

VI.10.2.6.3. Analyse des contraintes

Les états de contraintes les plus pénalisants lors du séisme correspondent aux déplacements maximums respectivement en crête et en pied du barrage. Ceux-ci oscillent en opposition de phase, et les déplacements maximums ne sont pas atteints en même temps. L'état de contrainte correspondant aux déplacements amont /aval les plus importants est présenté à la figure suivante :

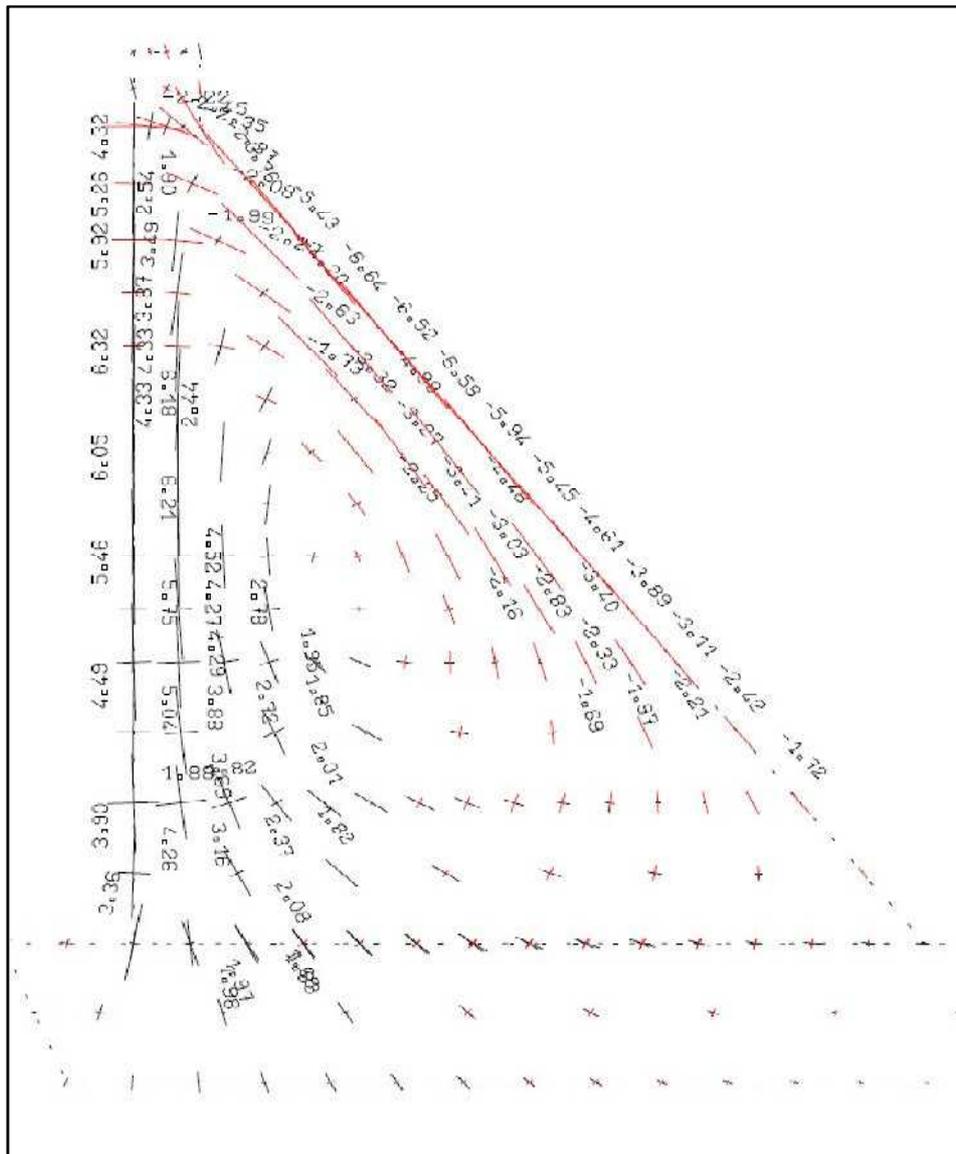
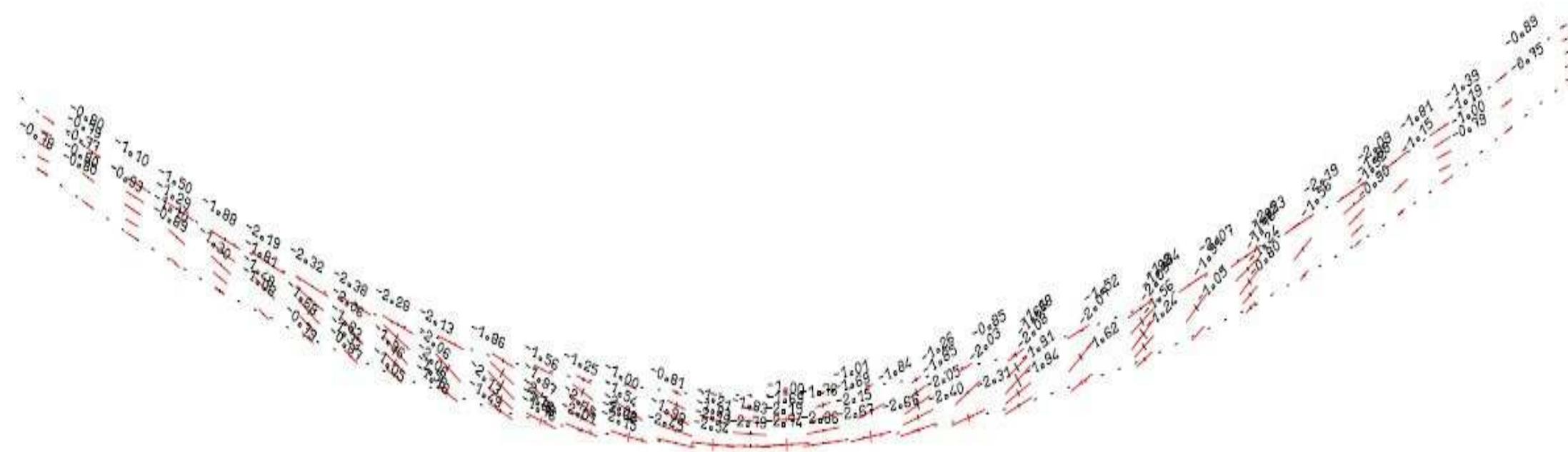


Figure 65- Contraintes normales dans la console [5]

Ces contraintes atteignent 5 à 6 MPa, elles sont admissibles en compression dès lors que la résistance du béton est adaptée. En traction, ces valeurs peuvent apparaître élevées.

La distribution des contraintes principales en crête, aux cotes 275 et 245 NGA de l'arc est donnée par les trois figures qui suivent :



ECHELLE GEOMETRIQUE : 0.00060
 PROJECTION PLANE
 CONTRAINTES PRINCIPALES 1CM = 5.0000 MPA

Figure 66- Distribution des contraintes principales de l'arc en crête [5]

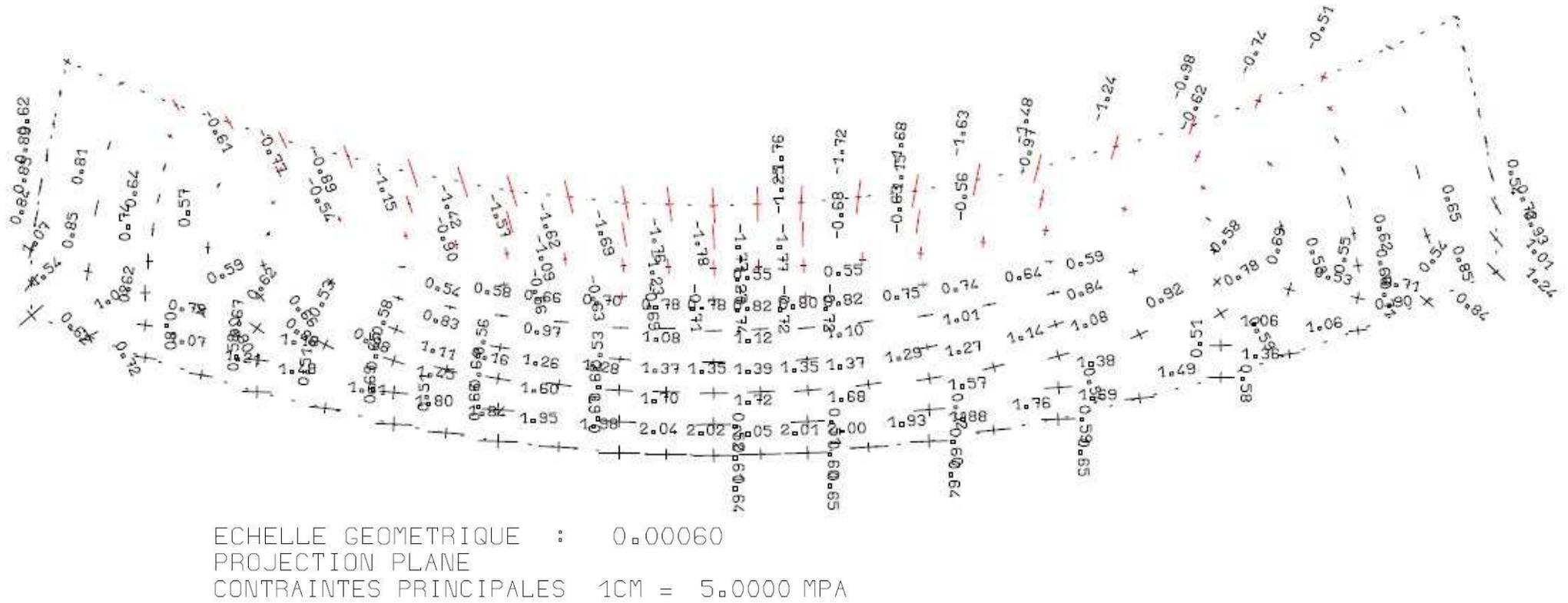
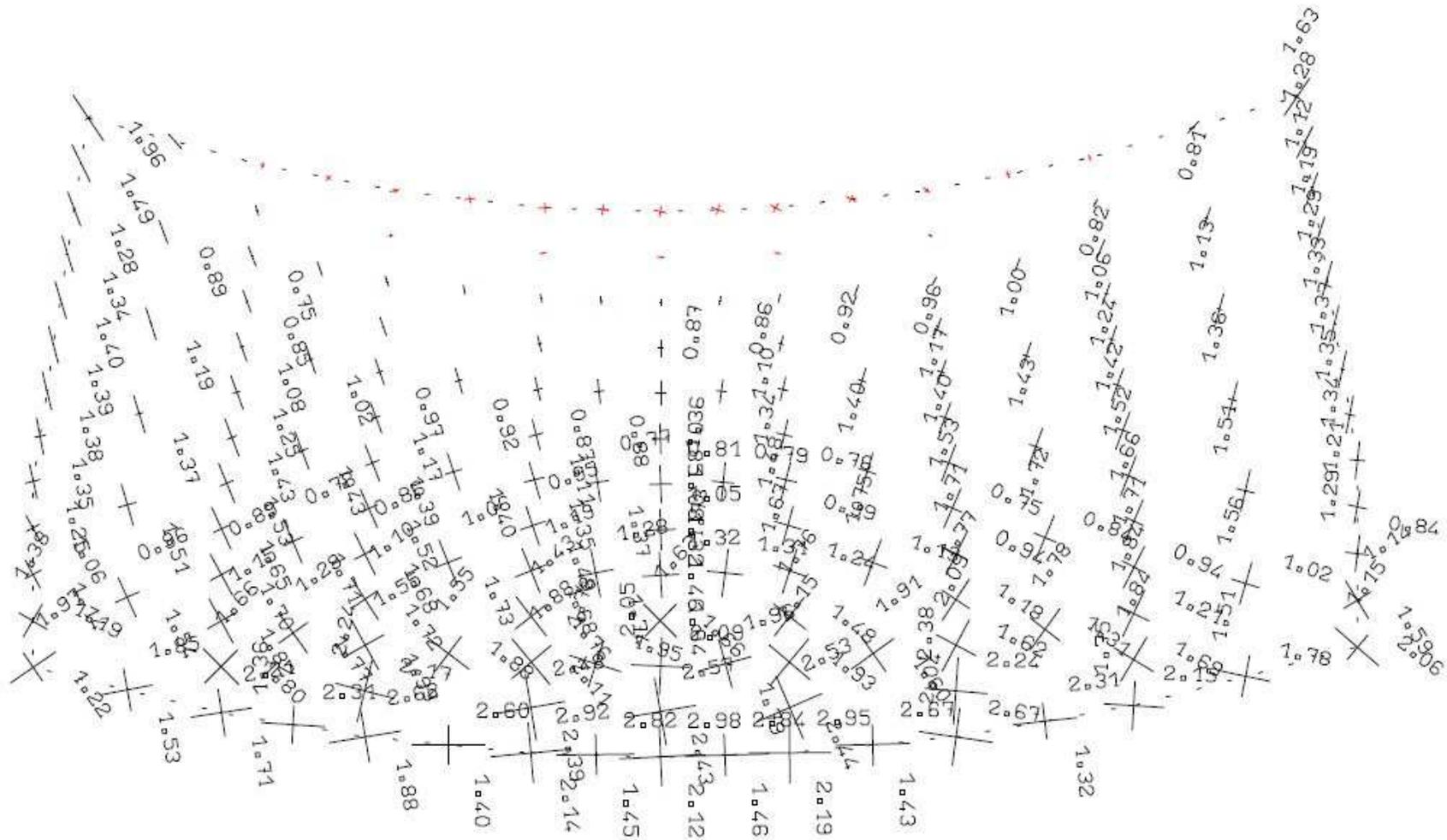


Figure 67- Distribution des contraintes principales de l'arc à la cote 275 NGA [5]



ECHELLE GEOMETRIQUE : 0.00060
 PROJECTION PLANE
 CONTRAINTE PRINCIPALES 1CM = 5.0000 MPA

Figure 68- Distribution des contraintes principales de l'arc à la cote 245NGA [5]

VI.10.2.6.4. Séisme de Base d'Exploitation :

Le calcul dynamique étant réalisé en linéaire, la réponse du barrage pour un séisme SBE est la même que pour un séisme SMD au rapport des accélérations près. Ainsi, les déplacements, les contraintes, et les accélérations obtenues doivent être diminuées d'un facteur 0,3g/0,47g.

Ainsi, les déplacements et accélérations maximales en crêtes sont respectivement de 3,8 cm et 2,5g, et les contraintes maximales sont environs de 6 MPa.

VI.10.2.6.5. Séisme Maximum Probable

De la même manière, les résultats du SMD sont valable pour le SMP au facteur 0,7g/0,47g près. Ainsi, les déplacements et accélérations maximales en crêtes sont respectivement de 8,9 cm et 6g. Et les contraintes maximales sont environs de 11 MPa.

VI.11. Conclusion :

Durant cette étude de stabilité plusieurs profils ont été étudiés en considérant différentes situations et conditions.

L'étude théorique de pré-dimensionnement montre que sous le poids propre, la poussée de l'eau et des sédiments ainsi que les sous pressions, un barrage est stable à partir d'un fruit total de 0,9 ; mais en tenant compte de l'action sismique le fruit augmente pour atteindre un fruit total de 1,5 (nous rappelons que le passage d'un fruit total de 0,9 à un fruit total de 1,5 engendrera une augmentation de volume de l'ordre de 70%).

Afin de garder le même volume du béton que le projet initial, le barrage à été arqué et le fruit total diminue pour atteindre 0,75.

Le profil final est alors un barrage poids voute d'un parement amont vertical et un parement aval incliné de 0,75.

Chapitre VII :
Ouvrages Annexes

VII.1. Introduction

Les ouvrages annexes sont l'ensemble des organes intégrés dans le corps du barrage, et assurent le bon fonctionnement de ce dernier.

Dans ce chapitre on présentera les plus importants de ces ouvrages et leurs méthodes de dimensionnement, en commençant par les ouvrages de dérivation provisoire, les batardeaux amont et aval, ensuite l'évacuateur de crues et en terminera par les ouvrages de vidange.

VII.2. Ouvrages de dérivation provisoire

VII.2.1. Dérivation provisoire

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux pendant la construction de la digue afin de ne pas gêner les travaux de chantier et protéger ainsi le chantier contre toutes crues et venues d'eau qui peuvent provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux.

VII.2.1.1. Conditions géologiques

Les reconnaissances géologiques effectuées par le bureau d'étude EDF en Décembre 2000 ont mis en évidence des zones d'instabilité en rive droite notamment la présence d'un important glissement rocheux situé dans la zone d'entonnement de la galerie de dérivation provisoire. Dans ces conditions, les galeries de dérivation provisoire sont implantées en rive gauche où elles traversent un substratum rocheux composé de matériaux allant des schistes aux gneiss, présentant de bonnes qualités mécaniques.

VII.2.1.2. Crue de chantier

Comme critère de projet, on considère la crue de période de retour 10 ans. Etant donnée la nature du barrage projeté (BCR), et dans un souci de minimiser le coût de construction des ouvrages de dérivation, nous admettons un risque de submersion pendant la durée du chantier, au passage d'une crue de débit de pointe supérieur à celui de la crue de période de retour 10 ans.

Le débit de pointe de la crue de période de retour 10 ans, déterminé à partir du bassin versant de 402 km², incluant celui du barrage d'Erraguène situé en amont de Tabellout, est de 846 m³/s.

Sachant que le débit de pointe de la crue de période de retour 10 ans (propre au bassin versant d'Erraguène, 133 km²) qui se déverse dans la retenue d'Erraguène, est égal à 369 m³/s, on fera l'hypothèse, en première approximation, que du fait du laminage de la crue

par la retenue d'Erraguène, seulement un tiers du volume de la crue est évacué par le barrage. Par conséquent, le débit de pointe évacué par le barrage d'Erraguène est de $123 \text{ m}^3/\text{s}$.

Dans nos simulations, nous retiendrons une valeur de débit de pointe caractérisant la crue de chantier de période de retour de 10 ans, égale à :

$$(846 - \frac{2}{3} \times 369) = 600 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'étude du laminage de la crue de chantier est déterminée à partir d'un hydrogramme triangulaire de débit de pointe Q_T , de temps de base T_B , avec un temps de concentration $\frac{1}{2} T_B$, pour le site de Tabellout, nous retiendrons les valeurs suivantes :

- $QT = 600 \text{ m}^3/\text{s}$
- $TB = 17,9 \text{ h}$ (voir II.3.3.2)
- $TC = 8,95 \text{ h}$
- $V = 19,33 \text{ hm}^3$

L'hydrogramme est donné par la figure -69 ci-après :

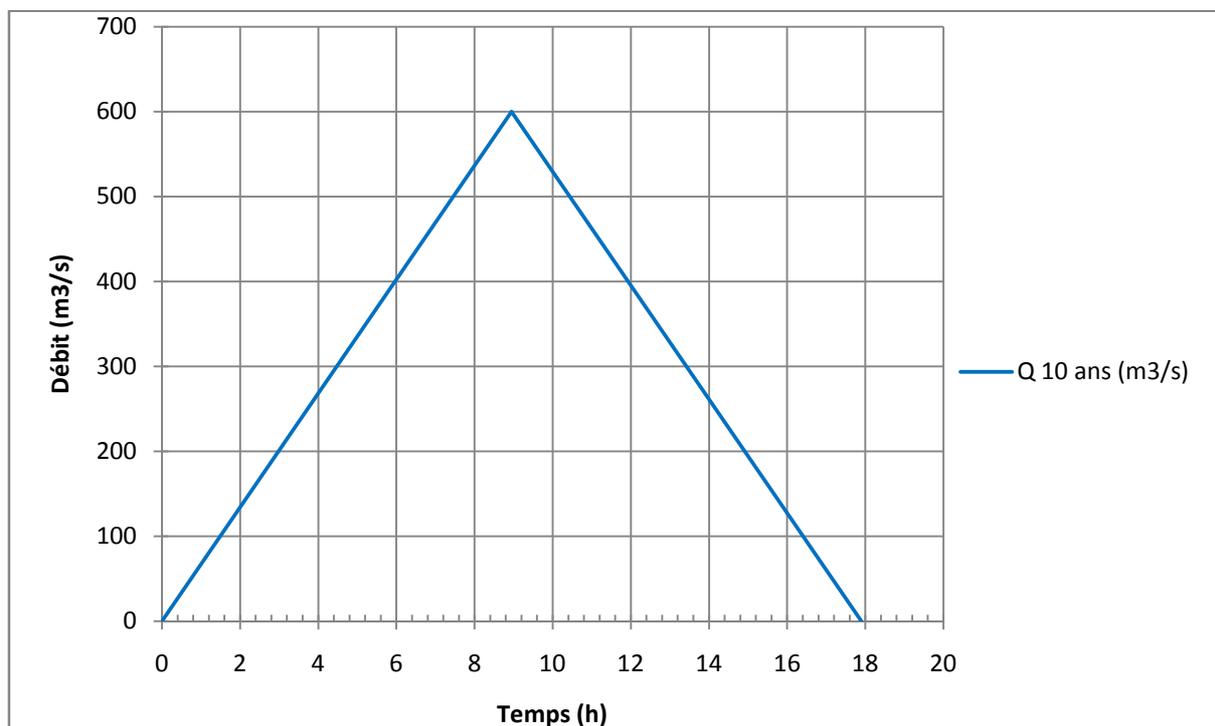


Figure 69- Hydrogramme de la crue de chantier de période de retour 10 ans

VII.2.1.3. Géométrie de la galerie de dérivation provisoire

La dérivation provisoire est constituée par deux galeries en fer à cheval réalisées en traditionnel à l'explosif et revêtues de béton projeté. Les caractéristiques dimensionnelles de ces galeries sont résumées dans le tableau -34 ci-après :

Tableau 34- Caractéristiques dimensionnelles des galeries de dérivation provisoire

	galerie gauche	galerie droite
Cote du fil d'eau amont	223,00 NGA	
Cote du fil d'eau aval	217,00 NGA	
Longueur	430,9 m	378,4 m
Pente	1,39%	1,58%
Géométrie	Fer à cheval à radier plat	
Diamètre nominale de la voûte	6 m	
Largeur de radier	4,50 m	
Hauteur	6,00 m	
Section	30,20 m ²	
Angle des pieddroits	16°	

A partir des données de ce tableau, on a pu dresser un dessin caractéristique de la section de la galerie de dérivation provisoire en utilisant le logiciel de dessin « AUTOCAD 2008 ». Le dessin est donné par la figure -70 ci-après :

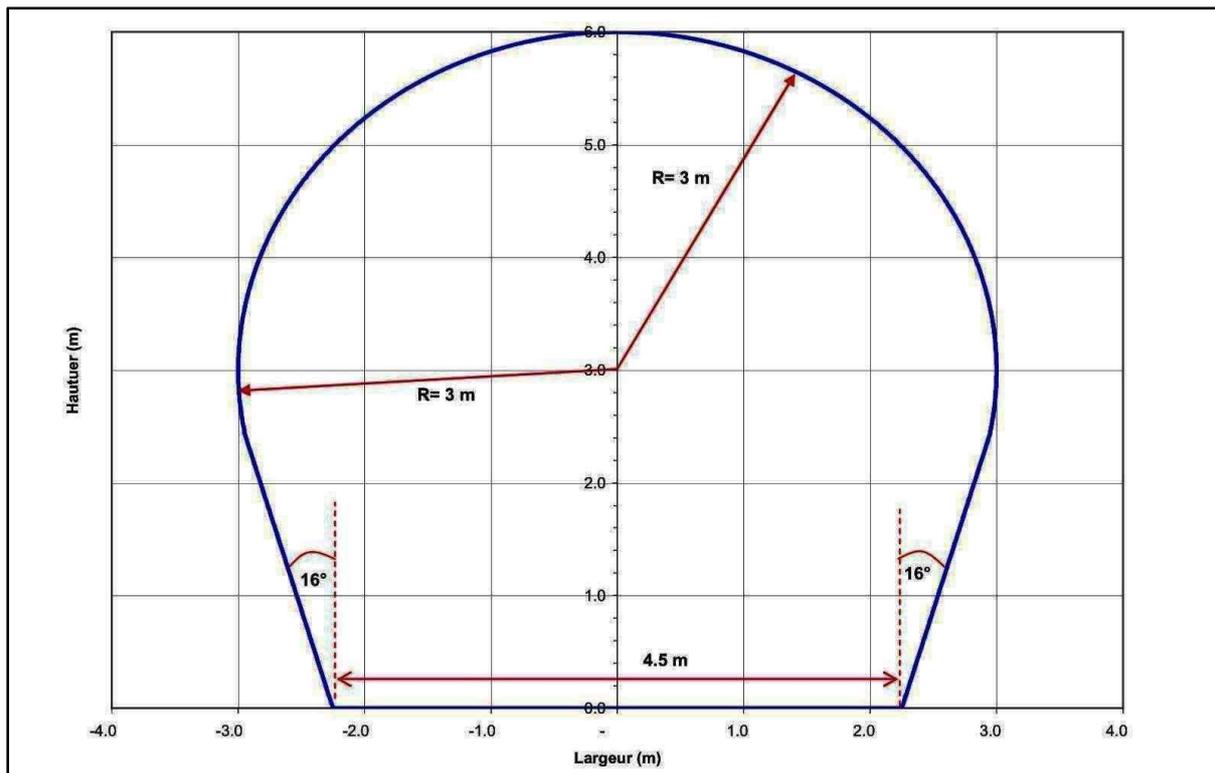


Figure 70- Géométrie de la section de la galerie de dérivation provisoire

Le choix de deux galeries plutôt qu'une est justifié par :

- Des raisons constructives ; en effet, une seule galerie imposerait un diamètre fini de 8,60 m au lieu de 6,00 pour obtenir une section équivalente de 60 m^2 . Compte tenue de la qualité du rocher, un diamètre d'excavation de 9 mètres présenterait des difficultés importantes de réalisation.
- Des raisons de planification des travaux de fermeture de la galerie avant la mise en eau ; le fait d'avoir deux galeries permet de mieux gérer cette phase toujours délicate.

Avant la mise en eau de la retenue, les galeries de dérivation seront définitivement condamnées au moyen de deux bouchons étanches en béton ancrés au rocher.

VII.2.1.4. Conduite des calculs

Le calcul du laminage de la crue de chantier a été conduit à l'aide du code de calcul « SIMRES / MATLAB – version 1.0 ». Ce logiciel permet de calculer l'évolution en fonction du temps, du niveau d'une retenue en fonction des débits entrants (hydrogramme de crue) et des débits sortants. Les résultats obtenus sont donnés par les figures –71 et 72 ci-après :

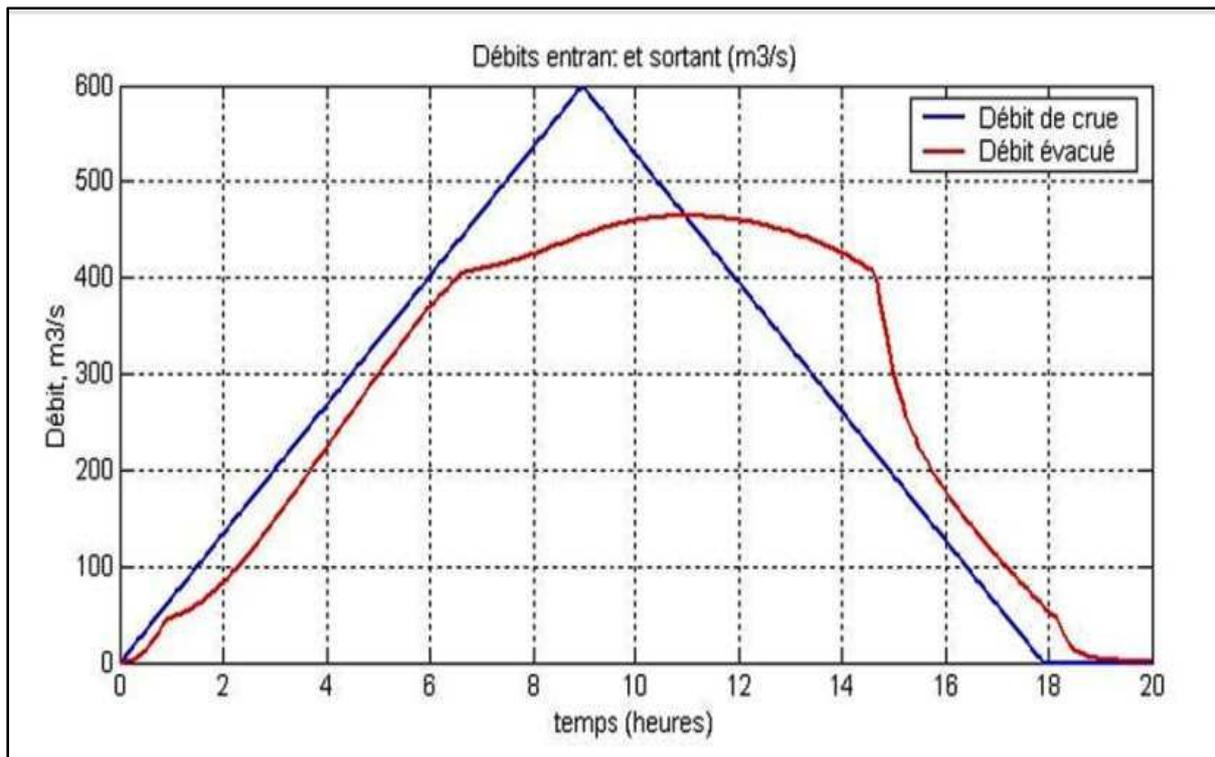


Figure 71- Débits entrants et sortants [10]

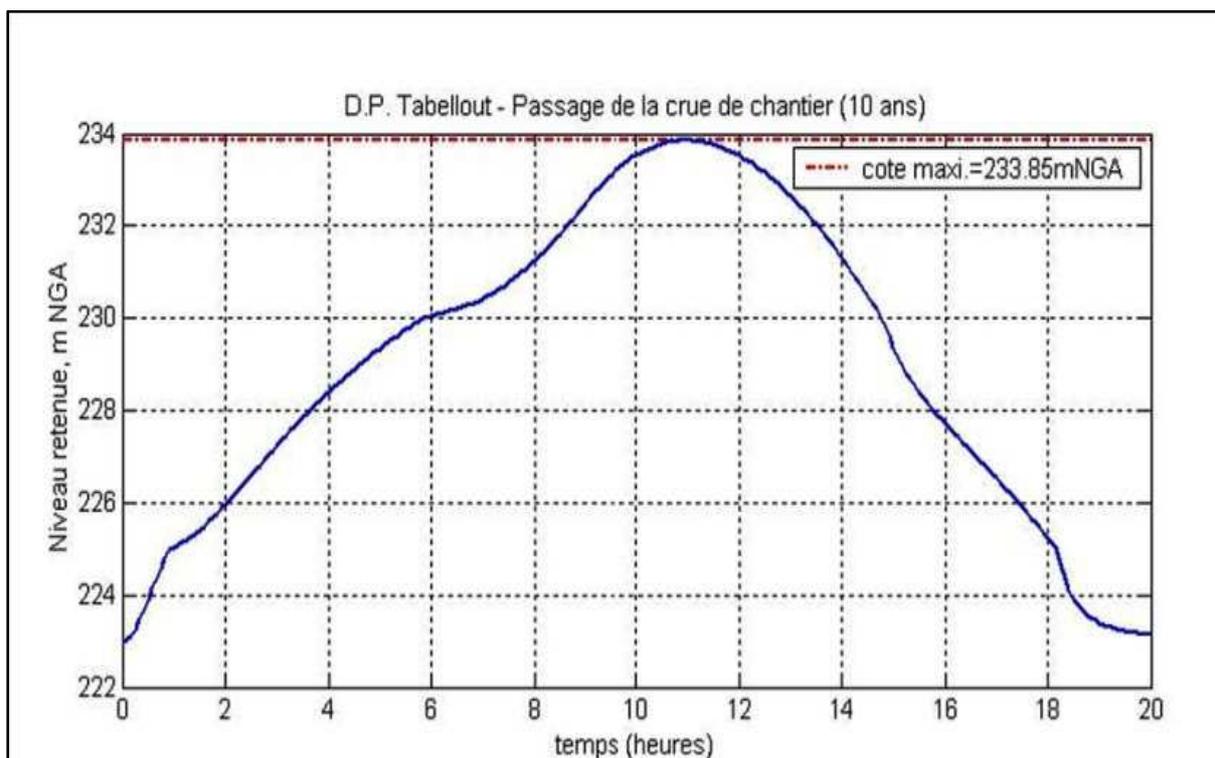


Figure 72- Courbe d'amortissement [10]

Pour la crue de chantier, le débit maximal laminé par la retenue et évacué par les galeries de dérivation serait de l'ordre de $464 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une cote maximale atteinte par la retenue de 233,85 NGA.

VII.2.2. Batardeaux

Dans le cas du barrage Tabellout, la conception est dominée par la grande ampleur des débits à dériver pendant les travaux, ce qui exige une construction d'un batardeau amont qui joue le rôle d'un amortisseur de crues et facilite en même temps l'achèvement des eaux vers la dérivation provisoire, et du batardeau aval.

VII.2.2.1. Batardeau amont

VII.2.2.1.1. Géométrie et conception du batardeau amont

Le batardeau est dimensionné en fonction des débits évacués par les galeries de dérivation provisoire, et du niveau du plan d'eau déterminé par le calcul de laminage de la crue de chantier et de la revanche à adopter pour contenir le déferlement des vagues sur la crête du batardeau.

Cet ouvrage est de type remblai homogène, à construire avec les matériaux tout venant provenant des fouilles du barrage, complété avec des matériaux alluvionnaires disponibles en quantités suffisantes dans la cuvette. Les pentes des talus sont de 3H/1V à l'amont et de 2H/1V à l'aval. L'étanchéité du batardeau est assurée par une membrane PVC mise en place dans le corps de la digue au fur et à mesure de la montée du remblai et scellée avec un béton de blocage au niveau des fondations. Le parement amont comporte une protection en enrochement d'un (1) mètre d'épaisseur.

VII.2.2.1.2. Détermination de la hauteur totale du batardeau amont

La hauteur du batardeau est déduite à partir du calcul de la cote de retenue maximale $Z_{(PHE\ 10\ ans)}$ et de la cote de la revanche R.

La hauteur de la revanche R se détermine par rapport à la vitesse du vent de projet, de la longueur de fetch, de la hauteur de vague significative et de sa vitesse.

- Vent de projet :

$$V = 130\ km/h = 36,11\ m/s$$

- Longueur de fetch F: distance en ligne droite entre le batardeau et le point de rive le plus éloigné :

$$F = 1\ km$$

- Hauteur de vague significative H_s :

La formule empirique de calcul de « Stevenson-Molitor » donne : [14]

$$H_s = 0,76 + 0,032 \times \sqrt{V \times F} - 0,26 \times \sqrt[4]{F}$$

$$H_s = 0,76 + 0,032 \times \sqrt{130 \times 1,0} - 0,26 \times \sqrt[4]{1,0} = 0,86m$$

- Vitesse de la vague V :

La formule simplifiée de Gaillard donne : [14]

$$V = 1,5 + 2H_s$$

$$V = 1,5 + 2 \times 0,86 = 3,22 \text{ m/s}$$

- Hauteur de la revanche R :

La hauteur de la revanche généralement admise en première approximation s'exprime d'après la formule de Davis par : [14]

$$R = (0,75 \times H_s) + V^2/2g$$

$$R = (0,75 \times 0,86) + 3,22^2/2g = 1,17 \text{ m arrondie à } 1,20 \text{ m}$$

En ajoutant cette valeur à celle de la cote des plus hautes eaux de la retenue déterminée à partir de la courbe d'amortissement de la crue décennale (figure-72) ; prise égale à 333,85 m NGA, on obtient une cote de couronnement du batardeau égale à :

$$Z_{CRETE} = Z_{PHE} + R$$

$$Z_{CRETE} = 233,85 + 1,20 = 235,05m \text{ Arrondie à } 235 \text{ m}$$

Une coupe type du batardeau amont est donnée par la figure -73 ci-après :

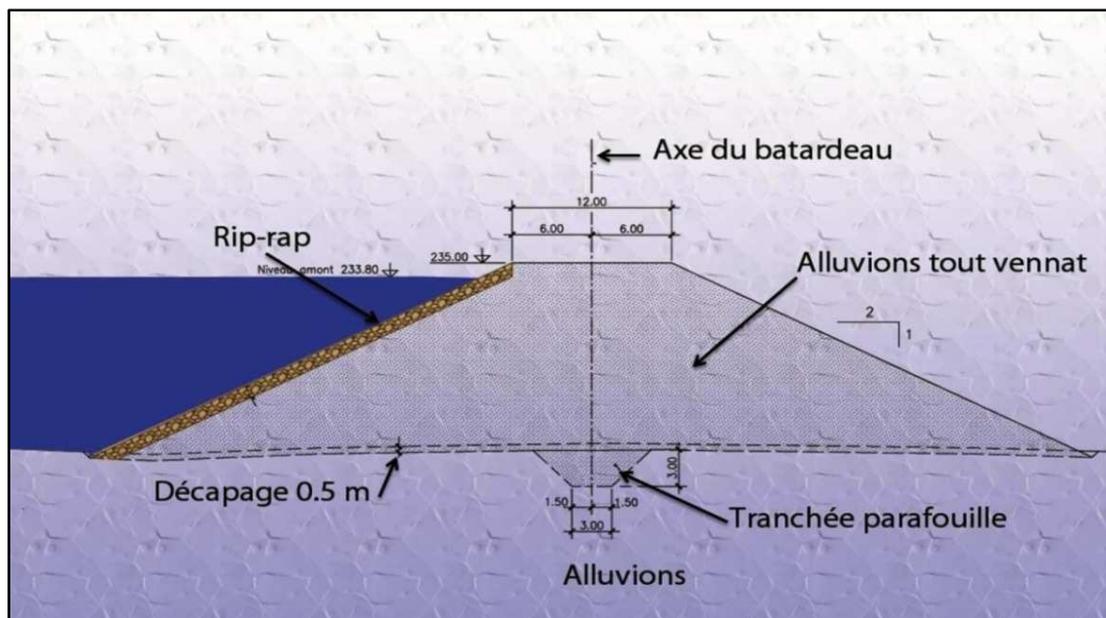


Figure 73- Coupe type du batardeau

VII.2.2.2. Batardeau aval

La cote de couronnement du batardeau aval est fixée à 224 NGA, soit un mètre au dessus des voutes des têtes aval des galeries de dérivation provisoire, lui conférant ainsi une hauteur de 7 m environ sur le terrain naturel.

Le batardeau est constitué d'un remblai homogène, à construire avec les matériaux tout venant provenant des fouilles du barrage, complété avec les matériaux alluvionnaires disponibles en quantités suffisantes dans la cuvette. Sa longueur en crête est de l'ordre de 65 m et ses parements amont et aval sont talutés à 1,5H/1V. Le parement aval comporte une protection en enrochement de 1 m d'épaisseur.

VII.3. Evacuateur de crues**VII.3.1. Caractéristiques de l'évacuateur de crues**

Le choix de l'évacuateur de crues s'est porté sur un évacuateur en marches d'escaliers. Cette conception valorise bien la technique du BCR, puisqu'il est facile d'organiser le parement aval de l'ouvrage en marches d'escalier d'une hauteur égale à l'épaisseur des couche de BCR (ou à un multiple de celle-ci), sur lesquelles la lame d'eau déversée perd une partie de son énergie et, surtout, prend la forme d'une émulsion très finement divisée généralement connue sous le non d'eau blanche (teneur en air supérieure à 50% dans la partie aval de la chute). De ce fait, le potentiel d'érosion de l'eau est sensiblement diminué, permettant ainsi de réduire d'autant les dimensions de la fosse de dissipation au pied aval du barrage, qui de son tour absorbe l'énergie résiduelle de la lame d'eau.

L'évacuateur de crues est intégré au barrage et centré sur l'axe du lit du Oued Djendjene.

Une vue en plan de l'évacuateur de crue en marche d'escalier projeté pour le barrage Tabellout est donnée par la figure -74 ci-après

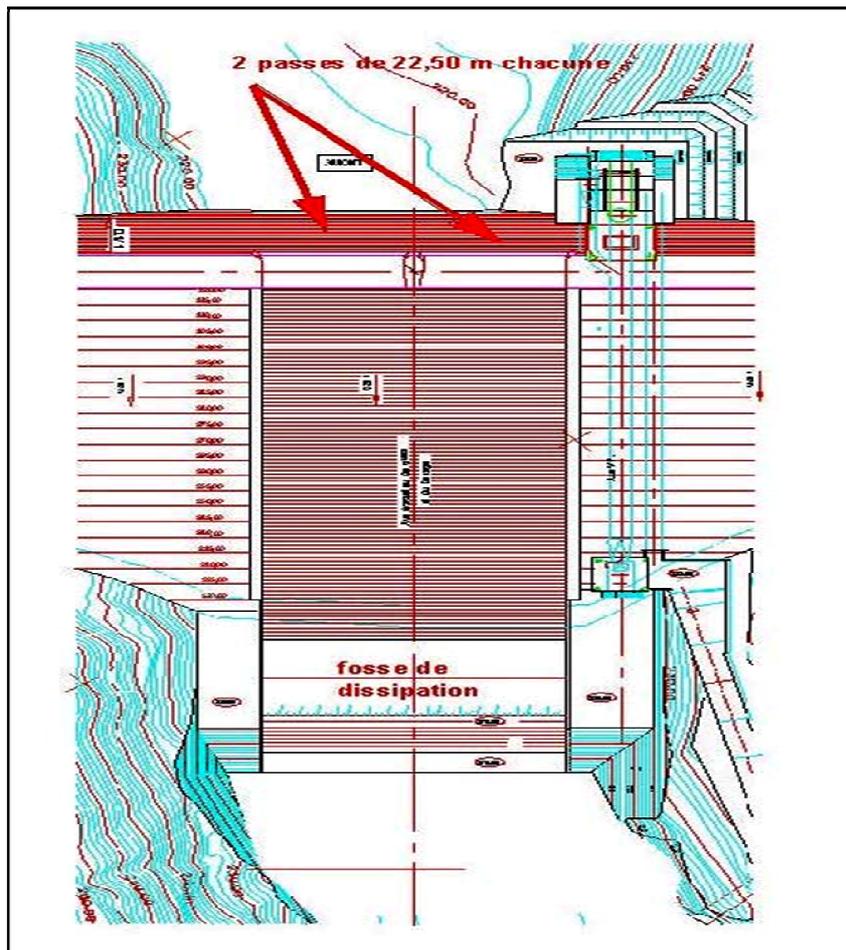


Figure 74- Vue en plan de l'évacuateur de crue (2 passes de 22,5 m)

Le seuil de l'évacuateur, réalisé en BCV, est normal de type Creager. Il est calé à la cote 324,75 NGA correspondant à la cote de retenue normale (RN). L'écoulement est dénoyé à l'aval de celui-ci.

Le coursier, aussi réalisé est en béton conventionnel vibré (BCV), de même pente que le parement aval du barrage (0,8H/1V), en forme de marches d'escaliers.

Dans le but d'optimiser la largeur du seuil déversant, il est nécessaire d'intégrer le coursier de l'évacuateur de crues dans la largeur naturelle maximale du lit de l'Oued en évitant toute excavation importante sur les rives, tout en minimisant la hauteur de la lame d'eau et la cote de crête du barrage.

Au droit du barrage, la largeur maximale du lit de l'Oued est de l'ordre de 60 mètres. Nous déterminerons ainsi les niveaux maximaux atteints par la retenue à l'emplacement du barrage lors de l'évacuation de la crue de projet de période de retour 1 000 ans et de la crue maximale probable (CMP) pour deux passes d'égale largeur et variant chacune de 20 à 30 mètres.

VII.3.2. Crues de projet

Comme critère de projet, on considère les débits caractéristiques donnés par le tableau -35, issus de l'étude de faisabilité :

Tableau 35- Crue de projet

Crue de projet	Débit de pointe max	Volume de crue
Crue de période de retour 1 000 ans	1 953 m ³ /S	62,93 hm ³
Crue CMP	2 620 m ³ /s	84,42 hm ³

La crue maximale probable (CMP) est définie à partir d'une hypothèse de pluie maximale probable (PMP) de 400 mm qui est la pluie journalière pouvant provoquer une crue exceptionnelle.

L'étude du laminage de la crue de projet et de la crue maximale probable (CMP) est déterminée à partir d'un hydrogramme triangulaire de débit de pointe Q_T , de temps de base T_B avec un temps de concentration $\frac{1}{2} T_B$ Avec :

$$Q_{T(1000ans)} = 1953 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{T(CMP)} = 2620 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_B = 17,9 \text{ h}$$

$$T_C = 8,95 \text{ h}$$

L'hydrogramme des crues est donné par la figure -75 ci-après :

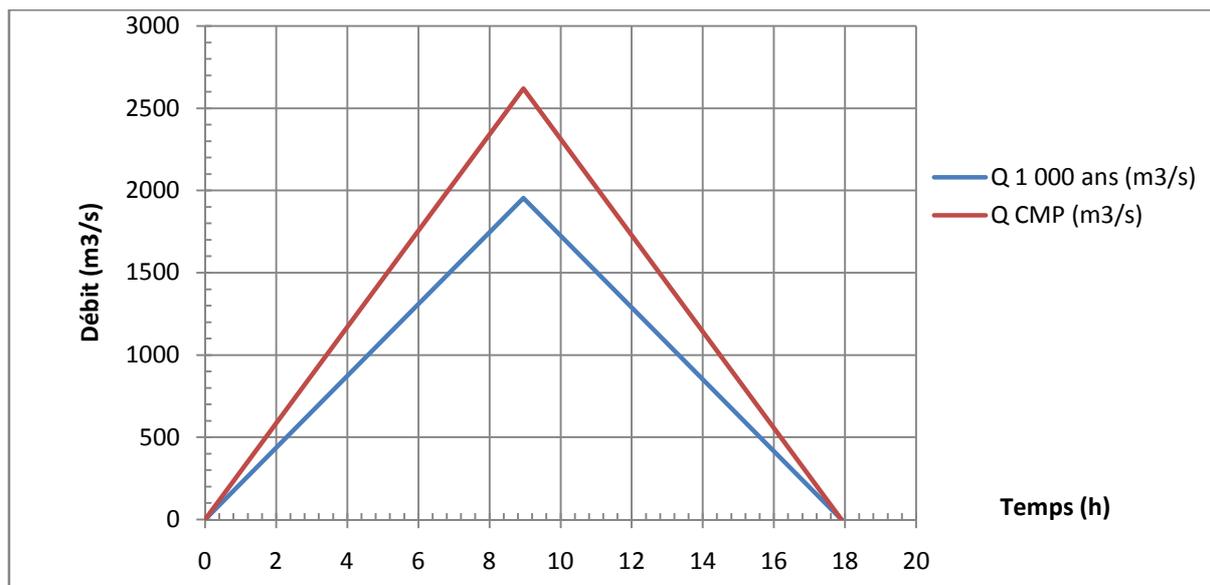


Figure 75- hydrogramme des crues

VII.3.3. Loi «HAUTEUR-DEBIT » sur le seuil

Le débit d'un déversoir linéaire en écoulement dénoyé peut être calculé par la formule:

Avec:

Q : débit traversant le déversoir en m^3/s .

N : nombre de passes et m : coefficient de débit du seuil.

l : largeur réelle totale entre piles et n : nombres de contractions (2 par portée ou par passe).

k_p : coefficient de contraction latérale de l'écoulement entre les piles.

H : charge effective sur le seuil supposée égale à la différence des cotes : retenue et seuil.

H_D : charge de dimensionnement; en principe le seuil est dimensionné pour une charge égale à la différence des cotes : PHE et seuil.

g : accélération de la pesanteur en m/s^2 .

Les caractéristiques principales de l'évacuateur de crue sont résumées ci-après :

- Passes identiques variant chacune de 20 à 30 m.
- Coefficient de débit m égale à 0,482.
- Coefficient de contraction des piles k_p égale à 0,02.
- Cote du seuil de l'évacuateur calé à 324,75 NGA.

Le profil type du seuil Creager défini en fonction de la charge de dimensionnement est représenté par la figure -76 ci-après :

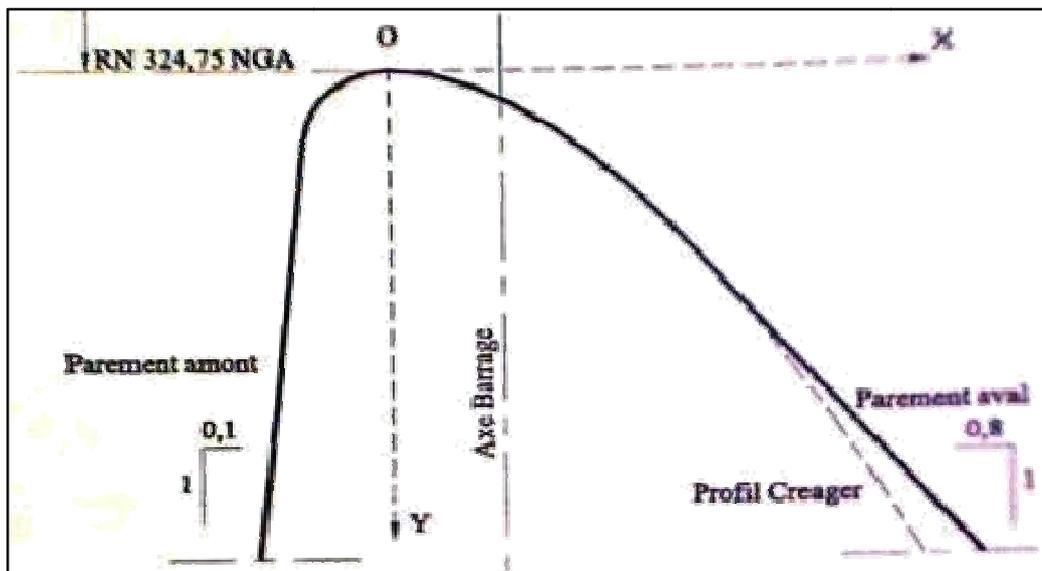


Figure 76- Profil type du seuil Creager

L'équation du profil Creager est donnée par : [10]

$$\frac{y}{H_D} = 0,047 \left(\frac{x}{H_D} \right)^{1,8}$$

Avec H_D : charge de dimensionnement.

VII.3.4. Conduite des calculs

Le passage de la crue millénale et de la crue maximale probable(CMP) s'effectue dans les conditions suivantes :

- Retenue à la cote normale (RN) 324,75 NGA au moment de l'arrivée de la crue.
- Aucun débit sortant à l'aval du barrage, autre que celui traversant l'évacuateur (dans cette hypothèse, les vannes de fond et de demi-fond sont fermées).
- Apport simultané en provenance d'Erraguène pendant les crues (on considère que la retenue d'Erraguène n'assure aucun laminage de la crue sachant qu'elle assure 36% des apports).

Le calcul de l'évolution dans le temps du niveau de la retenue est fonction :

- Des débits entrant dans la retenue.
- Des débits traversant l'évacuateur, calculés en fonction du niveau de la retenue pour différentes longueurs du seuil déversant.
- De la loi «hauteur/capacité» de la retenue (figure 32).

VII.3.5. Méthode de calcul

Le calcul a été effectué à l'aide du code de calcul « SIMRES version 1.0 ». Ce logiciel permet de calculer l'évolution en fonction du temps, du niveau d'une retenue en fonction du débit entrant et des débits sortants par les ouvrages d'évacuation et/ou de la vidange.

Ce logiciel sert essentiellement à simuler le passage des crues pour dimensionner ou vérifier le dimensionnement d'ouvrages d'évacuation ou de vidange.

VII.3.6. Résultats

Les figures -77 et 78 donnent les différents débits maximaux évacués et les cotes du plan d'eau correspondant, en fonction de la largeur du seuil déversant.

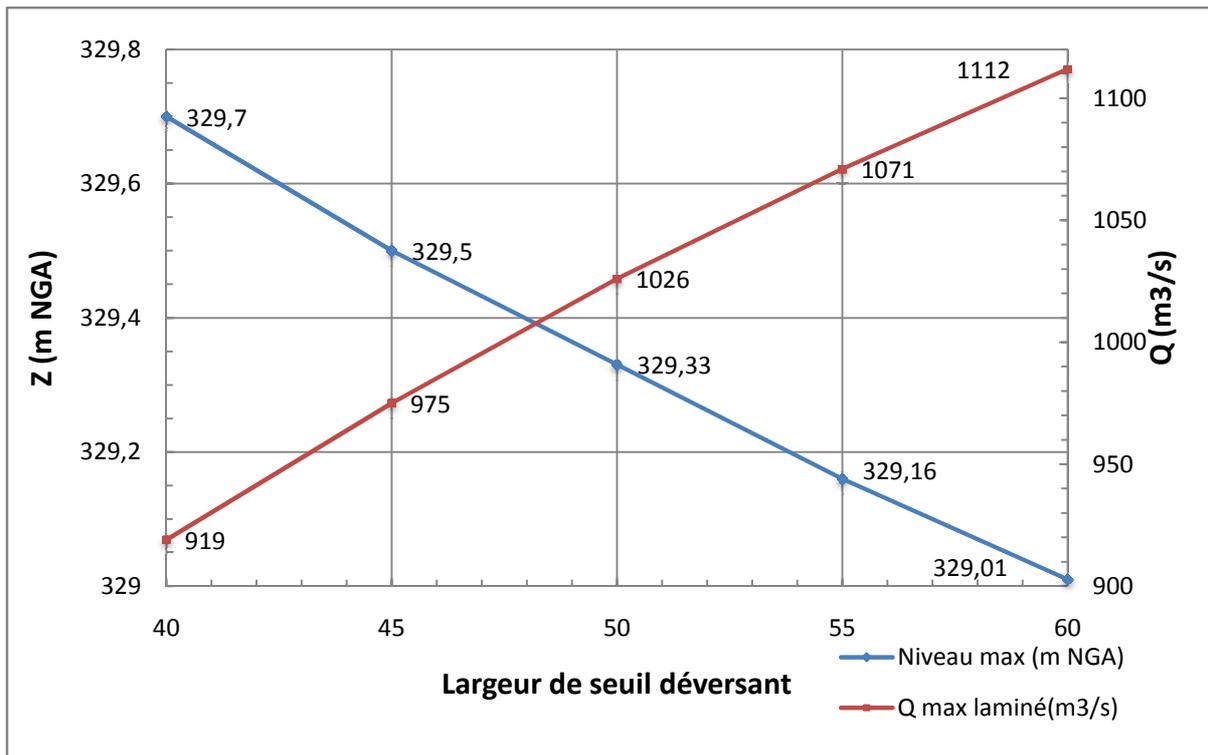


Figure 77- Niveau max, et débit laminé traversant l'évacuateur en fonction de la longueur de seuil déversant pour un débit de pointe de crue de projet millinale

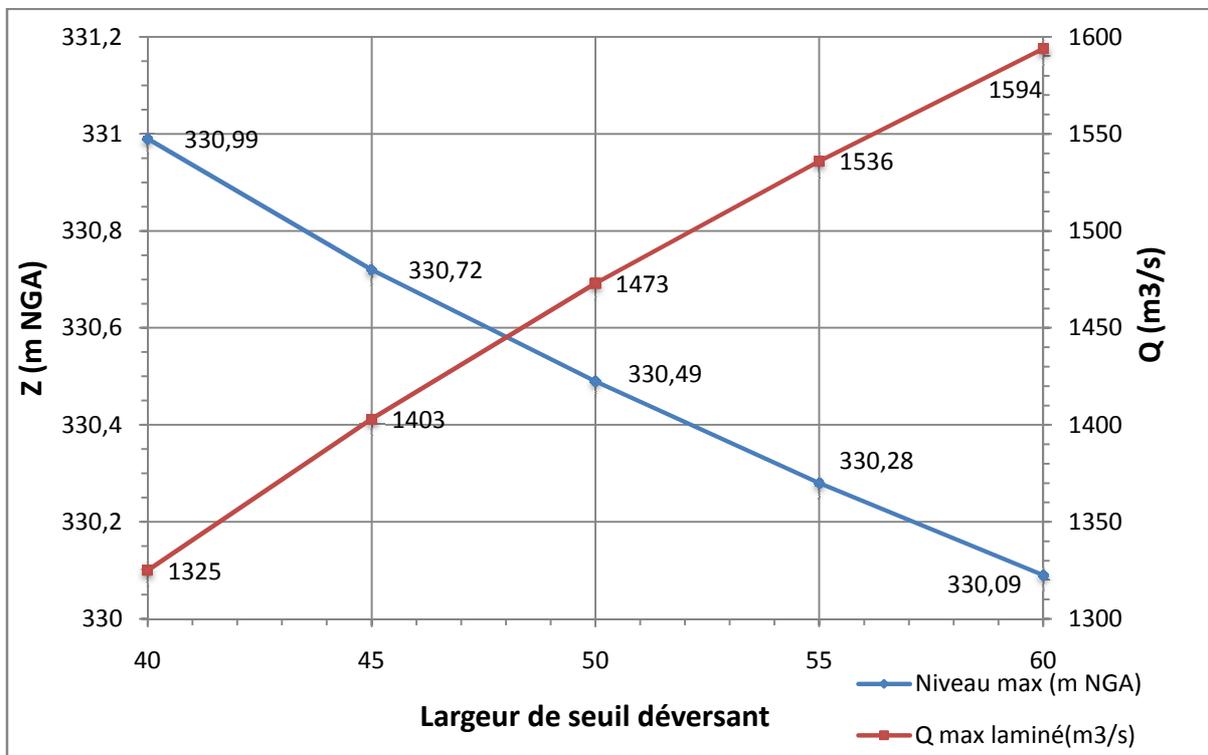


Figure 78- Niveau max, et débit laminé traversant l'évacuateur en fonction de la longueur de seuil déversant pour un débit de pointe de crue CMP

Les tableaux ci-après regroupent les principaux résultats :

Tableau 36- Tableau récapitulatif des résultats obtenus pour la crue de projet millénale

Larg. Totale du seuil déversant (m)	Débit entrant max (m ³ /s)	Débit sortant max (laminé) (m ³ /s)	Débit sortant max./ml Seuil (m ³ /s)	Hauteur de la lame d'eau (m)	Niveau max. Réservoir NGA	Vitesse max de l'écoulement (m/s)
2 x 20,00	1 953	919	22,98	4,95	329,70	4,64
2 x 22,50	1 953	975	21,67	4,75	329,50	4,56
2 x 25,00	1 953	1 026	20,52	4,58	329,33	4,48
2 x 27,50	1 953	1 071	19,47	4,41	329,16	4,41
2 x 30,00	1 953	1 112	18,53	4,26	329,01	4,35

Tableau 37- Tableau récapitulatif des résultats obtenus pour la crue maximale probable

Larg. Totale du seuil déversant (m)	Débit entrant max (m ³ /s)	Débit sortant max.(laminé) (m ³ /s)	Débit sortant max./ml Seuil (m ³ /s)	Hauteur de la lame d'eau (m)	Niveau max. Réservoir NGA	Vitesse max de l'écoulement (m/s)
2 x 20,00	2 620	1 325	33,13	6,24	330,99	5,30
2 x 22,50	2 620	1 403	31,18	5,97	330,72	5,22
2 x 25,00	2 620	1 473	29,46	5,74	330,49	5,13
2 x 27,50	2 620	1 536	27,93	5,53	330,28	5,05
2 x 30,00	2 620	1 594	26,57	5,34	330,09	4,97

VII.3.7. Interprétation

La réduction de 60 à 40 m de la largeur du seuil déversant se traduit par une augmentation de la cote du plan d'eau de 69 cm pour le passage de la crue de projet millénale et de 90 cm pour le passage de la crue maximale probable (CMP). Etant donné d'une part que le coursier de l'évacuateur et le profil courant du barrage ont une structure presque identique (0,8H/1V pour l'évacuateur et 0,75H/1V pour le profil courant barrage), et d'autre part, que la hauteur maximale du barrage est de 121 m, le volume globale et le cout de construction du barrage seront peu affectés.

En conséquence, le principal facteur pris en compte pour dimensionner l'évacuateur de crue est la largeur disponible du lit d'Oued Djendjene pour intégrer le coursier de l'évacuateur le plus large possible avec un minimum d'excavation. Toutefois, cette largeur d'environ 60 m sera limitée en rive gauche de l'évacuateur de crue par la présence des deux pertuis de vidange de fond et de demi-fond, également implantés dans le lit de l'oued.

Dans ces conditions, nous fixons la largeur du seuil déversant à 2 x 22,50 m (2 passes) pour la construction du modèle réduit.

Les cotes théoriques des plus hautes eaux au passage de la crue de projet millénale et de la crue maximale probable(CMP) pour une largeur de 2x22,50 m sont :

$$Z_{PHE(1000ans)} = 329,50 \text{ NGA}$$

$$Z_{(CMP)} = 330,72 \text{ NGA}$$

VII.3.8. Vérification sur modèle réduit des cotes maximales atteintes par la retenue lors de l'évacuation des différentes crues

La construction du modèle réduit de l'évacuateur de crue est a été confié au Laboratoire de construction hydraulique de l'Université de Liège (2003/2004) en Belgique ; le modèle, construit à l'échèle 1/60^{ème} a été élaboré sur la base des résultats théoriques développés ci-avant. Il est constitué de deux passes identiques de 22,50 m de largeur chacune, séparées par une pile centrale de 3 m de largeur. En reprenant les conditions géologiques et géotechniques du site, une première série d'essais a permis de vérifier et de constater :

- une légère perturbation à l'entonnement, que ce soit le long des bajoyers ou autour de la pile centrale.
- un décollement de la nappe au droit de la première marche pour des débit inférieur à 100m³/s, du vraisemblablement a une vitesse trop importante.
- Que le bassin de dissipation remplit bien son rôle de dissipateur d'énergie, avec cependant une perturbation de l'écoulement en rive droite au bassin du fait de l'évasement naturel de la rive et une érosion significative en pied aval.

Suite à ces constatations, une deuxième série d'essais a été réalisée par modélisation de la forme définitive en y intégrant les améliorations suivantes :

- Une optimisation de la forme d'entonnement par amélioration des raccordements rive gauche rive droite.

- Une progressivité des marches d'escalier au sein du profil « Creager », afin de respecter la mise en vitesse progressive sur le coursier.
- Prolongement des bajoyers de l'évacuateur de crue au delà du bassin du dissipation pour améliorer l'écoulement.
- Mise en place d'un tapis d'enrochement en vue de mieux dissiper l'énergie et d'éviter les risques d'érosion à l'aval du barrage.

Les relations « hauteur/débit » expérimental et théorique sont représenté ci-après :

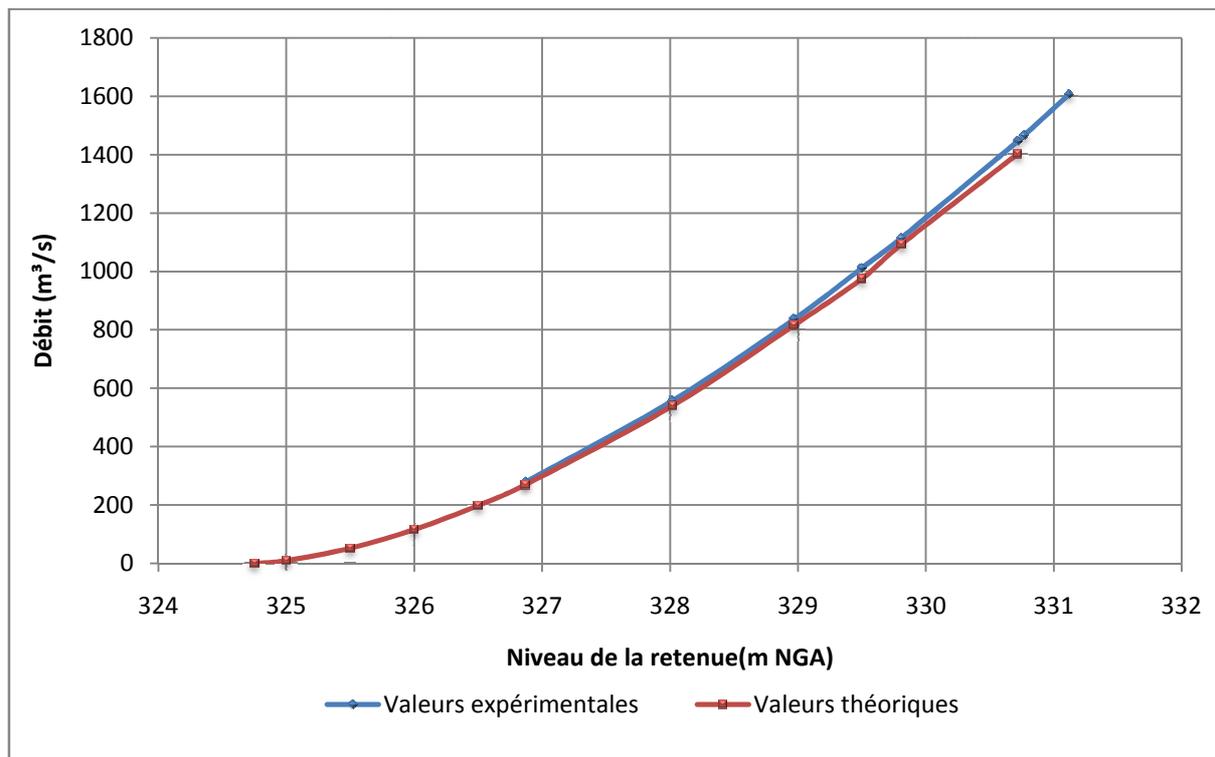


Figure 79- Loi "hauteur /débit" de l'évacuateur de crues

Les valeurs des débits expérimentaux sont supérieures de l'ordre de 3% à celles des débits théoriques, ce qui traduit une assez bonne similitude entre le modèle expérimental et le modèle théorique.

A partir de la loi « hauteur/débit » expérimentale de l'évacuateur de crues, on a calculé l'évolution dans le temps du niveau de la retenue en fonction des débits entrants de la crue de projet millénale et de la crue CMP (Figure -80 et 82). Les courbes d'amortissement de ces crues générées par la retenue sont données par les figures -81 et 83 ci-après :

- Courbes générées par le passage de la crue millénale de projet :

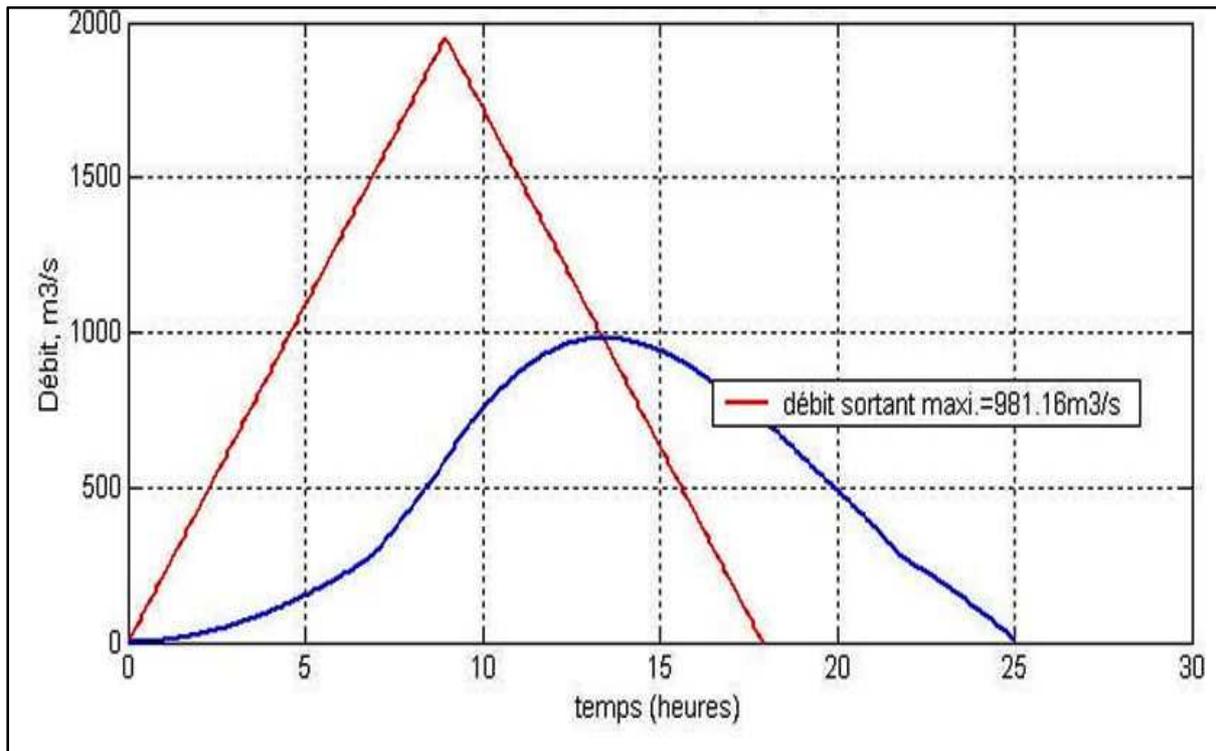


Figure 80- Débits entrants et sortants en fonction de la crue millénale [10]

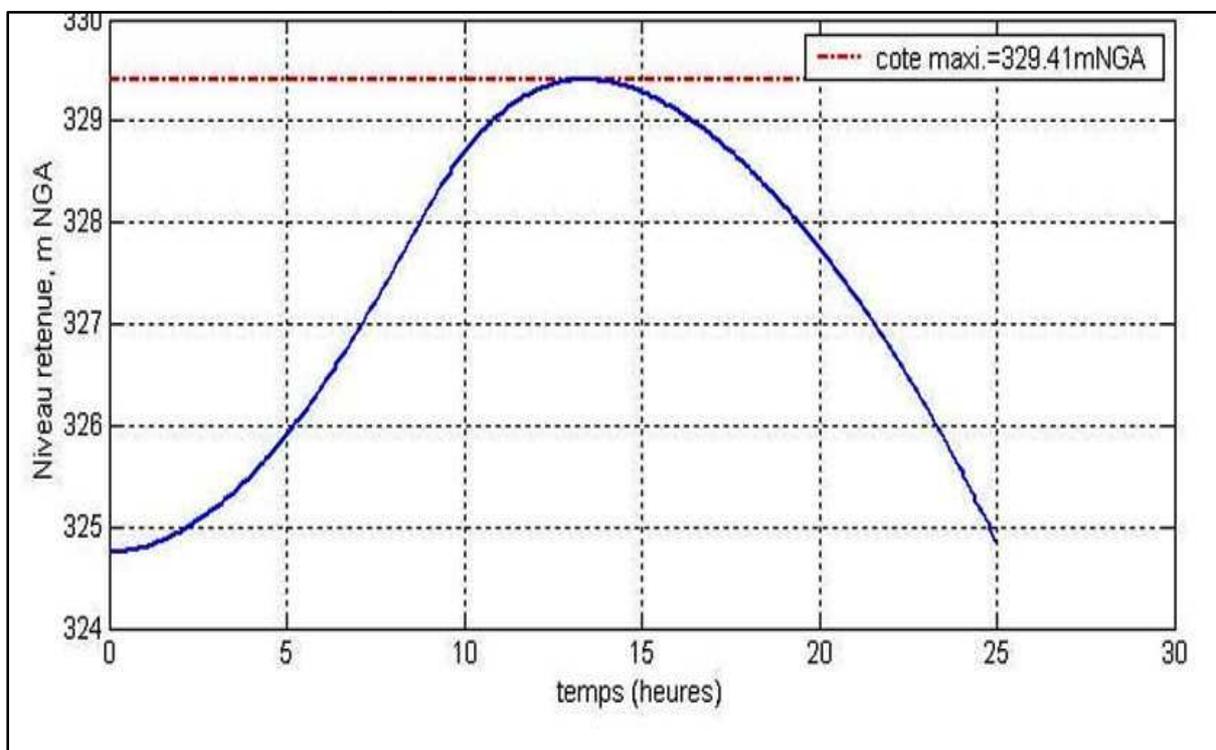


Figure 81- Evolution du niveau de la retenue en fonction de la crue millénale [10]

- Courbes générées par le passage de la crue maximale probable (CMP) :

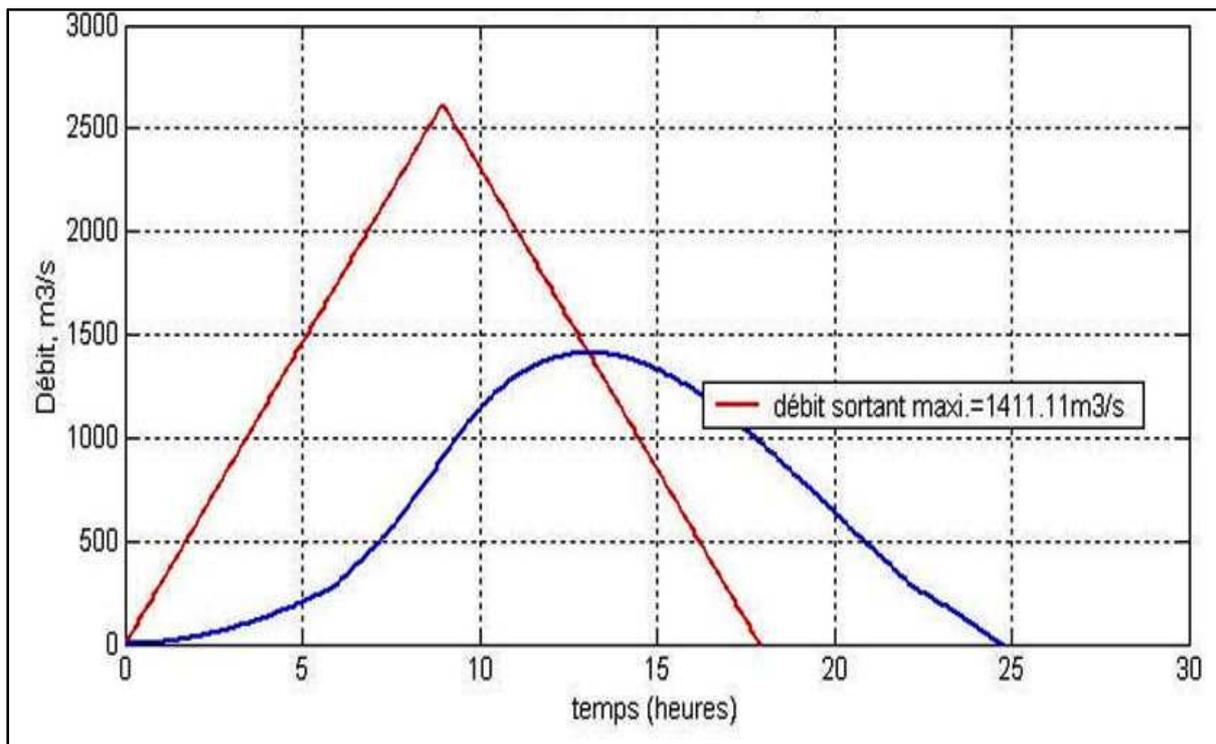


Figure 82- Débits entrants et sortants en fonction de la crue maximale probable [10]

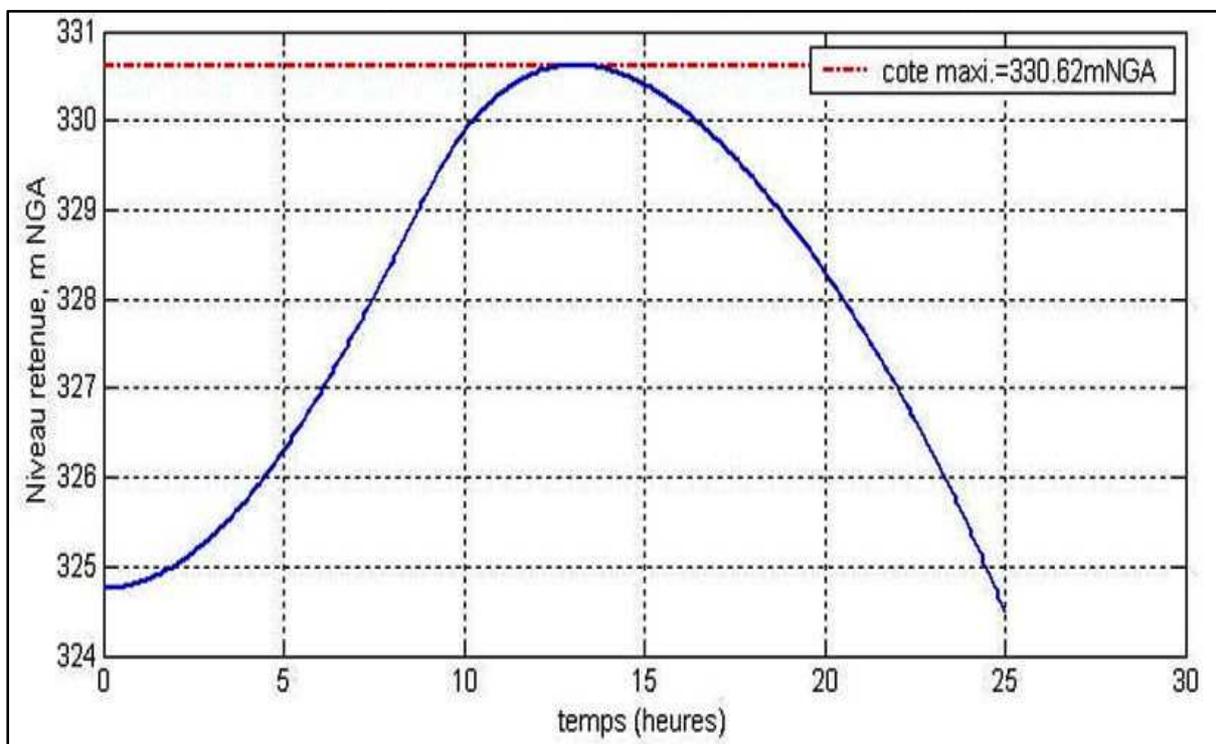


Figure 83- Evolution du niveau de la retenue en fonction de la crue maximale probable [10]

Expérimentalement, les cotes des plus hautes eaux atteintes par la retenue au passage de la crue de projet millénale et de la crue CMP sont respectivement 329,41 NGA (abaissement de l'ordre de 9 cm par rapport au résultat théorique qui est de 329,50 NGA) et 330,62 NGA (abaissement de l'ordre de 10 cm par rapport au résultat théorique qui est de 330,72 NGA) pour des débits maximaux traversants l'évacuateur de crues de 981,16 m³/s et 1411,11 m³/s. De ce fait, les résultats des calculs théoriques témoignent d'une assez bonne approche de la réalité.

Dans ces conditions, nous fixons, les cotes des plus hautes eaux à :

$$Z_{PHE(1000ans)} = 329,41 \text{ NGA arrondie à } 329,45 \text{ NGA}$$

$$Z_{(CMP)} = 330,72 \text{ NGA arrondie à } 330,65 \text{ NGA}$$

VII.4. Ouvrages de vidange

VII.4.1. Présentation et caractéristiques géométriques des ouvrages de vidange

L'importance du phénomène de transport solide et de sédimentation de la retenue de Tabellout plaide en faveur de la mise en place de deux pertuis de vidange :

- Un pertuis de vidange de demi-fond calé à la cote 276,50 NGA, niveau de la limite utile d'exploitation, correspondant de ce fait au niveau du toit d'envasement atteint au bout des 50 années d'exploitation prévues du barrage Tabellout.
- Un pertuis de vidange de fond calé à la cote 226 NGA correspondant au fond de la retenue, utilisable que pendant les premières années d'exploitation du barrage, celles pendant lesquelles les risques de désordre nécessitant à l'exploitant de baisser le plan d'eau, voir dans certains cas vidanger complètement la retenue, sont les plus significatifs. Au-delà de cette période, le niveau de sédimentation de la retenue sera tel que la vidange de fond risque de ne plus pouvoir être utilisée, la vidange partielle de la retenue n'étant alors possible que par la vidange de demi-fond.

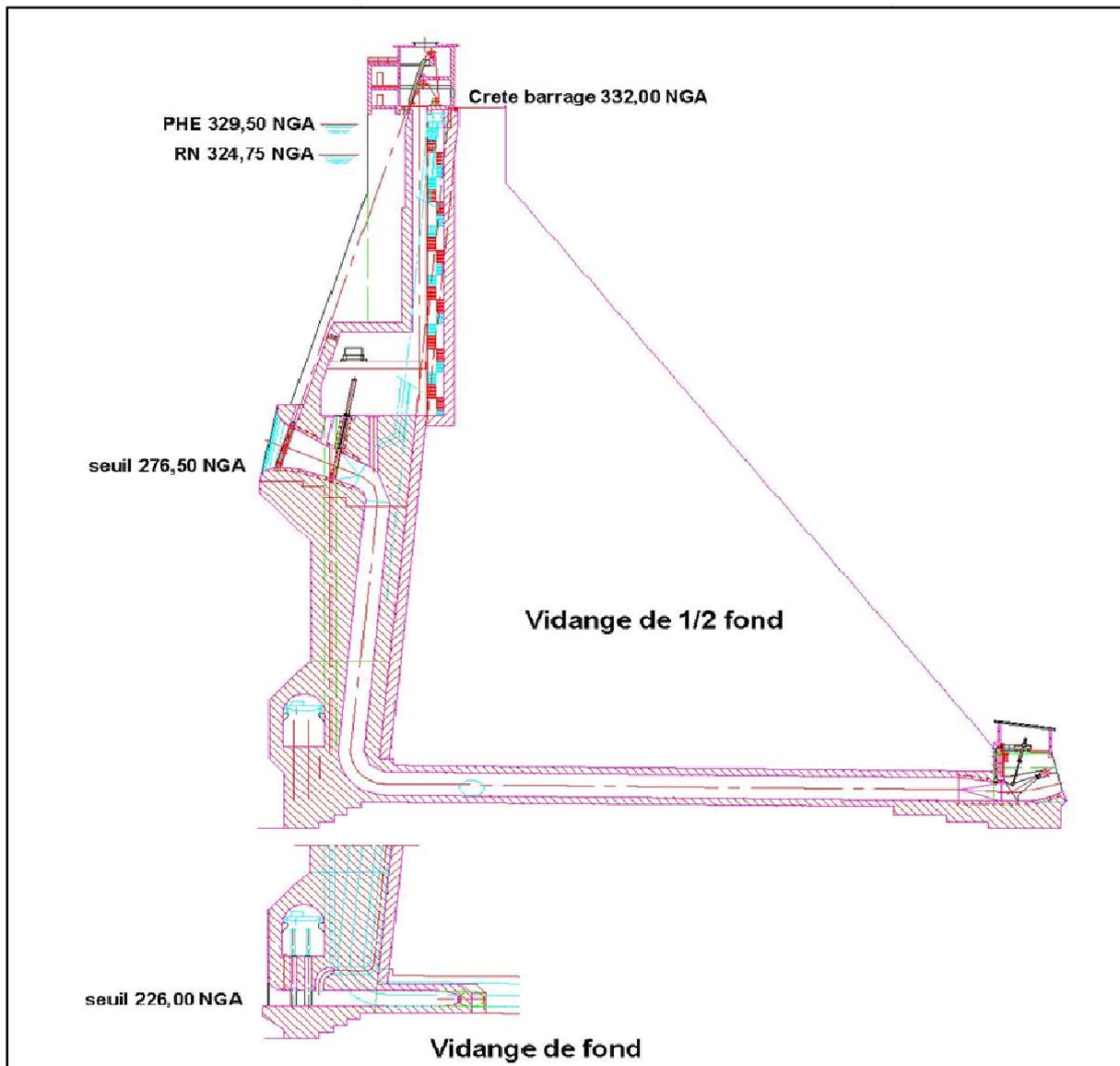


Figure 84- Coupe type des ouvrages de vidange [10]

Les deux pertuis de vidange sont placés en rive gauche de l'évacuateur de crues, et légèrement décalés l'un par rapport à l'autre, la vidange de fond étant placée entre l'évacuateur et la vidange de demi-fond. Le choix d'implantation en rive gauche des ouvrages de vidange se justifie :

- D'un point de vue géologique, par la présence de zones d'instabilité en rive droite, notamment la présence d'un important glissement rocheux, susceptible de mettre en cause les fonctions vitales du barrage.
- D'un point de vue topographique, par une meilleure implantation de la galerie d'accès à la chambre amont de la vidange de fond et de la galerie d'évacuation commune aux vidanges de fond et de demi-fond, placées au voisinage immédiat du contact béton-rocher et pouvant être

réalisées avant le début de la mise en place de BCR. Cette disposition permet de limiter les interférences entre le BCR et le BCV qui ont l'inconvénient majeur de réduire le rythme de construction du barrage.

Les pertuis de vidange sont intégrés dans une structure en béton conventionnel placée contre le parement amont du barrage, une conduite métallique verticale de diamètre nominale 3,65 m, issue de la vidange de demi-fond rejoint le niveau de la vidange de fond, puis traverse la fondation du barrage en rive gauche pour aboutir à la chambre de vanne placée au pied aval du barrage. Sur la partie horizontale de cette conduite vient se raccorder une deuxième conduite, toujours métallique de diamètre nominale 2,50 m en provenance de la vidange de fond. Dans la chambre aval, une vanne segment (2,90 ht x 2,25 lg) permet le réglage du débit. A l'aval de la vanne de réglage, vient se raccorder une cuillère de dispersion dont la fonction est de dévier le jet dans l'axe de l'oued Djendjene. Une vue en 3D des ouvrages de vidange est donnée par le figure -85 ci-après :

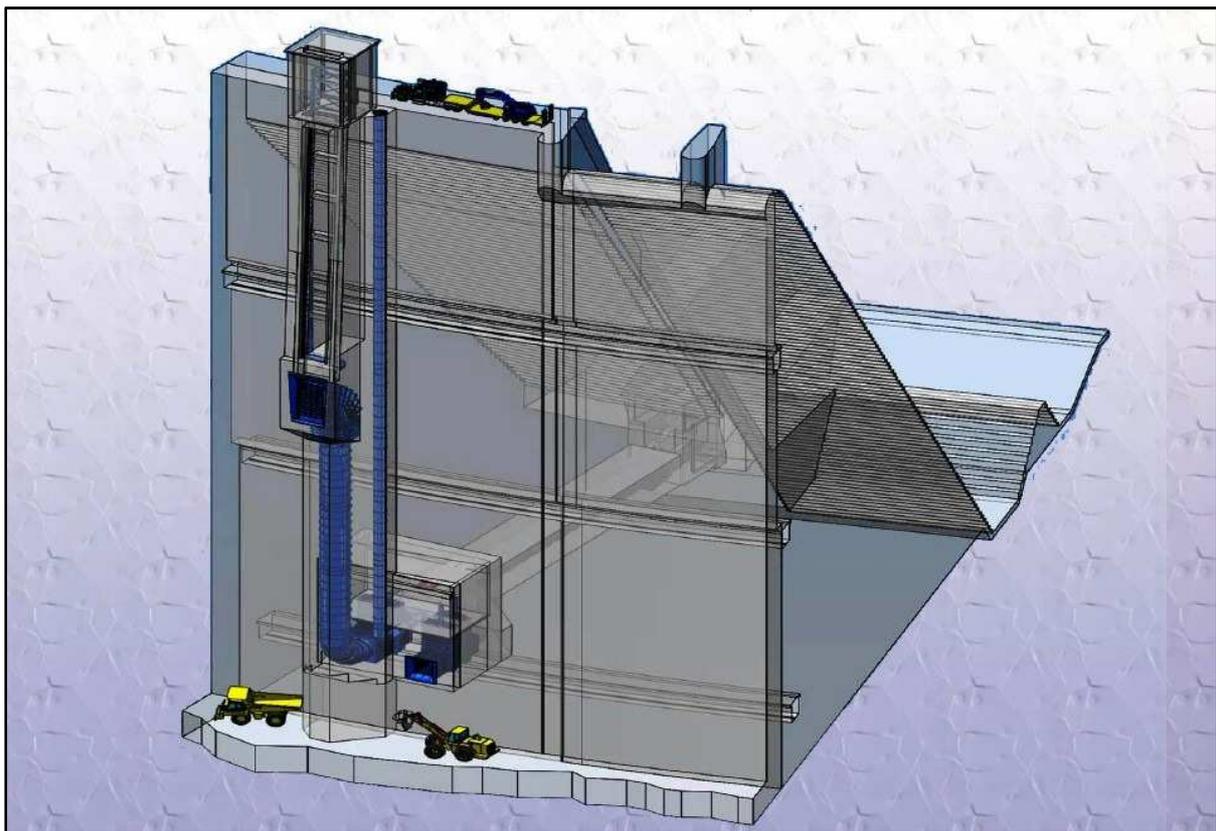


Figure 85- Vue en 3D des ouvrages de vidange

VII.4.2. Recommandations de calculs (règles de sécurité)

Les règles de sécurité françaises qui interviennent sur le dimensionnement des ouvrages de vidange d'un barrage sont :

- Permettre de baisser la poussée hydrostatique de moitié en moins de 8 jours.
- Permettre de vidanger totalement la retenue en moins de 21 jours.

Sachant que ces contraintes réglementaires sont valables dans l'hypothèse d'apports nuls et sans recours à d'autres ouvrages d'évacuation.

VII.4.3. Scénarios étudiés

Compte tenu des particularités du site de Tabellout, les ouvrages de vidange sont essentiellement dimensionnés pour respecter les règles de sécurité requises lors des premières années d'exploitation du barrage. Une fois la vidange de fond rendue complètement indisponible du fait de la sédimentation dans la retenue, la vidange de demi-fond doit simplement permettre de vider partiellement la retenue jusqu'à la cote d'envasement correspondant aux 50 années d'exploitation du barrage, en moins de 21 jours.

- **Scénario 1** : vidange totale de la retenue, simultanément par les vidanges de fond et de demi-fond dont la tranche de retenue est comprise entre 324,75 NGA correspondant à la retenue normale et 276,50 NGA correspondant à la limite d'utilisation de la vidange de demi-fond, puis uniquement par la vidange de fond dans la tranche inférieure.
- **Scénario 2** : vidange partielle de la retenue par la vidange de demi-fond jusqu'à la cote 276,50 m NGA correspondant au niveau d'envasement atteint au bout des 50 années d'exploitation du barrage.

VII.4.4. Modèle théorique

VII.4.4.1. Conditions d'écoulement aval

La vanne de réglage aval positionnée pour être protégée du niveau aval lors du passage de la crue millénale. En considérant que le débit de pointe de la crue de projet millénale transitant par l'évacuateur de crue est de l'ordre de 981,16 m³/s, le radier de la vanne de réglage doit être calé au-dessus du niveau d'eau atteint dans l'oued au passage de crue de projet.

Pour une pente moyenne du lit de l'oued Djendjene de 0,7%, le niveau d'eau atteint du côté aval est fixé à 222,10 NGA. En callant le fil d'eau de l'ouvrage de restitution des vidanges à 225,00 NGA, nous sommes assurés que la vanne de réglage est protégée du niveau aval lors du passage de la crue de projet, et de ce fait, le régime d'écoulement dans les conduites est toujours dénoyé.

VII.4.4.2. Mise en équation des lois hauteur-débit des vidanges

VII.4.4.2.1. Cas de fonctionnement simultané des vidanges de fond et de demi-fond

L'équation générale donnant les débits transitant dans les conduites des vidanges de fond et de demi-fond s'écrit : [10]

$$\Delta Z = Z_{retenue} - Z_{axe\ sortie} = [(K_1 + K_2)_{VDF1} \cdot Q_1^2] + [K' \cdot (Q_1 + Q_2)^2] + \left[\frac{Q_1 + Q_2}{2 \cdot g \cdot S_{sortie}^2} \right]$$

L'équilibre des conduites des vidanges de fond et de demi-fond s'écrit : [10]

$$(K_1 + K_2)_{VDF1} \cdot Q_1^2 = (K_1 + K_2)_{VDF2} \cdot Q_2^2$$

- $(K_1 + K_2)_{VDF1}$: Somme des pertes de charge singulières et régulières dans la conduite de la vidange de demi-fond.
- $(K_1 + K_2)_{VDF2}$: Somme des pertes de charge singulières et régulières dans la conduite de la vidange de fond.
- K' : perte de charge régulière dans la conduite commune aux deux vidanges.
- Q_1 : débit transitant dans la conduite de la vidange de fond.
- Q_2 : débit transitant dans la conduite de la vidange de demi-fond.
- S_{sortie} : section du pertuis de la vanne segment de réglage aval.
- $Z_{axe\ sortie}$: cote de l'axe de la vanne segment de réglage aval.

Nous obtenons deux équations à deux inconnues Q_1 et Q_2 , dont le calcul se prête aisément à une exécution automatique sur le logiciel mathématique « MATLAB-V.6 ».

VII.4.4.2.2. Cas de fonctionnement unique de la vidange de fond ou de demi-fond

Les équations générales donnant les débits s'écrivent [10]:

Conduite de la vidange de demi-fond

$$Q_1 = \sqrt{\frac{Z_{retenue} - Z_{sortie}}{(K_1 + K_2)_{VDF1} + K' + \frac{1}{2 \cdot g \cdot S_{sortie}^2}}}$$

Conduite de la vidange de fond

$$Q_2 = \sqrt{\frac{Z_{retenue} - Z_{sortie}}{(K_1 + K_2)_{VDF2} + K' + \frac{1}{2 \cdot g \cdot S_{sortie}^2}}}$$

Dont les calculs sont également traités avec le logiciel « MATLAB-V.6 »

Les pertes de charges singulières et régulières sont définies comme suit [10]:

- Perte de charge singulière (k_1) : correspondant aux ouvrages d'entonnement et aux changements de directions le long du circuit hydraulique

$$\Delta H(m) = \varepsilon \cdot \frac{V^2}{2g} = \varepsilon \cdot \frac{Q^2}{2g \cdot S^2} = K_1 \cdot Q^2 \quad \text{Avec}$$

ε : Coefficient de perte de charge pris égal à 0,6 pour la vidange de demi-fond et 0,3 pour la vidange de fond.

- Perte de charge régulière (k_2) : induites par les forces de frottement interne le long de la conduite.

$$\Delta H(m) = \frac{L}{K_S^2 \cdot R_H^{4/3} \cdot S^2} \cdot Q^2 = K_2 \cdot Q^2$$

Avec

R_H : rayon hydraulique de la conduite en m.

K_S : coefficient de STRICKLER pris égal à 90 (acier peint).

L : longueur de la conduite.

VII.4.4.3. Evolution du niveau de la retenue en fonction du temps

VII.4.4.3.1. Loi de « hauteur/capacité » de la retenue

Compte tenu que les ouvrages de vidanges sont essentiellement dimensionnés pour respecter les règles de sécurité requises lors des premières années d'exploitation de la retenue, nous avons pris la loi « hauteur/capacité » sans prise en compte de la sédimentation dans la retenue pendant les 50 années d'exploitation du barrage, sa courbe représentative est donnée par la figure -32 (voir chapitre IV).

VII.4.4.3.2. Niveau de la retenue

Les vidanges de fond et de demi-fond ne sont pas supposées participer à l'évacuation des crues. Dans ces conditions, les opérations de vidanges de la retenue débiteront à la cote de retenue normale (RN) calée à 324,75 NGA.

VII.4.4.3.3. Cote de la demi-poussée hydrostatique

La cote de retenue donnant une poussée sur l'ouvrage égale à la moitié de la poussée correspondant à la cote de retenue normale est donnée par la formule :

$$|\vec{F}| = \int_{\text{surface}} \rho \cdot g \cdot h \cdot dS$$

Avec

ρ : Masse volumique de l'eau en kg/m³

h : Hauteur d'eau en m

La géométrie du profil en travers du barrage Tabellout est donnée par la figure suivante :

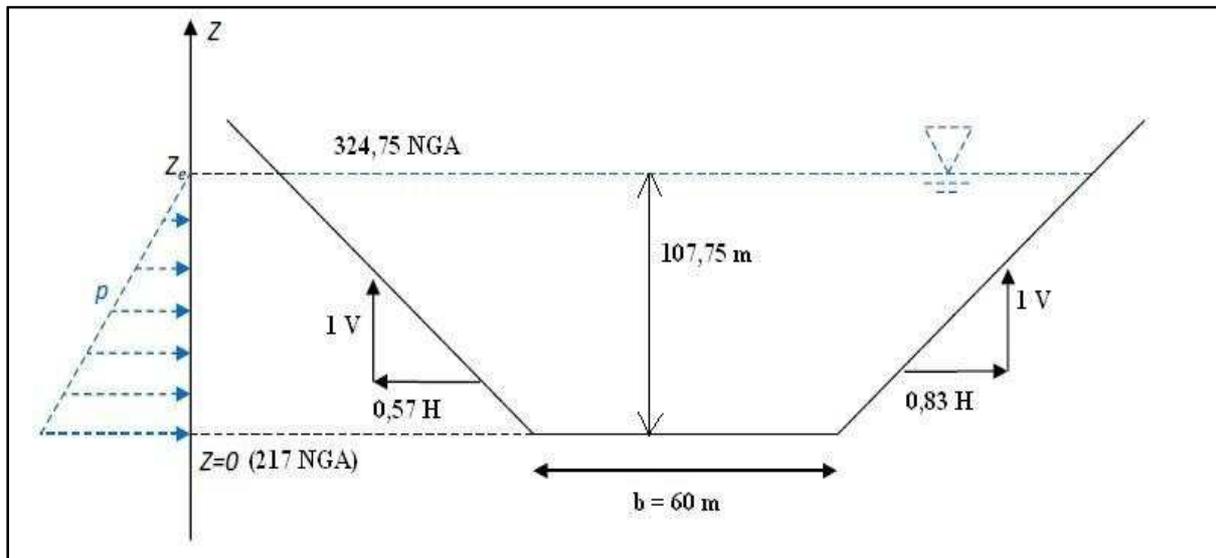


Figure 86- Calcul de la cote de la demi-poussée : Géométrie du modèle (barrage Tabellout)

L'effort de pression est donné par :

$$p(z) = -\rho g(z - z_e), \text{ appliquée sur une largeur } (z)=60+1,4z$$

Où z_e est le niveau de l'eau par rapport au fond de vallée (217 NGA)

La résultante des forces de poussée sur le barrage vaut :

$$F_p(z_e) = \int_0^{z_e} p(z)b(z)dz = \rho g \int_0^{z_e} (z_e - z)(1,4z + 60)dz$$

Donc :

$$\frac{F_p(z_e)}{\rho g} = z_e^2(0,24z_e + 30)$$

A retenue pleine $z_e = 107,75 \text{ m}$, soit 324,75 NGA, cette quantité vaut $6,48^E5$.

Pour faire diminuer la poussée de moitié, il faut donc que z_e vérifie l'équation suivante :

$$z_e^2(0,24z_e + 30) = 3,24 \cdot 10^5$$

La résolution numérique avec le logiciel de calcul mathématique « Scilab » donne :
 , soit une côte de 297,96 NGA.

EDF, dans son rapport de l'APD donne une valeur de 297,87 NGA.

VII.4.4.3.4. Méthode de calcul :

Le calcul de simulation a été conduit à l'aide de code de calcul « SIMRES/MATLAB version 6.1 ». Ce logiciel permet de calculer l'évolution en fonction du temps du niveau d'une retenue en fonction du débit entrant (supposé nul dans notre cas d'étude) et des débits sortants par les ouvrages de vidange.

VII.4.4.3.5. Résultats et commentaires :

Les courbes d'évolution de la retenue pendant la phase de vidange de la retenue de Tabellout, compte tenus des scénarios envisagés, sont données par la figure suivante :

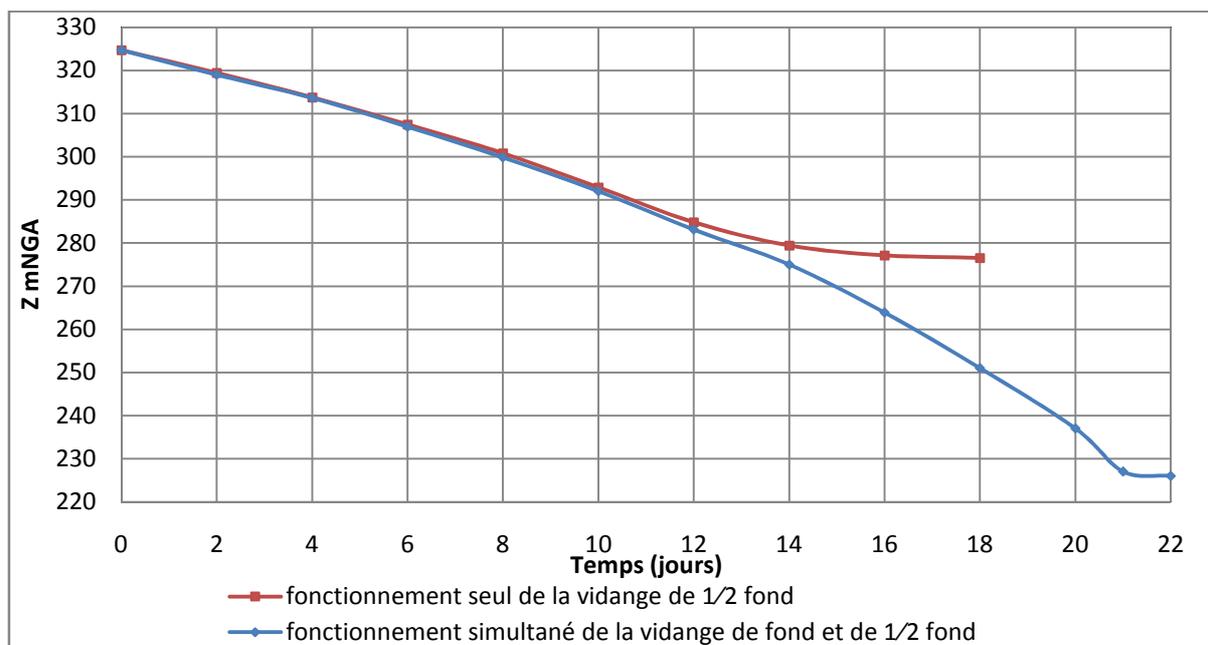


Figure 87- Evolution dans le temps du niveau de la retenue

Les premières années, pendant lesquelles on peut considérer que la vidange de fond est encore opérationnelle (scénario 1), la cote de demi-poussée est atteinte en 8 jours et la tranche comprise entre la cote de demi-poussée et le fond de la retenue est vidangée en 13 jours. La vidange totale de la retenue est de ce fait obtenue en 21 jours.

Les années suivantes, lorsque la vidange de fond est supposée inopérante du fait de l'envasement (scénario 2), la vidange partielle jusqu'à la cote de retenue 276,50 m NGA correspondant au seuil de la vidange de demi-fond, est atteinte en 18 jours.

Le modèle théorique montre bien que les ouvrages de vidange tel que dimensionnés, satisfont bien aux critères de sécurité fixés.

VII.4.5. Modèle expérimental

La construction du modèle réduit des ouvrages de vidange a été confiée au Laboratoire de construction hydraulique de l'Université de Liège. Le modèle à été élaboré sur la base des résultats des calculs théoriques développés précédemment. Celui-ci se compose de deux parties, respectivement un bac amont dans lequel sont disposés le parement amont du barrage et les deux vidanges, et un bac aval dans lequel est reconstitué le lit de l'oued depuis l'ouvrage de sortie des vidanges. La superficie couverte par le modèle a été définie de manière à reconstituer les conditions aux limites réelles.

VII.4.5.1. Lois hauteur/débit expérimentales des vidanges

Les essais réalisés sur modèle ont permet de dresser les lois « hauteur/débit » des ouvrages de vidange pour les deux scénarios de fonctionnement envisagés. Les résultats sont reportés par la figure -88 suivante :

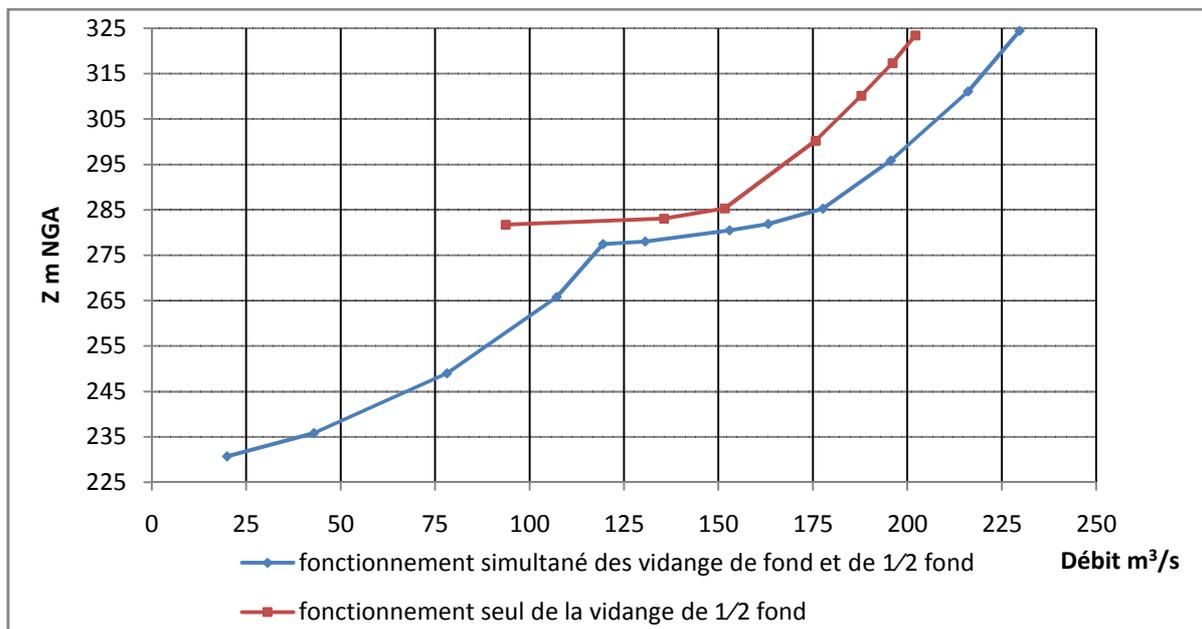


Figure 88- Loi "hauteur/débit" expérimental des ouvrages de vidange

Sur la figure -89 ci-après, nous avons reporté les valeurs de débit issues des modèles théorique et expérimental dans le cas d'un fonctionnement simultané des vidanges de fond et de demi-fond.

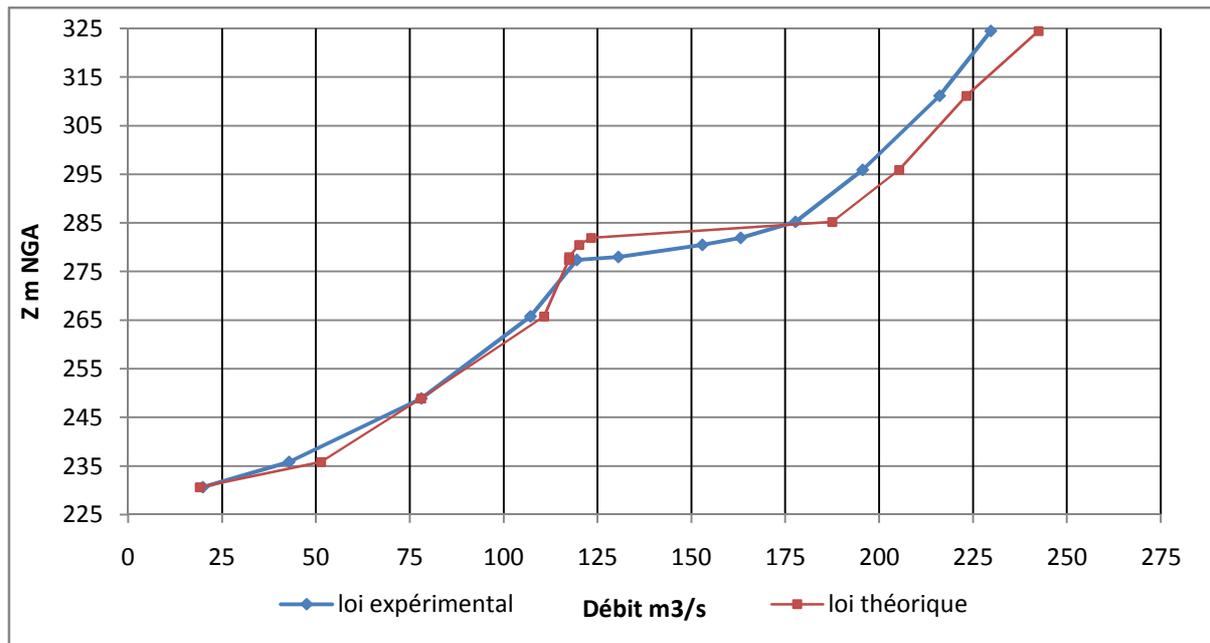


Figure 89- Loi "hauteur/débit" expérimental et théorique des vidanges de fond et demi-fond en fonctionnement simultané.

A partir de cette courbe, on peut constater que :

- Dans la tranche supérieure de la retenue, comprise entre 285,00 et 324,75 NGA, correspondant au fonctionnement simultané des deux vidanges, les valeurs des débits théoriques sont légèrement supérieures à celles des débits expérimentaux.
- La tranche intermédiaire comprise entre 277,00 et 285,00 NGA correspondant au passage de l'écoulement noyé à l'écoulement dénoyé de la vidange de demi-fond présente les plus fortes variations de débits entre le modèle théorique et expérimental. Cette différence de débit n'est pas surprenante du fait qu'il est difficile en théorie d'identifier avec précision la phase transitoire d'un écoulement dénoyé/noyé.
- Dans la tranche inférieure de la retenue, comprise entre 230,00 et 285,00 NGA, correspondant au fonctionnement unique de la vidange de fond, les valeurs de débits théoriques et expérimentaux sont relativement voisines.

En conclusion, la similitude entre les lois théoriques et expérimentales est globalement satisfaisante.

VII.4.5.2. Temps de la vidange de la retenue

A partir de la similitude constatée de la loi « hauteur/débit » théorique et expérimental, l'évolution dans le temps du niveau de la retenue en fonction des débits évacués pour les deux scénarios envisagés reste inchangés que le modèle théorique.

VII.4.6. Conclusion

Les premières années, pendant lesquelles la vidange de fond est encore opérationnelle, la cote de demi-poussée est atteinte en 8 jours et la vidange totale de la retenue est atteinte en 21 jours.

Les années suivantes, lorsque la vidange de fond est supposée inopérationnelle du fait de l'envasement (scénario 2), la vidange partielle jusqu'à la cote de retenue 276,50 NGA correspondant au seuil de la vidange de demi-fond, est atteinte en 18 jours.

Les ouvrages de vidange tel que dimensionnés répondent de façon satisfaisante aux critères d'exploitation et de sécurité requis.

Les vitesses maximales d'écoulement dans les conduites des vidanges restent relativement grandes (de l'ordre de 22m/s), nécessitant de ce fait un blindage sur la totalité des circuits de vidange.

VII.5. Conclusion

Le bon fonctionnement des ouvrages annexes est primordial pour la sécurité du barrage.

Les différentes méthodes adoptées pour le dimensionnement des ouvrages annexes développées dans ce chapitre ont pris en compte le moindre détail compte tenu de l'importance de l'ouvrage à réaliser.

La construction d'un modèle réduit pour la simulation des ouvrages de vidange et de l'évacuateur de crue témoigne de l'importance, tant donné au dimensionnement de ces ouvrages.

Conclusion générale

Conclusion générale

Durant ce travail, basé sur différentes documentations et un stage de deux mois effectué au sein de l'Agence nationale des barrages et transferts « ANBT », nous avons essayé de collecter le maximum d'informations concernant ce type d'ouvrage.

Malgré l'importance du programme d'investigation géotechnique, plusieurs incertitudes ont été observées dans la mesure des paramètres mécaniques du sol. Ces paramètres ont été corrigés par les recommandations traitant le sujet.

Le Béton compacté au rouleau (BCR), comme technique retenue dans le cadre de la réalisation du barrage Tabellout, présente beaucoup d'avantages, notamment l'aspect économique vu sa faible teneur en liant et la disponibilité en quantités suffisantes des matériaux de construction sur le site.

L'inconvénient majeur de cette technique (BCR) est l'absence de normes qui régissent sa formulation.

L'étude de stabilité montre qu'une différence fondamentale existe entre le comportement d'un barrage poids, tel qu'imaginé dans les études de projet antérieur et le fonctionnement d'un barrage arqué.

Dans le premier cas, la stabilité de l'ouvrage résulte du rapport entre le poids de l'ouvrage et de la poussée de l'eau et des sédiments. Si le niveau de l'eau vient à monter, la poussée augmente et le barrage poids commencera à glisser ou à se renverser si son poids est insuffisant.

Dans le deuxième cas, le fonctionnement d'un barrage voûte est tout autre, La poussée hydrostatique est transmise majoritairement sur les rives par effet d'arc ; Plus le niveau de l'eau monte, plus le barrage se trouve « plaqué » sur ces rives.

Les barrages voûtes par leur fonctionnement hyperstatique peuvent donc avoir une très grande réserve de résistance vis-à-vis de l'action de l'eau.

*Références
bibliographiques*

Références

- [1]- SICHAIB Abdelghani, « *Adaptation du profil d'un barrage poids à des sollicitations sismiques sévères* », 8^{ème} colloque AFPS 2011, Ecole des Ponts ParisTech.
- [2]- SICHAIB Abdelghani, « *Simulation 3D du comportement dynamique d'un barrage poids-voûte* », 8^{ème} colloque AFPS 2011, Ecole des Ponts ParisTech.
- [3]- BURON Alain et MEILHAC Alain, « *Barrage* », LYCEE PIERRE CARAMINOT 19300 EGLETONS, 1995.
- [4]- CARRÈRE Alain Directeur Technique, Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIER, « *Barrages C5 555* », techniques de l'ingénieur.
- [5]- COYNE ET BELLIER, « *Etudes spéciales de projet Tabellout* » Rapport de Stabilité du barrage, Février 2011.
- [6]- COYNE ET BELLIER, Rapport « *Géologie, Géomorphologie et caractéristiques géomécaniques des du site du barrage* », Octobre 2009.
- [7]- COYNE ET BELLIER, Rapport « *Analyse critique de l'Avant Projet Détaillé* », Mars 2009.
- [8]- COYNE ET BELLIER, Rapport « *Etude géophysique par sismique réfraction* », Aout 2010.
- [9]- GRENIER David, Projet de fin d'étude « *Effet de la réaction du sol sur le comportement sismique des barrages* », école des ponts Paris Tech, Octobre 2011.
- [10]- Etude d'Avant Projet Détaillé du barrage Tabellout, Electricité De France, février 2005.
- [11]- Petite hydraulité, guide technique pour la réalisation de projets, page 98, ESHA 2005.
- [12]- VERCHERIN Philippe Projet de Fin d'Etudes « *étude de la stabilité sous séisme du barrage de Tabellout, Modélisation avec code_Aster* », Ecole Nationale des Ponts et Chaussées 2009-2010.
- [13]- LAVY Pierre, Ancien directeur technique de l'hydraulique d'EDF, Ingénieur de l'École nationale supérieure d'ingénieurs électriciens de Grenoble (IEG). « *Production d'électricité par aménagements hydrauliques (D 4 008)* », Techniques de l'ingénieur.
- [14]- SEGHIR et AMAD, Projet de fin d'étude « *étude de faisabilité du barrage Koudiate Acerdoun* », Département d'hydraulique, Faculté des sciences de l'ingénieur, Université de Bejaia 2004.

Annexes

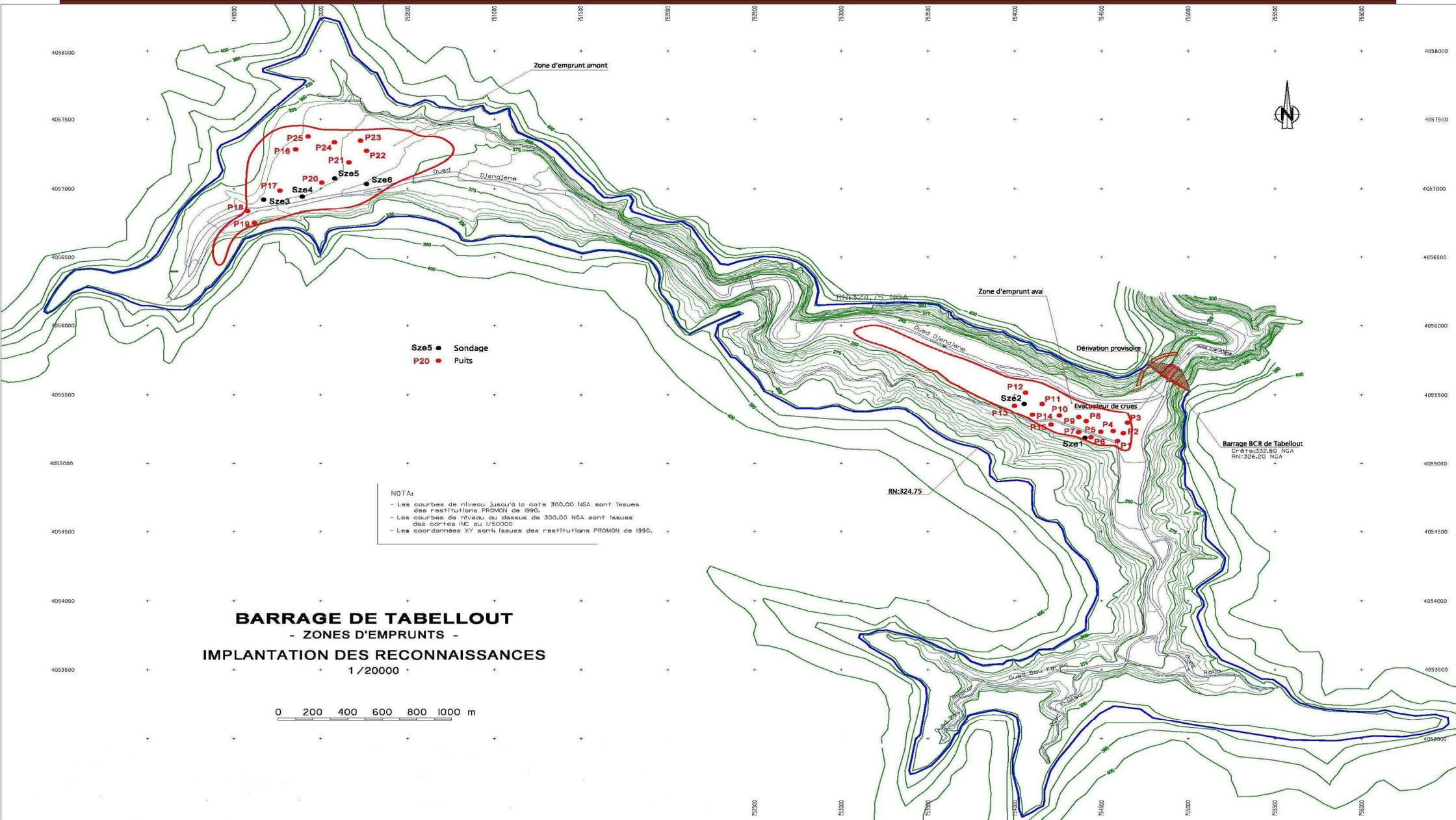
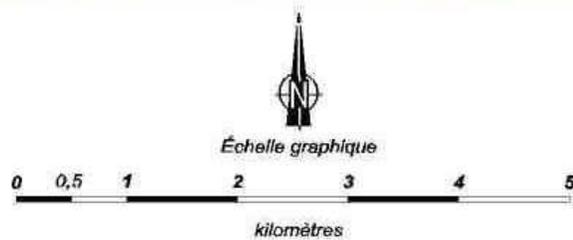
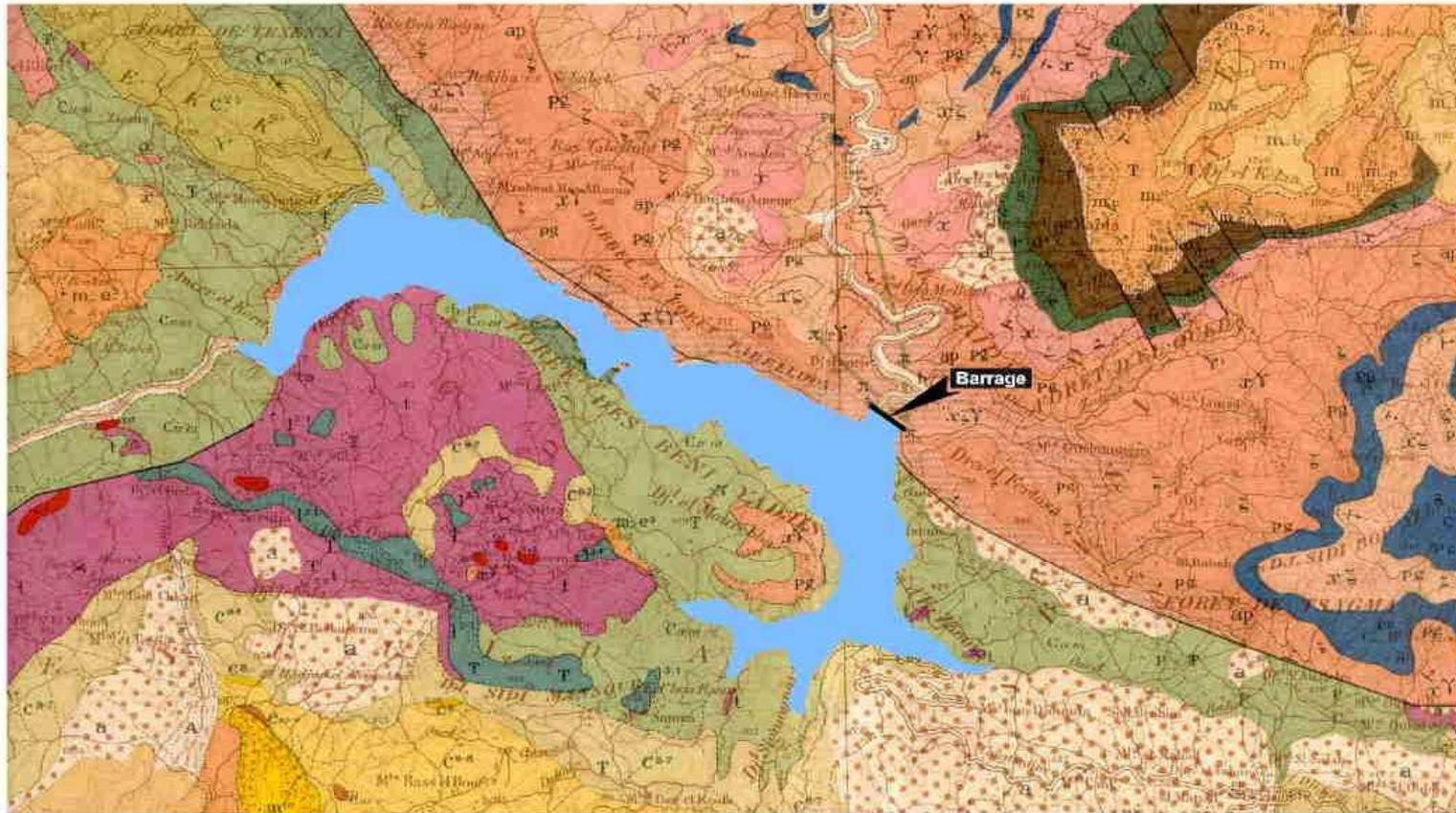


Figure 1- Synthèse des levés Topographiques

Barrage de TABELLOUT CARTE GÉOLOGIQUE DE LA RETENUE



Extrait de la "Carte géologique de l'Algérie" au 1 / 50 000 - Feuille de TAMESGUIDA - (1946)

Figure 2- Carte géologique de la région de Tabellout



LÉGENDE



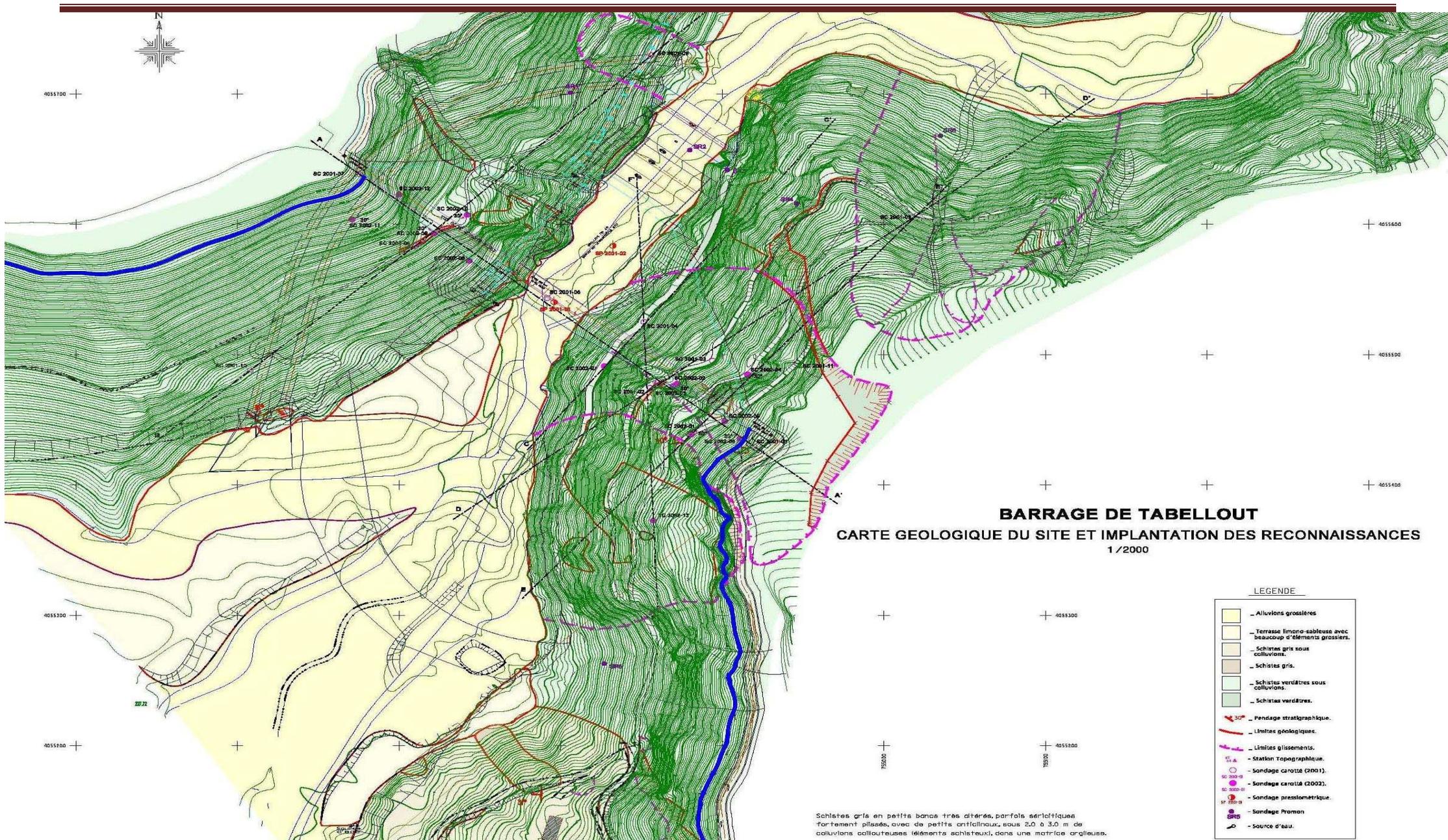


Figure 3- Implantation des essais et limites des glissements

COUPE GEOLOGIQUE A-A'

1 / 2000

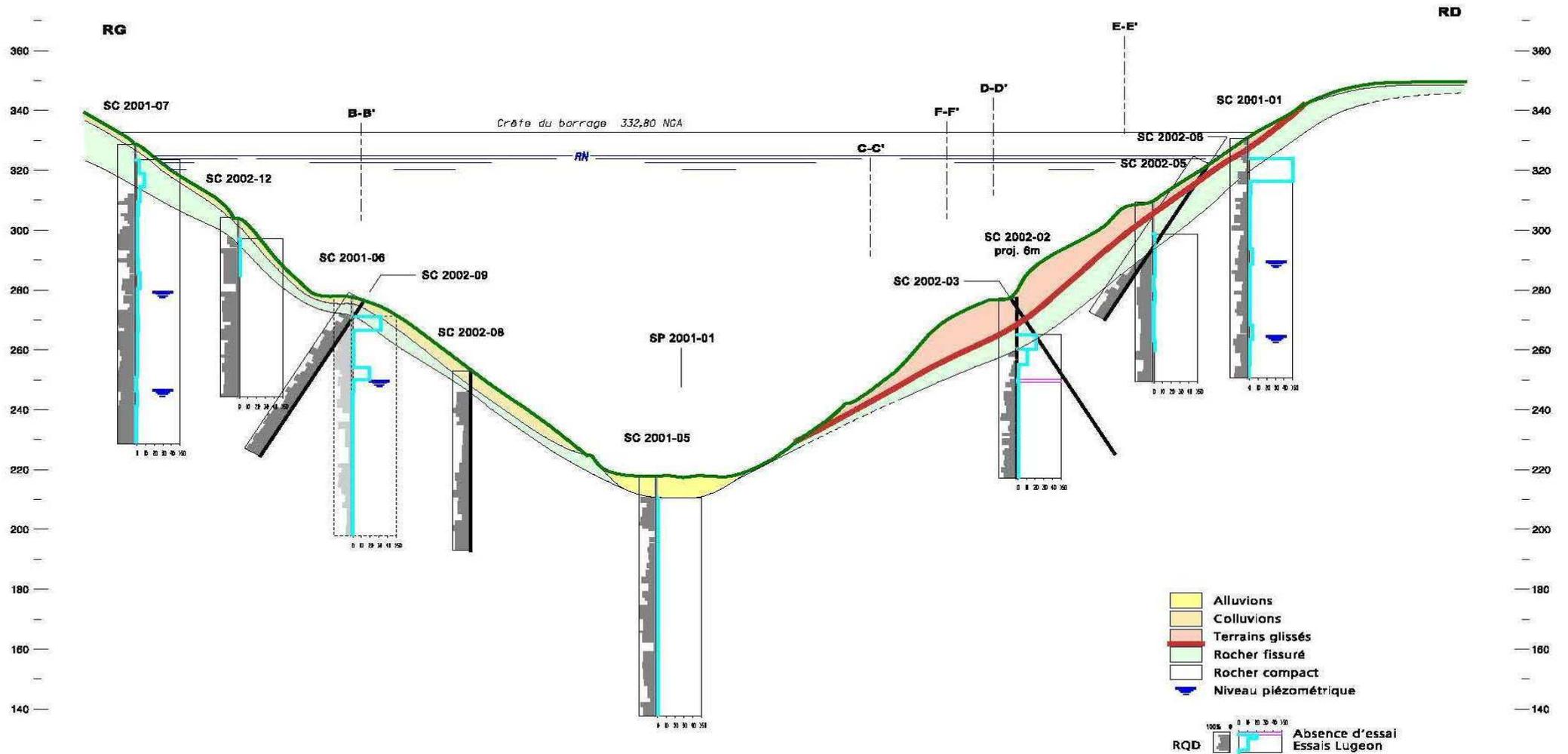


Figure 4- Coupe lithologique AA' du site du barrage

COUPE GEOLOGIQUE B-B'

1 / 2000

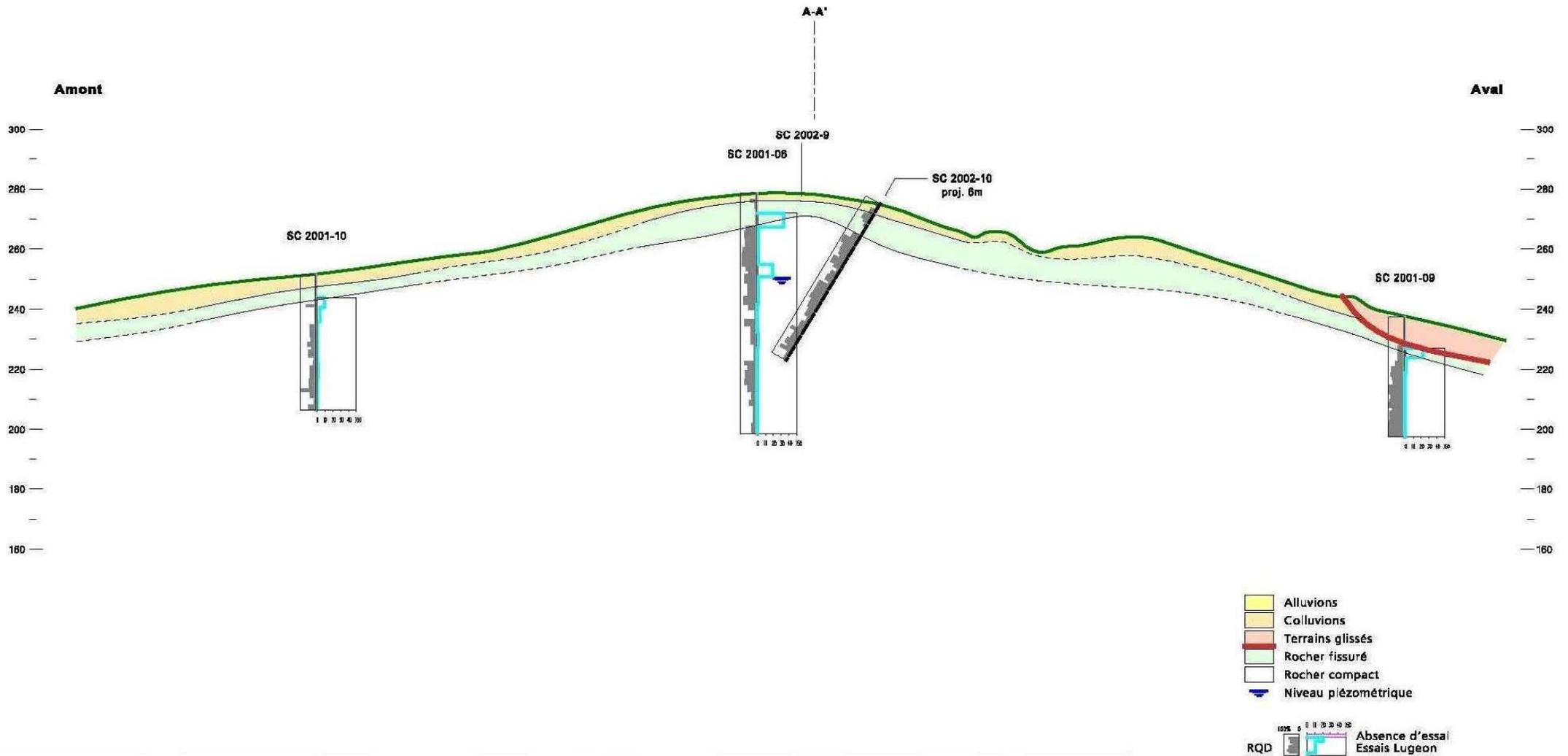


Figure 5- Coupe lithologique BB' du site du barrage

COUPE GEOLOGIQUE C-C'

1 / 2000

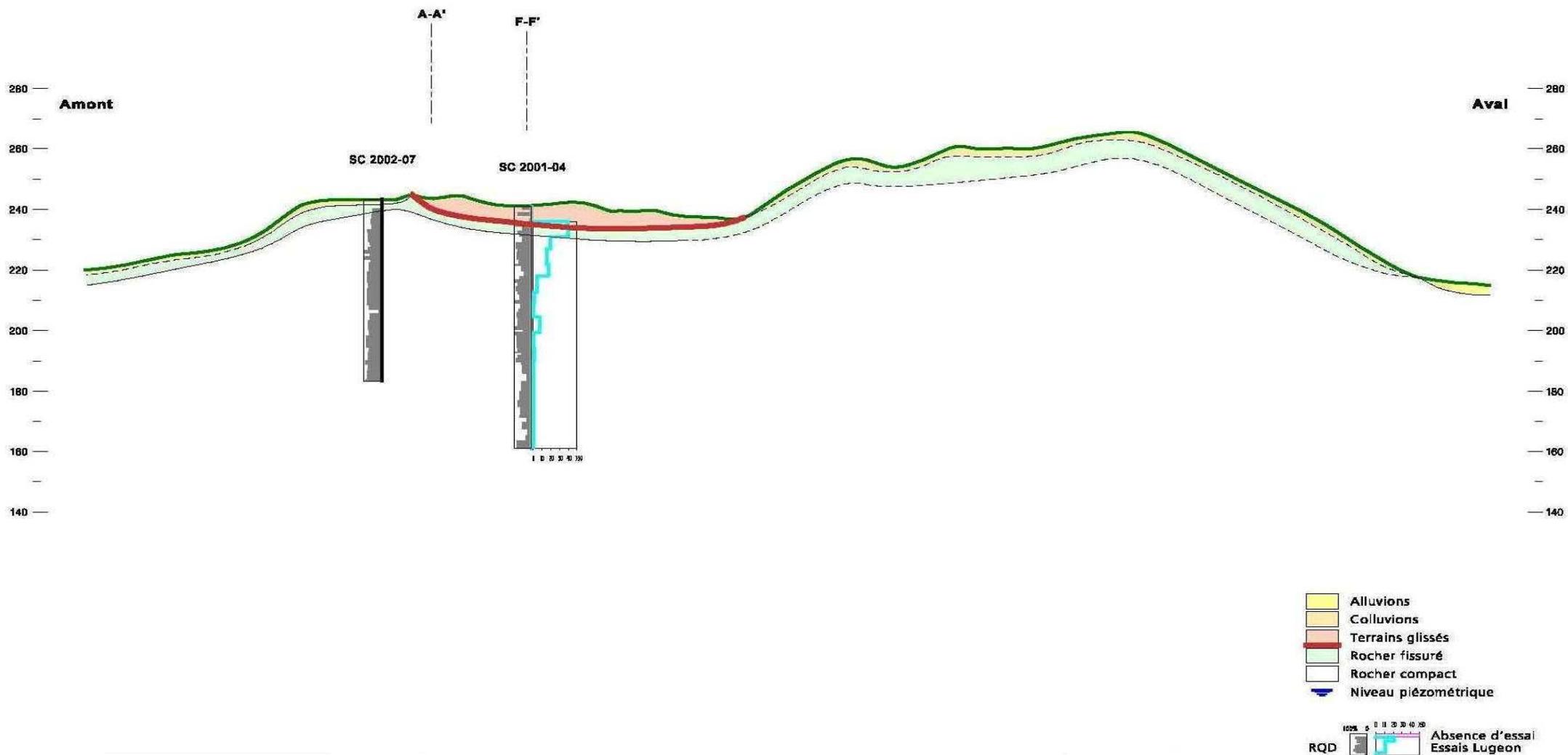


Figure 6- Coupe lithologique CC' du site du barrage

COUPE GEOLOGIQUE D-D'

1/2000

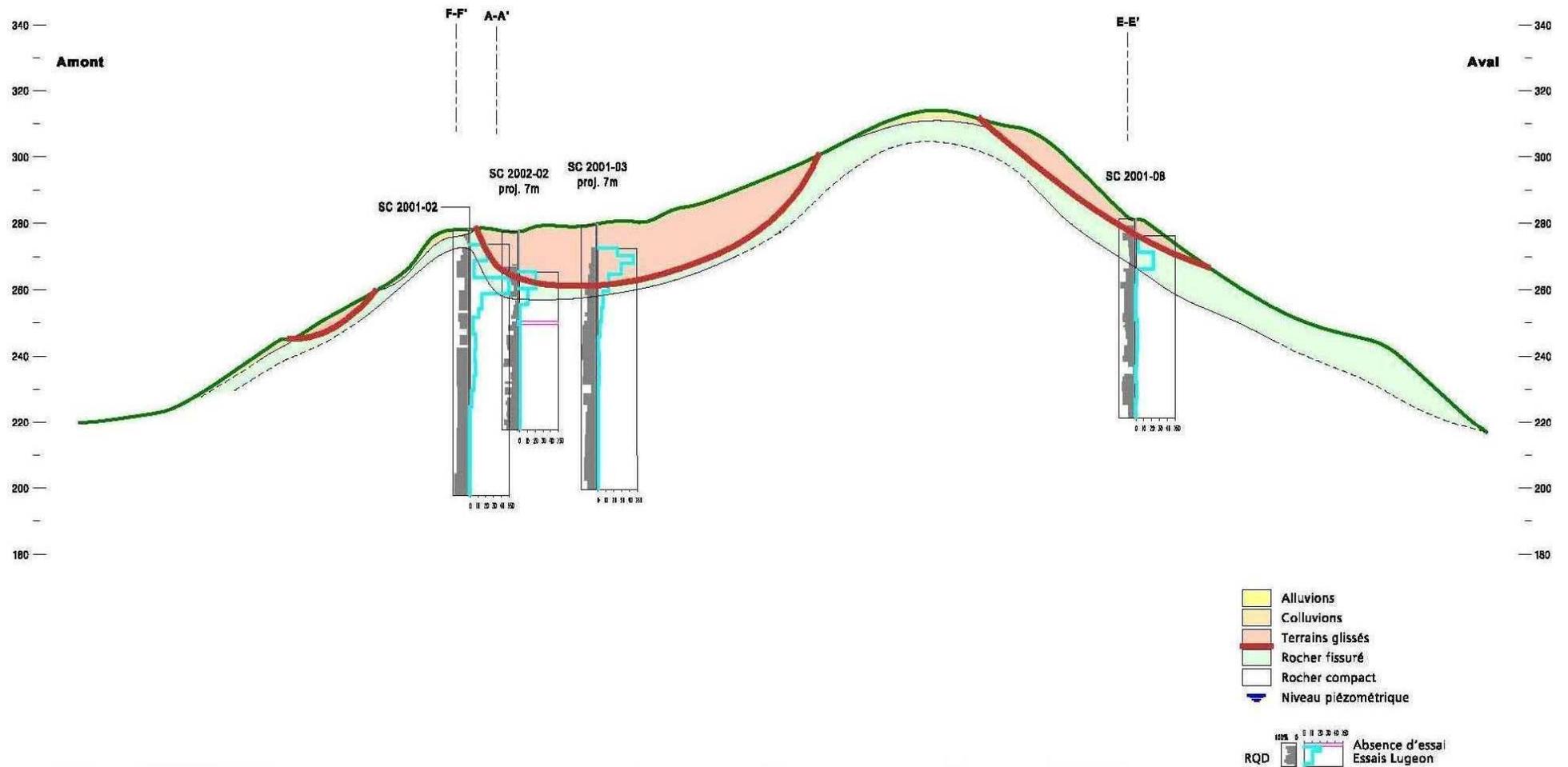


Figure 7- Coupe lithologique DD' du site du barrage

COUPE GEOLOGIQUE E-E'

1 / 2000

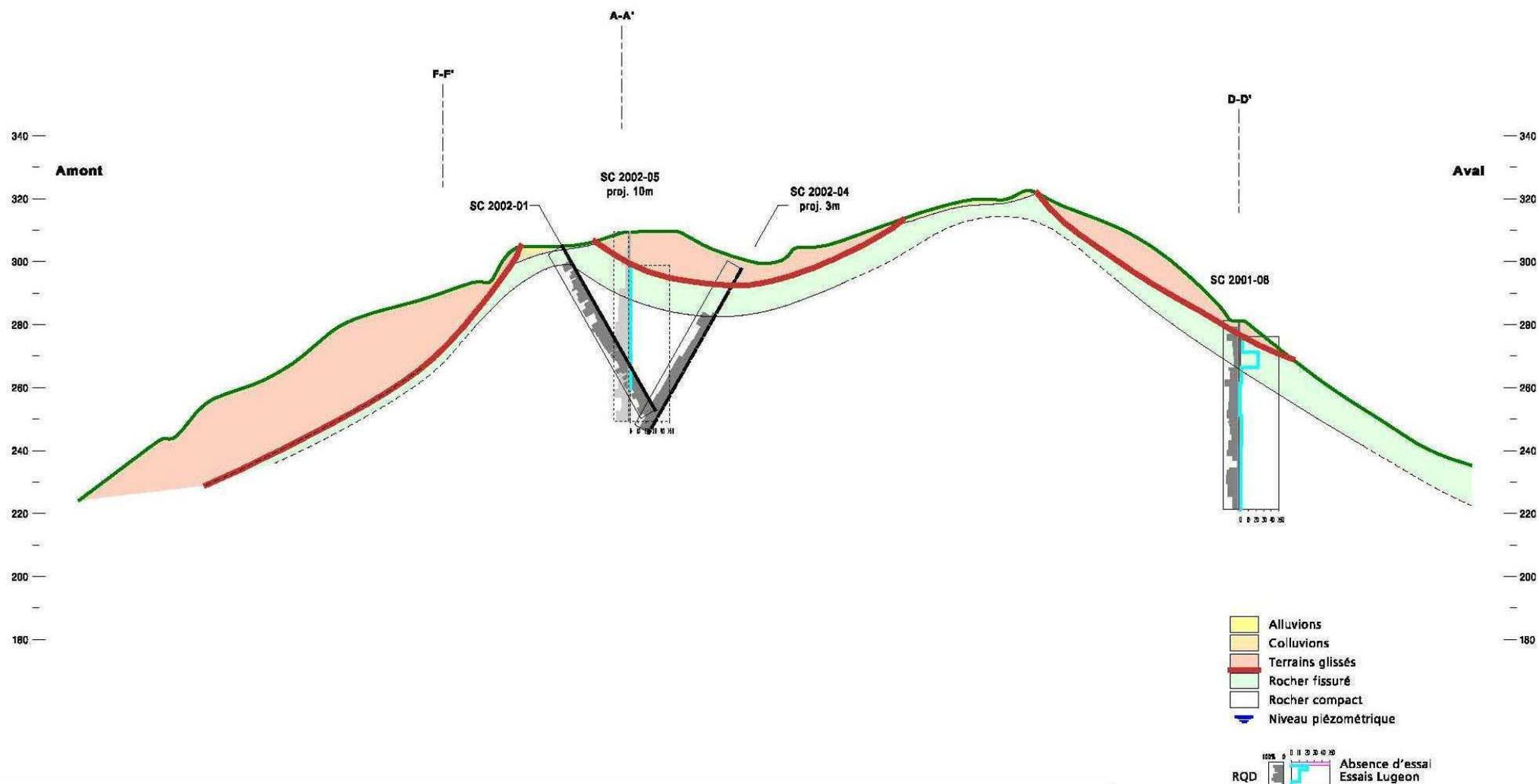


Figure 8- Coupe lithologique EE' du site du barrage

COUPE GEOLOGIQUE F-F'

1 / 2000

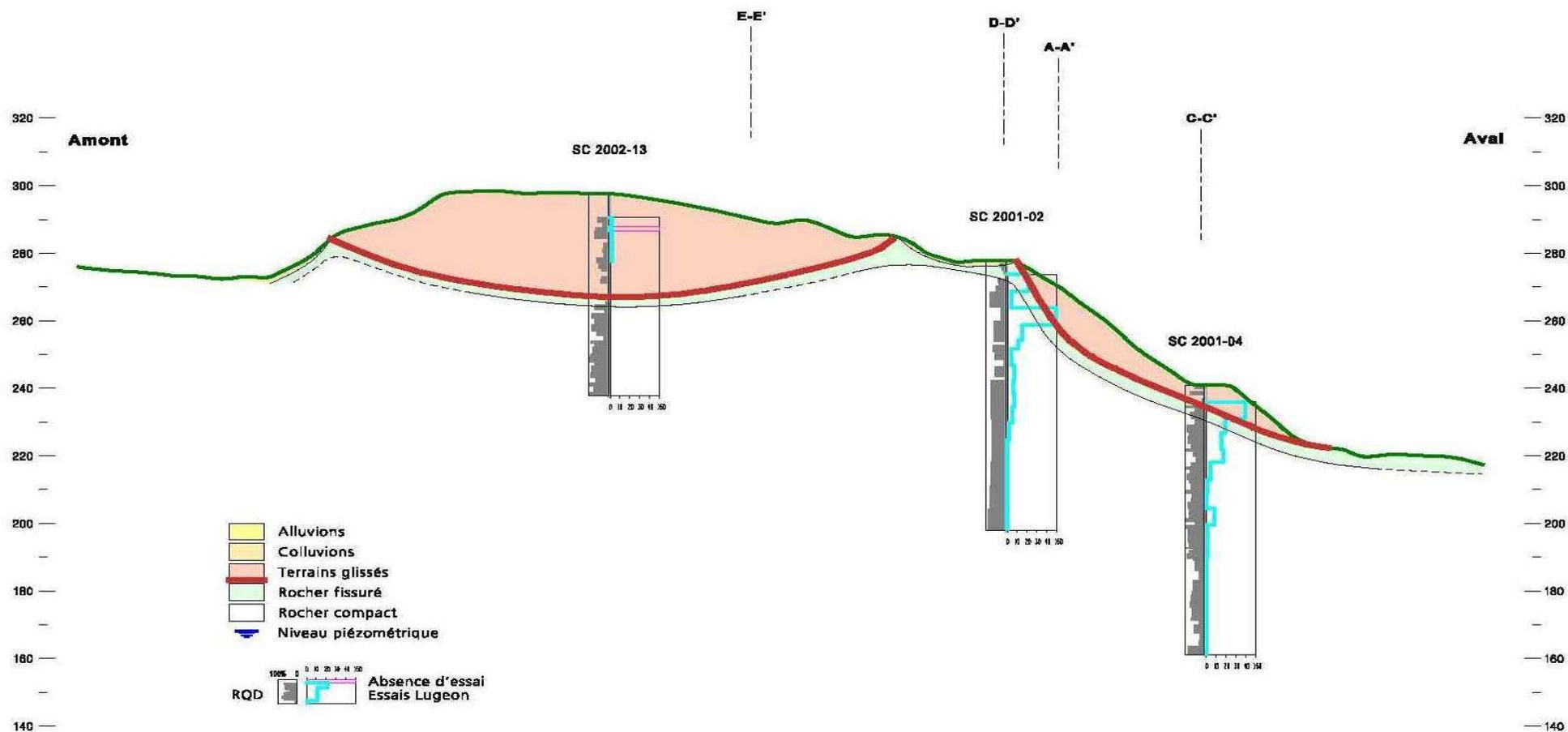


Figure 9- Coupe lithologique FF' du site du barrage

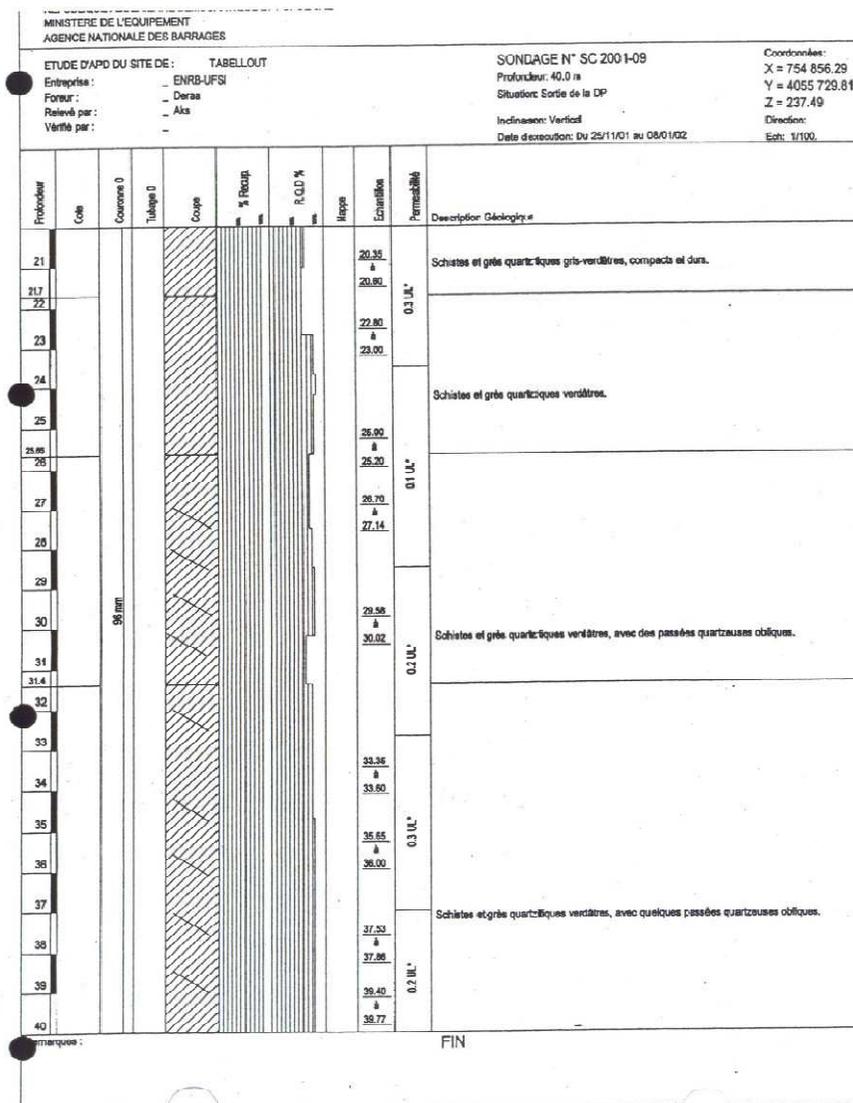
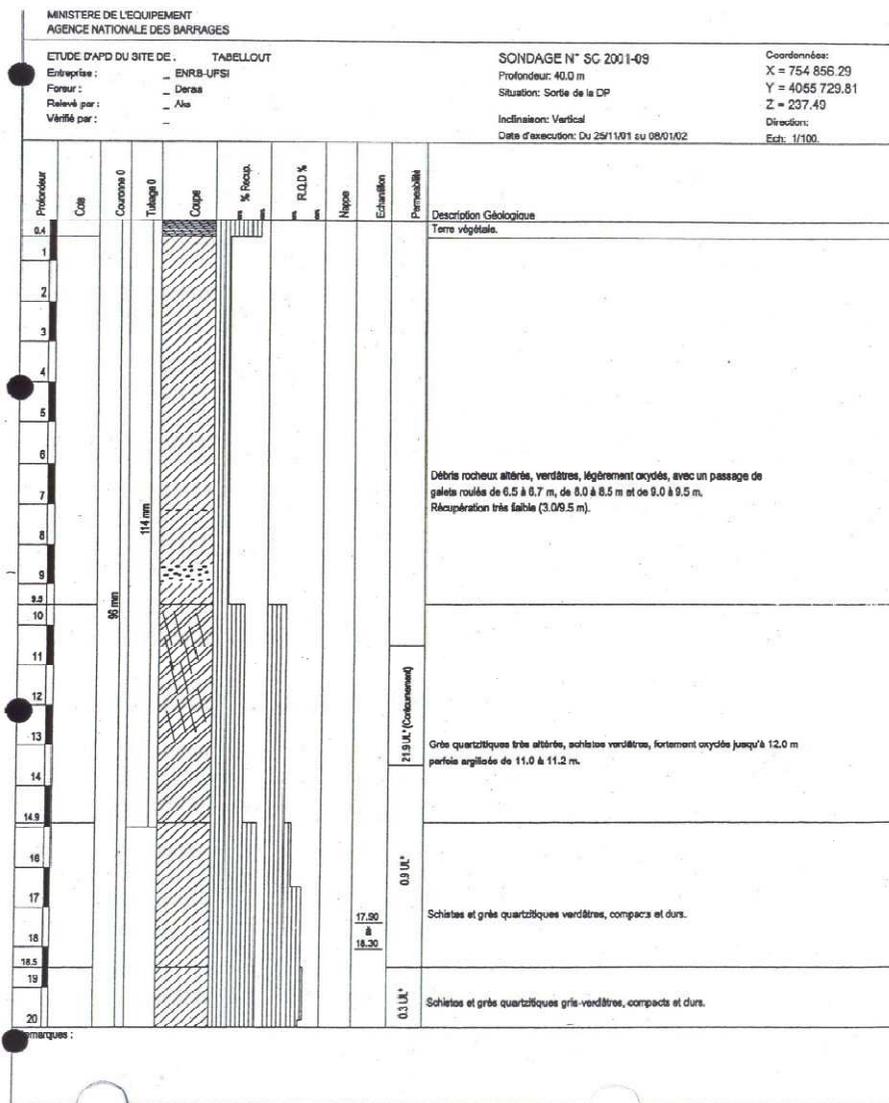


Figure 10- Log du sondage carotté SC2001-09

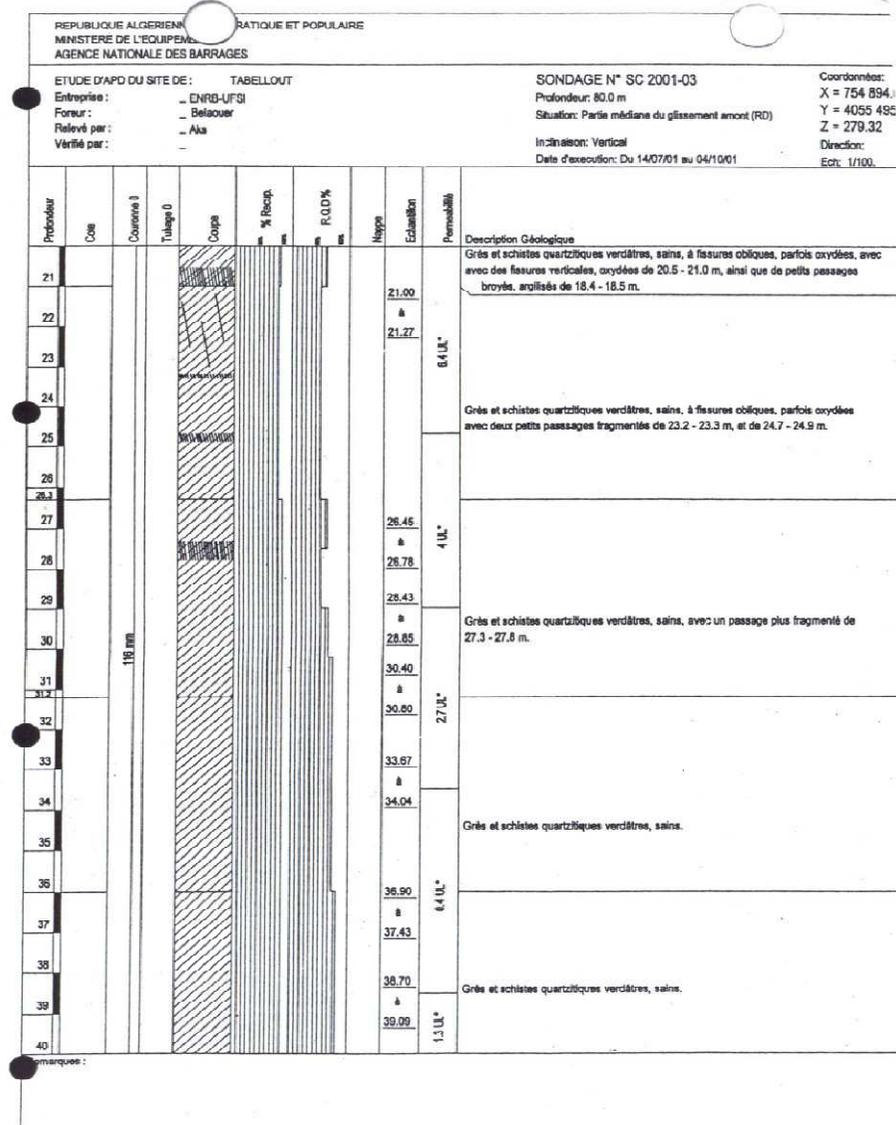
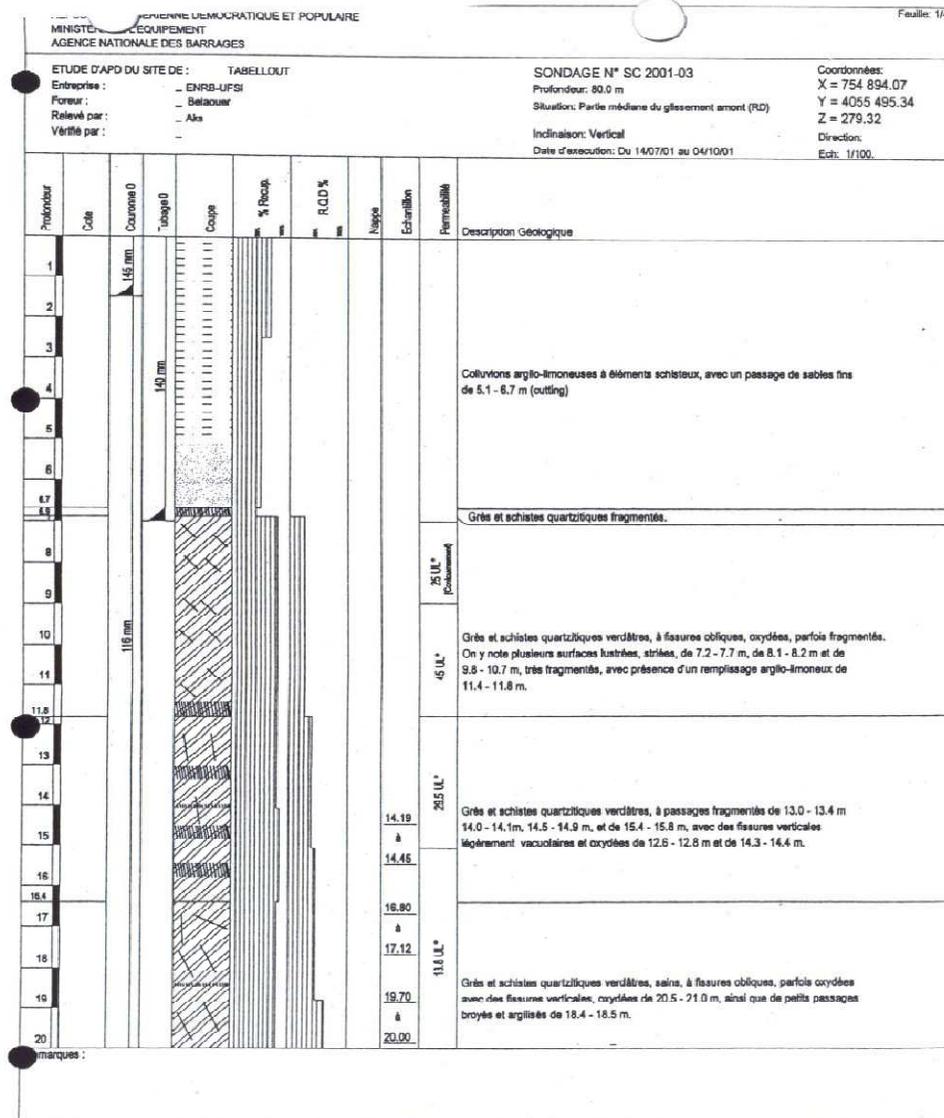


Figure 11- Log du sondage carotté SC2001-03 (tronçon 1-40m)

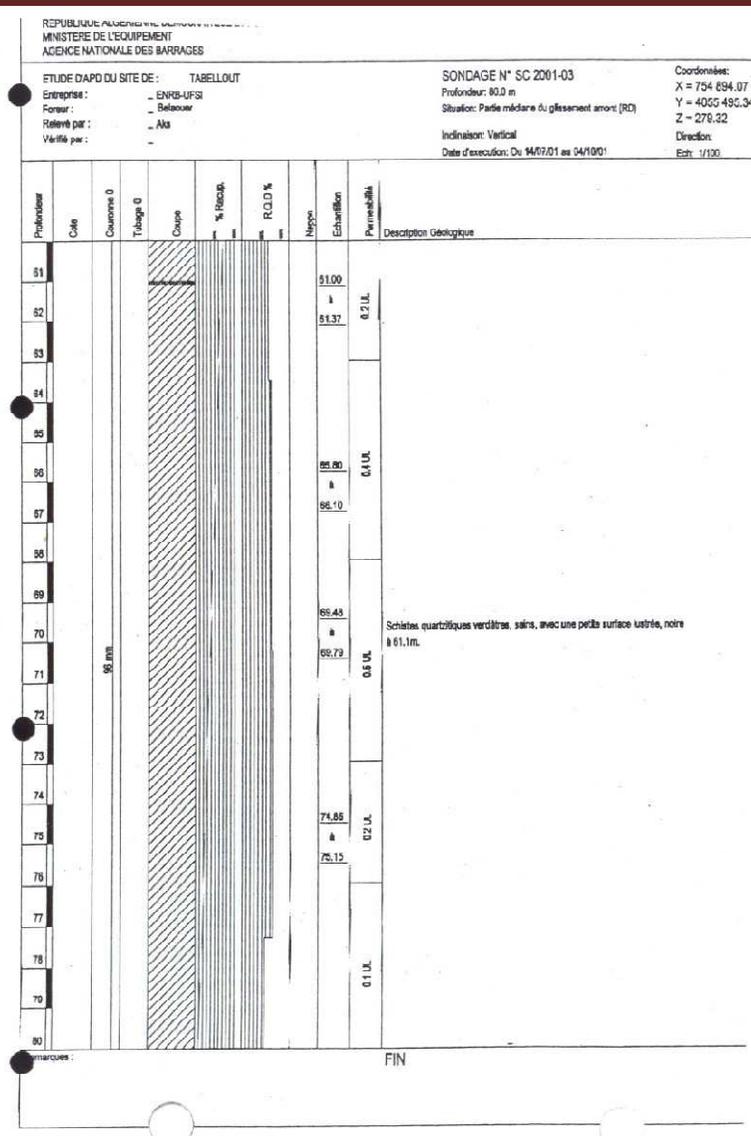
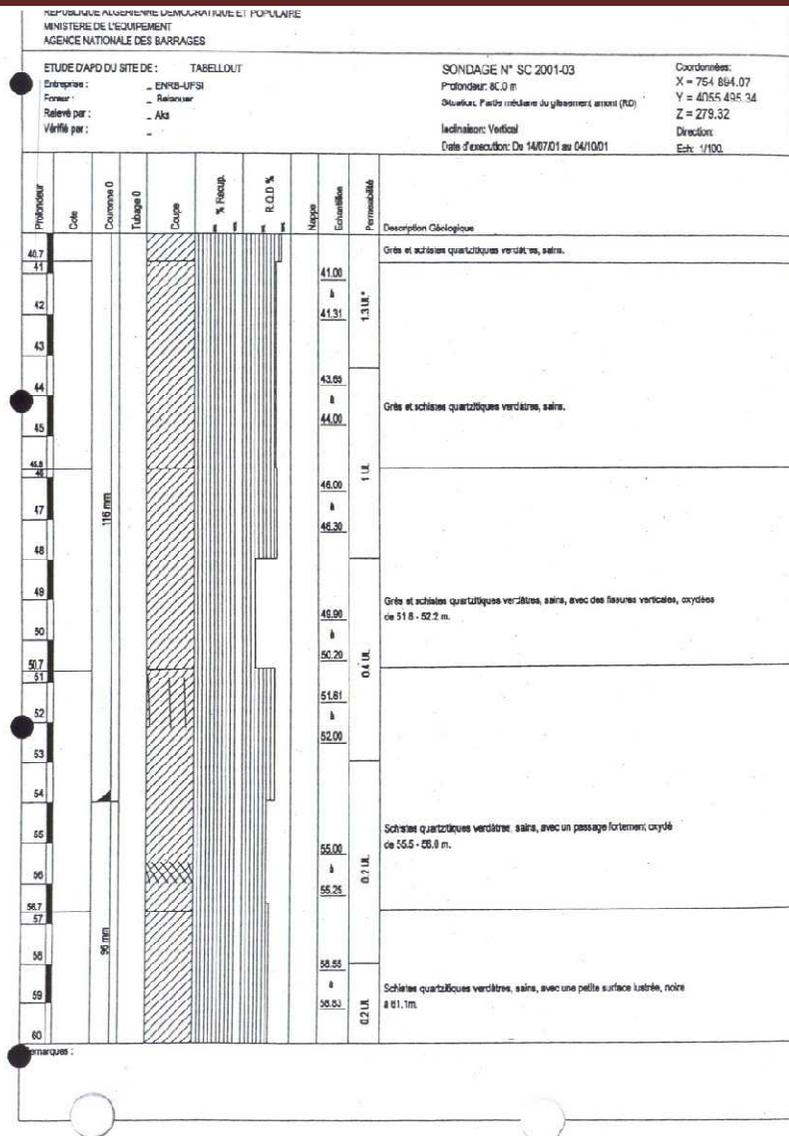


Figure 12- Log du sondage carotté SC2001-03 (tronçon 41-80 m)

EDF SQR	Note d'étude EFTGG040181	Indice A	Annexe 6
Projet de transfert de Sétif Hodna – Barrage de Tabellout Synthèse géologique et géotechnique suite aux reconnaissances de faisabilité et d'APD			

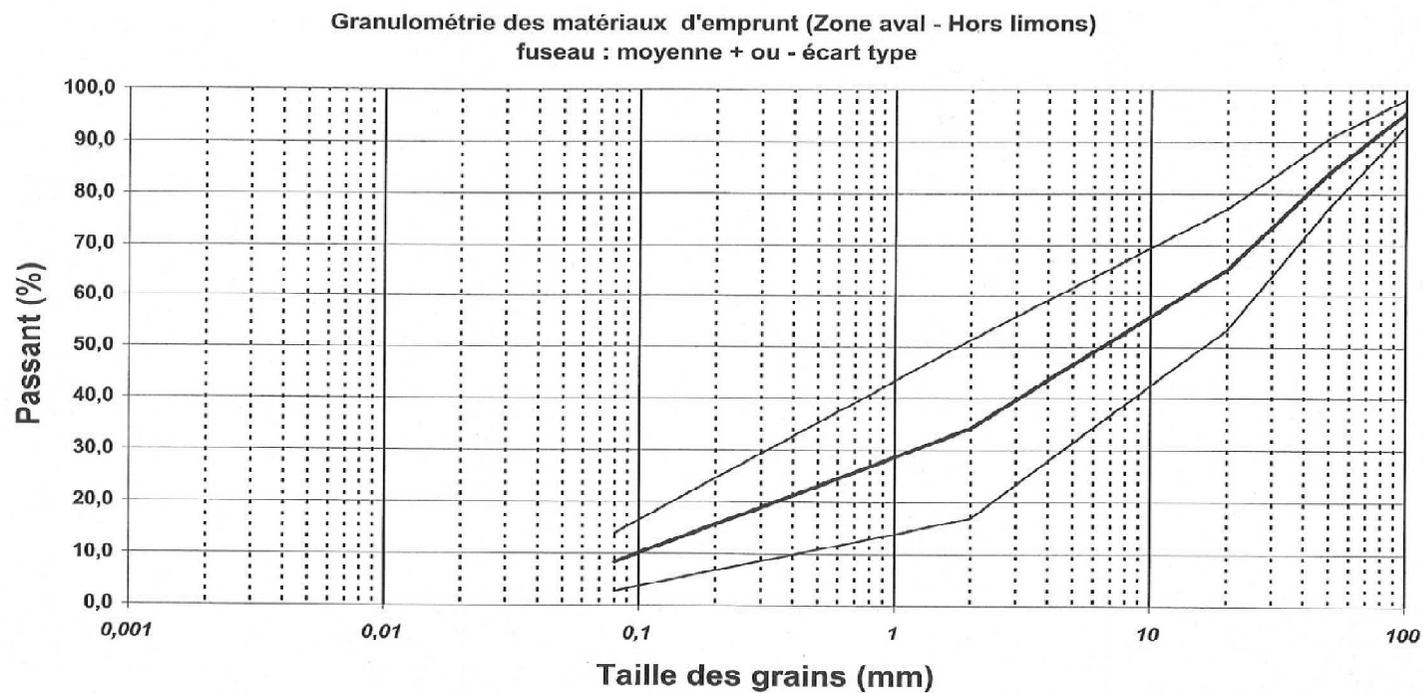


Figure 13- Granulométrie des matériaux d'emprunt (fuseau: moyenne+ou- écart type)

EDF SQR	Note d'étude EFTGG040181	Indice A	Annexe 6
Projet de transfert de Sétif Hodna – Barrage de Tabellout Synthèse géologique et géotechnique suite aux reconnaissances de faisabilité et d'APD			

Argile	Silt	Sables	Gravier	Cailloux
--------	------	--------	---------	----------

Granulométrie des matériaux d'emprunt (P1 à P25 [EDF])

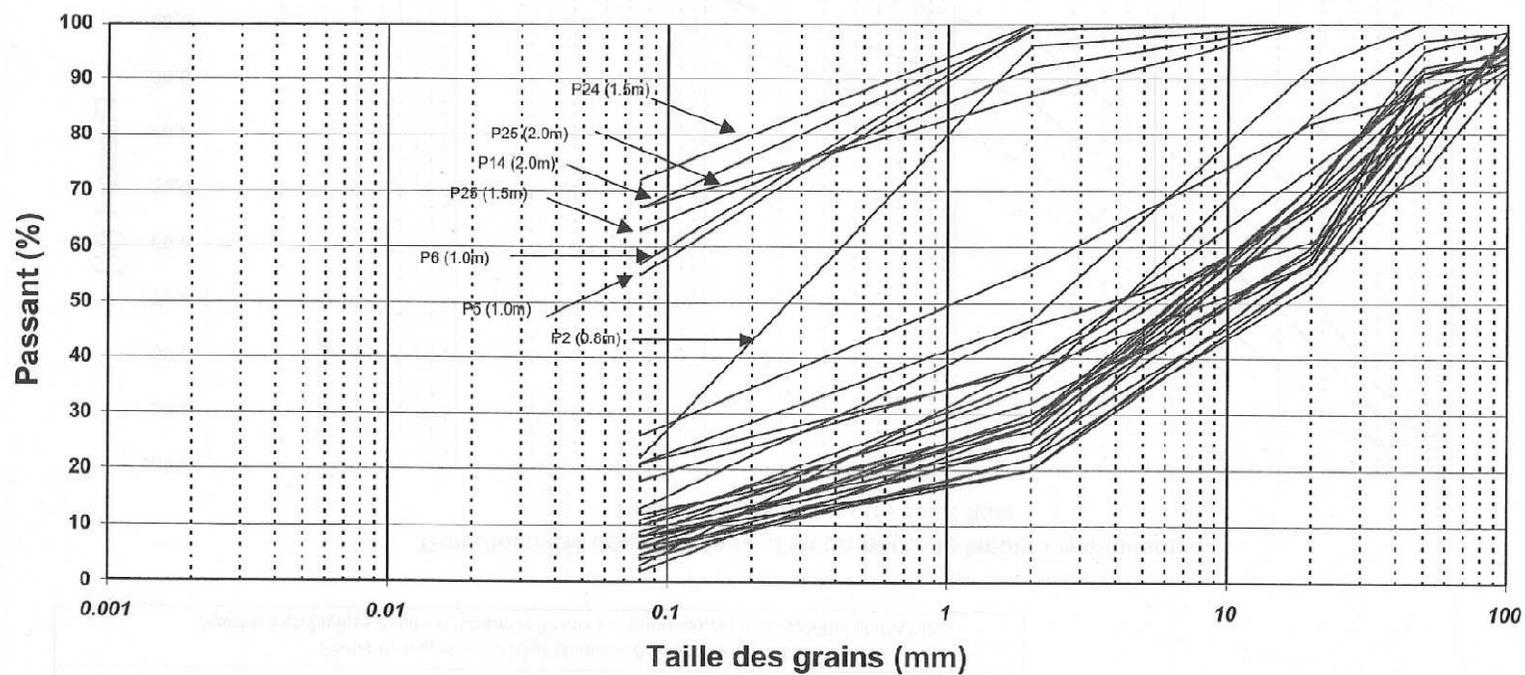


Figure 14- Granulométrie des matériaux d'emprunt (P1 à P25)

Tableau 1- Caractéristiques des fondations rocheuses du barrage

Sondage	Profondeur (m)	Densité		Résistance à la compression	Résistance à la compression saturée	Résistance à la traction	Résistance à la traction saturée
SC-2001-01	22,75 - 23,10	3,03	3,07	582	-	58	-
	26,50-26,87	2,85		-	441	-	96
	38,00-38,36	2,81	3,02	617	-	91	-
	40,67-41,00	2,88		-	353	-	69
	46,40-46,80	2,74		212	-	31	-
SC-2001-02	10,30-10,57	2,94	2,96	423	-		-
	19,05-19,35	2,99		670	-		-
	25,37-25,64	2,92	2,94	-	846		-
	43,04-43,50	2,87		1299	604	158	-
	66,70-67,10	2,92		2266	-	-	-
SC-2001-03	14,19-14,45	2,94	-	882			-
	16,80-17,12	2,93	3,07	-			126
	28,43-28,85	2,98	-	1235	917		
	36,90-37,43	2,96	-	529		75	
	43,65-44,00	2,89	3,10	1023	423	110	
SC-2001-04	8-8,45	2,95	-	6,17	-	0,97	
	10,50-10,82	2,98	-	441	1058	0,97	
	16,90-17,50	2,93	3,01	441	317	0,97	
	30,50-30,90	2,98	2,98	543	452	158	
	47,55-47,90	2,97	-	754	543	158	
SC-2001-05	7,95-8,35	2,91	2,84	265	-	0,5	
	13,81-14,13	2,76		670	247	-	60
	31,65-32,10	2,65		-	529		
	37,20-37,45	2,76		176	335		
	46,62-47,05	2,77	2,82	529	476		68
SC-2001-06	12,60-12,94	2,68		529	-	83	
	19,70-20,10	2,82		388	317	-	22
	29,00-29,44	2,86		705	-	60	
	42,55-43,13	2,81		176	317	-	
	60,00-60,35	2,80	2,98	242	212	34	75
SC-2001-07	18,50-19,00	2,97	2,99	353	75	-	
	21,00-21,40	2,92		494	-	-	
	30,02-38,50	2,78		695	110	34	
	63,30-63,72	2,90	3,01	680	159	-	
	74,88-75,35	2,89		-	-	90	
SC-2001-09	17,90-18,30	2,94	2,82	483	-	196	-
	20,35-20,62	2,88		-	544	-	118
	26,70-27,44	2,93		604	-	121	-
	29,58-30,02	2,90		-	544	-	151
	37,53-37,88	2,96	2,89	514	1360	90	173
SC-2001-11	8,50-8,95	3,01	2,97	705	-	154	-
	12,50-12,94	2,97		423	353	131	75
	26,30-26,60	2,98		514	544	113	88
	37,00-37,30	2,95		423	-	102	-
	47,60-48,20	2,94	2,94	816	574	151	131

Moyenne	2,90	2,97	602,90	475,04	91,42	94,77
Ecart-type	0,09	0,08	389,28	293,30	56,19	42,32

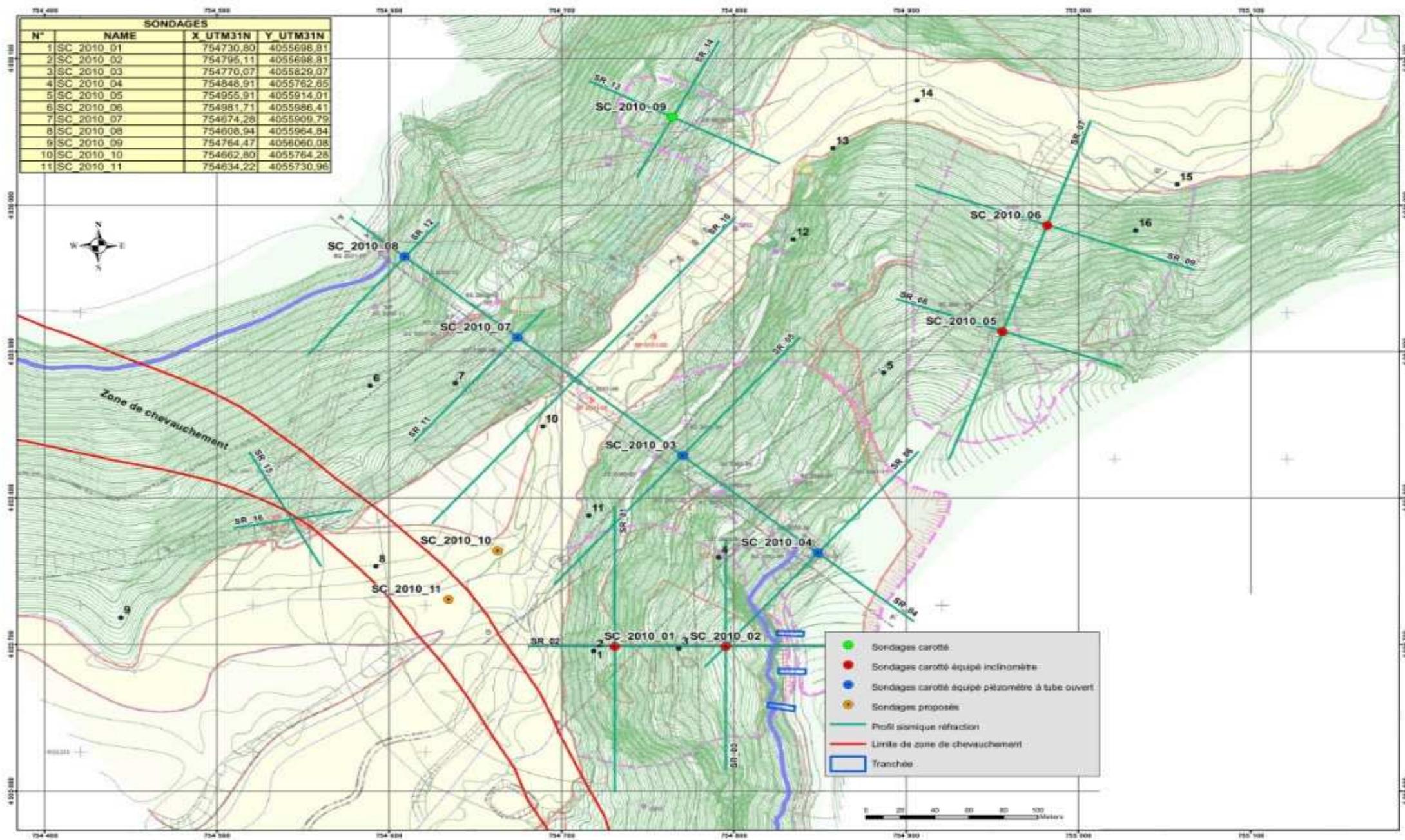


Figure 15- Plan d'implantation des sondages et essais du programme de reconnaissances complémentaires

Tableau 2 - Caractéristiques géomécaniques des formations du site du barrage Tabellout

Station	Nature lithologique	structure du massif	type de discontinuité	Espacement	Extension	rugosité des surfaces	degré d'altération	ouverture	Observation
1	quartzites en bancs demi-métriques et schisteux	bancs de 0,3 à 1 m d'épaisseur	3 directions de fractures ouvertes	0,3 à 0,5 m pour la schistosité	plurimétrique	lisses, lisses rugueuses	peu ou pas altérés	2 à 20 mm	pied du glissement rive droite
1 bis	flyschs quartzique	roche non métamorphisée	2 directions de fractures ouvertes	0,05 à 0,1 m	2-5 m	lisses	épointes oxydées	0,5 à 1 mm	flyschs du compartiment chevauché par l'accident majeurs, en rive droite, en amont de l'axe du barrage
2	méta-dolérite massive, gris sombre	roche massive fracturée	3 directions de fractures ouvertes	0,3 à 1,0 m	plurimétrique	lisses	épointes oxydées	1 à 10 mm	glissement en rive droite
3	méta-dolérite massive, gris sombre	roche massive fracturée	fracture (F)	0,5 à 1,0 m	plurimétrique	lisses	épointes oxydées	1 à 5 mm	limite nord du glissement de la rive droite
4	méta-dolérite massive, gris sombre	roche massive fracturée	2 directions de fractures ouvertes	0,5 à 1,0 m	plurimétrique	lisses	épointes oxydées	1 mm	zone stable située entre les deux glissements de la rive droite

5	schistes gris-verdâtres, altérés en surface	roche massive fracturée	3 directions de fractures fermées	0,3 à 0,5 m	plurimétrique	rugueuses	épontes oxydées	0,5 mm	zone stable située en rive gauche face au glissement de la rive gauche
6	schistes gréseux	petit affleurement de 2x2m, en place	fractures découpant des diédres décimétriques	0,1 m	plurimétrique	lisses	épontes oxydées	0,5 à 1 mm	zone stable en rive gauche
7	schistes gris à patine bleue	roche massive fracturée	fractures découpant des diédres décimétriques à demi-métriques	0,1 à 0,5 m	plurimétrique	lisses	peu ou pas altérées	0,5 à 1 mm	zone stable en rive gauche
8	schistes et schistes gréseux	roche massive finement liée	1 faille (Fa) et 3 fractures (F)	0,1 à 0,5 m	plurimétrique	lisses pour la faille, rugueuses pour les fractures	épontes oxydées	0,5 à 1 mm	zone tectonisée appartenant à l'accident chevauchant majeur
9	méta-dolérite massive, grise	roche massive fracturée	1 faille (Fa) et 2 fractures (F)	0,1 à 0,5 m	plurimétrique	lisses pour la faille, rugueuses pour les fractures	épontes oxydées	10 mm	pied de talus stable en rive gauche
10	schistes verts massifs	roche dure, compacte, structure monoclinale	3 directions de fractures continues	0,5 à 1,0 m	plurimétrique	lisses	pas d'altération	1 à 2 mm	mesures approximatives prises de l'autre rive

11	méta-dolérite massive grise	roche massive fracturée	3 directions de fractures ouvertes	0,5 à 1,0 m	plurimétrique	ondulées, un peu rugueuses	épointes oxydées	1 à 10 mm	pied et limite nord du glissement nord
12	méta-dolérite massive grise	roche massive fracturée	3 directions de fractures ouvertes	0,5 à 1,0 m	plurimétrique	ondulées, un peu rugueuses	épointes oxydées	1 à 2 mm	zone de stabilité douteuse
13	schistes verts massifs du socle	roche massive fracturée	2 directions de failles normales ouvertes	0,5 à 1,0 m	2 à 10 m	ondulées, un peu rugueuses avec ouverture de 1 à 5 mm	épointes oxydées	10 à 30 mm	failles tardive de distension, post-chevauchement
14	schistes verts massifs du socle	roche massive fracturée	2 directions de fractures ouvertes	0,5 à 1,0 m	5 à 10 m	lisses	pas d'altération	1 à 2 mm	socle schisto-gneissique
15	méta-dolérite brune altérée	roche très fracturée altérée	plusieurs directions de fractures	0,3 à 0,5 m	2 à 10 m	lisses	épointes oxydées	10 à 100 mm	limite nord du 3ème glissement
16	gneiss verdaâtre massif, du socle	roche massive fracturée	3 directions de fractures	0,5 à 1,0 m	3 à 10 m	ondulées, un peu rugueuses	pas d'altération	1 à 2 mm	socle plus ou moins altéré, formant la rive droite
17	schistes verts massifs du socle	roche massive fracturée	3 directions de fractures	0,3 à 0,5 m	2 à 10 m	ondulées, un peu rugueuses	épointes oxydées	1 à 2 mm	socle schisteux fracturé en rive droite, dans l'axe du barrage

Tableau 3- Classification RMR des formations sur le site du barrage Tabellout

stations	Compression uniaxiale (Mpa) valeur/notation	RQD/notation	Espacement des discontinuités/notation	Nature des discontinuités/notation	Débits d'eau (l/mn) par 10m de tunnel/notation	Ajustement en fonction de l'orientation des discontinuités	RMR : somme de la notation	Classes	Observations
1	50-100 /7	75 à 90%/17	300-500 mm/10	lisses/20	0 litre /15	très défavorable (pente instable)/-25	44	III, rocher moyen	cette station concerne le pied du glissement rive droite, le RMR n'a pas de grande signification.
1 bis	5-25/2	« 25%/3	50 à 100 mm/8	lisses/20	0 litre /15	très favorable/0	38	IV, rocher médiocre	l'éloignement de cette formation du site de barrage n'a pas d'incidence sur sa fondation
2	5-25/2	25 à 50%/8	300 à 500 mm/10	lisses/20	0 litre /15	très défavorable (pente instable)/-25	30	IV, rocher médiocre	affleurement rocheux de la zone écroulée en rive droite du site de retenue APD
3	5-25 / 2	25 à 50 % /8	300 à 500 mm/10	lisses/20	0 litre /15	très défavorable (pente instable)/-25	30	IV, rocher médiocre	matériaux rocheux de la limite nord du glissement de la rive droite
4	50-100 / 7	75 à 90% / 17	300-500 mm / 10	lisses / 20	0 litre / 15	très défavorable (pente instable)/-25	44	III, rocher moyen	la schistosité est parallèle à l'axe du barrage avec un pendage aval de 45°

5	25-50 / 4	25 à 50 % / 8	300-500 mm / 10	rugueuses / 25	0 litre / 15	très défavorable (pente instable)/- 25	37	IV, rocher médiocre	la schistosité est parallèle à l'axe du barrage avec un pendage aval de 45°
6	25-50 / 5	25 à 50 % / 8	100 mm / 8	rugueuses / 25	0 litre / 15	très favorable / 10	51	III, rocher moyen	l'éloignement de cette formation du site de barrage n'a pas d'incidence sur sa fondation
7	5-25 / 2	25 à 50 % / 8	100-500 mm / 10	lisses / 20	0 litre / 15	favorable / -2	53	III, rocher moyen	site proche de l'entrée sud de la dérivation provisoire, percement en travers bancs dans le sens du pendage des couches
8	5-25 / 2	25 à 50 % / 8	500 à 1000 mm / 15	rugueuses / 25	0 litre / 15	très favorable / 10	65	II, bon rocher	l'éloignement de cette formation du site de barrage et de la galerie de dérivation n'a pas d'incidence sur l'ajustement de sa notation RMR
9 à 10	50-100 / 7	75 à 90% / 17	500-1000 mm / 15	lisses / 20	0 litre / 15	Très défavorable / -25	49	III, rocher moyen	proximité de l'appui du barrage en rives gauche et droite. La schistosité est parallèle à l'axe du barrage avec un pendage aval de 25°
11 à 12		25-50 / 8	500-1000 mm / 15	lisses / 20	0 litre / 15	Très défavorable / -25	40	IV, rocher médiocre	zones instables, la station 11 est située dans la zone d'appui du barrage, avec un pendage aval de la schistosité
13	50 – 100 / 7	25 à 50% / 8	500 – 1000mm / 15	Rugueuses et ouvertes / 10	0 litre / 15	Très favorable / 0	55	III, rocher moyen	L'éloignement de cette formation du site de barrage et de la galerie de dérivation n'a pas d'incidence sur l'ajustement de sa notation RMR
14	100 – 250 / 12	75 à 90% / 17	500 – 1000mm / 15	Lisses / 20	0 litre / 15	Très favorable / 0	79	II, bon rocher	Idem station 13

15	25-50 / 4	25 à 50% / 8	300-500mm / 10	Lisses et ouvertures > 5mm / 0	0 litre / 15	Très favorable / 0	37	IV, rocher médiocre	Idem station 13 et 14
16	100-250 / 12	75 à 90% / 17	500-1000mm / 15	Rugueuses / 25	0 litre / 15	Moyen / -7	79	II, bon rocher	Direction de schistosité oblique par rapport à la direction de la digue
17	50-100 / 7	25 à 50% / 8	300-500mm / 10	Lisses / 20	0 litre / 15	Moyen / -7	53	III, rocher moyen	Idem station 16

Tableau 4- Classification des formations suivant l'indice Q de Barton, barrage Tabellout

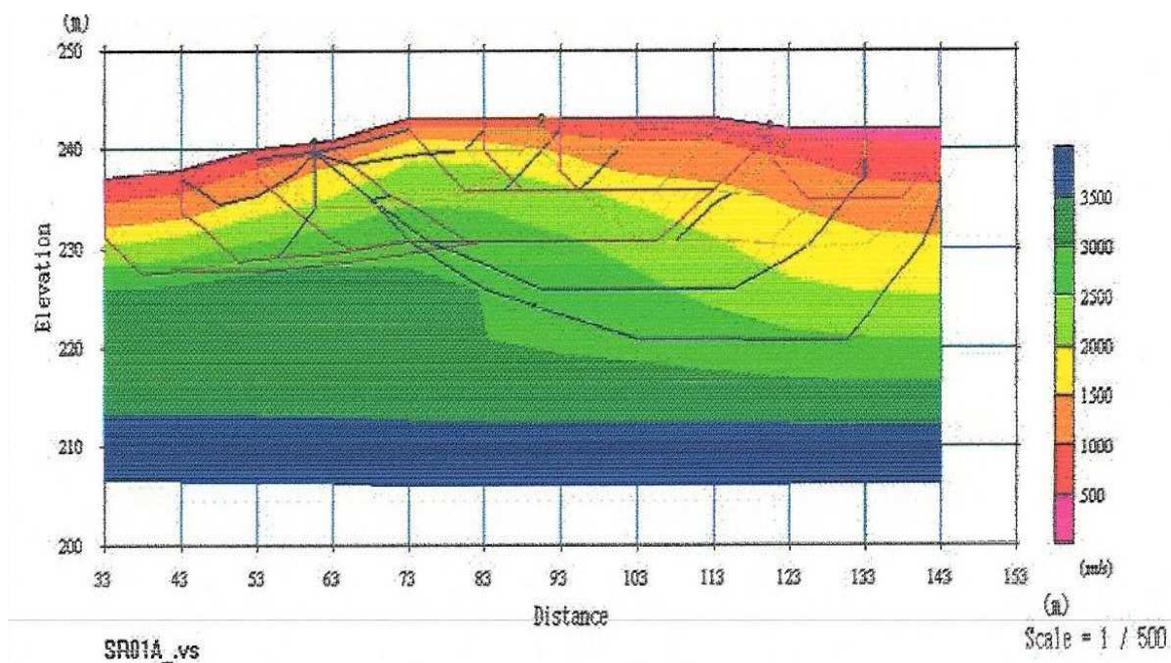
Stations	RQD	Famille des joints (Jn) .. notation	Rugosité des joints (Jr) .. notation	Altération des joints (Ja) .. notation	Réduction hydraulique des joints (Jw) .. notation	Réduction des contraintes (SRF) .. notation	Valeurs de l'indice Q	Observations
1	80	3..9	Lisse .. 1,0	Epontes à contacts .. 4	Faibles venues d'eau .. 1	Zone de faiblesse fréquentes.. 10	0,02	Zones de versants instables
1 bis	20	2..4	Lisse..1,0	Joints serrés..0,75	Faibles venues d'eau..1	Rocher fracturé et décomprimé..5	1,33	Zone de flyschs proche du contact tectonique majeur
2	35	3..9	Lisse..1,0	Epontes à contacts..4	Faibles venues d'eau..1	Zone de faiblesse fréquentes..10	0,09	Zones de versants instables
3	35	1..2	Lisse..1,0	Epontes légèrement altérées..2	Faibles venues d'eau..1	Zone de faiblesse fréquentes..10	0,87	Zones de versants instables

4	80	2..4	Lisse..1,0	Joints serrés..0,75	Faibles venues d'eau..1	Rocher sain, contraintes faibles..2,5	10,66	Zones de versants stables
5	35	2..4	Rugueux..1,5	Joints serrés..0,75	Faibles venues d'eau..1	Rocher sain, contrainte faibles..2,5	7,00	Zones de versants stables
6	35	2..4	Lisse.. 1,0	Joints serrés.. 0,75	Faibles venues d'eau.. 1	Rocher sain, contraintes faibles.. 2,5	4,66	Zones de versants stables
7	35	2..4	Lisse..1,0	Joints serrés..0,75	Faibles venues d'eau..1	Rocher sain, contraintes faibles..2,5	4,66	Zones de versants stables
9	80	3..9	Rugueux..1,5	Epontes légèrement altérées..2	Faibles venues d'eau..1	Rocher sain, contraintes faibles..2,5	2,66	Pied de versant stable
10	80	3..9	Lisse..1,0	Epontes légèrement altérées..2	Faibles venues d'eau..1	Rocher sain, contraintes faibles..2,5	2,37	Pied de versant stable
11	35	3..9	Ondulé..3	Epontes à contacts..4	Faibles venues d'eau..1	Zones de faiblesse fréquentes..10	0,29	Zones de versants instables
12	35	3..9	Ondulé..3	Epontes à contacts..4	Faibles venues d'eau..1	Zones de faiblesse fréquentes..10	0,29	Stabilité de versant incertaine
16	80	3..9	Ondulé..3	Joints serrés..0,75	Faibles venues d'eau..1	Rocher sain, contraintes faibles..2,5	14,22	Pied de versant stable
17	35	3..9	Ondulé..3	Epontes légèrement altérées..2	Faibles venues d'eau..1	Rocher sain, contraintes faibles..2,5	2,33	Pied de versant stable

Tableau 5-valeurs mesurées de l'eau de l'oued djendjen

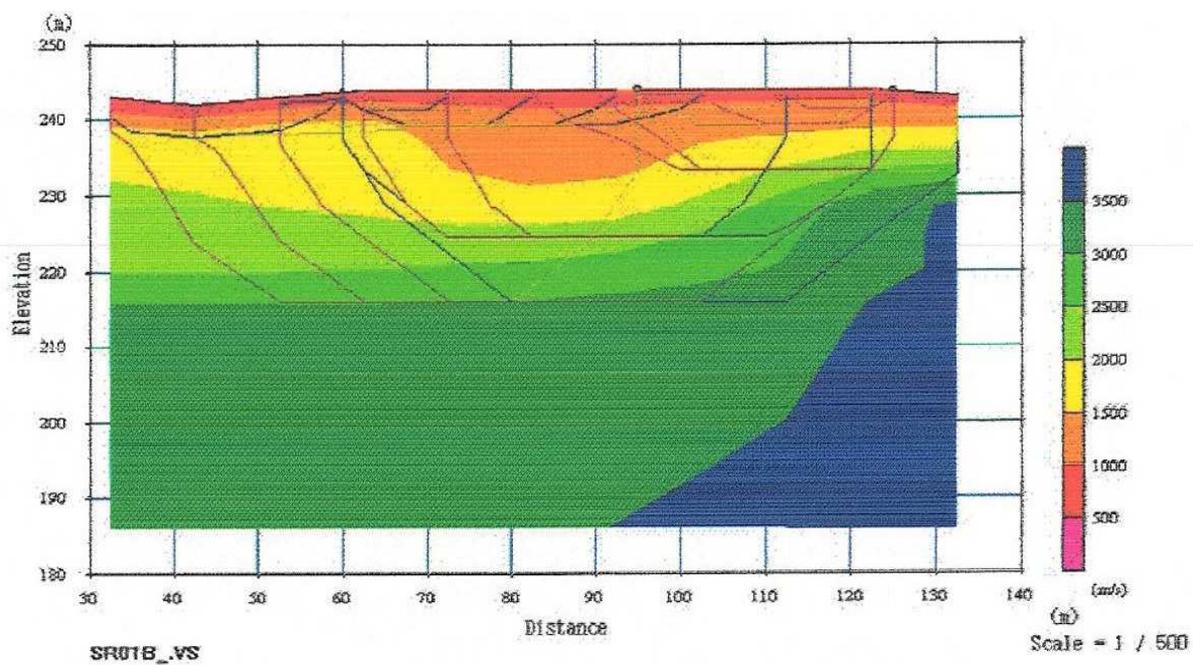
Eaux de surface		Eaux de surface – année 1970 et 1971				Janvier à novembre 74 – source : Bechtel	
		Réservoir d'Erraguène					
Paramètres	Unités	JAN	AVR	JUIL	OCT		Moyenne
PH		7,4	7,7	8,2	7,8	PH	7,9
Alcalinité totale	mg /l	104	102	110	102	Alcalinité totale	130
Dureté totale	mg/l	240	210	220	310		
Calcium	mg/l	60	63	62	61	Calcium	70
Magnésium	mg/l	13	13	16	15	Magnésium	26
Sodium	mg/l	14	14	19	16	Sodium	17
Potassium	mg/l	1,0	1,3	1,3	1,2	Potassium	0,6
Chlorure	mg/l	13	18	16	14	Chlorure	23
Fluorure	mg/l					Fluorure	0,3
Sulfate	mg/l	78	111	113	127	Sulfate	167
Total cation	mg/l	5,04	4,90	5,27	4,98		
Total anions	mg/l	5,20	4,88	5,05	5,09		
Bore	mg/l	0,07	0,03			Bore	0,12
Chrome	mg/l	0,08	Nul	0,01	Trace	chrome	0,01
Cuivre	mg/l	0,07	0,01	0,01	0,01	cuivre	0
Fer	mg/l	0,60	0,41	1,01	0,29	Fer	0,40
Plomb	mg/l	Nul	Nul	0,26	Nul	Plomb	0
Lithium	mg/l	Nul	Nul	Nul	Nul	Cadmium	0
Manganèse	mg/l	Nul	Nul	Trace	0,02	Manganèse	0
Molybdène	mg/l	Nul	Nul	Nul	Nul	Molybdène	0
Nickel	mg/l	Nul	Nul	Nul	Nul	Nickel	0
Argent	mg/l	Nul	Nul	Nul	Nul	Argent	0,03
						SiO ₂	1,8

Présentations des sections sismiques :



S01A

Figure 16- Section sismique S01A



S01B

Figure 17- Section sismique S01B

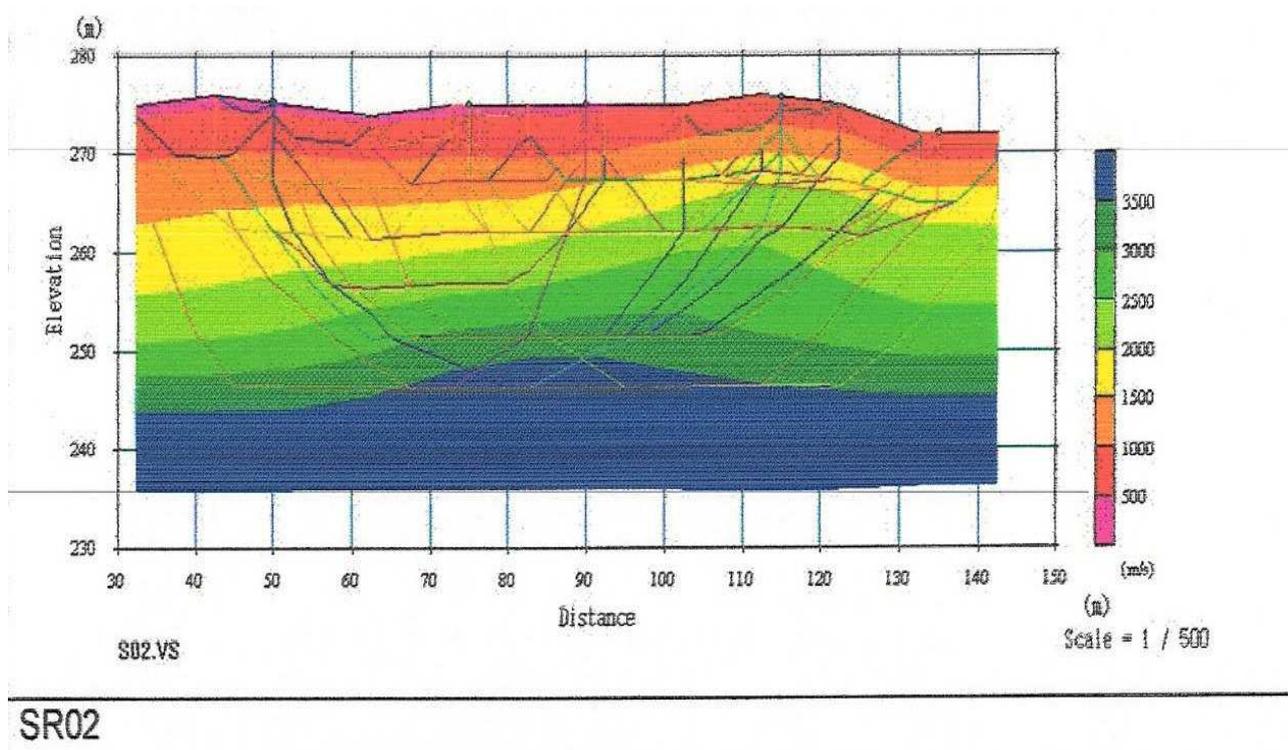


Figure 18- Section sismique SR02

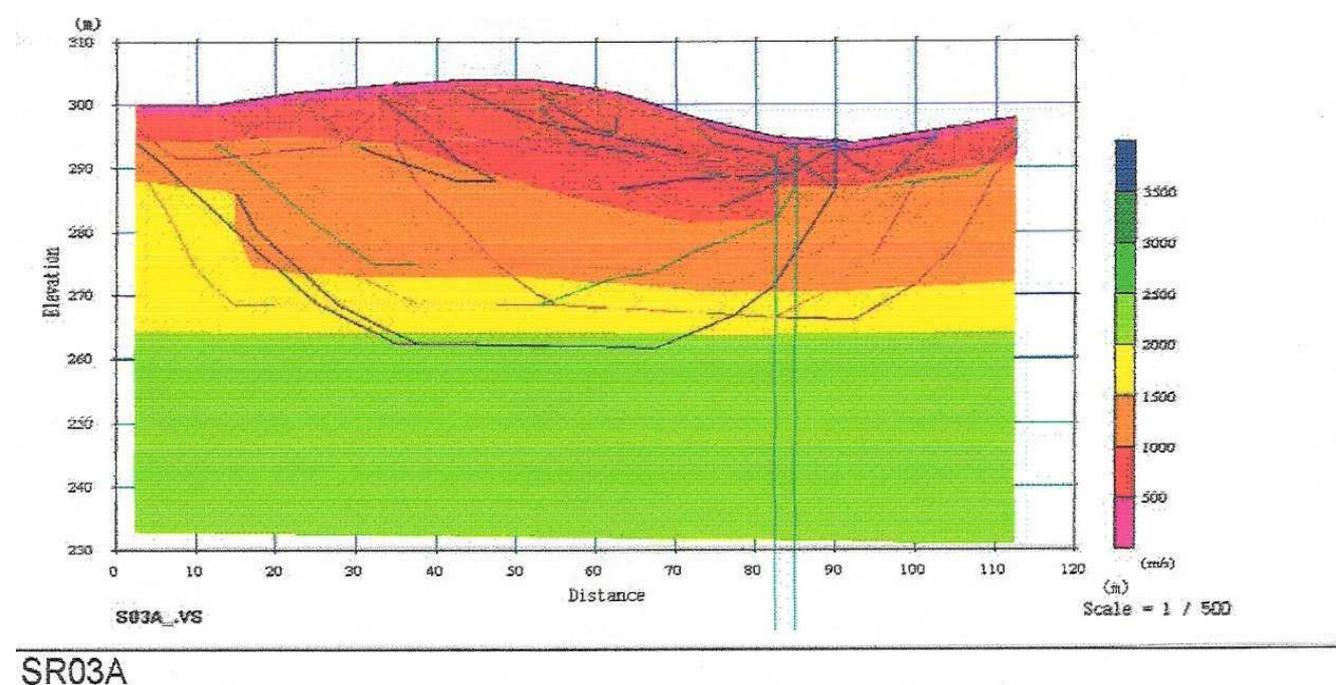


Figure 19- Section sismique SR03A

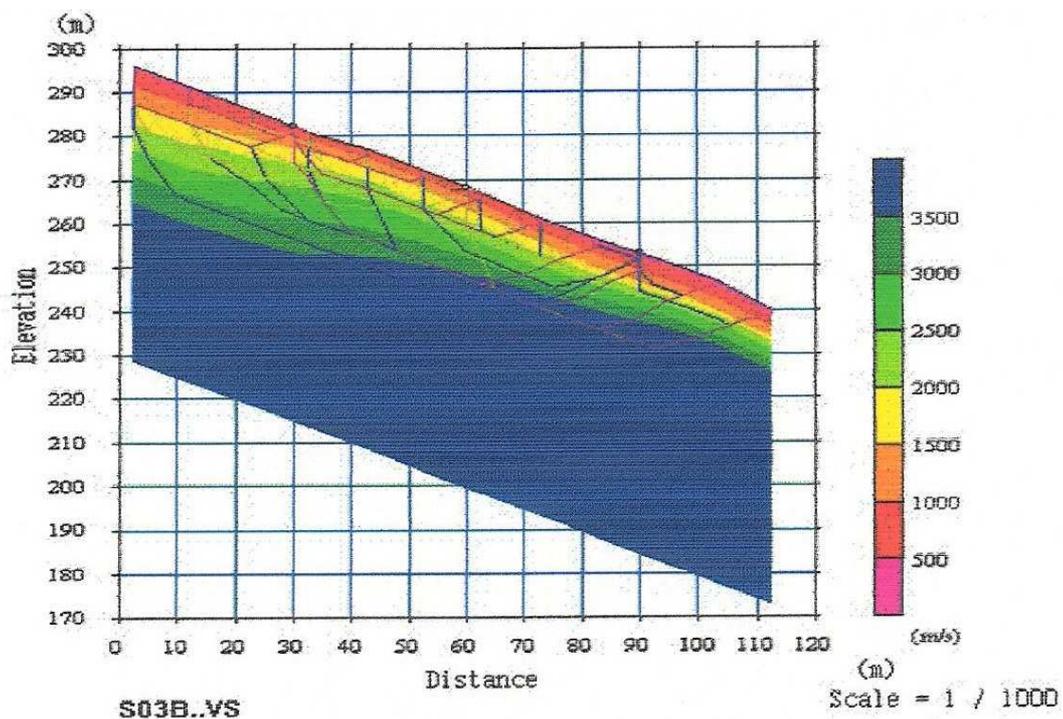
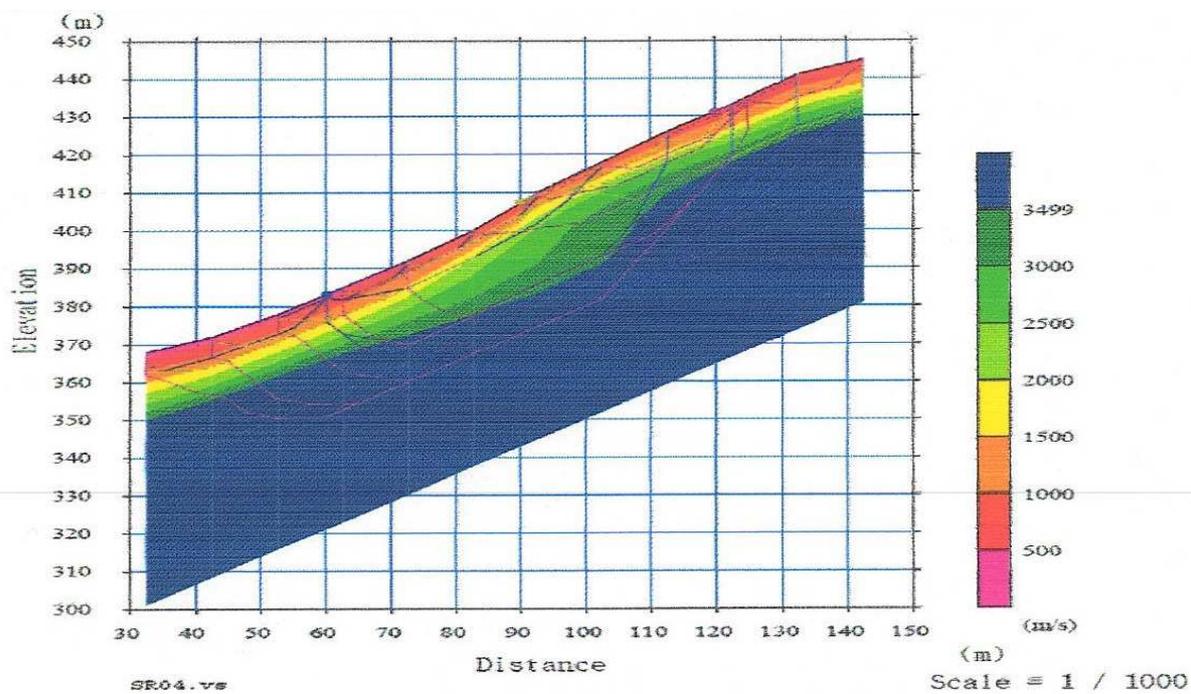
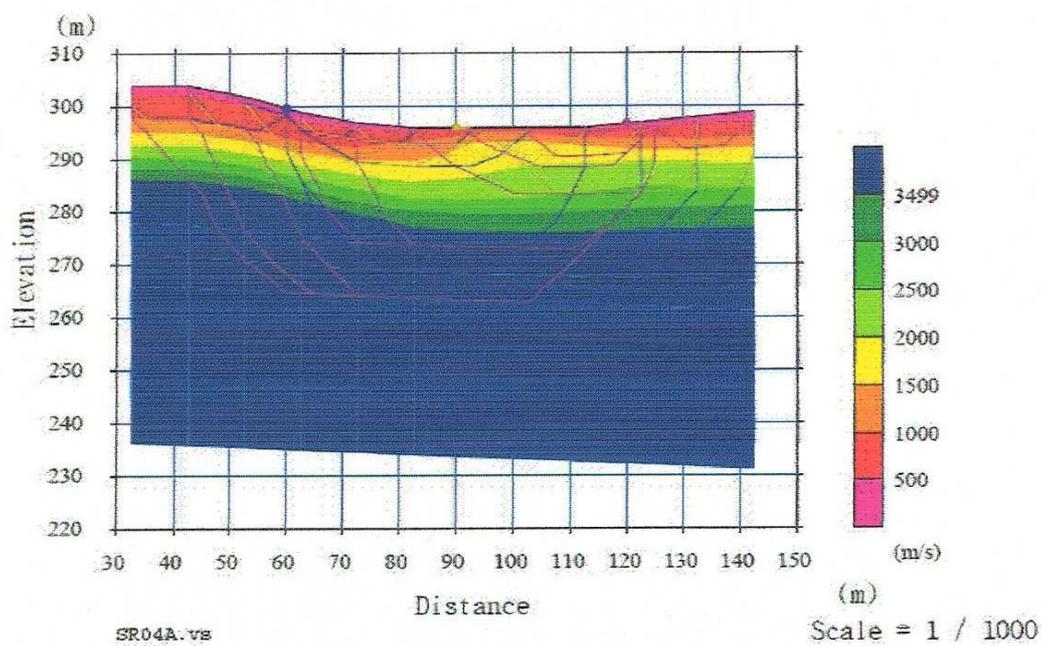


Figure 20- Section sismique S03B



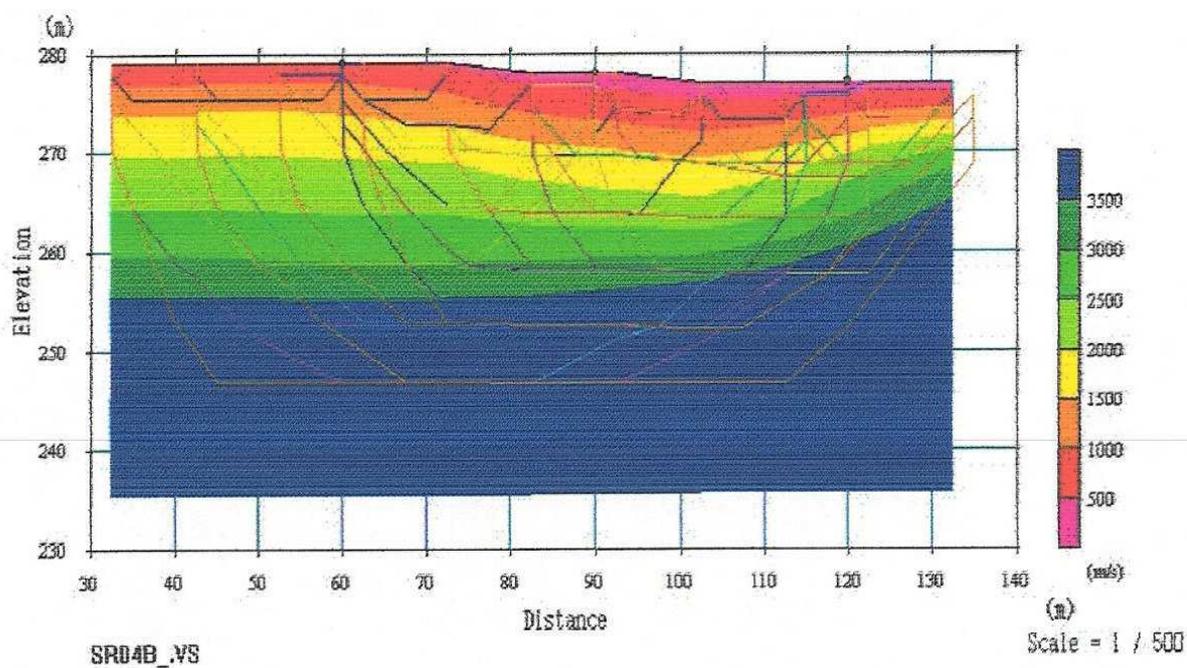
SR04

Figure 21- Section sismique SR04



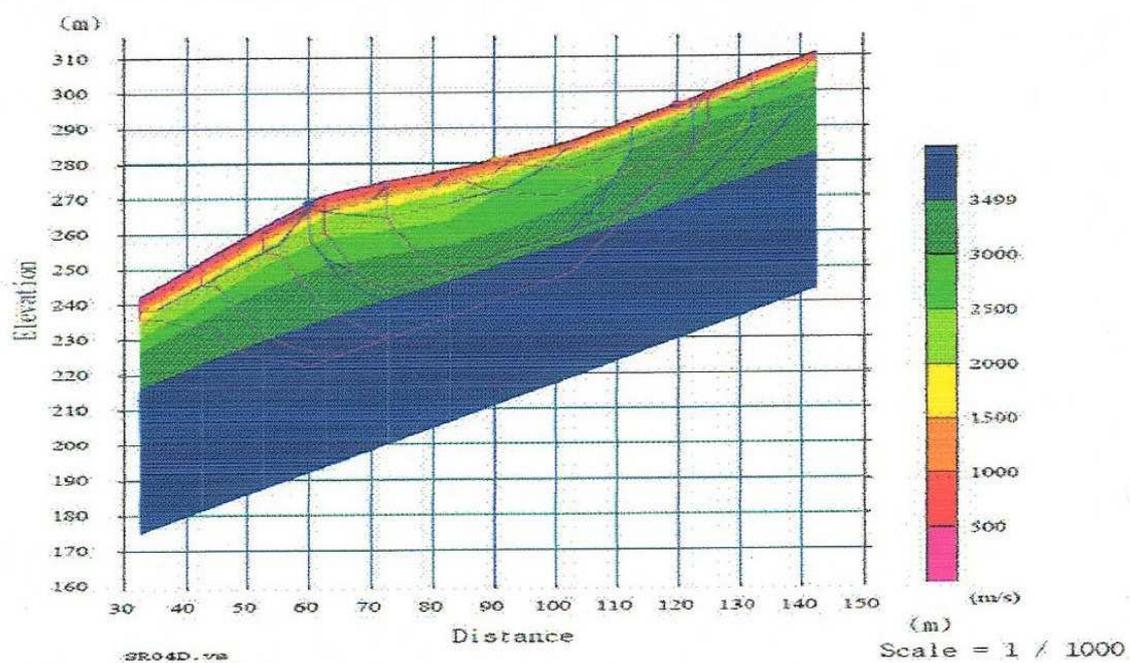
SR04A

Figure 22- Section sismique SR04A



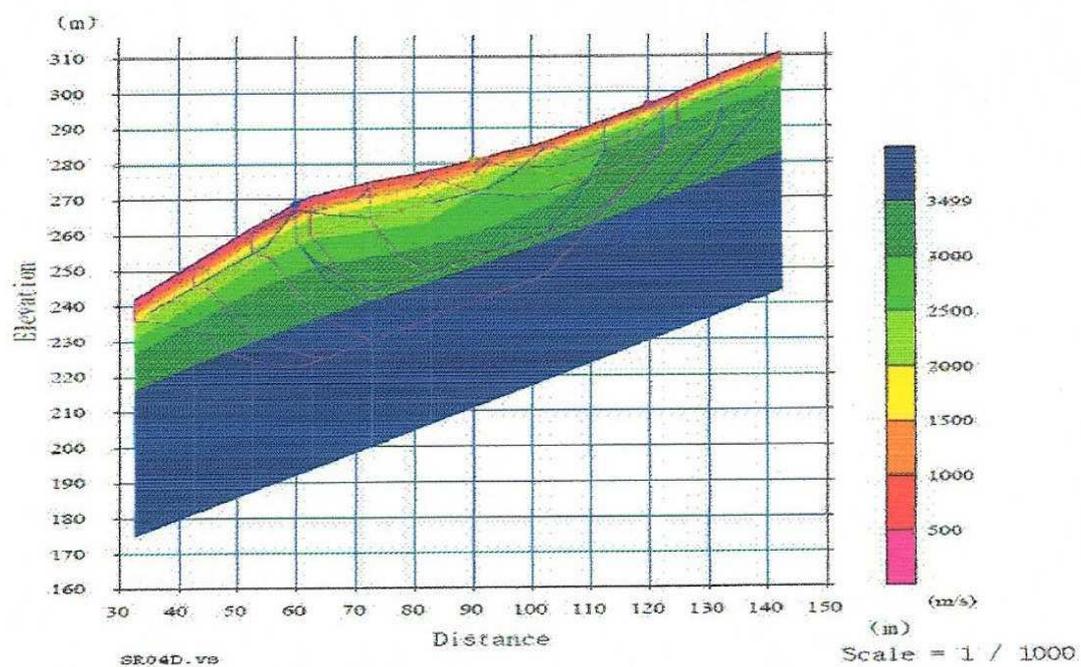
SR04B

Figure 23- Section sismique SR04B



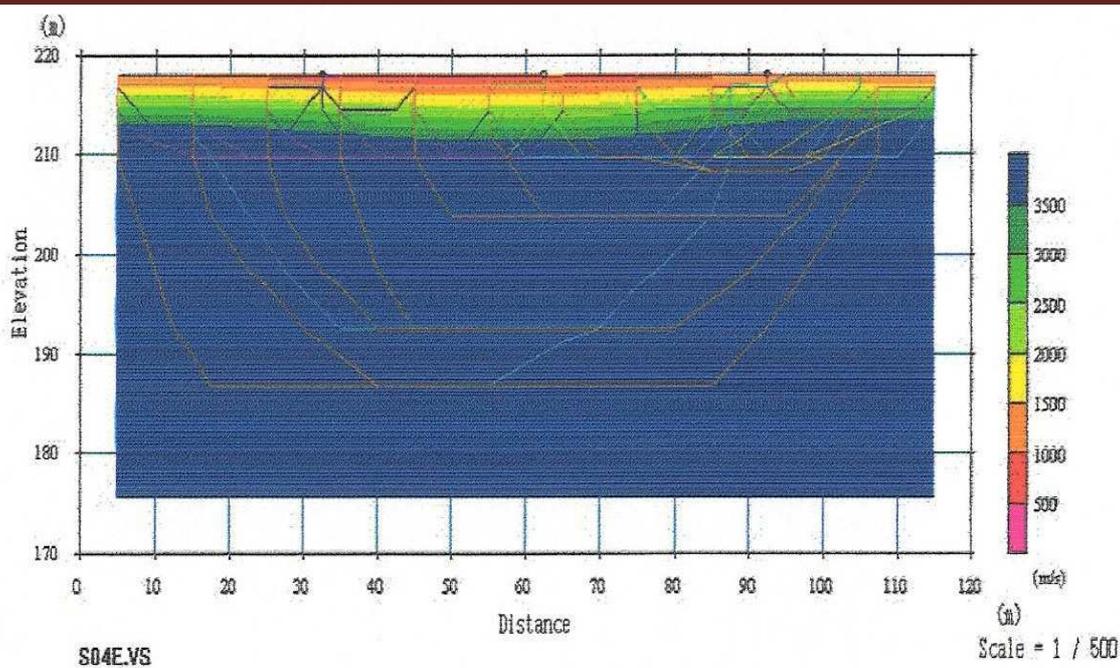
SR04C

Figure 24- Section sismique SR04C



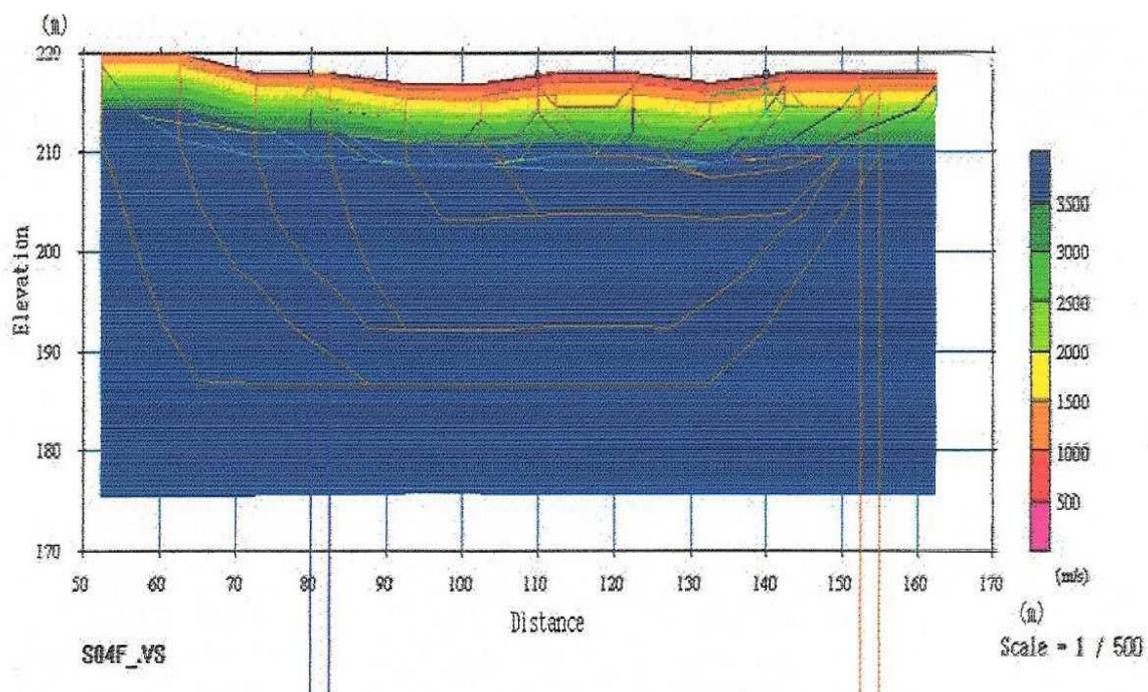
SR04D

Figure 25- Section sismique SR04D



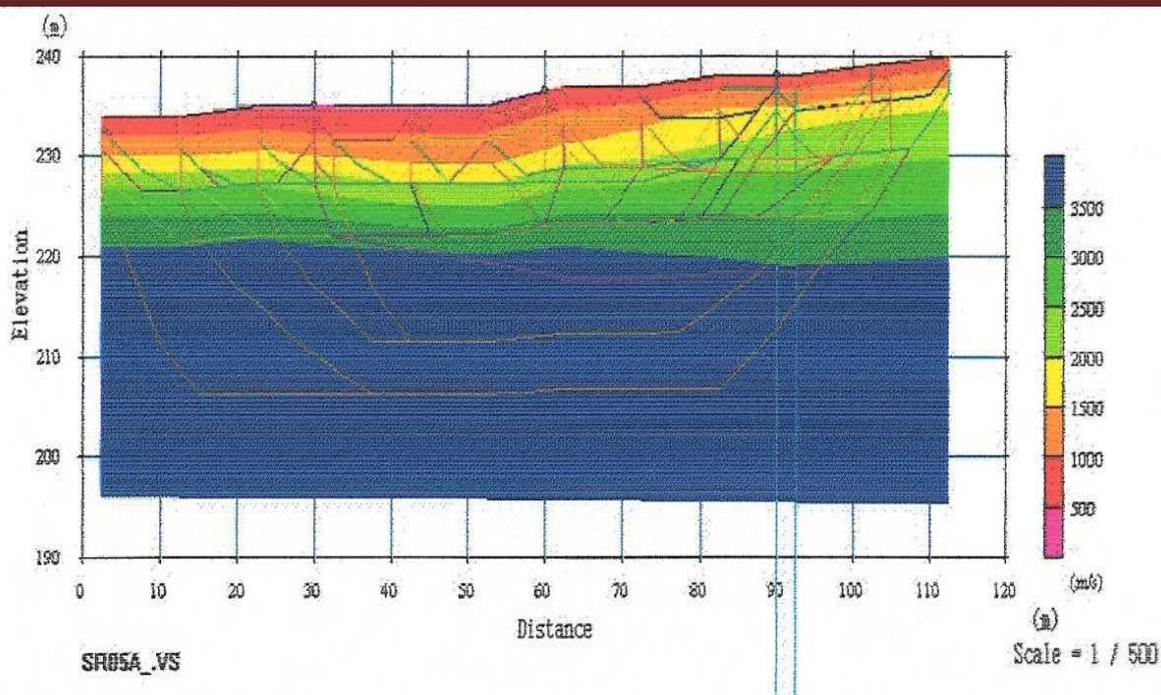
SR04E

Figure 26- Section sismique SR04E



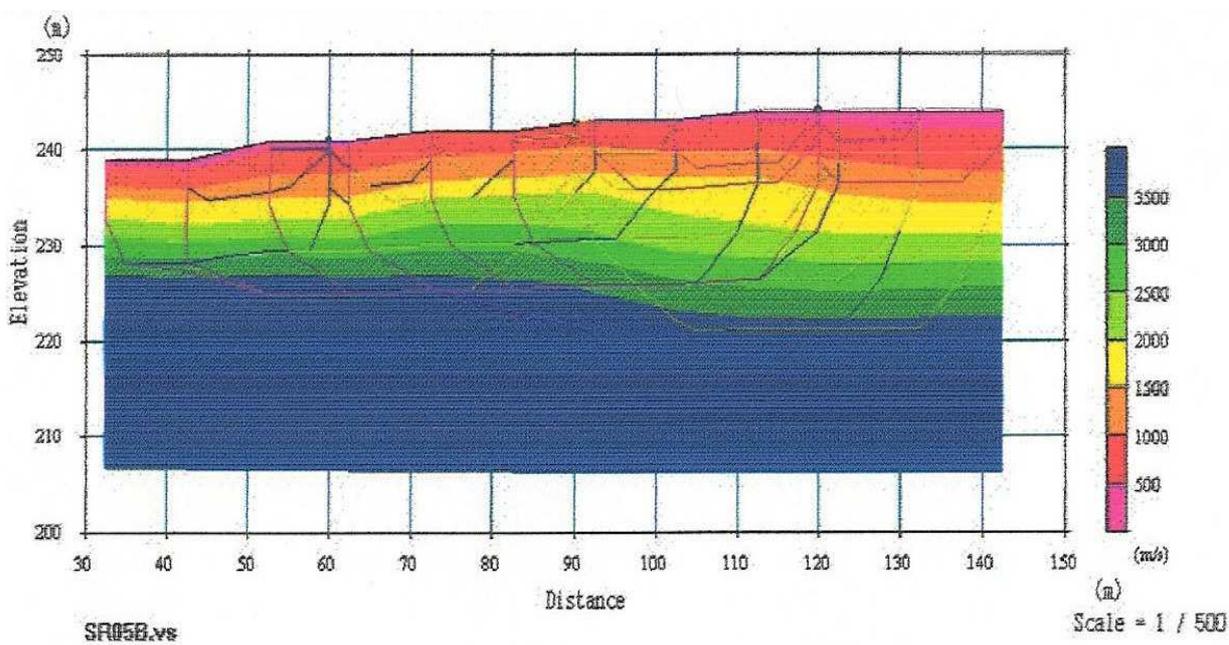
SR04F

Figure 27- Section sismique SR04F



SR05A

Figure 28- Section sismique SR05A



SR05B

Figure 29- Section sismique SR05B

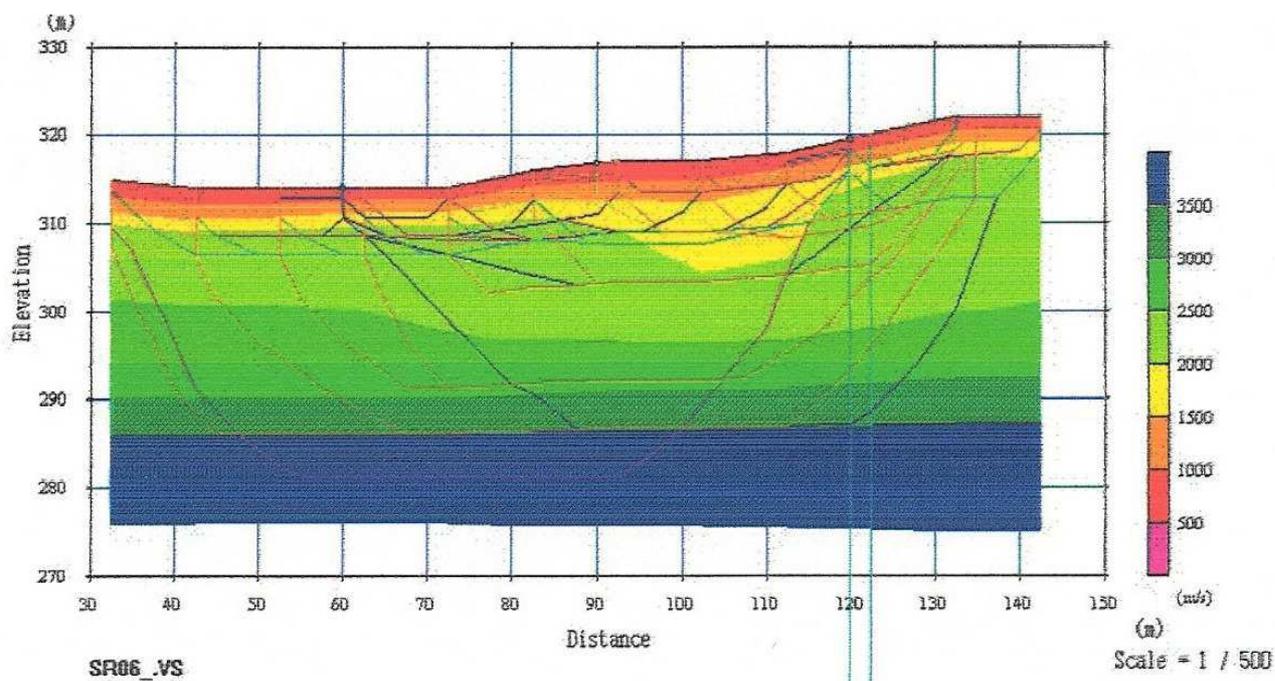
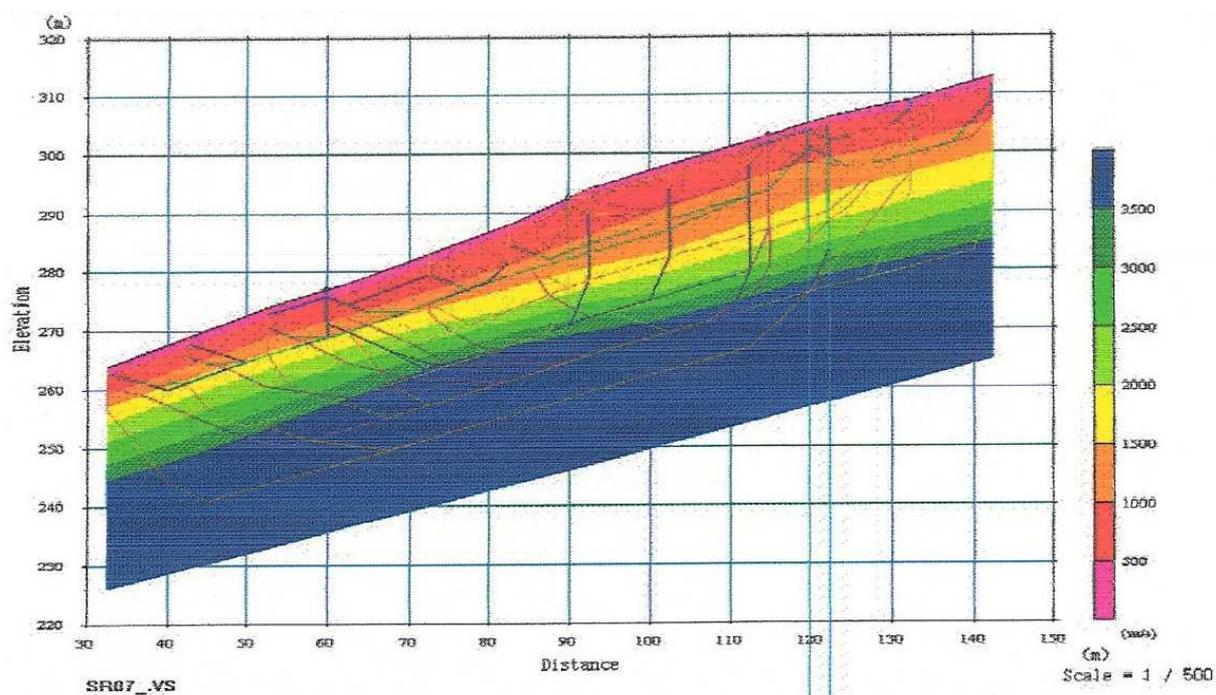
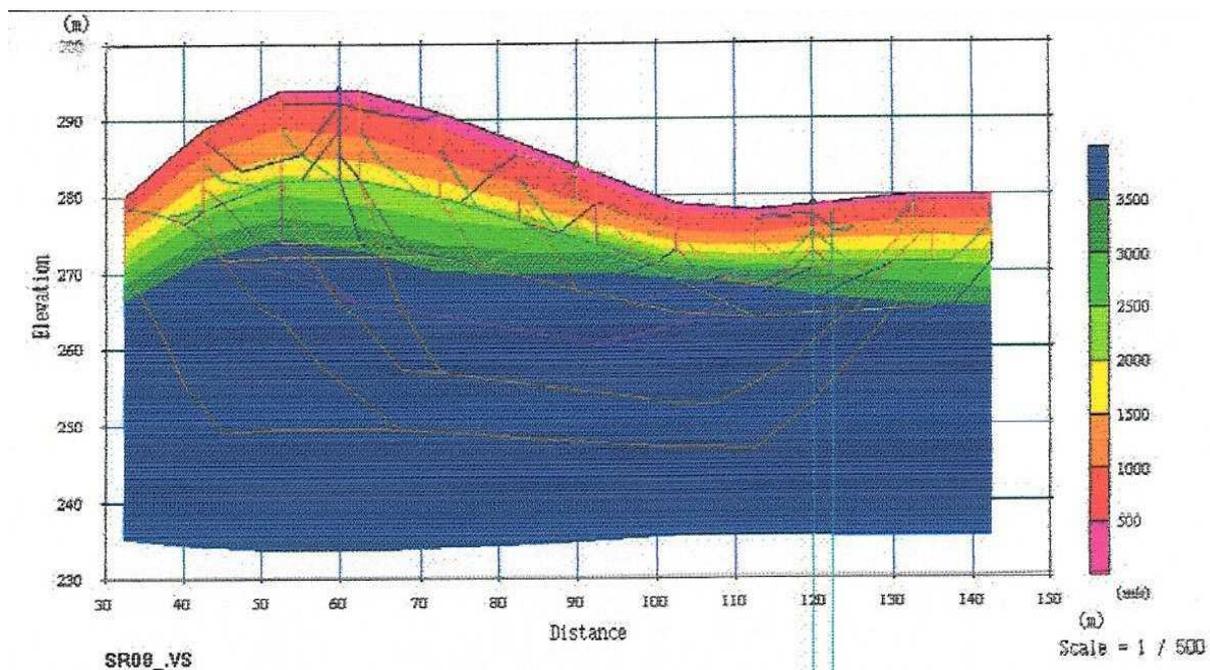


Figure 30- Section sismique SR06

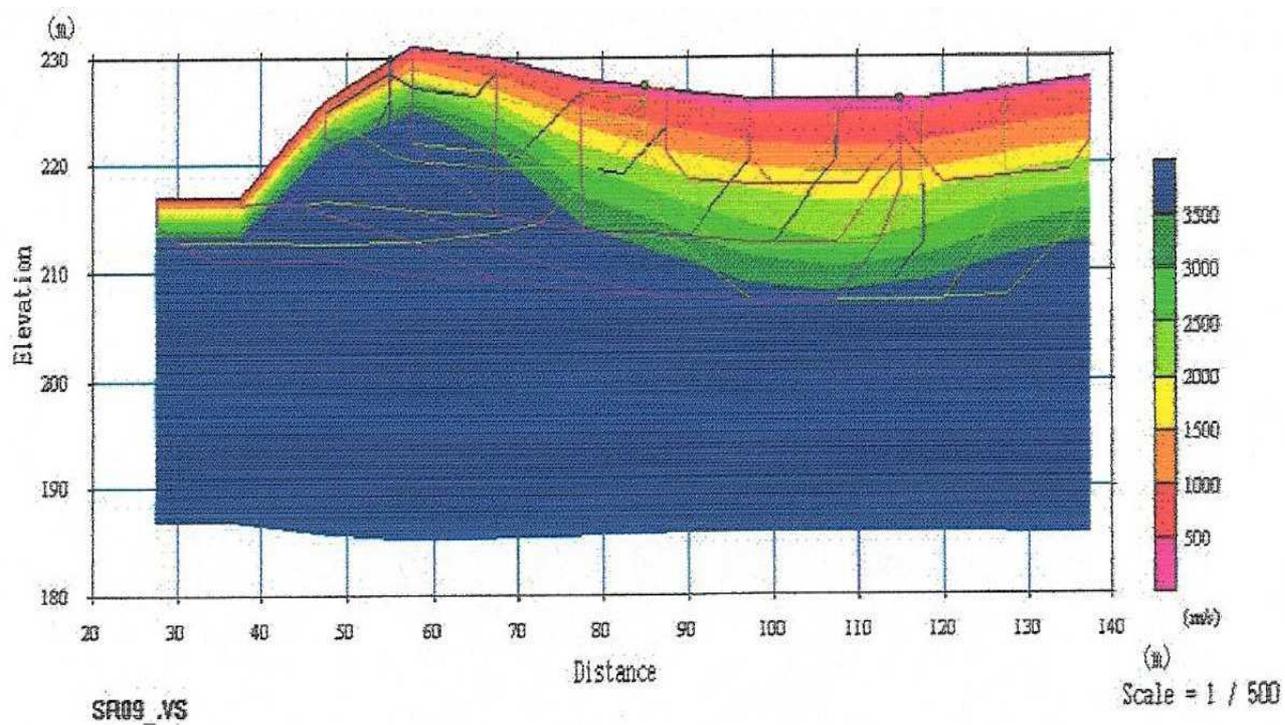


SR07

Figure 31- Section sismique SR07



SR08

Figure 32- Section sismique SR08*Figure 33- Section sismique SR09*

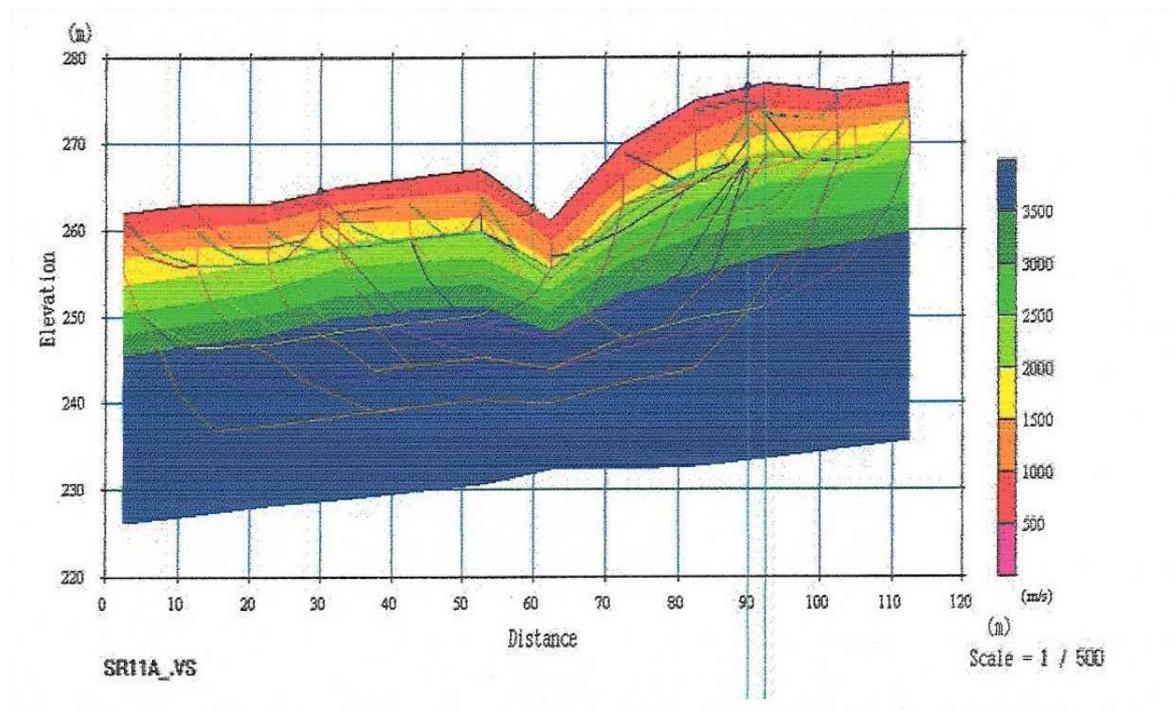
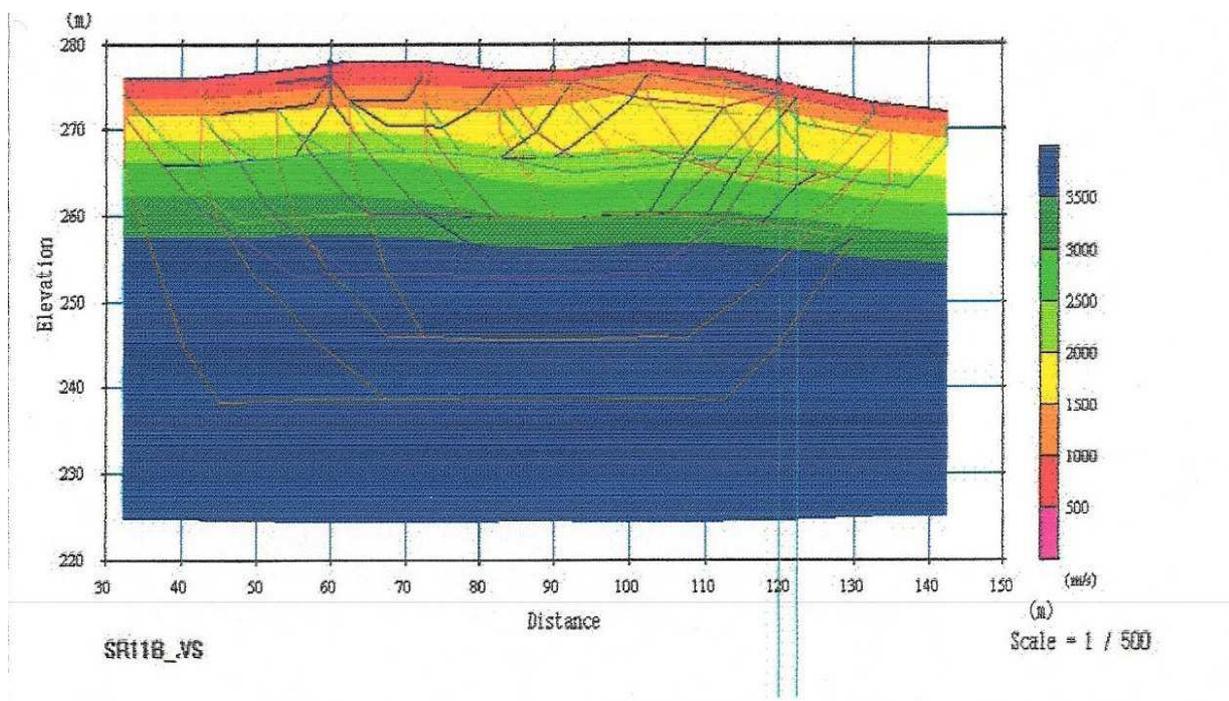
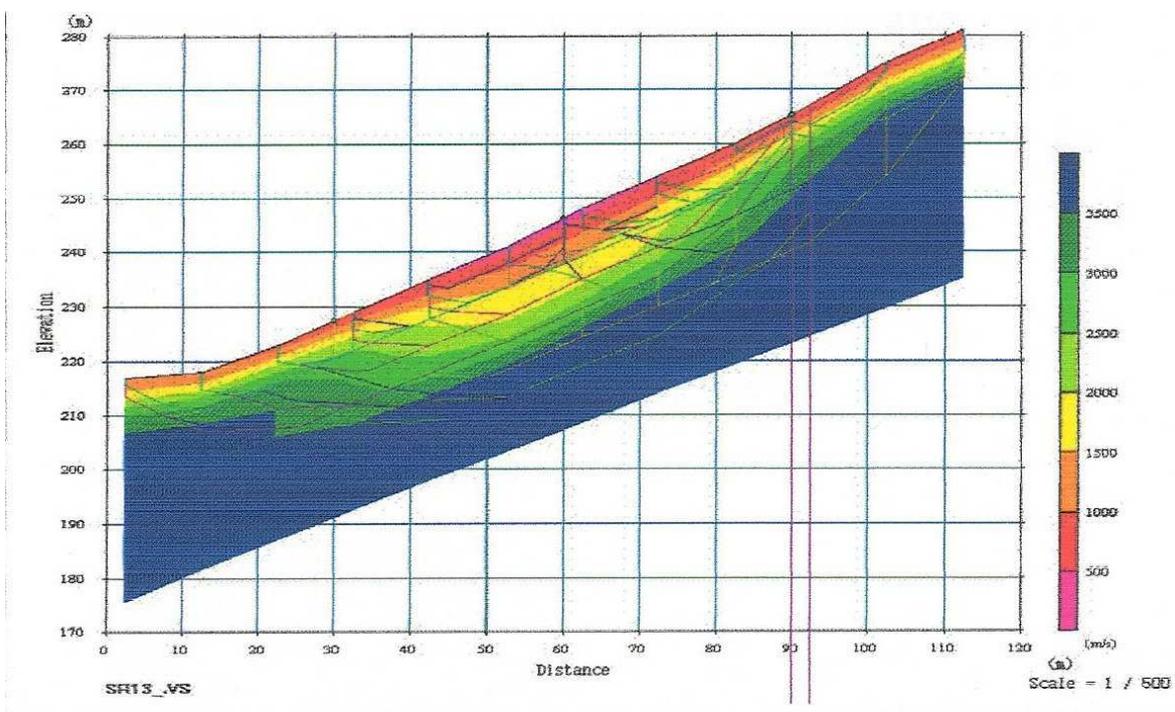


Figure 34- Section sismique SR11A



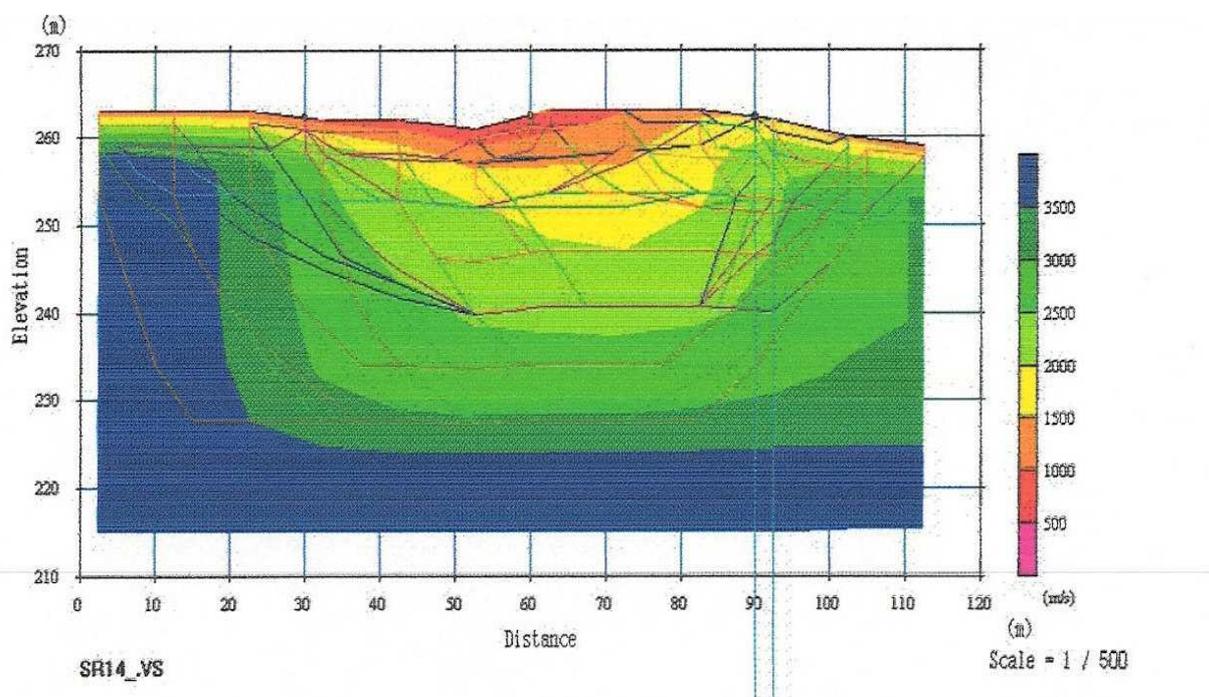
SR11B

Figure 35- Section sismique SR11B



CD12

Figure 36- Section sismique SR13



SR14

Figure 37- Section sismique SR14

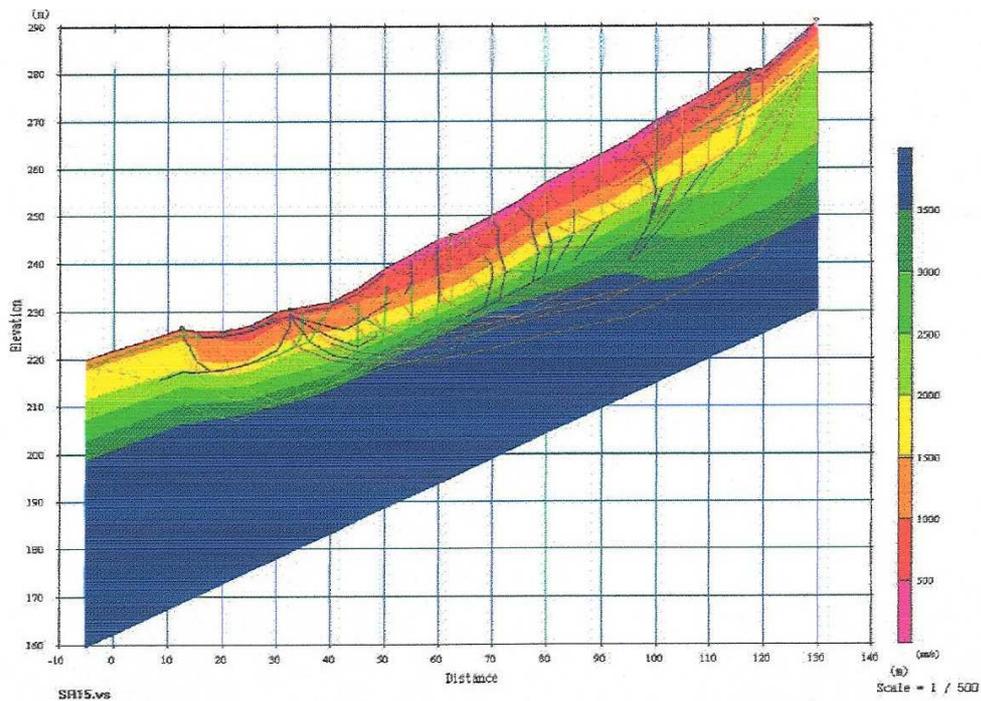
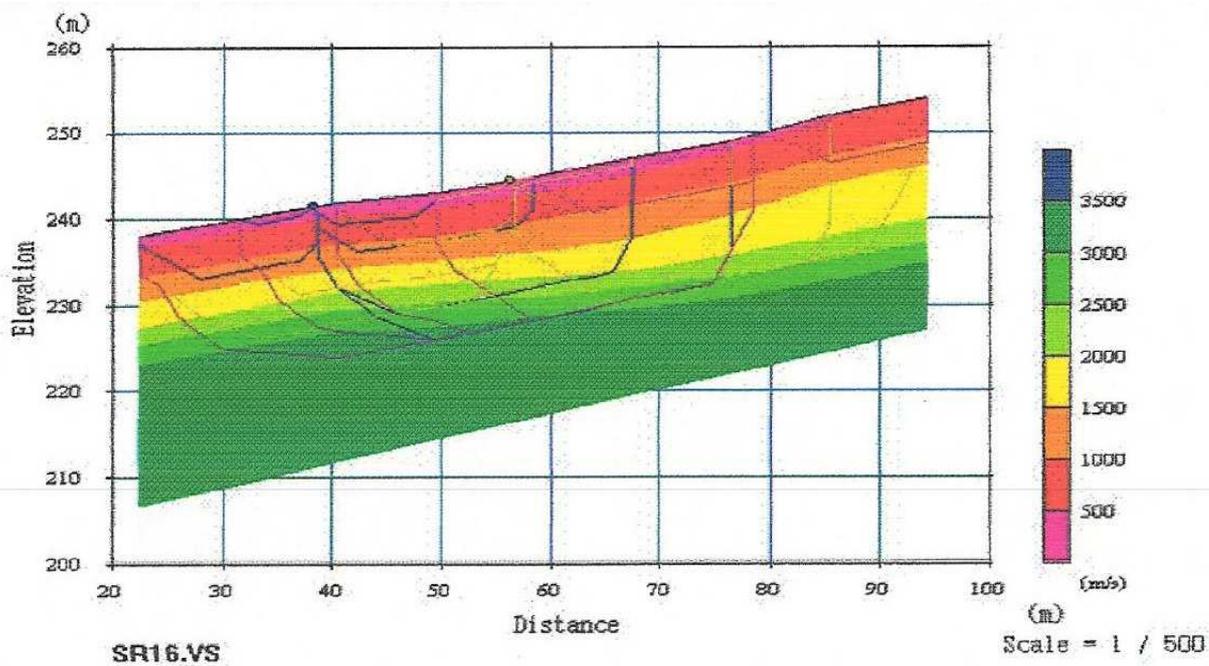


Figure 38- Section sismique SR15



SR16

Figure 39- Section sismique SR16

Résumé :

Dans le cadre du projet de transfert des eaux vers les hauts plateaux sétifiens, un barrage poids voute en BCR, de hauteur 121 m, de longueur à la crête 413 m, et d'un fruit total de 0,75 a été projeté dans la région de Tabellout (w. jijel).

Initialement, le barrage projeté au stade de l'avant projet détaillé [réalisé par EDF en 2005] était un barrage poids rectiligne d'un fruit total de 0,9 (0,1 amont et 0,8 aval).

Une étude plus approfondit de l'aléa sismique à mis en évidence l'existence d'une faille régionale majeure potentiellement active «le chevauchement de la petit Kabylie», d'orientation SE-NW, donc pratiquement parallèle à l'axe du barrage.

Par conséquence, le barrage doit être conçu pour résister à des sollicitations plus sévères, notamment un séisme maximal probable de 0,7g, un séisme de dimensionnement de 0,47g, et un séisme de base d'exploitation de 0,3g.

A la lumière de ces nouvelles données sismiques, le bureau d'étude chargé d'assistance technique « Coyne et Bellier » a recommandé d'arquer le barrage afin qu'il puisse résister aux sollicitations sismique tout en gardant le même volume initial du béton.

Plusieurs techniques ont été incorporées dans la réalisation de ce barrage pour garantir le bon fonctionnement de l'ouvrage, tel qu'un voile d'étanchéité, un voile et des galeries de drainage, une ceinture parasismique et des injections de consolidation.