

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université de Saad Dahlab Blida-1



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

THEME :

**ETUDE COMPARATIVE ET ANALYSE DE LA STABILITE
DU BARRAGE EN TERRE DE SOUBELLA, W.M'SILA**

Présenté par :

TERZOUT-YETTOU SELMA

MEDJBER MOURAD

Devant le jury composé de :

W. HALLOUCHE	Professeur	USDB de Blida	Présidente
K. GRINE	Professeur	USDB de Blida	Examineur
Y. SAIL	Maitre de conférences	USDB de Blida	Promoteur

Promotion : 2019/2020

الملخص:

السدود الترابية هي أقدم السدود وأكثرها استخداماً من قبل الإنسان، فجد هذا النوع من السدود حتى في مجال التعدين، خزانات لتصريف مخلفات مناجم الصخور السائلة، لذا فإن تصدعاتها تهدد البيئة، الاقتصاد والانسان بلا استثناء. لتجنب أو تقليل هذه الفواصل، يجب استخدام طرق جيوتقنية رقمية متقدمة ودقيقة للغاية أكثر من الطرق التجريبية والتحليلية التقليدية.

في هذه الأطروحة قدمنا عموميات حول الأنواع المختلفة للسدود الترابية وحجمها وكذلك العوامل المؤثرة في تصميم وبناء السدود، ثم عرضنا الطرق المختلفة لتحليل ثبات السدود في الأرض، خلال مراحل البناء المختلفة وحياة الهيكل. بعد تفسير النتائج التي تم الحصول عليها من حملة الاستطلاع الجيوتقني، حددنا معاملات الحساب التي ساعدتنا في دراسة التصميم العام للسد.

يهدف هذا العمل إلى تصميم وتحليل استقرار سد سوبلة الواقع بولاية المسيلة. وهو عبارة عن سد أرضي بارتفاع 67 مترًا ومخصص للمناطق مع قلب طيني مركزي يضمن العزل المائي للسد.

يتعلق العمل بالتحقق من الحل الذي تم اعتماده في الموقع بالإضافة إلى البديل الذي اقترحنه والذي يبدو لنا أكثر إثارة للاهتمام على المستويين التقني والاقتصادي. يتميز هذا المتغير بنواة طينية أرق ومنحدرات أقل رقة لمنحدرات المنبع والمصب. تم تحليل المتغيرين بالتوازي. تم التحقق من تحليل استقرار السد في حالات التحميل المختلفة: نهاية البناء، الحالة المستقرة، التفريغ السريع والحالة الزلزالية، باستخدام كلا البرنامجين: Géostudio و Slide.

الحل الذي اقترحنه مستقر مقابل جميع حالات التحميل ومكنا من توفير حوالي 11٪ من حجم السد وبالتالي من حيث الوقت والتكلفة.

الكلمات المفتاحية: سد ترابي، تصميم، ثبات، معامل الأمان، جريان، Géostudio 2012، Slide 6.0.

Résumé :

Les barrages en terre sont des barrages les plus anciens et les plus utilisés par l'homme, on trouve ce type de barrage même dans le domaine minier comme des réservoirs de déversement des stériles miniers liquides, donc leurs ruptures menacent l'environnement, l'économie et l'homme sans exception.

Pour éviter ou réduire ces ruptures, des méthodes géotechniques numériques avancées et très précises que les méthodes traditionnelles empiriques et analytiques doivent être utilisées.

Dans ce mémoire on a présenté des généralités sur les différents types de barrage en terre, leurs dimensionnements ainsi que les facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais, ensuite on a exposé les différentes méthodes d'analyse de la stabilité des barrages en terre, pendant les différentes phases de la construction et de la vie de l'ouvrage.

Après avoir interpréter les résultats obtenus de la campagne de reconnaissance géotechnique, on a déterminé les paramètres de calcul, qui nous a aidé à étudier la conception générale de la digue.

Ce travail a comme objectif la conception et l'analyse de la stabilité du barrage de Soubella situé dans la wilaya de M'Sila. Il s'agit d'un barrage en terre de 67m de hauteur, de type zoné avec un noyau central argileux assurant l'étanchéité du barrage. Le travail porte sur la vérification de la solution qui a été adoptée sur site ainsi qu'une variante que nous avons proposée et qui nous semble plus intéressante sur les deux plans technique et économique. Cette variante est caractérisée par un noyau argileux plus mince et des pentes des talus amont et aval moins douces. Les deux variantes ont été analysées parallèlement. L'analyse de la stabilité du barrage a été vérifiée sous différents cas de charge : fin de construction, état stationnaire, vidange rapide et cas sismique, en utilisant les deux logiciels : Slide 6.0 et Geostudio 2012. La solution que nous avons proposée est stable vis-à-vis de l'ensemble des cas de charge et nous a permis d'économiser environ 11% en volume du barrage et donc en délais et en coût.

Mots-clés : Barrages en terre, modélisation, stabilité, coefficient de sécurité, écoulements, Geostudio, Slide.

Abstract:

Earth dams are the oldest dams and the most used by man, we find this type of dam even in the mining field as reservoirs for the discharge of liquid mine waste rock, therefore their ruptures threaten the environment, the economy and man without exception.

To avoid or reduce these breaks, advanced and very precise numerical geotechnical methods than traditional empirical and analytical methods must be used.

In this thesis, we presented generalities on the different types of earth dams, their sizing as well as the factors influencing the design and construction of embankment dams, then we exposed the different methods of analysis of the stability of dams in land, during the different phases of construction and the life of the structure.

After interpreting the results obtained from the geotechnical reconnaissance campaign, we determined the calculation parameters, which helped us to study the general design of the dike.

The objective of this work is to design and analyze the stability of the Soubella dam located in the wilaya of M'Sila. It is a 67m high earthen dam, zoned type with a central clay core ensuring the waterproofing of the dam. The work focuses on verifying the solution that was adopted on site as well as a variant that we have proposed and which seems to us to be more interesting from both technical and economic points of view. This variant is characterized by a thinner clay core and less gentle upstream and downstream slopes. The two variants were analyzed in parallel. The analysis of the stability of the dam was verified under different load cases: end of construction, stationary state, rapid emptying and seismic case, using the two

software: Slide 6.0 and Geostudio 2012. The solution we have proposed is stable with respect to all load cases and has enabled us to save around 11% in volume of the dam and therefore in terms of time and cost.

Keywords: Earth dams, modeling, stability, safety coefficient, flows, Geostudio, Slide.

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier le Dieu le tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force, la volonté, le courage et la patience de mener à bonne fin ce travail de fin d'étude.

Nous adressons nos plus vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à notre encadreur le Docteur Yacine Sail, qui nous a donné la possibilité de faire un mémoire sur un sujet très intéressant, pour sa disponibilité, son aide, ses orientations, son suivi, et pour ses conseils attentifs et son soutien moral dans l'élaboration de ce travail.

Nous remercions aussi le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner, d'évaluer et d'enrichir ce travail.

Enfin, on tient à remercier nos enseignants, nos administrateurs et travailleurs de département de Génie Civil, ainsi que nos amis et collègues de la section de Géotechnique.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRAL	1
-----------------------------	----------

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES BARRAGES EN TERRE

I.1 Introduction	3
I.2 Définition	3
I.3 Durée de vie des barrages	3
I.4 Classification des barrages	4
I.4.1 Barrage en béton	4
I.4.2 Les barrages en remblai	8
I.5 Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais	14
I.6 Dimensionnement géométrique des murs de barrages en terre	16
I.7 Conclusion	18

CHAPITRE II : METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES BARRAGES EN TERRE

II.1 Introduction	19
II.2 Différents types d'instabilités de pentes	19
II.3 Types et causes de rupture des barrages en terre	19
II.4 Méthodes d'analyse d'instabilité	21
II.4.1 Notion de facteur de sécurité	21
II.4.2 Méthode de l'équilibre limite	22

II.4.3 Méthodes des tranches	23
II.4.3.1 Méthodes de Fellenius	24
II.4.3.2 Méthode de Bishop simplifiée (1955)	27
II.5 Les conditions d'analyse	28
II.5.1 Fin de construction	29
II.5.2 Période d'exploitation	29
II.5.3 Vidange rapide	30
II.6 Méthodes de calcul de stabilité sous séisme	31
II.6.1 Méthodes théoriques	31
II.6.1.1 Méthode pseudo-statique	31
II.6.1.2 Méthode de NEWMARK (1965)	33
II.6.1.3 Méthode de SEED et MARKDISI (1978)	33
II.6.2 Méthodes numériques	33
II.7 Méthodes basées sur les éléments finis	34
II.8 Conclusion	34

CHAPITRE III : CONTEXTE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DU BARRAGE DE SOBELLA

III.1 Introduction	35
III.2 Situation et présentation du barrage de Soubella	35
III.2.1 Situation géographique du barrage de Soubella	35
III.2.2 Présentation du barrage Soubella	36
III.3 Les caractéristiques hydrologiques, géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du barrage	37
III.3.1 Les caractéristiques hydrologique	37
III.3.2 Etude géologique du site de barrage	38
III.3.3 Caractéristiques hydrogéologiques	39

III.3.4 Caractéristique structural et tectonique du site du barrage	40
III.3.5 Sismicité de la région	41
III.4 Matériaux de construction de la digue	42
III.4.1 Matériaux argileux pour le noyau	43
III.4.2 Matériaux pour les recharges	49
III.4.3 Matériaux destinés à constituer les filtres, drains et agrégats du béton	55
III.4.4 Protection du talus amont	55
III.5 Fondation du barrage	56
III.6 Conclusion	56

CHAPITRE IV : CONCEPTION DE LA DIGUE

IV.1 Introduction	57
IV.2 Dimensionnement de la digue	57
IV.3 Choix du site de la retenue	57
IV.4 Conception de la digue	61
IV.4.1 La revanche	61
IV.4.2 Largeur en crête	62
IV.4.3 Protection des talus	62
IV.4.4 Noyau	64
IV.4.5 Filtre et Drain	65
IV.4.6 Pentes des talus	65
IV.4.7 Zonage du remblai	66
IV.5 Volume de la digue	66
IV.6 Conclusion	67

CHAPITRE V : ANALYSE DE LA STABILITE DU BARRAGE DE SOUBELLA

V.1 Introduction	67
V.2 Procédure de calcul	67
V.3 Paramètres de calculs	68
V.4 Profils types de la digue	73
V.5 Présentation des résultats	73
V.5.1 Fin de construction	73
V.5.2 Calcul d'écoulement en régime permanent	77
V.5.3 Calcul de la stabilité en court d'exploitation	81
V.5.4 Calcul de l'écoulement en régime transitoire	86
V.5.5 Calcul de la stabilité lors d'une vidange rapide	88
V.6 Analyse de la stabilité sismique (dynamique)	89
V.6.1 Module de cisaillement dynamique	89
V.6.2 Modèle géométrique	90
V.6.3 L'accélérogramme	90
V.6.4 Etat de contraintes initiale	91
V.6.5 Stabilité pré-sismique	92
V.6.6 Analyse dynamique non linéaire	96
V.6.7 Stabilité post-sismique	98
V.7 Discussion sur les résultats	101
V.8 Conclusion	102
CONCLUSION GÉNÉRALE	103
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXES	

LISTE DES SYMBOLES

K [m/s]	Perméabilité
Cu	Coefficient d'uniformité
Fs	Coefficient de sécurité
τf [KPa]	Résistance disponible (résistance moyenne au cisaillement)
τd [KPa]	Résistance mobilisée (contrainte de cisaillement moyenne développée le long de la surface de rupture potentielle)
C' [KPa]	Cohésion effective
φ' [°]	Angle de frottement effectif
W	Poids de la tranche
σ [KPa]	Composante normale
τ [KPa]	Composante tangentielle
T	La valeur du facteur temps
Cuu [KPa]	Cohésion (non consolidée/non drainée)
φuu [°]	Angle de frottement (non consolidé/non drainé)
Cu [KPa]	Cohésion non drainée
σ' [KPa]	Contrainte effective
Cv	Coefficient de consolidation
t [s]	Temps de rabattement
D [m]	Distance de drainage
δh	Coefficient sismique
ac [m/s ²]	Accélération critique
$amax$ [m/s ²]	Accélération maximale au niveau de la crête
$kmax$ [m/s ²]	Accélération maximale de la zone de glissement potentielle
ky [m/s ²]	Accélération limite
b [m]	Largeur des tranches
Wi	Poids de la tranche i
αi [°]	Angle de la normale à la base de la tranche i avec la verticale
ui [KPa]	Pression interstitielle à la base de la tranche i
WL [%]	Limite de liquidité
IP [%]	Indice de plasticité
W [%]	Teneur en eau
D	densité
$\gamma d, max$ [KN/m ³]	Poids volumique sec maximal
$Wopt$ [%]	Teneur en eau optimal
Ccu [KPa]	Cohésion (consolidé/non drainé)
φcu [°]	Angle de frottement (consolidé/non drainé)
$Wmoy$ [%]	Teneur en eau moyenne
kn	Paramètre statique
kh [m/s]	Perméabilité horizontale
kv [m/s]	Perméabilité verticale
Hv [m]	Hauteur de la vague
Vv [Km/h]	Vitesse du vent
v [m/s]	Vitesse de propagation des vagues

<i>F</i> [Km]	fetch
<i>R</i> [m]	La revanche
<i>g</i> [m/s ²]	Accélération de la pesanteur
<i>L</i> [m]	Largeur en crête
<i>H</i> [m]	Hauteur du remblai
<i>Mmin</i>	Masse minimale
ρ_r $\left[\frac{Kg}{m^3}\right]$	Masse volumique moyenne du calcaire de la carrière
<i>Sr</i> $\left[\frac{\rho_r}{\rho_w}\right]$	La densité relative du roc
<i>K</i>	Coefficient de stabilité
<i>M</i> [Kg]	Masse du bloc
<i>Cf</i>	Coefficient de forme
<i>L base</i> [m]	Largeur de la base du noyau
ΔH [m]	Charge hydraulique dans le noyau
<i>Iadm</i>	Gradient admissible
<i>VB</i> [m ³]	Volume totale de la digue
<i>Si</i> [m ²]	Surface de la section transversale correspondant à la coupe i
<i>Ru</i>	Coefficient de pression interstitielle
τ_u [KPa]	Résistance au cisaillement ultime
<i>Gmax</i>	Module de cisaillement initial
<i>SBE</i>	Séisme de basse d'exploitation
<i>SMD</i>	Séisme maximum de dimensionnement
<i>Pa</i> [KPa]	Pression atmosphérique
<i>k</i>	Exposant lié à l'indice de plasticité

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Classification des barrages	4
Figure I.2 : Coupe transversal d'un barrage en béton	5
Figure I.3 : Barrage poids	5
Figure I.4 : Exemple d'un barrage voûte (barrage de St-Pierre Cognet)	6
Figure I.5 : Barrage à contrefort (Grandval)	7
Figure I.6 : Coupe schématique d'un barrage en remblai (Millogo Founémé A. ,2009)	9
Figure I.7 : Barrage en terre	10
Figure I.8 : Barrage en terre homogène	10
Figure I.9 : Barrage en terre à noyau	12
Figure I.10. : Barrage à noyau	12
Figure I.11 : Barrage en terre à masque amont	13
Figure I.12 : Influence de la fondation sur la conception du barrage	15
Figure I.13 : Définition des côtes RN et PHE	16
Figure II.1 : La masse du talus découpé en tranches	24
Figure II.2 : La masse du talus découpé en tranches	25
Figure II.3 : Forces agissantes sur une tranche n	25
Figure II.4 : Étude d'une tranche infinitésimale selon Bishop	27
Figure II.5 : Critère de rupture en conditions non drainées	29
Figure II.6 : Glissement du parement amont sous l'effet de vidange rapide	30
Figure II.7 : Illustration de la méthode pseudo-statique	32
Figure II.8 : Forces pseudo-statiques apportées à un talus	32
Figure II.9 : Exemple de la variation du coefficient de sécurité avec le coefficient sismique horizontal [Abramson et al, 2002]	33
Figure II.10 : Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements	34
Figure III.1 : Localisation du site du barrage	39
Figure III.2 : Bassin versant du barrage de Soubella	39
Figure III.3 : Coupe transversale du barrage de Soubella	40
Figure III.4 : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt A	47
Figure III.5 : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt C	47

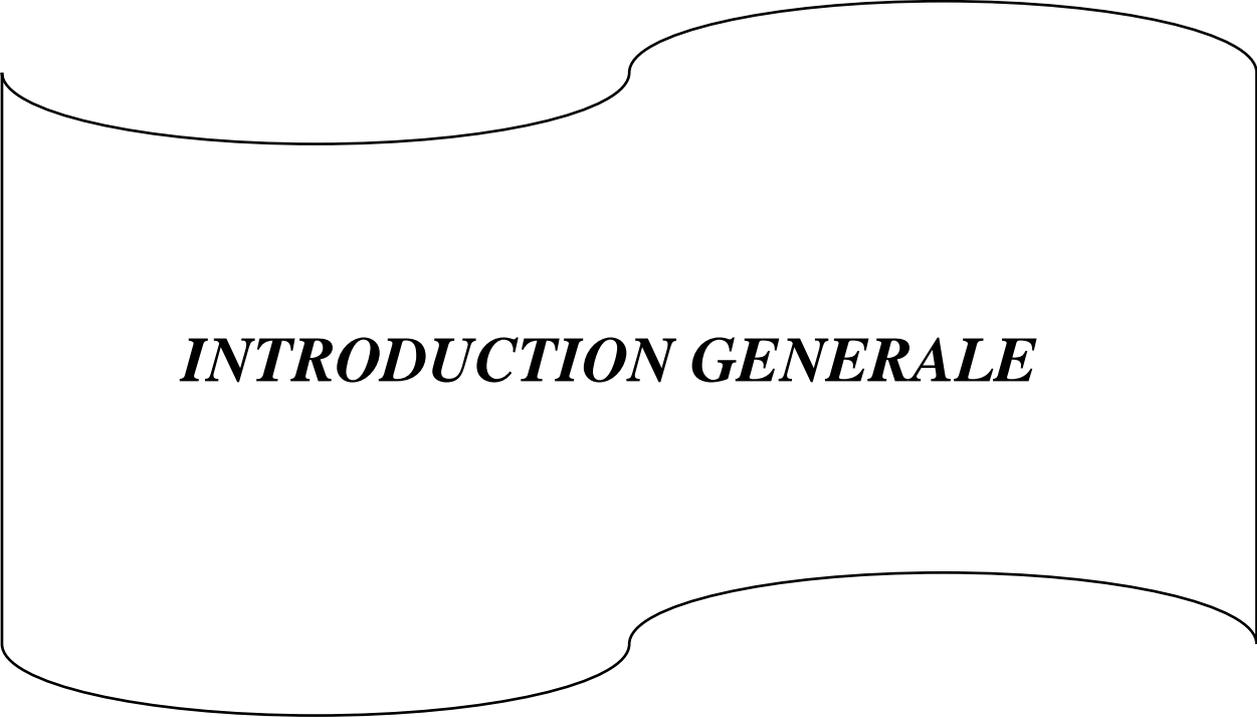
Figure III.6 : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt B	52
Figure III.7 : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt D	53
Figure V.1 : Etapes et incréments adopté pour la simulation de la vidange rapide	71
Figure V.2 : Représentation des cercles de glissement calculé	74
Figure V.3 : Fin de construction talus aval, [Coyne et Bellier]	74
Figure V.4 : Fin de construction talus aval, [Cas d'étude]	74
Figure V.5 : Fin de construction talus amont, [Coyne et Bellier]	76
Figure V.6 : Fin de construction talus amont, [Cas d'étude]	76
Figure V.7 : Fin de construction talus aval avec effet dynamique $\delta h=0.15$, [Coyne et Bellier]	76
Figure V.8 : Fin de construction talus aval avec effet dynamique $\delta h=0.15$, [Cas d'étude]	76
Figure V.9 : Fin de construction talus amont avec effet dynamique $\delta h=0.15$, [Coyne et Bellier]	77
Figure V.10 : Fin de construction talus amont avec effet dynamique $\delta h=0.15$, [Cas d'étude]	77
Figure V.11 : La fonction de la teneur en eau utilisée pour le noyau	78
Figure V.12 : La fonction de la conductivité utilisée pour le noyau	79
Figure V.13 : Maillage de calcul, 12889 éléments et 13046 nœuds [Cas d'étude]	79
Figure V.14 : Distribution de la charge hydraulique et de la ligne de saturation, [Coyne et Bellier]	80
Figure V.15 : Distribution de la charge hydraulique et de la ligne de saturation, [Cas d'étude]	80
Figure V.16 : Champ des pressions interstitielles en régime permanent, [Coyne et Bellier]	81
Figure V.17 : Champ des pressions interstitielles en régime permanent, [Cas d'étude]	81
Figure V.18 : Etat stationnaire talus amont, berme, [Coyne et Bellier]	82
Figure V.19 : Etat stationnaire talus amont, recharge, [Coyne et Bellier]	82
Figure V.20 : Etat stationnaire talus amont, fondation, [Coyne et Bellier]	82
Figure V.21 : Etat stationnaire talus amont, recharge, [cas d'étude]	83
Figure V.22 : Etat stationnaire talus amont, fondation, [cas d'étude]	83
Figure V.23 : Etat stationnaire talus amont, berme, [cas d'étude]	83
Figure V.24 : Etat stationnaire talus aval, fondation, [Coyne et Bellier]	84
Figure V.25 : Etat stationnaire talus aval, berme, [Coyne et Bellier]	84

Figure V.26 : Etat stationnaire talus aval, recharge 1, [Coyne et Bellier]	84
Figure V.27 : Etat stationnaire talus aval, recharge 2, [Coyne et Bellier]	85
Figure V.28 : Etat stationnaire talus aval recharge 3, [Coyne et Bellier]	85
Figure V.29 : Etat stationnaire talus aval, berme, [cas d'étude]	85
Figure V.30 : Etat stationnaire talus aval, recharge, [cas d'étude]	86
Figure V.31 : Etat stationnaire talus aval, fondation, [cas d'étude]	86
Figure V.32 : Fonction de la condition limite de la vidange rapide en 24h	87
Figure V.33 : Taux de rabattement en 30 jours, [Coyne et Bellier]	87
Figure V.34 : Taux de rabattement en 30jours, [cas d'étude]	87
Figure V.35 : Evolution du facteur de sécurité suite à une vidange rapide en 30 jours, [Cas d'étude]	88
Figure V.36 : Vidange rapide talus amont, facteur de sécurité le plus critique, [Coyne et Bellier]	88
Figure V.37 : Vidange rapide talus amont, facteur de sécurité le plus critique, [Cas d'étude]	89
Figure V.38 : Modèle de référence pour l'analyse dynamique	90
Figure V.39 : Laccelerogramme de calcul	93
Figure V.40 : Statique initial et conditions aux limites correspondantes	91
Figure V.41 : Contraintes effectives verticales dans l'état statique initial	92
Figure V.42 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, fondation [Coyne et Bellier]	92
Figure V.43 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, recharge, [Coyne et Bellier]	93
Figure V.44 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, berme, [Coyne et Bellier]	93
Figure V.45 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, fondation [cas d'étude]	93
Figure V.46 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, recharge, [cas d'étude]	94
Figure V.47 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, berme, [cas d'étude]	94
Figure V.48 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, fondation, [Coyne et Bellier]	94
Figure V.49 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, berme, [Coyne et Bellier]	95
Figure V.50 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, recharge, [Coyne et Bellier]	95
Figure V.51 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, fondation, [cas d'étude]	95
Figure V.52 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, recharge, [cas d'étude]	96
Figure V.53 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, berme, [cas d'étude]	96

Figure V.54 : Conditions aux limites de l'analyse dynamique	96
Figure V.55 : Variations de l'accélération horizontale au substratum	97
Figure V.56 : Vitesse x en fonction du temps de substratum	97
Figure V.57 : Stabilité post-sismique talus amont, fondation, [Coyne et Bellier]	98
Figure V.58 : Stabilité post-sismique talus amont, berme, [Coyne et Bellier]	98
Figure V.59 : Stabilité post-sismique talus amont, recharge, [Coyne et Bellier]	99
Figure V.60 : Stabilité post-sismique talus amont, fondation, [cas d'étude]	99
Figure V.61 : Stabilité post-sismique talus amont, recharge, [cas d'étude]	99
Figure V.62 : Stabilité post-sismique talus amont, berme, [cas d'étude]	100
Figure V.63 : Stabilité post-sismique talus aval, fondation, [Coyne et Bellier]	100
Figure V.64 : Stabilité post-sismique talus aval, berme, [Coyne et Bellier]	100
Figure V.65 : Stabilité post-sismique talus aval, recharge, [Coyne et Bellier]	101
Figure V.66 : Stabilité post-sismique talus aval, berme, [cas d'étude]	99
Figure V.67 : Stabilité post-sismique talus aval recharge, [cas d'étude]	99
Figure V.68 : Stabilité post-sismique talus aval, fondation, [cas d'étude]	100

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Epaisseur du Rip-Rap selon la hauteur des vagues	9
Tableau I.2 : Pente des talus pour pré dimensionnement	18
Tableau II.1 : Statistiques sur les modes de rupture (d'après Foster et al, 1998 et 2000)	20
Tableau II.2 : Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage	22
Tableau II.3 : Récapitulatif des principales méthodes de calcul (d'après Abelli, 1993)	23
Tableau III.1 : Caractéristiques principale hydrologiques du barrage Soubella	41
Tableau III.2 : Récapitulatifs des caractéristiques morphologiques du bassin versant	42
Tableau III.3 : Caractéristiques géotechniques principales des matériaux pour le noyau	45
Tableau III.4 : Caractéristiques géotechniques principales des matériaux pour les recharges	50
Tableau III.5 : Granulométrie des matériaux de la zone B et D	51
Tableau III.6 : Résultats des essais sur les calcaires	57
Tableau III.7 : Calcaire du Miocène (APD)	58
Tableau III.8 : Marnes du Crétacé inférieure avec intercalations de grés et de calcaires durs (APD)	59
Tableau IV.1 : Epaisseur de l'enrochement et D minimal des blocs en fonction de la hauteur des vagues	63
Tableau IV.2 : Pentes des talus et l'élément étanche adopté dans les deux variantes	67
Tableau IV.3 : Volumes des remblais	68
Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques utilisés dans le calcul de la stabilité	72
Tableau V.2 : Paramètres de calcul utilisé dans le calcul d'écoulement	72
Tableau V.3 : caractéristiques géométriques utilisés dans le calcul	73
Tableau V.4 : Récapitulatif des résultats de calcul	105



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est l'essence de toute sorte de vie pour tout être humain, c'est un élément essentiel, indispensable pour la vie et pour le développement socio-économique réel et durable de tout pays. Dans ce dernier siècle, l'augmentation de la population mondiale et l'évolution économique ont entraîné un accroissement de la demande d'eau douce. Pour satisfaire cette énorme demande, une grande attention a été accordée à la création de grandes réserves d'eau par le biais de la construction des différents types de barrages.

Les barrages sont des ouvrages d'art fait le plus souvent artificiellement et disposé en travers d'un cours d'eau. Il permet, d'en arrêter l'écoulement, de créer une retenue ou d'élever le niveau de l'eau en amont. Ainsi, plusieurs objectifs justifient la construction d'un barrage tels que l'irrigation, la lutte contre les inondations, la production d'électricité et le stockage de l'eau.

En effet le choix du type de barrage nécessite la prise en compte de plusieurs facteurs, citant la forme de la vallée (morphologie), la géologie, les conditions climatiques, la sismicité et la disponibilité des matériaux de construction , en vue de choisir la variante la plus économique tout en garantissant le plus haut degré de sécurité, et en minimisant les impacts causés par l'ouvrage.

Le type le plus ancien et le plus utilisé c'est le barrage en terre qui peut être constitué de matériaux locaux meubles, qu'ils soient très fins (argile) ou très grossiers (enrochements). Ces matériaux naturels sont moins chers que les autres types de barrage, en plus de la facilité de la mise en œuvre. Parmi les multiples conceptions des barrages en terre, deux d'entre- elles se démarquent par leur adoption plus ou moins généralisée, il s'agit des barrages homogènes et à noyaux étanches. La deuxième variante est souvent adoptée en cas d'insuffisance quantitative des matériaux imperméables.

L'analyse de la stabilité d'un barrage (glissement, tassement, infiltrations, ...etc.) n'est pas une tâche difficile en présence d'une compagnie de reconnaissance géologique et géotechnique bien conduite. Une étude géotechnique rigoureuse peut assurer la stabilité de notre ouvrage dans différentes situations de chargements.

Dans la mécanique des sols, les méthodes d'analyse de stabilité développées permettent d'évaluer la sécurité d'un barrage. Les méthodes les plus courantes pour analyser la stabilité

des barrages en terre sont, entre autres, la méthode ordinaire des tranches, la méthode modifiée de Bishop. Toutes ces méthodes sont des méthodes d'équilibre de forces dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) sont compensées par des forces résistantes, avec une marge de sécurité conventionnellement choisie, cette marge s'appelle « coefficient de sécurité », le barrage est stable si le F_s supérieur à 1,5 (les forces résistants plus grand que les forces motrices).

L'analyse dynamique des barrages en terre, est en pratique synonyme de l'analyse de leur comportement sismique. D'importants progrès, impliquant à la fois une meilleure évaluation du risque sismique, et une détermination expérimentale des propriétés dynamiques des matériaux de l'ouvrage et de sa fondation, ont été réalisés dans le domaine des études sismiques des barrages. À l'origine, le développement de la sécurité des barrages soumis à des tremblements de terre a été fortement influencé par l'approche parasismique et les méthodes d'analyse dynamique développée notamment pour l'industrie nucléaire à la fin des années 60 et 70.

Le travail présenté dans ce mémoire vise à concevoir et à étudier le barrage de Soubella situé dans la wilaya de M'Sila. L'analyse de la stabilité de l'ouvrage a été menée sous différents cas de charge (en fin de construction, en régime permanent, lors d'une vidange rapide et sous sollicitations sismique) à l'aide des deux logiciels : Géostudio version 2012 et Slide 6.0.

Pour aboutir à tous ces objectifs, le mémoire a été structuré en cinq chapitres comme suit :

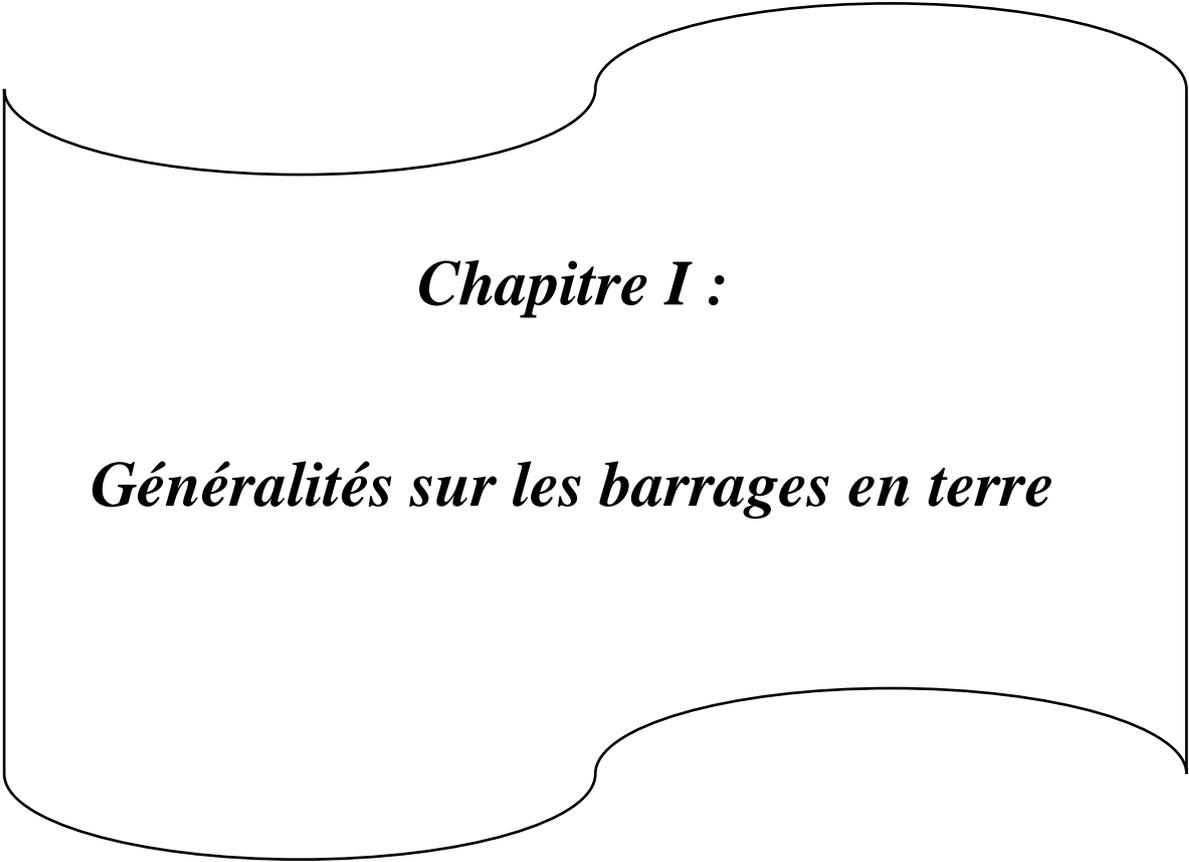
Le premier chapitre, aborde les différentes définitions concernant les barrages en terre, leurs conceptions, leurs caractéristiques générales, ainsi que les paramètres qui peuvent influencer la conception et la réalisation des barrages en remblais.

Le second chapitre, présente les différentes méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre en décrivant les conditions de stabilité pour les différents cas de charge.

Dans le troisième chapitre, nous avons présenté le barrage de Soubella, une synthèse du contexte géologique et géotechnique, ainsi que les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux de construction utilisés dans ce projet.

Le quatrième chapitre a été consacré, à la conception géométrique et le dimensionnement de la variante proposée, en la comparant avec la variante adoptée sur site.

Le cinquième chapitre, expose les résultats de l'analyse de stabilité de barrage de Soubella.



Chapitre I :

Généralités sur les barrages en terre

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

I.1 Introduction :

Un barrage est un ouvrage artificiel retenant de l'eau. Il peut être installé sur un cours d'eau pour en bloquer les écoulements et élever le niveau d'eau en amont de l'ouvrage, ou de manière à fermer une cuvette naturelle dans le but de retenir les eaux de pluie et de ruissellement. [1]

Les barrages peuvent être constitués de matériaux durs (autrefois en maçonnerie, aujourd'hui en béton), ou en matériaux meubles (terre, enrochements).

Pour l'Algérie, les barrages ont commencé à être érigés à partir du 19^{ème} siècle. A la fin de la période coloniale l'Algérie ne disposait que de 15 barrages sur tout le territoire.

Aujourd'hui après des investissements considérables dans le secteur de l'hydraulique, 79 barrages sont exploités et répartis entre les différentes régions du pays :

- 14 en région Ouest ;
- 17 en région Chélif ;
- 18 en région Centre ;
- 30 en région Est.

Les projections 2030 prévoient à ce que le nombre passera à 139 barrages avec une capacité de stockage de 12 milliards de mètres cubes sur l'ensemble du pays.

I.2 Définition :

Les barrages en remblai sont des barrages constitués de matériaux meubles allant de l'argile fine à des éléments très grossiers (enrochements), ils sont souvent réalisés avec des matériaux collectés à proximité du site où ils seront érigés, ils regroupent plusieurs catégories en fonction de la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ce type d'ouvrage très ancien est le plus communément utilisé, il représente près de 70% des grands barrages au monde.[2]

Les volumes à mettre en œuvre pour la construction d'un barrage en terre sont en général importants : 5 à 15 fois plus que pour un barrage en béton du type poids susceptible d'être réalisé sur le même site .Pour des petits ouvrages, il est fréquent d'avoir à compacter de 20000 à 100000 m³ en terre. Les grands barrages nécessitent des millions et même des dizaines de millions de m³.

I.3 Types des barrages :

La forme de la vallée, la nature du sol, les matériaux de construction et leur mode de résistance à la pression exercée par l'eau, déterminent le type de barrage. Les barrages sont construits en béton ou en maçonnerie, les digues (ou barrages en remblais) sont en terre ou en enrochement.

Les barrages peuvent être classés en deux groupes :

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

- Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie,
- Les barrages souples, en enrochement ou en terre,

Les premiers font l'objet de nombreuses méthodes de calcul basées sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité, les seconds, et surtout les barrages en terre, sont un des principaux champs d'application de la mécanique des sols.

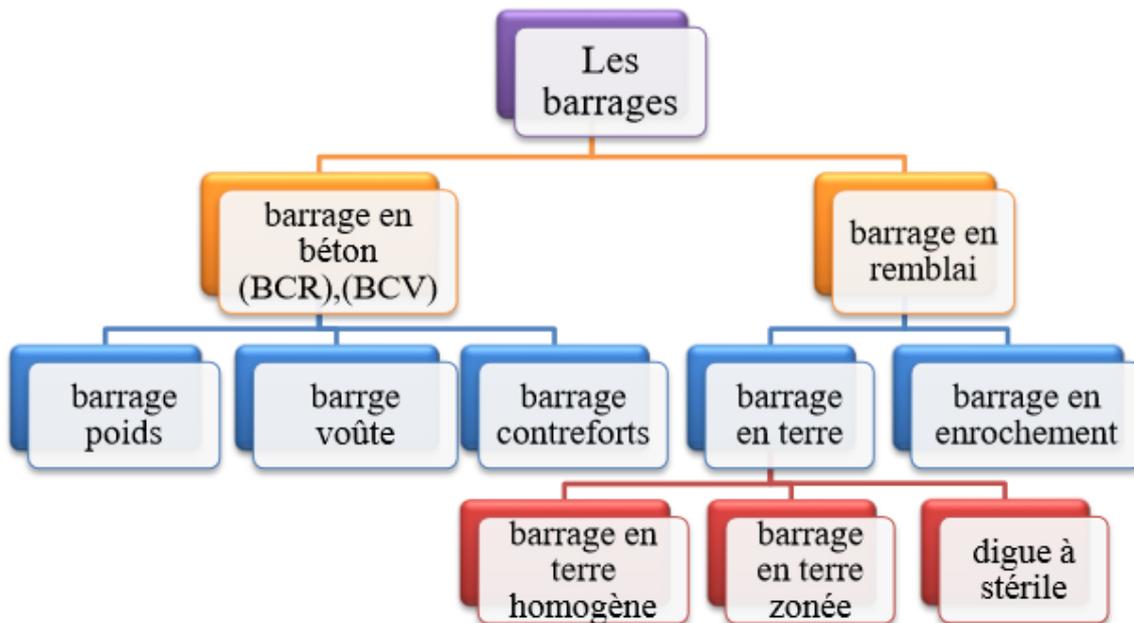


Figure I.1 : Types des barrages

I.3.1 Barrage en béton :

Un barrage en béton est une structure solide et rigide, réalisée selon l'importance du projet, par exemple :

- Un besoin d'évacuateur de crues ;
- Production de l'énergie électrique ;
- L'existence d'une fondation rocheuse de bonne qualité ;

Les barrages en béton se répartissent en trois groupes :

- Barrage-poids (gravité) ;
- Barrages-voûtes ;
- Barrages à contreforts ;

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

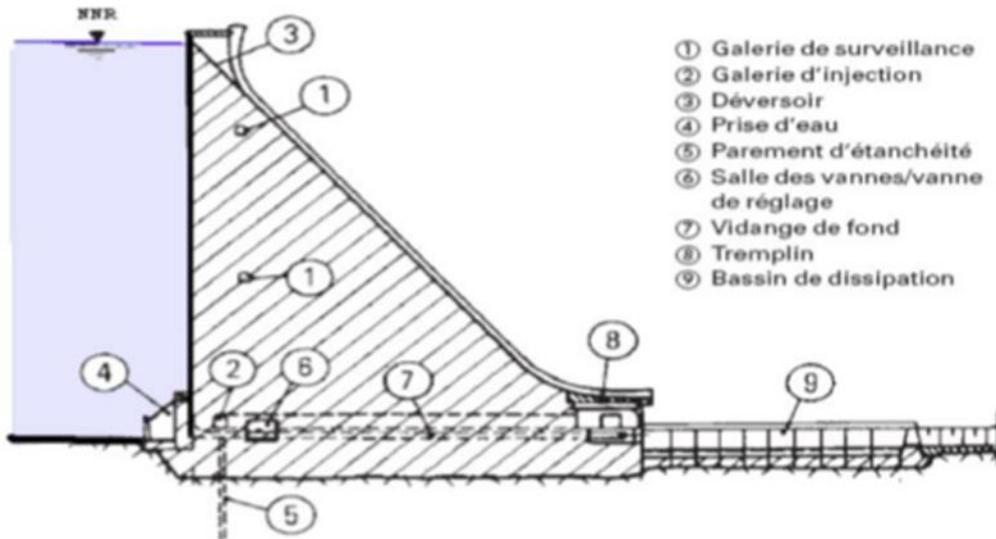


Figure I.2 : Coupe transversal d'un barrage en béton

I.3.1.1 Barrage poids :

Les barrages poids en béton sont très proches mécaniquement des barrages en maçonnerie. Seul le poids en effet résiste, à la poussée hydrostatique, à la poussée des sédiments et aux sous-pressions. Celles-ci ont une action déstabilisatrice très importante et il conviendra de les diminuer à l'aide de dispositifs tels que rideaux d'injection et galeries de drainage.

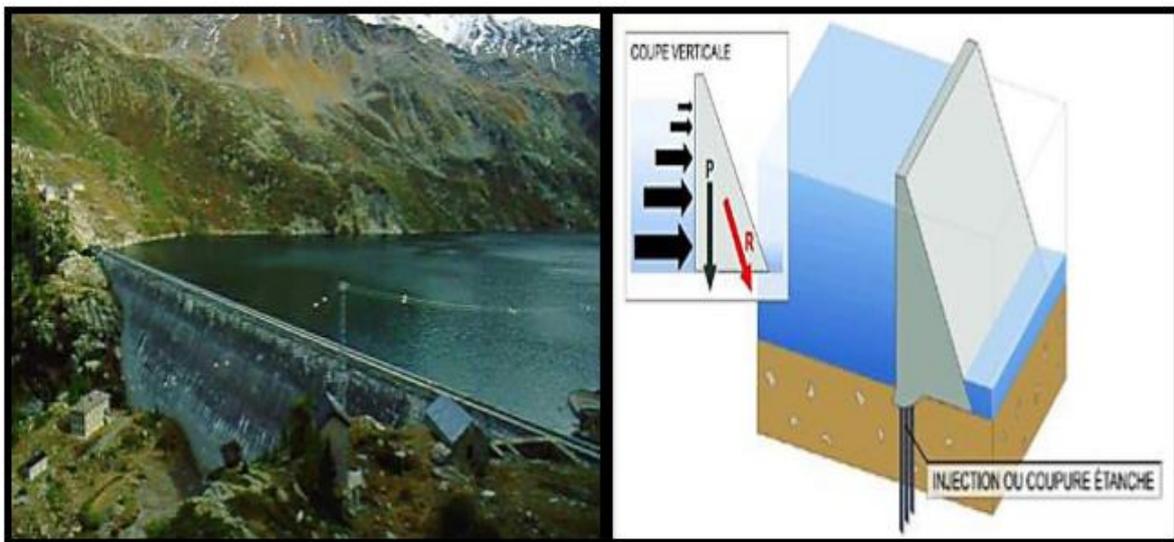


Figure I.3 : Barrage poids

➤ Avantages :

- Grande pression sur le béton ;
- Faibles contraintes transmises aux roches ;
- Evacuateur de crues peut facilement être intégré ;

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

- Le gradient hydraulique au niveau la fondation est faible ;
- **Inconvénients :**
 - Grand volume d'excavation ;
 - Utilisation du béton très élevée (dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250Kg/m³) ;
 - Refroidissement artificiel pendant la prise du béton ;
 - Risque aux tassements et aux renversements, et au séisme si il n y a pas une injection entre les blocs ;
 - La pression interstitielle (sous pression) au niveau de la fondation est importante ;

I.3.1.2 Barrage voûte :

Sa forme d'arc horizontale et parfois verticale permet de transmettre la pression de l'eau vers les flancs de la vallée, cette technique nécessite une vallée étroite en V.

Ces barrages avec une hauteur, peut atteindre plus de 200 m représentent 4,4% de tous les barrages et 20% des barrages en béton.

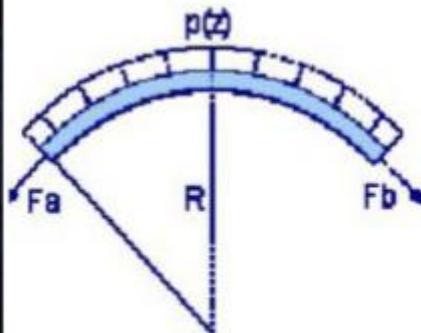


Figure I.4 : Exemple d'un barrage voûte (barrage de St-Pierre Cognet)

- **Avantages :**
 - Le béton utilisé est faible ;
 - Le volume de l'excavation n'est pas grand ;
 - Grande résistance au séisme ;
 - La pression interstitielle (sous pression) au niveau de la fondation est faible à cause de l'épaisseur de la fondation.
- **Inconvénients :**
 - Grande contrainte appliquée sur le béton et sur les roches ;
 - Le tassement est moyen ;
 - L'incorporation de l'évacuateur de crue n'est pas facile ;

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

- Le gradient hydraulique au niveau de la fondation est important ;

I.3.1.3 Barrage à contreforts (multi-voûtes) :

Le principe est le même que le précédent mais avec plusieurs voutes (arcs), on l'utilise en cas d'une vallée large en U, il reporte la pression de l'eau sur les fondations et sur les rives.

Il est constitué :

- D'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts) ;
- D'une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau ;

Ce barrage est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité.

Dans ce type d'ouvrages, l'étanchéité est assurée par le voile en béton armé situé en amont, et la stabilité vis à vis de la poussée de l'eau par les contreforts.

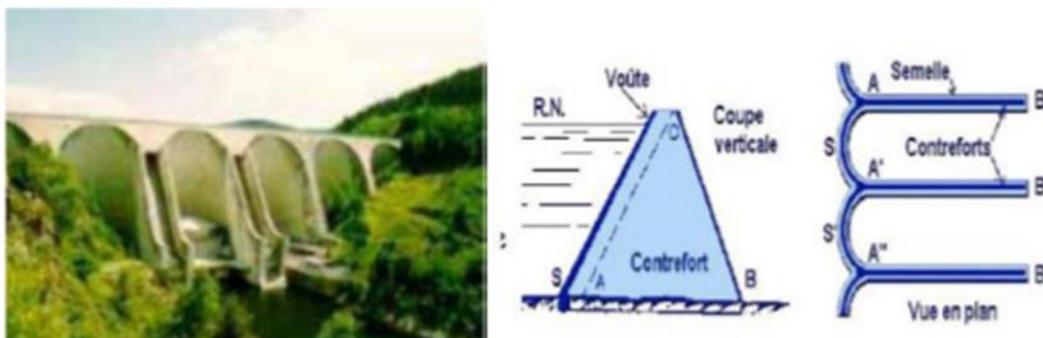


Figure I.5 : Barrage à contrefort (Grandval)

➤ **Avantages :**

- La contrainte supportée par la fondation rocher est moyenne ;
- Le béton utilisé est faible ;
- Le risque du tassement est moyen ;

➤ **Inconvénients :**

- Grand risque aux séismes ;
- Le volume de l'excavation est important ;
- Le gradient hydraulique très élevé au niveau de la fondation ;

I.3.2 Les barrages en remblai :

Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies.

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

La plupart de ces barrages ont une structure souple, on choisit ce type d'ouvrage lorsque la vallée est trop large et lorsqu'on trouve les matériaux sur place ou à faible distance. Ce type de barrage constitué de terre ou d'enrochements comporte généralement un noyau central d'argile qui assure l'étanchéité. Dans certains ouvrages, l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton ou une géomembrane interne. Cette technique a également été utilisée pour la construction de retenues de moyenne capacité.

Ils sont construits par des matériaux naturels comme l'argile, les roches, et les pierres, ses parties principales sont :

- La crête : elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, et le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- Le noyau : on utilise des sols fins pour assurer l'étanchéité du barrage et sa position est variée, verticale, inclinée, centrée...etc.
- Les recharges : on les construit par des sols différents que le sol du noyau (sols frottant perméables) pour supporter et protéger le noyau.
- Les drains : ce sont des organes de barrage réalisés en matériaux pulvérulent et drainants, ils assurent l'écoulement de l'eau dans le sol et diminuent la pression interstitielle, pour cela ils doivent contenir des sols très perméables, ils servent à contrôler et à orienter les infiltrations dans le corps du barrage. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied.
- Le batardeau amont et aval : on le construit pour protéger notre chantier de travaux contre le risque de la crue par les eaux arrivées de l'oued.
- Les bermes : elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces du talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.
- Ecran d'injection : c'est généralement un coulis de ciment ou de résine injecté dans la base du barrage pour diminuer le flux d'eau à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.
- Les filtres : ils sont réalisés en matériaux drainant, ce sont des parties peu épaisses, on les place entre les différentes parties contre l'infiltration des eaux et pour éviter le phénomène de renard (l'érosion interne).
- Le rip-rap : couche superficielle constituée par des blocs d'enrochements sur les côtés du remblai pour le protéger contre les vagues, la relation entre les dimensions des blocs et l'épaisseur du rip-rap et les vagues sont présentées dans le tableau I.1.

Ce type des barrages distingué par sa base plus grande que sa hauteur de 4 à 7 fois, et le coût de la construction moins chère par rapport aux autres barrages en béton.

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

Tableau I.1 : Epaisseur du rip-rap selon la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimum du rip-rap(m)	Dimensions des blocs (m)
0 à 0,30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

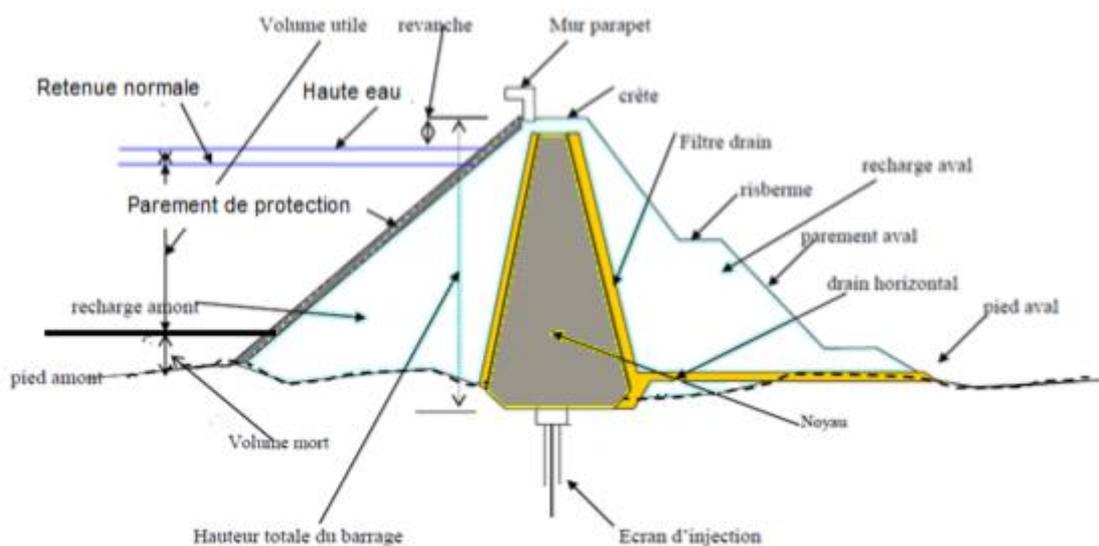


Figure I.6 : Coupe schématique d'un barrage en remblai (Millogo Founémé A. ,2009).

Les barrages en remblai se partagent en deux groupes :

- Les barrages en terre : réalisés à partir de sols naturels meubles prélevés à proximité du site de l'ouvrage.
- Les barrages en enrochement : dont la majeure partie est constituée de matériau de carrières concassé.

1.3.2.1 Barrages en terre :

Ce sont les plus anciens barrages au monde entier, on utilise pendant leur construction l'argile comme un noyau (centré ou incliné) pour assurer l'étanchéité, mais il y a d'autres familles appartenant aux barrages en terre qui utilisent un masque en béton armé, béton bitumineux, membrane mince, ou bien l'asphalte pour l'étanchéité.

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre



Figure I.7 : Barrage en terre

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre : le barrage homogène, le barrage à noyau étanche et le barrage à masque amont.

✓ **Barrage en terre homogène :**

Il est le plus facile à réaliser, est complètement structuré par un seul matériau suffisamment résistant et imperméable ($k=10^{-7}$ m/s), le plus utilisé c'est l'argile puisque il est imperméable, donc garantit la stabilité du barrage, dont les matériaux les plus fins sont à l'amont et les plus grossiers à l'aval.

Pour assurer la stabilité des parements amont et aval, on réalise des talus dont la pente dépend des qualités de stabilité et de perméabilité du matériau. L'étanchéité du massif est assurée par l'épaisseur du barrage et l'imperméabilité du matériau. Les quantités disponibles de matériaux présentant les qualités nécessaires à la réalisation du barrage homogène sont souvent faibles, ce type d'ouvrage est donc le plus souvent réservé aux ouvrages de faible importance.

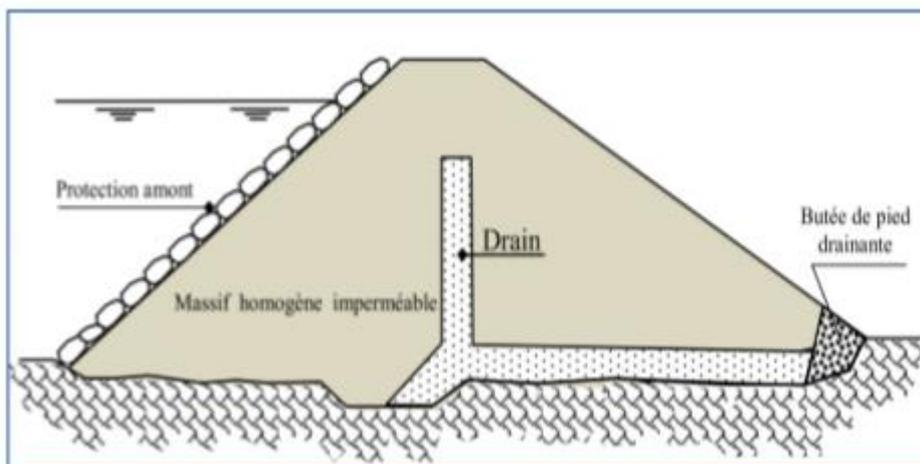


Figure I.8 : Barrage en terre homogène

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

✓ Barrages en terre zoné :

Ce barrage est un massif qui est constitué de plusieurs types des matériaux disposées de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et d'étanchéité.

Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. En général, les zones ont des perméabilités et des granulométries de plus en plus élevées à partir du noyau ce qui leur confère le rôle de filtres et de drains.

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

L'étanchéité de ce genre des barrages doit être éventuellement prolongée dans leurs fondations soit par ancrage du noyau, soit en réalisant au-dessous du noyau une coupure étanche telle qu'une paroi moulée, un rideau d'injection, etc.

Le noyau étanche est maintenu par des recharges en amont et en aval des noyaux qui sont constituées par des matériaux plus grossiers et relativement perméables, qui assureront la stabilité mécanique du barrage d'un côté et de protéger le noyau contre les agressions extérieures, il est le plus souvent vertical mais il peut aussi être incliné. Cette disposition permet de réduire les effets des gradients hydrauliques sur la stabilité des talus et donc d'avoir de plus fortes pentes. [3]

L'épaisseur du noyau dépend :

- d'une largeur minimale en crête pour le passage des engins ;
- de la disponibilité des terres imperméables ;
- du gradient hydraulique en contact avec la fondation ;

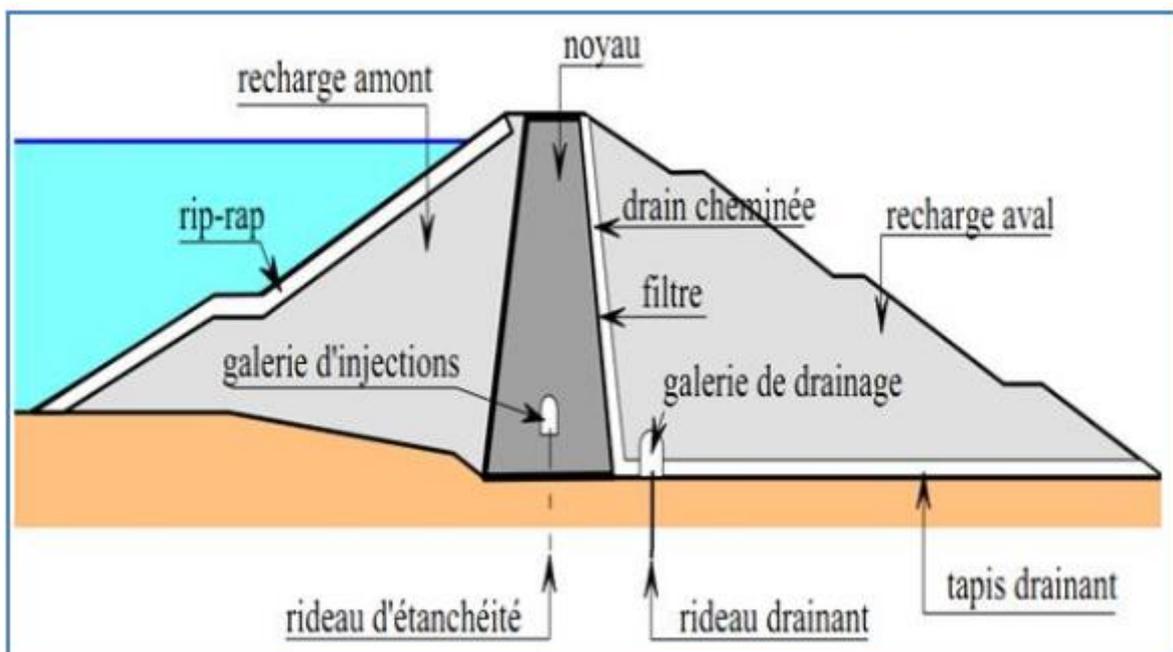


Figure I.9 : Barrage en terre à noyau

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

- ✚ **Barrage à noyau central** : Le noyau est constitué d'un sol imperméable ou peu perméable pour assurer l'étanchéité par contre la stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges.
- ✚ **Barrage à noyau incliné** : dans ce cas le noyau est vers l'amont. Les surfaces potentielles de glissement traversent le noyau et la pente du parement amont est donc plus douce pour garantir la stabilité. La masse du corps d'appuis aval augmente également ce qui représente un certain avantage pour le barrage.

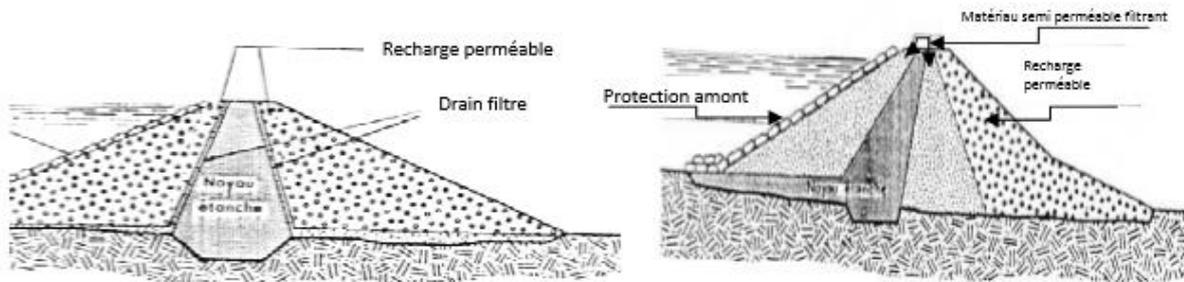


Figure I.10.a : Barrage à noyau central vertical,

Figure I.10.b : Barrage à noyau central incliné

➤ **Avantages :**

- Le corps du barrage est très flexible et adaptables aux conditions du terrain ;
- Peu susceptibles aux tassements et aux séismes ;
- Petite à moyennes fouilles. La digue n'est pas forcément fondée sur un rocher sain ;
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible ;

➤ **Inconvénients :**

- Mise en place de grand volume de matériau ;
- Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat, pluie) ;
- L'inconvénient majeur est les infiltrations à travers le massif ;

✓ **Barrage à masque amont :**

Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble.

Un écran imperméable appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir.

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

Le masque amont est une paroi étanche en béton de ciment ou bitumineux, chapes préfabriquées, membranes souples etc., plaquée sur le talus amont du barrage et prolongée par une coupure étanche dans les fondations du barrage.

Ce masque repose en général sur une couche d'éléments fins drainants protégée par une couche constituée par des matériaux plus grossiers montré sur la figure I.11 ci-dessous.

L'étanchéité est placée sur le parement amont du barrage et les matériaux utilisés pour la réalisation de l'étanchéité sont :

- Une dalle en béton armé avec très peu de joints (épaisseur 30 à 80 cm) ;
- Masque en béton bitumineux composés de deux à trois couches d'enrobés routiers plus riches en liant;
- Géomembranes qui doivent être protégées par une couche superficielle (géotextile, petits enrochements, dalles, etc.) ;

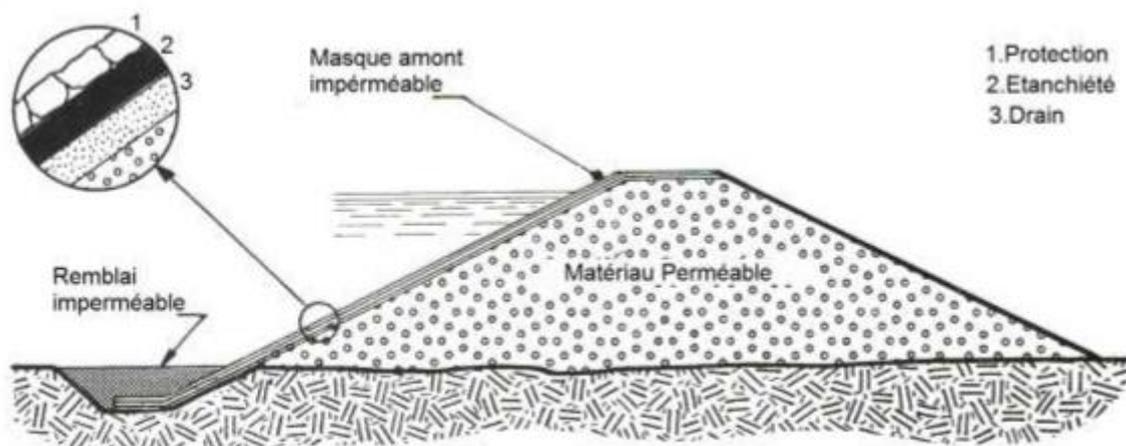


Figure I.11 : Barrage en terre à masque amont

➤ **Avantages :**

- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain ;
- Les tassements limités sont tolérables ;
- Pas très susceptible au séisme. Au-dessous du masque, un système de drainage performant est nécessaire à cause de la fissuration ;
- La compression du sol est faible ;
- La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre les réparations en cas de dégradation du masque, aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides ;
- Diminuer les infiltrations à travers le massif ;

➤ **Inconvénients :**

- Mise en place de grand volume de matériaux ;

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

- Le gradient très élevé près de la connexion entre le masque et le rocher ;

I.4 Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais :

La conception et la réalisation des barrages en remblai doit tenir compte de plusieurs aspects tels que :

- **La disponibilité des matériaux :**

La construction d'un barrage en remblai nécessite la mise en place de grandes quantités de matériaux. Les zones d'emprunt devront donc se trouver le plus près possibles du lieu d'exécution pour optimiser les coûts de réalisation. La quantité et la qualité des matériaux localisés au niveau du site de l'ouvrage influencent fortement le type de barrage et le mode de construction.

- **Type de fondation :**

La topographie et la nature du terrain de fondation aura une influence sur la conception du barrage en terre. Une fondation rocheuse perméable implique la nécessité d'injection pour remédier aux problèmes de perméabilité, de fissuration et de faille. Un sol mou et perméable implique la nécessité d'utilisation de tapis d'étanchéité, de réaliser des talus de pente plus douce pour élargir le flux de filtration, réduire les débits et remédier aux problèmes de tassements. [4]

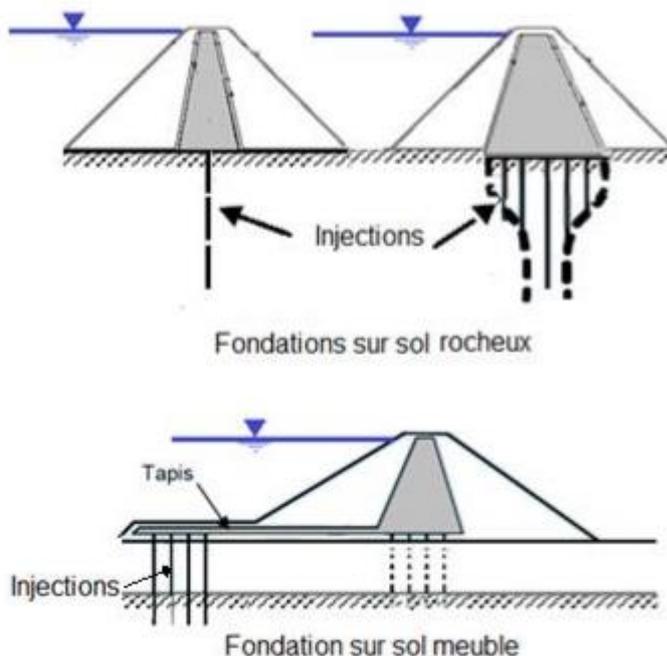


Figure I.12 : Influence de la fondation sur la conception du barrage

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

- **Action des vagues :**

Le recouvrement du talus de la digue doit être dimensionné pour palier à l'action des vagues.

On peut aussi choisir le site de réalisation de sorte qu'il soit protégé du vent et diminuer ainsi l'effet des vagues.

- **Climat :**

Les conditions climatiques ont une forte influence sur le délai d'exécution des ouvrages en terre. La teneur en eau étant le critère le plus important dans le compactage optimal des matériaux, les travaux sont souvent interrompus dans les zones où les précipitations sont élevées. Dans ces zones, la conception de digue avec un noyau incliné ou avec un volume minimal de matériaux argileux est préférable.

- **Sismicité :**

De part, leurs capacités à supporter les grandes déformations, les barrages en remblai sont les plus résistants aux sollicitations dynamiques. Néanmoins les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

I.5 Dimensionnement géométrique des murs de barrages en terre :

Après avoir choisi le type de barrage, cette étape consiste à définir le profil général du barrage.

I.5.1 Hauteur du barrage :

La hauteur totale du barrage est égale à la hauteur normale de retenue majorée par la charge maximale au-dessus du seuil déversoir et la revanche. Pour calculer cette hauteur il est donc nécessaire de connaître :

- **Niveau normale de retenue (NR) :**

Cette hauteur est calculée en fonction de la capacité utile à stocker du volume mort prévu et du volume des pertes par infiltration et évaporation. Elle correspond au niveau d'arase du déversoir.

- **Niveau des plus hautes eaux (PHE) :**

Cette hauteur représente le niveau maximal du plan d'eau lors d'une crue, elle correspond au niveau normal de retenue (RN) majorée de la charge (H) sur le déversoir de crue.

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

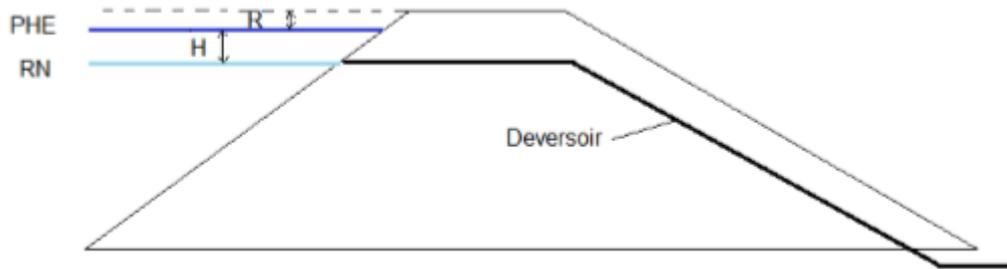


Figure I.13 : Définition des côtes RN et PHE

- **Revanche :**

La revanche R est la différence de côte entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues.

La détermination de la revanche doit tenir compte d'une combinaison raisonnable des différents effets suivants :

- ✓ Le dysfonctionnement des organes de décharge mobiles ;
- ✓ La hauteur maximale des vagues provoquées par le vent extrême considéré ;
- ✓ Le déferlement des vagues à la surface du parement amont ;
- ✓ Le supplément de sécurité (en cas d'avalanches, tremblements de terre, rupture des glaciers) ;

A partir de la connaissance de la vitesse (v) et de la hauteur (h) des vagues qui se forment, la formule empirique de Gaillard permet de calculer la hauteur de revanche sécuritaire des digues [5] :

$$R = 0.75h + \frac{v^2}{2g}$$

La vitesse de propagation des vagues est elle-même déduite de l'amplitude des vagues :

$$v = 1,5 + 2h$$

Avec :

- R: Revanche en (m) ;
- v : Vitesse de propagation des vagues en (m/s) ;
- h : Hauteur des vagues en (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s² ;

La hauteur des vagues qui se forment du fait du vent peut être estimée à partir de la formule empirique de Molitor. Cette formule stipule que la hauteur des vagues dépend de la vitesse du vent horaire V et du fetch F (longueur du plan d'eau dans le sens des vents dominants).

- Si $F < 30\text{Km}$ $\rightarrow h = 0.76 + 0.032 \cdot \sqrt{V \cdot F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$
- Si $F > 30\text{Km}$ $\rightarrow h = 0.032 \cdot \sqrt{V \cdot F}$

Avec :

- h : hauteur des vagues en (m)

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

- V : Vitesse des vents en (Km/h)
- F : Fetch en (Km)

La revanche doit en outre permettre de compenser le tassement du barrage après construction et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur totale du barrage si l'ouvrage a été bien réalisé. Généralement une valeur minimale de 1.2 à 1.5 m est adoptée pour des digues de moins de 10 m de hauteur et une valeur supérieure à 1.5m pour les grands ouvrages.

I.5.2 Largeur en crête du barrage :

La largeur en crête doit être au moins égale à 3m pour permettre le passage des engins de terrassement pendant la réalisation et ultérieurement pour son entretien, calculée par les formules :

$$L = 1.65\sqrt{H} \quad (m)$$

$$L = 3.6\sqrt[3]{H} - 3 \quad (m)$$

Où ; H est la hauteur du barrage en (m) ;

I.5.3 Pente des talus :

L'inclinaison des talus est exprimée par les termes "pente" ou "fruit. La pente du talus qui est le rapport de la hauteur du talus sur sa projection horizontale est fixé par le calcul de stabilité. A titre indicatif, le tableau I.2 donne quelques valeurs qui devront être vérifiées par une étude de stabilité mécanique du massif.

Tableau I.2 : Pente des talus pour pré dimensionnement

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Pente amont	Pente aval
<5	Homogène	1 - 2.5	1 - 2
	A zone	1 - 2	1 - 2
5 à 10	Homogène, granularité étendue	1 - 2	1 - 2
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	1 - 2.5	1 - 2.5
	A zones	1 - 2	1 - 2.5
10 à 20	Homogène, granularité étendue	1 - 2.5	1 - 2.5
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	1 - 3	1 - 2.5
	A zones	1 - 2	1 - 3

Chapitre I : Généralité sur les barrages en terre

I.6 Conclusion :

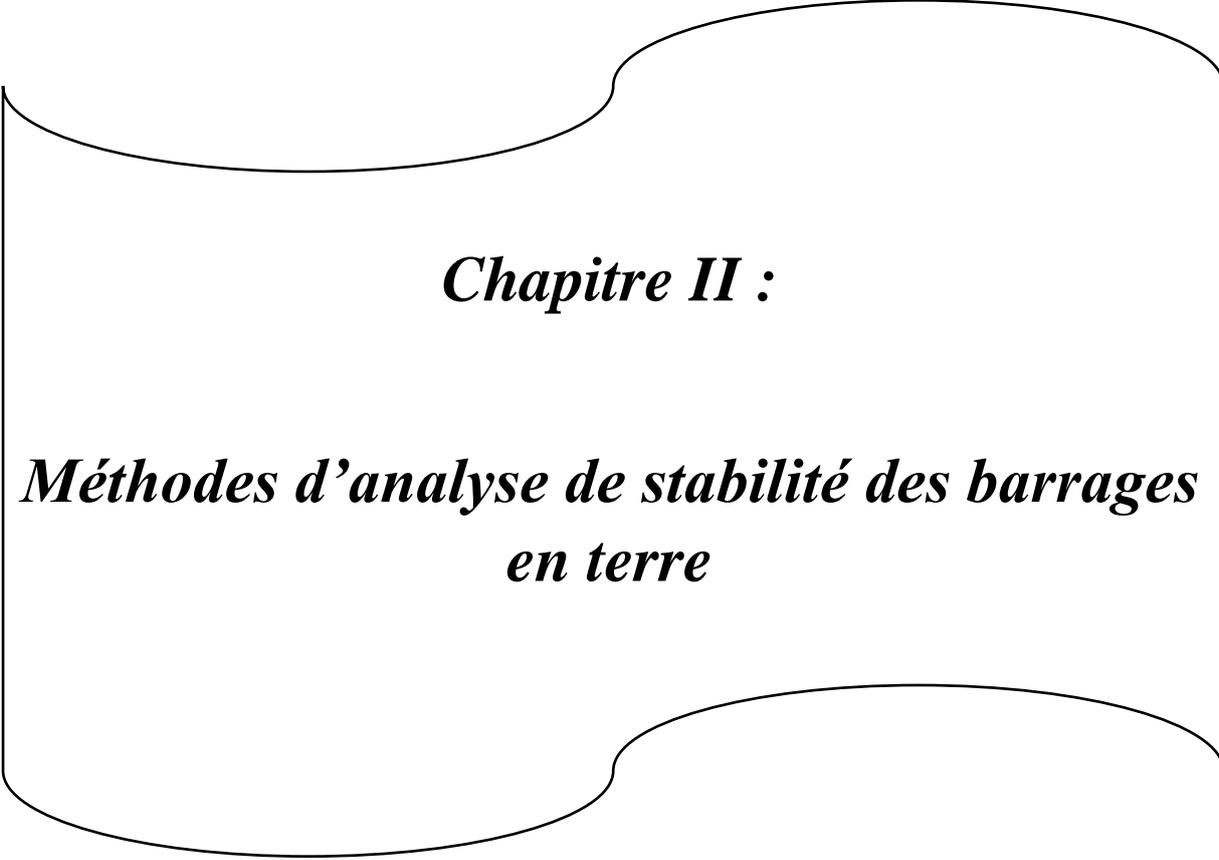
Nous avons exposé dans le présent chapitre les différents types de barrages en terre, ainsi que les paramètres de leurs conceptions inhérentes à l'étude et l'analyse de leur stabilité.

Les barrages en terre sont adoptés à n'importe quelle fondation et surtout la fondation non rocheuse, et ils peuvent être réalisés avec une très grande variété de sols, mais les infiltrations à travers leur massif est l'inconvénient majeur dans ce type de barrage.

Donc la partie la plus délicate des barrages en terre et en enrochement est l'organe d'étanchéité. Le choix des organes d'étanchéité est l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction d'un barrage en remblai.

Les matériaux des barrages en remblai zonés se distinguent par la façon d'assurer, d'une part, l'étanchéité au moyen d'un noyau argileux (vertical ou incliné) et, d'autre part, la stabilité par des recharges amont et aval en terre ou en enrochement, ces éléments sont séparés par des filtres pour éviter la migration de particules.

Dans le chapitre suivant, nous allons voir les différentes méthodes d'analyses de stabilité proposées, pour assurer l'étanchéité et comment chercher l'organe le plus économique et le plus facile à réaliser.



Chapitre II :

***Méthodes d'analyse de stabilité des barrages
en terre***

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

II.1 Introduction :

La stabilité d'un barrage en remblai réside dans la stabilité aux glissements de ses talus pour toute sollicitation pouvant survenir. La détermination des conditions de stabilité fait appel aux méthodes de mécanique des sols basées sur l'étude de l'équilibre limite. La stabilité des pentes peut être augmentée en choisissant des matériaux plus performants qui permettent d'éviter la rupture des talus mais aussi assurer la stabilité de la fondation et éviter les déformations excessives. En général, on se donne des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

II.2 Différents types d'instabilités de pentes :

Les mouvements qui affectent les versants sont extrêmement variés par leurs dimensions, leur morphologie et leur évolution cinématique. Des nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc.

Trois familles principales de phénomènes, à l'origine de déplacements importants de matériaux sur les talus et versants, peuvent être distinguées :

- ✓ les glissements en terrain meuble, caractérisés par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se produisent les déplacements ;
- ✓ les éboulements en terrain rocheux, engendrés par le détachement rapide, en général le long de discontinuités préexistantes, d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers le pied du versant ;
- ✓ les coulées boueuses ou coulées de débris, assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes.

II.3 Types et causes de rupture des barrages en terre :

On classe les types de ruptures en trois familles :

- La rupture au premier remplissage représente 37%, elle prend beaucoup de temps selon la capacité du barrage ;
- La rupture par déversement (submersion) représente 37%, cette cause a diminué pour les barrages récents ;
- La rupture pendant l'exploitation représente 26%, la cause de cette rupture c'est le manque ou l'insuffisance d'entretien et de surveillance ;

Les causes de rupture peuvent être diverses :

- **Problèmes techniques :**

Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériau. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes.

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

- **Causes naturels :**

Il s'agit des glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963). Aussi, les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). Le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé.

- **Causes humaines :**

On ne peut pas négliger les erreurs humaines comme une cause de rupture, ces erreurs peuvent être représentées par l'insuffisance des études préliminaires, les défauts de construction, les erreurs de surveillance et de maintenance...etc.

N.B :

Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne.

- L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, et la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.
- L'érosion interne (phénomène de Renard), correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation, elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

Tableau II.1 : Statistiques sur les modes de rupture (d'après Foster et al, 1998 et 2000)

Mode de rupture :	Le pourcentage de la ruine (%)
Phénomène de renard dans le corps du barrage	31
Phénomène de renard dans la fondation	15
Phénomène de renard depuis la digue à la fondation	2
Stabilité des pentes.	4
Submersion.	46
Séismes.	2

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

II.4 Méthodes d'analyse d'instabilité :

II.4.1 Notion de facteur de sécurité :

En géotechnique, on ne peut pas parler de la stabilité des talus sans le facteur de sécurité F_s , il est utilisé dans les calculs à la rupture et permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture.

Quand on dit F_s , on aura deux types de forces, des forces motrices (provoquent le glissement) et des forces résistantes (empêchent le glissement), le rapport entre ces deux forces tout simplement c'est le facteur de sécurité, par définition on a cette relation :

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_d}$$

Avec :

- F_s : Facteur de sécurité ;
- τ_f : Résistance disponible (résistance moyenne au cisaillement) ;
- τ_d : Résistance mobilisée (contrainte de cisaillement moyenne développée le long de la surface de rupture potentielle) ;

La résistance moyenne au cisaillement (τ_f) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme, dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale $\sigma' n$ selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau_f = C' + \sigma' n \cdot \tan \varphi' \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

La résistance mobilisée (τ_d) est la contrainte de cisaillement qui à prévôt un angle,

$$\alpha_f = \frac{\pi}{2} + \frac{\varphi_d}{2} \text{ Pour un état de contrainte donnée telle que :}$$

$$\tau_d = C_d + \sigma' n \cdot \tan \varphi_d \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

Avec :

C_d et φ_d Sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement le long de la surface de rupture.

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle, qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée, est défini par des rapports de forces, de contraintes, de moments ou même en termes de hauteurs de talus.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure :

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

Tableau II.2 : Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage

F_s	L'état de l'ouvrage
<1	Danger.
1.00-1.25	Sécurité contestable.
1.25-1.40	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants. Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture sera catastrophique.
>1.40	Satisfaisante pour les barrages.

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture.

L'expérience a montré que, les talus restent toujours stables si $F_s > 1.5$, le glissement est pratiquement inévitable si $F_s < 1$ [6]. Pour certains sites particuliers (carrières, mines à ciel ouvert, talus en cours de construction), le coefficient de sécurité peut être réduit à 1.2 ou 1.3. Dans ce cas la surveillance et l'auscultation des terrains sont généralement renforcées.

II.4.2 Méthode de l'équilibre limite :

La méthode de l'équilibre limite consiste à étudier l'équilibre d'un corps rigide, constitué par le talus et une surface de glissement de n'importe quelle forme (ligne droite, arc de cercle, spirale logarithmique), à partir de cet équilibre, on calcule les contraintes de cisaillement (τ) et on les compare à la résistance disponible (τf), estimée grâce au critère de rupture de Mohr-Coulomb. Cette comparaison nous donne la première indication sur la stabilité par le biais du coefficient de sécurité $F = \frac{\tau f}{\tau}$

Parmi les méthodes d'équilibre limite, certaines prennent en considération :

- **L'équilibre global du corps rigide (méthode globale) :** qui est illustrée par les méthodes de Biarez, Caquot et Taylor. Cette méthode est limitée à des cas simples de talus sensiblement homogène et sans présence de nappe. Ces méthodes considèrent la totalité de la "masse libre" en faisant des hypothèses quant à la distribution des contraintes normales le long de la surface de rupture, ces méthodes sont utilisées seulement avec des surfaces de rupture circulaires, ou de simples lignes droites.
- **L'équilibre par la non homogénéité (méthode des tranches) :** c'est la décomposition du talus en tranches, dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices, par exemple méthode de FELLENIUS ; BISHOP, JUMBOU...

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

Les hypothèses basiques de la méthode de l'équilibre limite sont (Femmam, 2014) :

- La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle) ;
- Les forces extérieures d'entraînement sont le poids et les surcharges ;
- Le problème est statique ;
- Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol ;
- Le sol est rigide, et c'est pourquoi la courbe de rupture est de "bonne allure" ;
- La relation de Terzaghi est vraie : $\sigma' = \sigma - u$;
- La loi de Coulomb s'applique à la rupture : $\tau = C' + (\sigma - u)\tan\varphi$;
- Un coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement maximale du sol à celle de contrainte mobilisable ;
- Le coefficient de sécurité F_s est constant le long de la courbe de rupture ;

II.4.3 Méthodes des tranches :

La méthode des tranches est dite méthode Suédoise, elle a été étudiée par Petterson et développée par Fellenius, Bishop et Nonveiller.

Le principe des méthodes des tranches (Fellenius, Bishop, Spencer), est de considérer une surface cylindrique à axe horizontal, qui apparaît comme une courbe appelée ligne de glissement dans la coupe verticale de la digue.

On suppose que la rupture se produit instantanément et simultanément tout le long de la surface de glissement. On considère d'autre part qu'il n'y a aucune interaction dans la dimension longitudinale de l'ouvrage (approximation valable puisque la longueur de la digue représente bien plus de 2 à 3 fois la longueur de l'arc de rupture). On trace sur une coupe transversale du barrage la ligne de glissement, et on cherche à déterminer le coefficient de sécurité F relatif à la ligne considérée. A partir de cette hypothèse on découpe le terrain en tranches verticales de faibles épaisseurs juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble.

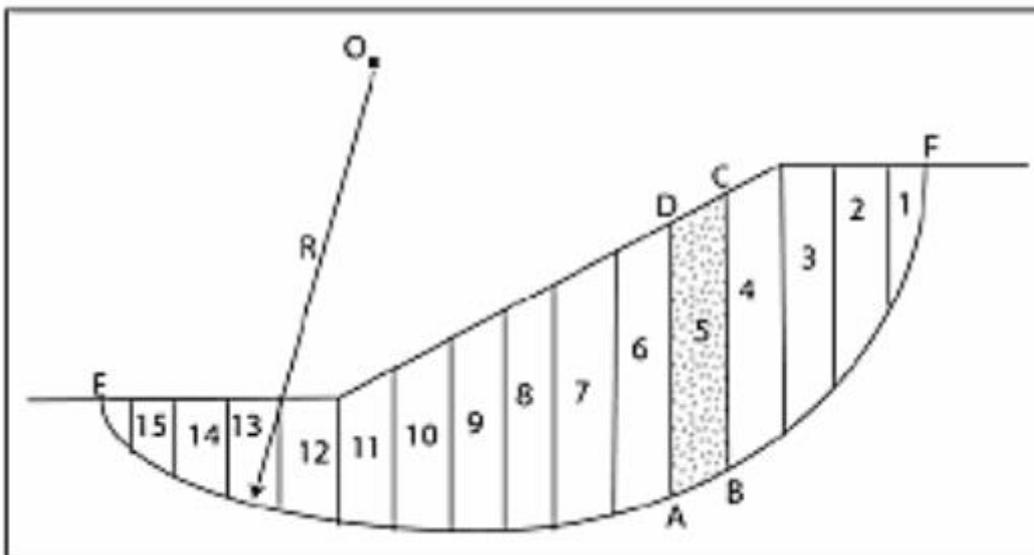


Figure II.1 : La masse du talus découpé en tranches

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

Dans la pratique, des études de constructions de barrage en terre, il est d'usage d'utiliser la méthode de Fellenius, car elle donne une précision suffisante et acceptable et elle est facile à utiliser, surtout avec le développement de l'outil informatique TALREN, PETAL et GEO-SLOPE, nous citons certaines méthodes de tranches :

II.4.3.1 Méthodes de Fellenius :

C'est une méthode des tranches basée sur une rupture circulaire, elle ne satisfait que l'équilibre des moments. Par ailleurs les forces inter-tranches sont supposées égales ou opposées. [4]

Le principe de base de cette méthode consiste à découper le volume du sol étudié en un certain nombre de tranches juxtaposées, d'appliquer les différentes forces sur ces tranches et d'étudier l'équilibre de l'ensemble. [7]

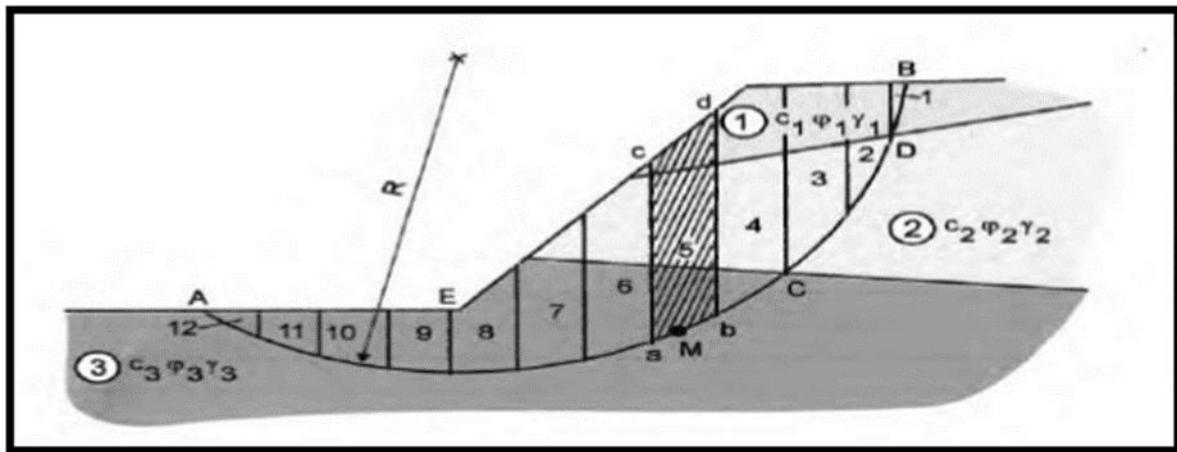


Figure II.2 : La masse du talus découpé en tranches

On trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle critique, c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

Pour chaque tranche verticale (n), on détermine les forces illustrées à la figure II.3 :

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

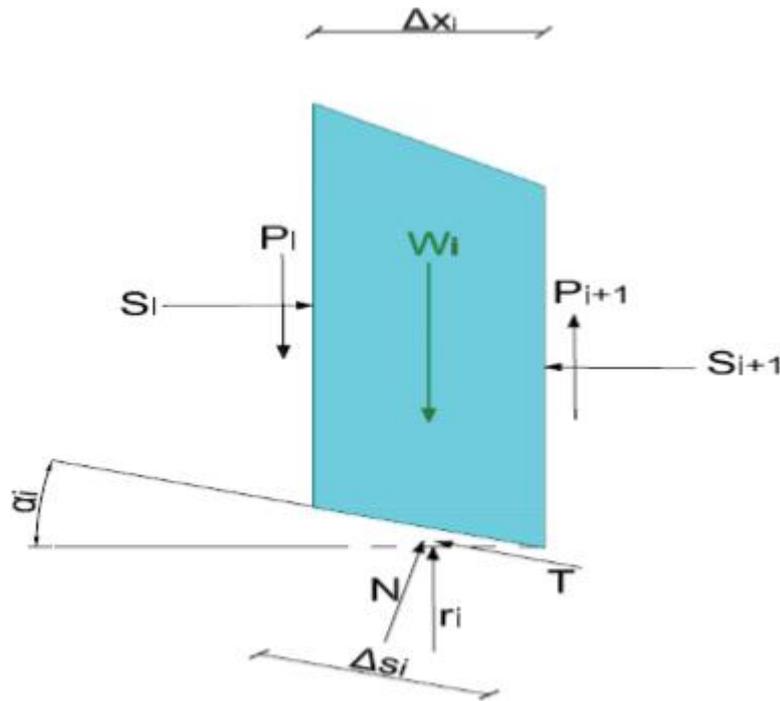


Figure II.3 : Forces agissantes sur une tranche n

Pour en établir les formules générales, nous utiliserons les notations suivantes : [8]

- W_i est le poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h ;
- σ et τ sont respectivement les composantes normale et tangentielle de la réaction r ;
- P, S étant respectivement les composantes verticales et horizontales des forces inter-tranches agissantes sur une tranche. Fellenius admis que les forces inter-tranches sont invariables d'une tranche à l'autre, autrement dit :

$$P_i = P_{i+1} = S_i = S_{i+1} = 0$$

- α_i : l'inclinaison locale de la surface de rupture avec l'horizontale ;
- u_i : Pression interstitielle au niveau de la surface de glissement
- R : Rayon du cercle de rupture de centre O ;
- C' : Cohésion effective du sol, elle s'exprime en unité de contrainte ;
- φ' : Angle de frottement interne effectif du sol ;

Pour des considérations d'équilibre ;

-La composante normale du poids sur la surface de glissement est : $N = W_i \cdot \cos \alpha_i$

-La force de cisaillement résistant peut être exprimée comme suit ;

$$\frac{\tau(\Delta s_i)}{F_s} = \frac{1}{F_s} (C' + \sigma' \cdot \tan \varphi') (\Delta s_i).$$

L'effort normal σ' est égal à ;

$$\frac{N}{\Delta s_i} = \frac{W_i \cdot \cos \alpha_i}{\Delta s_i}.$$

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

L'équilibre du bloc AMB, le moment des forces motrices autour de O est égal au moment des forces résistantes autour de O, où ;

$$\sum_{i=1}^{i=n} Wi.R.\sin\alpha_i = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{Fs} \left(C' + \frac{Wi.\cos\alpha_i}{\Delta s_i} \cdot \tan\varphi' \right) (\Delta s_i)R$$

Sachant que : $\Delta s_i = \frac{\Delta x_i}{\cos\alpha_i}$ alors ;

$$Fs = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left(C' \frac{\Delta x_i}{\cos\alpha_i} + Wi.\cos\alpha_i.\tan\varphi' \right)}{\sum_{i=1}^{i=n} Wi.\sin\alpha_i} \dots \dots (II.3)$$

Nous avons supposé que la pression de l'eau interstitielle était nulle. Cependant pour tenir compte des infiltrations à travers la digue et avec u_i pression interstitielle à la base de la tranche n , l'équation précédente devient donc :

$$Fs = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left[C' \frac{\Delta x_i}{\cos\alpha_i} + \left(Wi.\cos\alpha_i - u_i \frac{\Delta x_i}{\cos\alpha_i} \right) \tan\varphi' \right]}{\sum_{i=1}^{i=n} Wi.\sin\alpha_i} \dots \dots \dots (II.4)$$

II.4.3.2 Méthode de Bishop simplifiée (1955) :

Bishop a supposé que le facteur de sécurité est constant le long de la surface de glissement, avec, $P_i - P_{i+1} = \Delta P$ et $S_i - S_{i+1} = \Delta S$.

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire ; les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la figure suivante, et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical :

$$Wi + \Delta P = N.\cos\alpha_i + T.\sin\alpha_i$$

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

Pour tenir compte des infiltrations à travers la digue, sachant que u_i pression interstitielle à la base de la tranche n , l'équation précédente devient donc :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left[c' \cdot \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i} + (W_i - u_i \cdot \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i}) \cdot \tan \varphi' \right] \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi' \cdot \sin \alpha_i}{F_s}}}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \cdot \sin \alpha_i} \dots \dots \dots (II.7)$$

Dans ce cas tous les termes sont connus, et F_s est calculé par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme la valeur F_0 , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

La méthode de Bishop est plus précise que celle de Fellenius, mais elle nécessite trois à quatre fois plus de calcul (trois itérations), les coefficients de sécurité obtenus sont en général un peu plus élevés.

La méthode de Fellenius donne généralement des coefficients de sécurité plus faible que la méthode de Bishop. Les écarts peuvent atteindre 10 %, toute fois ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de sécurité. Il faut cependant noter que la position du cercle critique donné par la méthode de Fellenius est parfois différente de celle donné par la méthode de Bishop.

II.5 Les conditions d'analyse :

La stabilité des talus d'un barrage en remblai doit être vérifiée aux différentes phases de la construction et de la vie de l'ouvrage. On distingue généralement trois classes de conditions pour lesquelles la stabilité d'un barrage en remblai doit être vérifiée :

- Stabilité en fin de construction (Talus amont et aval) ;
- Stabilité en cours d'exploitation, retenu pleine (Talus aval) ;
- Stabilité lors d'une vidange rapide (Talus amont) ;

II.5.1 Fin de construction :

L'analyse de la stabilité pour cette condition sert à vérifier que le barrage peut être construit jusqu'à sa hauteur finale sans rupture. Il n'y a pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne se sont pas encore dissipées. [9]

La résistance est fonction de la contrainte effective σ' , et elle devient de plus en plus faible avec l'augmentation de la pression interstitielle $u(\sigma' = \sigma - u)$. Dans ce cas, il peut se produire un glissement du talus à cause de la diminution de la résistance au cisaillement. Il est recommandé d'analyser le talus en aval.

Pour les matériaux fins argileux, la méthode de calcul de stabilité la plus simple est à court terme, avant consolidation en adoptant les valeurs de C_{uu} et φ_{uu} correspondant au taux de compactage du remblai.

C_{uu} et φ_{uu} ne sont pas constants pour les barrages de grande hauteur, mais la courbe intrinsèque indiquée sur la figure II.5, montre que la branche inclinée ($\varphi_{uu} > 0$) correspond à un sol

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

compacté non saturé, donc les contraintes interstitielles u sont élevées, alors le sol se trouve souvent sous forme de bulles est dissout dans la phase aqueuse. Le sol compacté argileux est saturé et à la limite on a : $C_{uu} \neq 0$ et $\varphi_{uu} = 0$.

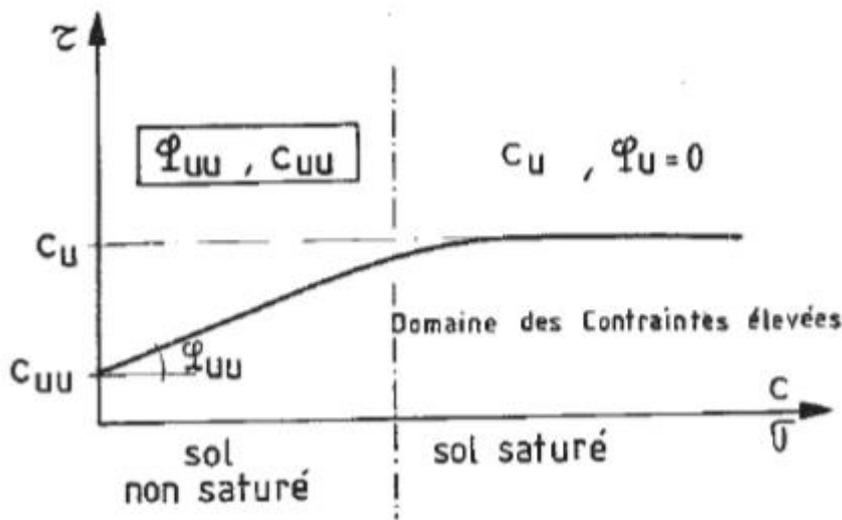


Figure II.5 : Critère de rupture en conditions non drainées

II.5.2 Période d'exploitation : (Etat stationnaire)

L'analyse de la stabilité sert dans ce cas à vérifier que le barrage est stable après remplissage du réservoir et une fois que le réseau d'écoulement s'est établi à travers le barrage.

Dans le secteur amont du barrage, la contrainte effective σ' (et donc la résistance) est réduite à cause de la pression interstitielle. Cette diminution de la stabilité, associée à la réduction de σ' est cependant compensée par la pression du réservoir qui tend à s'opposer au glissement du talus amont.

Dans le secteur aval du barrage, en raison de l'écoulement dans le massif une surface de suintement peut apparaître sur ce talus. La poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides a tendance à le déstabiliser, un drainage du talus aval est généralement prévu.

Lorsque la retenue est pleine, l'écoulement est donc défavorable à la stabilité du talus aval. Les caractéristiques mécaniques du sol C et φ , quelque soit la condition de perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, surconsolidé, saturé et drainé.

II.5.3 Vidange rapide :

La condition 'vidange rapide' est rencontrée lorsque le niveau d'eau diminue brusquement au-dessous du niveau normal de la retenue. Dans ce cas les pressions d'eau dans le corps de l'ouvrage ne sont pas dissipées, alors que la pression d'eau extérieure a disparu. Le talus amont se trouve dans une situation plus défavorable qu'en condition normale d'exploitation. C'est donc ce secteur amont du barrage qui est affecté par la condition 'vidange rapide', on conserve la pression et on enlève l'effet stabilisateur du réservoir.

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

L'analyse de la stabilité est menée en adoptant la résistance au cisaillement non drainé pour les matériaux peu perméable, et la résistance drainée pour les matériaux qui présentant une perméabilité élevée. On peut estimer si un matériau a un comportement drainé ou non, en calculant la valeur du facteur temps T , donnée par :

$$T = \frac{Cv.t}{D^2}$$

Avec :

- Cv : coefficient de consolidation,
- t : temps de rabattement,
- D : distance de drainage,

Si la valeur de T est égale ou supérieure à 3, la dissipation des pressions interstitielles induite par le rabattement dépasse les 98 %, et il est raisonnable de considérer le matériau comme drainé. La plupart des matériaux ayant des coefficients de perméabilité supérieur ou égale à 10^{-6} peuvent être supposés comme des matériaux à comportement drainé, et l'analyse s'effectue en terme de la résistance en cisaillement drainé à savoir C' et φ' .

À titre d'exemple, les facteurs de sécurité minimaux utilisés dans les barrages en terre proposées par le Manuel d'ingénieur 1110-2-1902, INGENIERIE ET ETUDES de la stabilité des pentes, corps d'ingénieur de l'armée américaine (USACE) Washington, DC 20314-1000, sont de l'ordre de :

- Fin de construction du barrage, (talus amont et aval) $Fs \geq 1.5$;
- État stationnaire du niveau d'eau dans la retenue (talus amont et aval) $Fs \geq 1.5$;
- Vidange rapide de la retenue (talus amont) $Fs \geq 1.3$;

II.6 Méthodes de calcul de stabilité sous séisme : (méthodes dynamique)

La sécurité sismique des barrages en terre est directement liée aux déformations permanentes éprouvées pendant et après un tremblement de terre, la stabilité des pentes pendant et après le tremblement de terre, mouvements dynamiques de pente, des pressions interstitielle excessives en matériaux de remblai et la fondation qui peuvent induire la liquéfaction de sol.

Les causes de rupture les plus fréquentes sur les barrages en terre qui peuvent être rencontrés lors d'un tremblement de terre sont : [10]

- Rupture par liquéfaction ;
- Rupture par des fissures longitudinales ou transversales ;
- Rupture par un glissement de talus ;
- Rupture par érosion interne (effet de renard) ou par érosion externe ;
- Rupture totale ;

La plupart des méthodes couramment utilisées pour étudier la stabilité sismique des barrages en terre et d'autres structures en sol soumises à des sollicitations sismiques sont dérivées en trois parties :

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

- Les méthodes théoriques ;
- Les méthodes numériques ;

Les méthodes employées pour apprécier la stabilité des ouvrages en séisme sont pseudo-statique ou dynamiques. Pour les petits ouvrages et un séisme faible ou modéré, on se contente généralement d'utiliser la méthode pseudo-statique. Lorsque l'ouvrage est plus sensible et le séisme plus important, il est recommandé d'utiliser des méthodes plus représentatives prenant en compte le comportement dynamique des sols. [11]

II.6.1 Méthodes théoriques :

II.6.1.1 Méthode pseudo-statique :

Vers les années 1970, l'analyse pseudo-statique était la méthode standard pour l'analyse de la stabilité des barrages en terre vis-à-vis des séismes, Cette méthode intègre l'effet de la sollicitation sismique dans une analyse de stabilité statique conventionnelle sous la forme d'une force statique horizontale appliquée au centre de gravité de la masse du sol au-dessus de la surface de rupture potentielle considérée. Cette force est égale au produit d'un coefficient sismique K_s , et du poids du sol impliqué W .

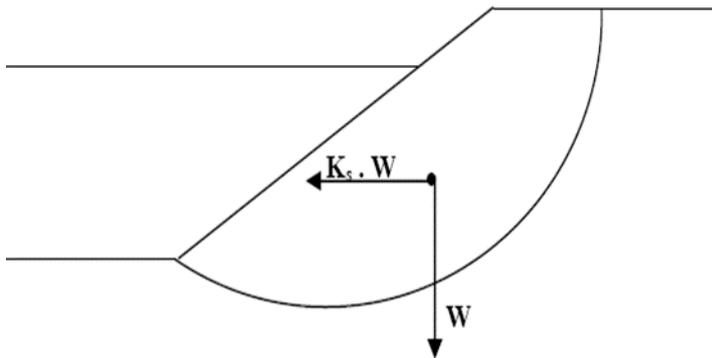


Figure II.6 : Illustration de la méthode pseudo-statique

Le principe de l'approche pseudo-statique consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente qui tient compte de la réaction probable du massif en pente. Les efforts pseudo-statiques sont représentés par deux coefficients K_h et K_v , destinés à caractériser respectivement les composantes horizontales dirigées vers l'aval et verticales descendantes ou ascendantes des forces apportées au massif en pente.

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

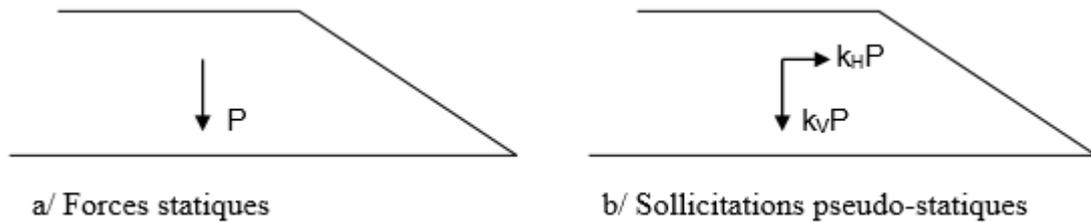


Figure II.7 : Forces pseudo-statiques apportées à un talus

II.6.1.2 Méthode de NEWMARK (1965) :

Lors de la Conférence de Rankine en 1965, Newmark a proposé une analyse de déformation relativement simple basée sur l'estimation des déplacements permanents cumulés dans un talus sous l'effet d'un séisme correspond à un facteur de sécurité $F_s < 1$, elle peut être considérée comme un développement de la méthode pseudo statique.

La méthode originale de Newmark s'applique au déplacement d'un bloc rigide sur un plan.

Cette méthode permet de calculer l'accélération critique A_c , qui provoque une rupture selon une surface de glissement dans le parement étudié. Le déplacement du bloc est obtenu par la double intégration de la partie de l'accélérogramme mesuré au centre du bloc durant lesquels l'accélération critique A_c est dépassée.

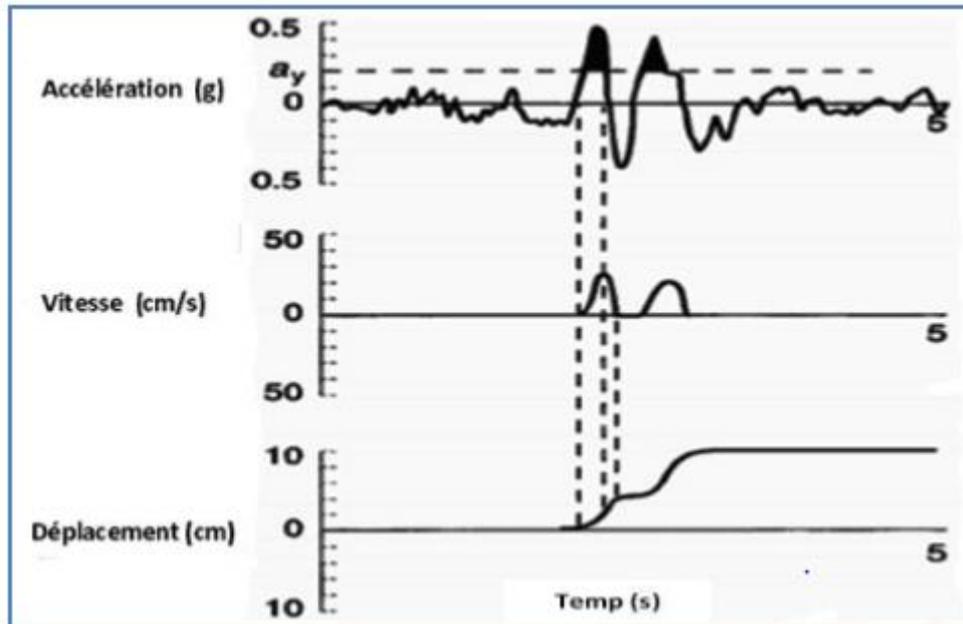


Figure II.8 : Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements

Dans la pratique, A_c est déterminé par l'approche pseudo-statique sur une masse définie par un cercle de rupture.

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

La procédure d'évaluation des déplacements permanents par la méthode de Newmark comporte les étapes suivantes :

- Détermination de l'accélération critique A_c pour la surface de rupture potentielle considérée. Cette accélération limite correspond au coefficient sismique k , de la méthode pseudo-statique, qui produit un coefficient de sécurité égale à 1 ;
- Détermination d'accélérogramme moyen de la masse au-dessus de la surface considérée ;
- Un calcul de la réponse dynamique de la structure est généralement réalisé à cette fin ;
- Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration des portions de l'accélérogramme dépassant l'accélération limite a_y ;

N.B :

Cette méthode n'est valable que pour des matériaux dont la résistance n'est pas affectée par la sollicitation sismique.

II.6.1.3 Méthode de SEED et MARKDISI (1978) :

La méthode de MAKDISI et SEED complète l'approche de NEWMARK, en tenant compte du fait qu'un barrage en remblai se comporte en réalité comme une structure flexible, et ils ont mis au point une technique permettant d'estimer l'amplification des mouvements du sol jusqu'à la crête du barrage. Par conséquent, l'analyse se fait à partir de l'estimation de l'accélération maximale de la crête a_{max} , pour un mouvement du sol d'une ampleur donnée, puis en déterminant l'accélération maximale de la zone de glissement potentielle k_{max} .

La valeur de l'accélération limite k_y , de la zone de glissement est estimée en trouvant le coefficient de l'accélération horizontale moyenne dans une analyse de stabilité de pente conventionnelle qui fournirait un coefficient de sécurité de 1,0. Ce coefficient est défini comme le rapport d'une force horizontale déstabilisante (comme celle pouvant être engendrée par un séisme) au poids de la zone de glissement. Le rapport de k_y à k_{max} , peut alors être utilisé pour estimer le déplacement à la crête du barrage. Cette valeur estimée contient une composante horizontale et verticale.

II.6.2 Méthodes numériques :

Les techniques de la modélisation numérique comme ont été employées la première fois par Clough et Chopra pour l'analyse dynamique des barrages en terre (1966). Les codes numériques de la dynamique qui sont utilisés dans la pratique se divisent en deux catégories :

a) Codes en contraintes totales : Les codes en contraintes totales, sont basés sur le concept des contraintes totales, et ne tiennent pas compte de la pression interstitielle dans l'analyse. Ils peuvent être divisés en deux grandes catégories :

Chapitre II : Méthodes d'analyse de stabilité des barrages en terre

✚ Codes basé sur la méthode linéaire équivalente (EQL) :

La méthode linéaire équivalente est développée par Seed et ses collègues en 1972, EQL est essentiellement une analyse élastique, développé pour l'approximation du comportement non linéaire des sols sous l'effet de chargement cyclique. Les codes qui utilisent l'analyse EQL en pratique sont : SHAKE (Schnabel et al 1972), QUAD-4 (Idriss et al 1973) et FLUSH (Lysmer et al 1975).

✚ Codes non linéaire (Fully non-linéaire codes) :

Ces codes donnent des valeurs de la déformation proche de la réalité, les codes non linéaire élastoplastique typiquement utiliser pour l'analyse des barrages en terre sont DIANA, ANSYS, FLAC, etc.

b) Codes en contraintes effectives :

La majorité des codes en contraintes effectives ont été développées pour répondre au besoin de modéliser la pression interstitielle générée et dissipée dans les matériaux susceptibles à la liquéfaction. Ces codes se divisent en deux catégories :

✚ Codes complètement couplés :

Où le sol est traité comme milieu bi-phasiques c'est-à-dire sol et eau, en considérant deux types de pressions interstitielles, la première transitoire reliée aux déformations élastique et la seconde résiduelle relié aux déformations plastiques, On trouve comme codes : DNAFLOW, DYNARD, SWANDYNE, et SUMDES.

✚ Codes semi-couplé :

Représente moins de difficulté numérique, mais ils sont moins rigoureux. On cite comme codes semi-couplé : DESRA-2, DSAGE, TARA-3 et FLAC.

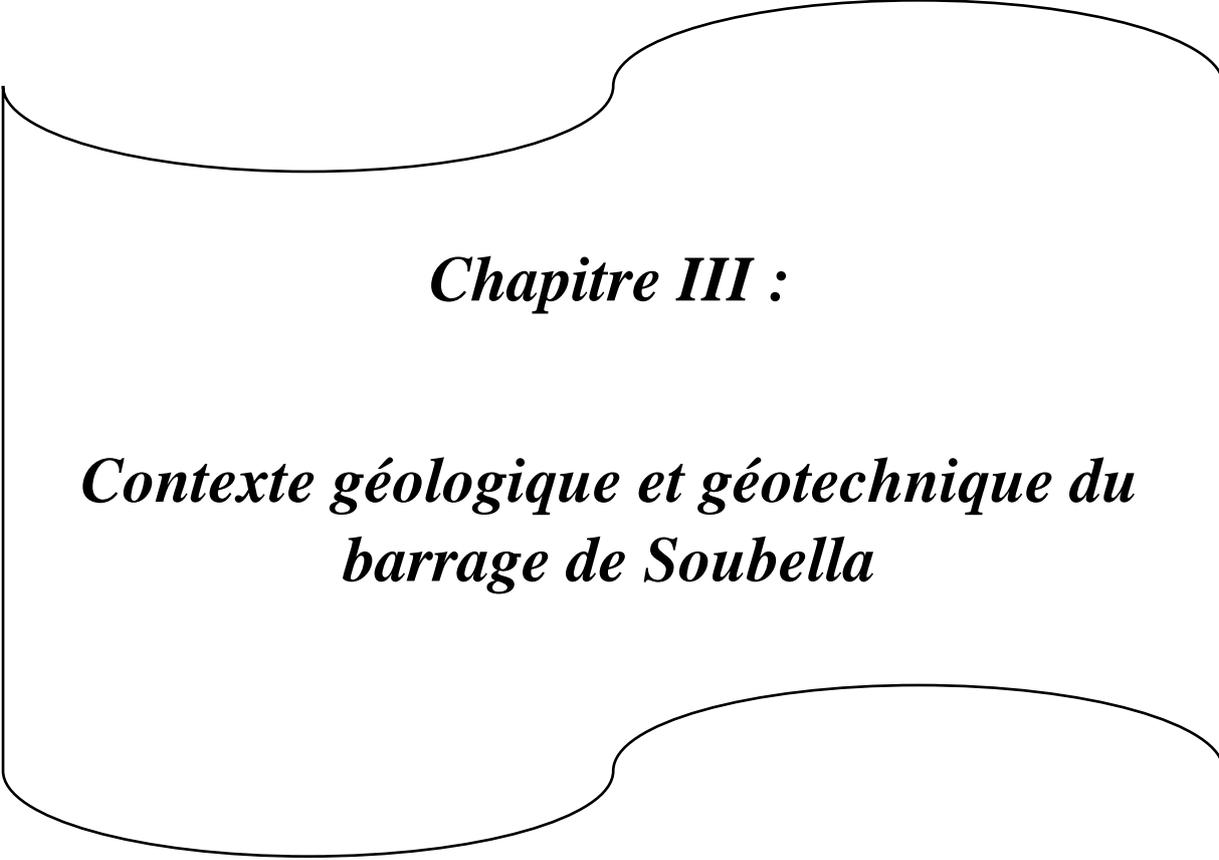
II.8 Conclusion :

Pour conclure ce chapitre, nous pouvons rappeler que l'étude de la stabilité des talus amont et aval, est la partie essentielle de la conception des barrages en terre.

L'analyse de la stabilité des pentes des barrages en terre s'effectue couramment à la rupture à l'aide des approches analytiques (méthode d'équilibre limite). Ces méthodes donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité, une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture circulaire ou quelconque.

Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme.

Les méthodes utilisées pour l'analyse dynamique d'un barrage en terre sont très nombreuses, allant de l'analyse d'équilibre limite la plus simple jusqu'aux techniques de modélisation numérique fortement sophistiqué, elles permettent de simuler le comportement dynamique de structures composées de sol ou de roches.



Chapitre III :

***Contexte géologique et géotechnique du
barrage de Soubella***

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

III.1 Introduction :

L'étude géologique et géotechnique est basée sur les travaux de reconnaissances au niveau de site de barrage, ainsi que les essais géotechniques au laboratoire qui ont pour objet de répondre aux questions concernant :

- ✓ La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations des ouvrages ;
- ✓ L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants ;
- ✓ La localisation des zones instables et les zones de fuite d'eau potentielles lors de la mise à eau de la retenue ;
- ✓ L'existence et les caractéristiques géotechniques des matériaux nécessaires à la construction de barrage ;

Dans ce chapitre les études géologiques et géotechniques du site et de la région de barrage de Soubella qui s'ont fait comme suite :

Deux études de faisabilité, la première en Septembre 1976 par DPRH (auteur BOYADGIEV) et la seconde en 2003 / 2004 par Coyne et Bellier.

Une étude d'avant-projet détaillé a été effectuée en 2008 par Coyne et Bellier.

III.2 Situation et présentation du barrage de Soubella :

III.2.1 Situation géographique du barrage de Soubella :

Le site du barrage de Soubella est situé sur l'oued du même nom dans la commune de Magra dans la Wilaya de M'Sila, à environ 60 Km à l'est de la ville de M'Sila et à 4 Km au nord de la ville de Magra.

Le site du barrage de Soubella a pour coordonnées UTM :

X = 694 499 m,

Y = 3 952 558 m,

Z = 725 m (fond de vallée).

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella



Figure III.1 : Localisation du site du barrage

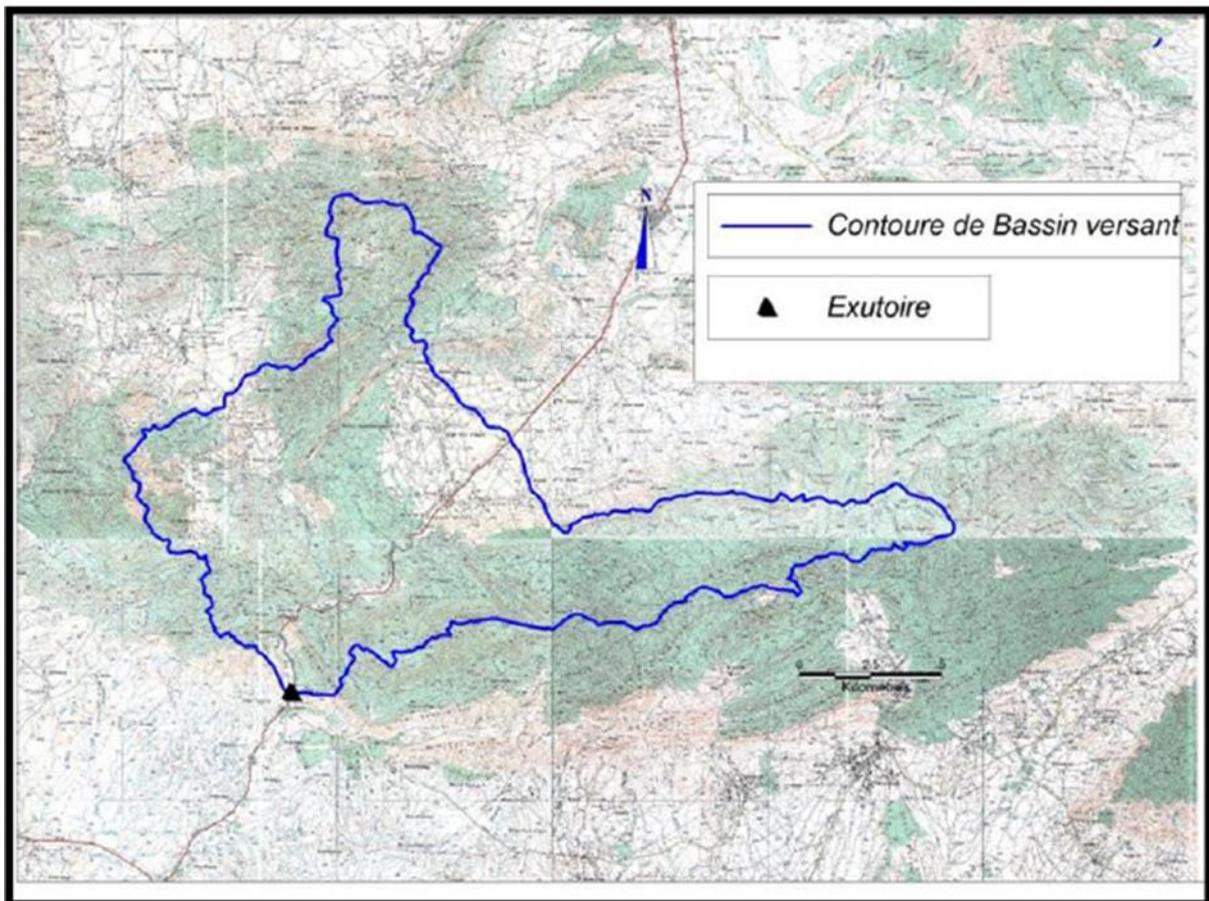


Figure III.2 : Bassin versant du barrage de Soubella

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

III.2.2 Présentation du barrage Soubella :

Cet ouvrage est constitué d'une digue principale en remblai zoné de 67 m de hauteur maximale en altitude de 785m NGA, avec un noyau central argileux assurant l'étanchéité du barrage.

Le volume global de la digue s'élève approximativement à 1.3 millions de mètres cubes.

Le barrage de Soubella est composé par plusieurs matériaux à partir de leurs granularités, chaque matériau est placé dans une zone bien déterminée dans le corps du barrage pour protéger le noyau, la séparation entre les différentes zones se fait par les filtres de transition.

L'importance du barrage de Soubella représentée par l'irrigation et l'alimentation des communes proches par l'eau potables : Ain El-Khedra, Belaïba, Berhoum, Dehahna, Ouled Addi Guebala et Ouled Derradj.

On peut classer le barrage de Soubella selon la nature des matériaux de construction (argile compacte, pierres cassées...etc.) et la hauteur du barrage 67 m (35 m-75 m) dans la classe II.

Notre barrage de Soubella est constitué comme tous les barrages en terre par des matériaux naturels comme l'argile, des roches, des pierres, ses parties principales sont illustrées sur la figure ci-dessous :

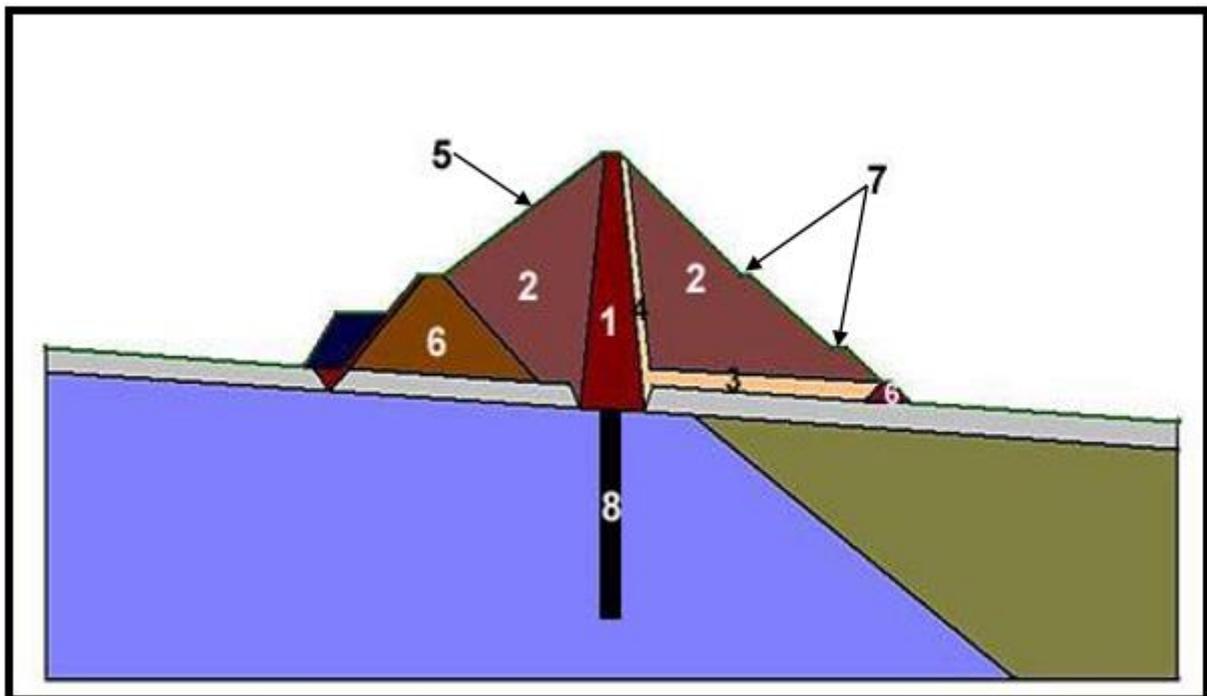


Figure III.3 : Coupe transversale du barrage de Soubella

Où :

- 1 → le noyau,
- 2 → les recharges,
- 3 → le drain,
- 4 → les filtres,

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

5→le rip-rap,

6→le batardeau amont et aval,

7→les bermes,

8→écran d'injection,

II.3 Les caractéristiques hydrologiques, géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du barrage :

III.3.1 Les caractéristiques hydrologique :

Le bassin versant de l'oued Soubella se situe à environ 100 Km au Sud de la Méditerranée, à la limite de la zone semi-aride du sud de l'Algérie. Il draine une partie méridionale des Monts du Hodna, s'écoule vers le Sud et se dissipe dans la plaine de Magra et la dépression lacustre du Chott El Hodna. [12]

Le site de la retenue collinaire et celui du bassin versant sont situés au Nord de Douar Magra, et ils sont identifiés sur les cartes d'état-major (Echelle 1/50000).

Tous les résultats des calculs de caractéristiques principales hydrologiques du barrage Soubella ainsi que les caractéristiques morphologiques sont récapitulées respectivement dans les tableaux III.1 et III.2 ci-dessous.

Tableau III.1 : Caractéristiques principale hydrologiques du barrage Soubella

Hauteur maximum sur fondation	67m
Longueur en crête	265m
Largeur en crête	10m
Largeur maximale au niveau du terrain naturel	380m
Altitude de la crête du barrage	785m NGA
Altitude de la crête du déversoir	780m NGA
Cote des Plus Hautes Eaux	783m NGA
Revanche pour le barrage	R=2m

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

Tableau III.2 : Récapitulatifs des caractéristiques morphologiques du bassin versant

Aire du bassin versant naturel	S=178km ²
Perimetre du bassin versant naturel	P=89km
Longueur du talweg principal	Lt=35.5km
Altitude maximale	Hmax=1886m
Altitude moyenne	Hmoy=1150m
Altitude minimale	Hmin=725m
Longueur du rectangle équivalent	L=226m
Largeur du rectangle équivalent	l=25m
Pente moyenne du cours d'eau	Ic=24.26%

III.3.2 Etude géologique du site de barrage :

Le site du barrage a fait l'objet de reconnaissances de terrain dont les résultats sont synthétisés sur la carte géologique au 1/1 000.

Terrain de couverture :

Les terrains de couverture, d'âge quaternaire, sont représentés par des éboulis de pente, des alluvions du lit et des terrasses basses.

- Les versants dont le substratum rocheux est constitué par des marnes du Crétacé inférieur sont presque entièrement recouverts par une couche d'éboulis de pente, formée d'argiles sableuses à gravillons, dont l'épaisseur est comprise entre 1 et 5m environ.
- Dans le lit de l'oued, les alluvions holocènes constituent des dépôts dont l'épaisseur atteint 3,4 m jusqu'à 7.5m. Elles sont représentées par des graviers et galets sableux, qui deviennent plus argileux et plus grossiers en profondeur.
- Dans les rives, depuis le lit jusqu'au bas des pentes, s'étalent les terrasses fluviales basses formées de dépôts durs et consolidés de gros cailloux et galets qui débutent à la base par un horizon notablement argileux. En rive droite, la terrasse basse est presque entièrement recouverte par des éboulis de pente.
- En dehors de la zone de l'aménagement, en rive gauche, le cône de déjection recouvre en partie la terrasse basse, son épaisseur est voisine de 5 m et elle est représentée par des cailloux marneux, gréseux et calcaires emballés dans une matrice limono-argileuse.
- La série de terrains de couverture dans la zone du site du barrage est complétée par des remblais constitués de cailloux et de blocs compactés, ces remblais se situent au pied

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

de la rive gauche sur toute la longueur du site du barrage, leur épaisseur variable est en moyenne estimée à 7 m.

Substratum rocheux :

- Sur le site du barrage, le substratum rocheux est constitué par des sédiments marins du Crétacé inférieur dans le fond de la vallée et au pied des versants, alors que les parties hautes des deux rives sont formées de sédiments du Miocène inférieur.
- Deux unités sont distinguées au niveau du Crétacé inférieur, la première unité est représentée par des minces couches de grès fins, et par quelques bancs calcaires sableux et marneux, intercalés dans les marnes grises et rougeâtres à aspect laminaire qui prédominent vers la base de l'unité.
- Au-dessus de cette unité, on trouve la deuxième unité qui débute par une zone large de 25 à 30 m comprenant des marnes à aspect laminaire avec quelques lits de grès et de calcaires sableux. Cette partie basale est surmontée par une série d'une puissance de 7 m de grès finement lités (5 – 6 cm), puis des bancs calcaires sableux grossiers.
- Les sédiments calcaires du Miocène inférieur forment les falaises caractérisant les parties hautes des appuis et que l'on retrouve dans le lit de l'oued à l'aval de l'axe du barrage. La partie basale de cette formation géologique est constitué par conglomérats et de calcaires conglomératiques, dont l'épaisseur est d'environ 5 m.

III.3.3 Caractéristiques hydrogéologiques :

Notons d'abord que le niveau de l'oued au droit de l'axe est proche de la cote 725 m NGA.

Dans la vallée, le niveau statique d'eau souterraine est proche du niveau de l'oued (cote 725m NGA), alors qu'à partir du lit, le niveau remonte vers les rives.

En rive gauche, il atteint la cote 732 m, et sur la rive droite celle 756 m.

Lors de reconnaissance, deux (2) types d'essai de perméabilité ont été effectués : l'essai d'eau du type Lugeon et l'essai d'eau du type Lefranc.

365 essais d'eau du type Lugeon ont été réalisés par passes de 3 à 5 mètres, ils ont donnés les résultats de perméabilités suivantes :

-Rive gauche : $K \leq 20$ UL.

- Rive droite : $K \leq 15$ UL.

- Fond de l'oued : $K \leq 20$ UL.

Les essais d'eau Lefranc, effectués dans la couverture alluviale, ont fourni des résultats représentatifs de dépôts peu perméables présentant des coefficients de perméabilité de l'ordre de :

$$K = 0.52 * 10^{-6} \div 1.25 * 10^{-5} \text{ m/s}$$

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

III.3.4 Caractéristique structural et tectonique du site du barrage :

Le barrage de Soubella se situe à l'extrémité occidentale de l'anticlinal du Bou Taleb. Les éléments structuraux majeurs sont mis en évidence sur un extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500 000, ils sont rappelés brièvement ci-dessous : [13]

- L'ensemble des couches de marnes du Crétacé inférieur présente une orientation NO-SE et un pendage vers le S-O, et les calcaires miocènes présentent aussi une structure monoclinale mais avec une orientation proche de E-O à pendage vers le Sud.
- La direction principale des fractures (N – S), présente un pendage subvertical ($87^\circ - 90^\circ$). Une deuxième famille de fracture est celle orientée NE-SO soit $342/68^\circ$ (fort pendage NO) et $149/74^\circ$ (fort pendage SE).
- Les failles E-O à ENE-OSO sont rarement visibles à l'affleurement dans la cuvette de la retenue. Toutefois, l'interprétation photo-géologique suggère la présence d'une telle faille au milieu de la zone de retenue (environ 1,5 Km à l'amont du barrage).
- A cette même famille de discontinuités appartient la zone de faille régionale qui traverse la retenue tout près de son extrémité amont et la faille inverse (compression suivant la direction N-S) identifiée au sud du barrage à laquelle on associe la source d'eau thermale d'Ain el Hammam.

III.3.5 Sismicité de la région :

L'étude de l'aléa sismique a fait l'objet d'un rapport spécifique, les conclusions de cette étude menée par le BRGM sont rappelées ci-dessous.

La wilaya de M'sila est située dans la zone I et la région du barrage de Soubella située au frontière de deux zones sismiques différentes, dommages légers et forts sans dommage classés respectivement en zone IIa (sismicité moyenne) et en zone I (sismicité faible).

Pour le site du barrage de Soubella, le séisme de référence considéré est celui d'Ain Tagrouit, du 4 septembre 1963, ramené en position la plus défavorable.

Les séismes de dimensionnement correspondants ont les caractéristiques suivantes :

-SBE : $M_w = 5.7$, à l'aplomb du site, et à une profondeur de 10 Km,

-SMD : $M_w = 6.2$, à l'aplomb du site, et à une profondeur de 10 Km,

Les accélérations maximales horizontales recommandées pour le projet sont :

- SBE : 0.30 g

- SMD : 0.39 g

III.4 Matériaux de construction de la digue :

La recherche des matériaux de construction a été conduite avec le souci de réaliser un barrage souple. Des zones de matériaux fins et grossiers ont été recherchées ainsi que des matériaux

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

pour enrochements et agrégats à béton. La recherche a été effectuée aussi bien à l'aval qu'à l'amont de l'axe du barrage.

Lors de l'étude de faisabilité, une zone d'argile avait été reconnue à l'aval en rive gauche et une zone d'alluvions grossière avait été étudiée sur une faible étendue à l'amont de l'axe du barrage.

Les différentes zones ont été dénommées :

- **Zone A** : Zone argileuse à l'aval de l'axe en rive gauche de l'oued Soubella, distance approximative de l'ordre de 500 m.
- **Zone B** : Zone d'alluvions grossières à l'aval de l'axe en rive gauche de l'oued Soubella, distance approximative de l'ordre de 500 à 1000 m.
- **Zone C** : Basses terrasses de l'oued à l'amont de l'axe du barrage sur les deux rives de l'oued, distance comprise entre 0,5 et 2,5 Km.
- **Zone D** : Alluvions grossières actuelles de l'oued à l'amont de l'axe du barrage, distance comprise entre 0,5 et 2,5 Km.

III.4.1 Matériaux argileux pour le noyau :

Les matériaux décrits dans cette partie concernent le noyau vertical de la digue principale ainsi que le noyau incliné du batardeau amont.

On rappelle que cette partie concerne les zones **A** et **C**.

Zone A : matériau argileux à l'aval de l'axe, cette zone a été reconnue par 26 puits à la pelle mécanique de profondeur comprise entre 1,5 à 4m.

Zone C : matériaux argileux à l'amont de l'axe qui a été subdivisée en sept (7) sous zones numérotés C1 à C7, au total 19 puits ont été creusés dans cette zone, de profondeur comprise entre 1,3 à 3,7m.

Les caractéristiques des argiles des deux zones reconnues sont sensiblement différentes.

Propriétés physiques :

Le tableau III.3 ci-dessous résume les principales caractéristiques géotechniques obtenues sur ces matériaux :

Tableau III.3 : Caractéristiques géotechniques principales des matériaux pour le noyau

Essai	Propriétés	Zone A	Zone C
Analyse granulométrique	20mm<d<200mm	0-16	0-25
	2mm<d<20mm	0-7	0-27
	0.2mm<d<2mm	3-13	5-44
	2µm<d<0.2 mm	73-96	38-93
	d<80µm	58-94	29-68

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

Limites d'Atterberg	WL(%)	32-88	25.8-45.2
	Ip(%)	16.3-47.2	12.1-22.6
	W(%)	10.7-33	5-21.6
Proctor normal	γ_{dmax} (t/m ³)	1.39-1.87	1.67-1.88
	Wopt(%)	12.7-23	11.7-17.4
Résistance au cisaillement	C'(t/m ²)	0.5-1	1-4
	φ' (°)	12.9-23.4	19.7-21.4
Perméabilité	k (m/s)	$1.1 \cdot 10^{-11}$ - $7.5 \cdot 10^{-10}$	$3 \cdot 10^{-11}$ - $4.9 \cdot 10^{-8}$
Classification LCPC		CH ou MH	CL

- **Les limites d'Atterberg :**

A partir du tableau III.3 ci-dessus et l'Annexe A de la zone **A** et **C**, les limites d'Atterberg réalisées sur les matériaux de la zone **A**, montrent des limons souvent très plastiques de catégorie CH (argiles très plastiques) ou MH (limons élastique), cette dernière étant prépondérante, avec en moyenne des WL de 75.2% pour des Ip de 38.5%. Ces sols sont, à l'état naturel, de consistance dure ($I_c=1.38>1$).

Les limites d'Atterberg réalisées sur la partie fine des matériaux de la zone **C** classent ces sols systématiquement en catégorie CL (argiles peu plastiques) avec en moyenne des WL de 33.7% pour des Ip de 16.8% correspondant à des sols peu plastiques et peu compressibles. En général ces sols sont, à l'état naturel, de consistance durs ($I_c=1.18>1$) à mi durs.

Les teneurs moyennes en éléments fins ($d<80 \mu\text{m}$) varient entre 58 et 94% pour la zone **A**, avec une moyenne élevée de 86%, et entre 29 et 68% pour la zone **C**, avec une moyenne d'environ 52%.

- **La granulométrie :**

Les sols de la zone **A** sont à forte composante fines avec la fraction $d<80 \mu\text{m}$ égale à 86% en moyenne. Ils sont de nature limono-sableuse, avec la fraction $d<0.2 \text{ mm}$ égale à 89% en moyenne.

Les sols de la zone **C** sont à forte composante sableuse (en moyenne 34%) avec une faible présence de cailloux et graviers. La fraction fine ($d<80 \mu\text{m}$) est inférieure à 52% en moyenne.

La classification de la partie grenue donne en général des Sables Argileux.

Les fuseaux granulométrique de la zone **A** et **C** sont illustrées respectivement sur les figures III.4 et III.5.

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

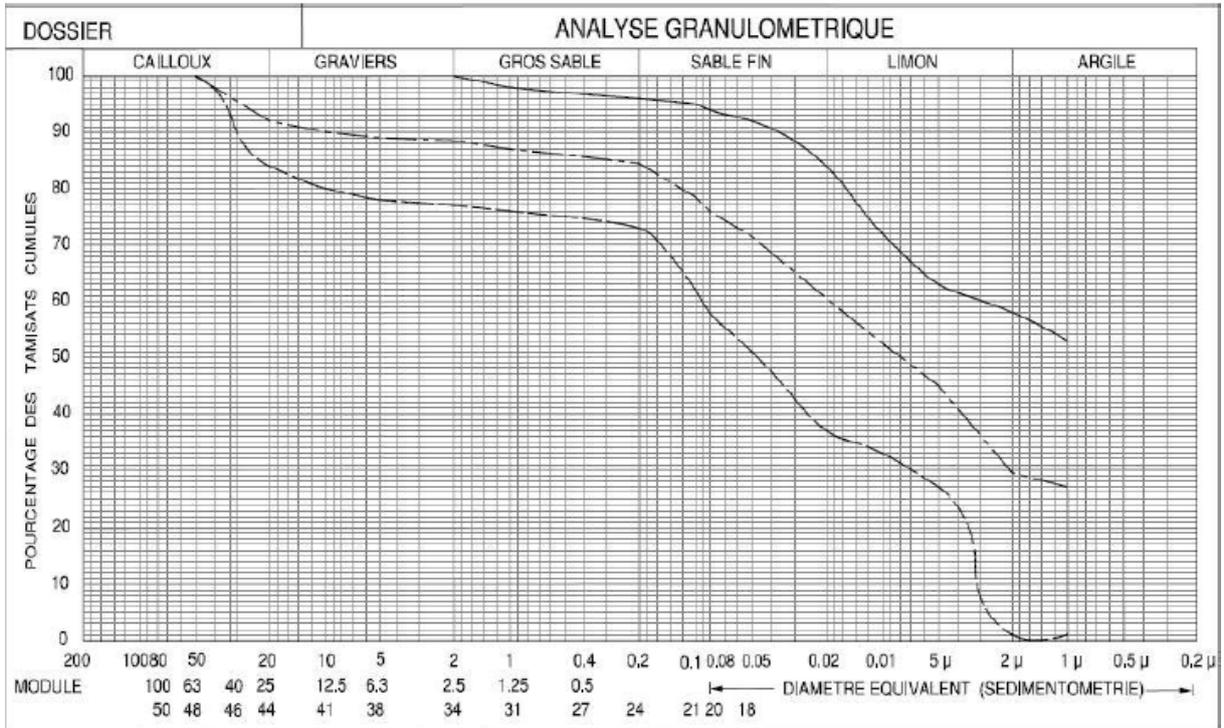


Figure III.4 : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt A

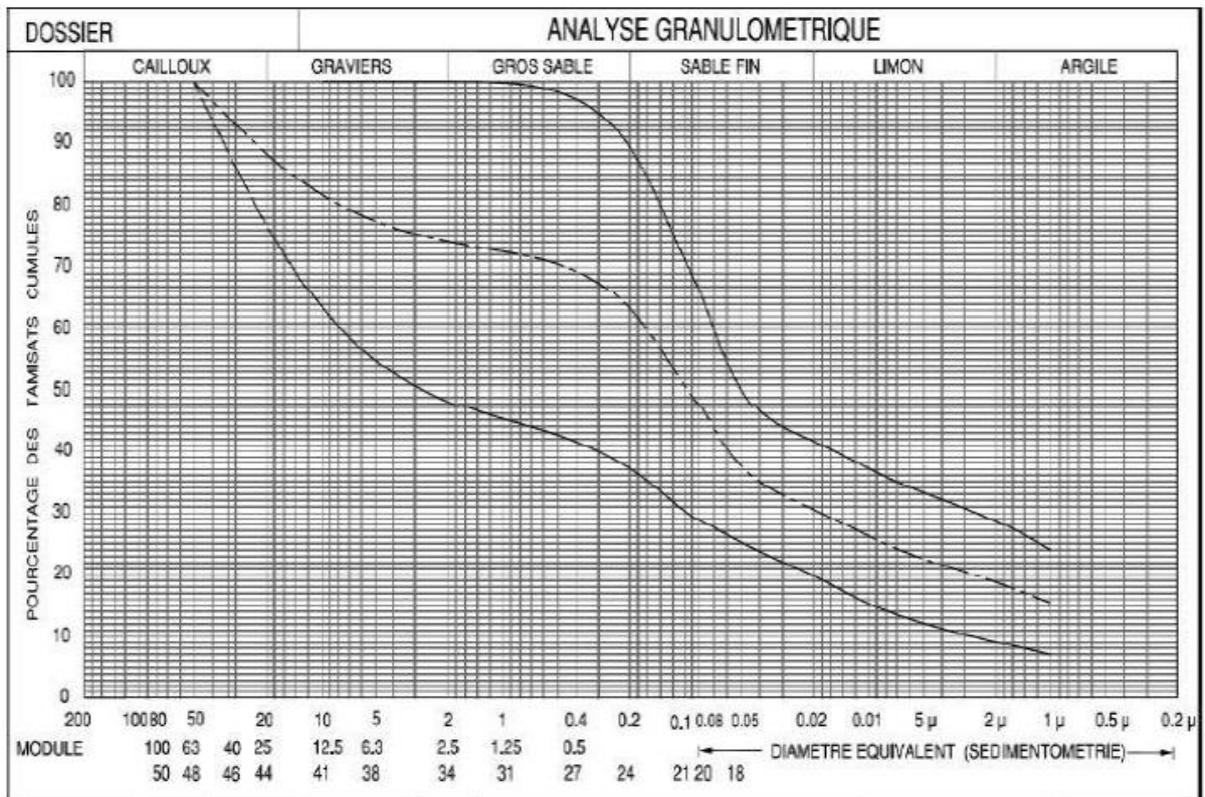


Figure III.5 : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt C

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

- **Teneurs en matières organiques :**

Les teneurs en carbonates et en matière organique ont été mesurées sur des échantillons de matériaux remaniés prélevés dans les zones d'emprunt.

Pour la zone **A**, le pourcentage de matière organique est très faible égale à 0.7% inférieur à 1%, tandis que la teneur en CaCO₃ oscille autour d'une moyenne de 27.5% correspondant à des argiles marneuses.

Pour la zone **C**, le pourcentage de matière organique est très faible égale à 0.5% (< 1%) tandis que le pourcentage de CaCO₃ donne en moyenne 46.1%. Ces horizons sont donc fortement carbonatés et dénués de matières organiques.

Propriétés mécaniques :

- **Essais Proctor normal :**

Pour la zone **A**, la valeur moyenne de la densité optimale s'élève à 1.55 t/m³ (elle oscille entre 1.39 et 1.87 t/m³). La valeur moyenne de la teneur en eau optimale obtenue sur les matériaux argileux est de 20.6% (elle oscille entre 12.7% et 23%), pour une teneur en eau naturelle de 21.9%. On note que les deux valeurs sont proches en moyenne. La forme des courbes Proctor est relativement plane. On pourra donc bénéficier d'une certaine marge pour régler la teneur en eau de mise en place.

Le taux de saturation moyen des matériaux compactés à l'optimum Proctor est de l'ordre de 72% pour la zone **A**.

Pour la zone **C**, la valeur moyenne de la densité optimale s'élève à 1.77 t/m³ (elle oscille entre 1.67 et 1.88 t/m³). La valeur moyenne de la teneur en eau optimale obtenue sur les matériaux argileux est de 13.9% (elle oscille entre 11.7% et 17.4%), pour une teneur en eau naturelle dont la moyenne est de 13.4%.

On note que les valeurs moyennes sont proches, mais des écarts individuels peuvent être plus forts. Le taux de saturation moyen des matériaux compactés à l'optimum Proctor s'élève à environ 74% pour la zone **C**.

- **Essais œdométriques :**

Les essais de compressibilité œdométriques effectués sous condition Proctor ont été réalisés en laboratoire sur des échantillons argileux provenant des zones **A** et **C**, mais aussi **B** et **D**. Les valeurs ci-dessous ne concernent que la zone **C**. Il faut noter que les valeurs obtenues pour la zone **A** sont proches mais légèrement défavorables du point de vue des tassements. Pour les zones **A** et **C**, ils donnent des valeurs d'indice de compression C_c et indice de gonflement C_g correspondant à des sols moyennement compressibles et peu gonflants.

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

Les essais donnent pour la zone C des valeurs de l'indice de compression C_c comprises entre 0.107 et 0.201 et des indices des vides entre 0.42 et 0.64. Les contraintes de consolidation σ'_c restent modérées, de l'ordre de 1.1 bar.

- **La perméabilité :**

Les perméabilités mesurées au perméamètre à charge variable sous 2, 4 et 8 bars sur les échantillons des zones A et C sont respectivement comprises entre :

- $7.5 \cdot 10^{-10}$ m/s et $4.9 \cdot 10^{-8}$ m/s pour les valeurs maximales,

- $1.1 \cdot 10^{-11}$ m/s et $3.0 \cdot 10^{-11}$ m/s pour les valeurs minimales,

Pour les deux zones, sous des pressions de mise en charge plus hautes, la perméabilité diminue sensiblement. [15]

La zone A correspond à un sol pratiquement imperméable. Le pourcentage élevé de fines (particules inférieures à 80 μ m) pour la zone A en est la principale explication.

La zone C correspond à un sol très peu perméable, qui donne une perméabilité plus élevée s'expliquant par sa nature plus grossière (GA).

- **Essais mécaniques :**

Les matériaux argileux des zones A et C ont fait l'objet d'essais mécaniques par cisaillement direct (boîte de Casagrande) et par cisaillement à l'appareil triaxial de révolution. Seuls les essais de type CD (Consolidé Drainé) sont analysés ici, les essais CU+mesure de u ne sont pas exploitables.

D'après les diagrammes de l'annexe A (figure A.5 et A.6), les corrélations linéaires pour les différents essais triaxiaux et les essais de cisaillement direct effectués sur les échantillons de la zone A, indiquent une cohésion effective C' de 0.5 et 1.0 t/m² avec une moyenne de 0.75t/m², et un angle de frottement inter-granulaire φ' de 12.9° et 23.4° respectivement avec une moyenne de 18°.

Les corrélations linéaires pour les essais triaxiaux et les essais de cisaillement direct sur les échantillons de la zone C indiquent une cohésion effective C' varie entre 1.0 et 4.0 t/m² avec une moyenne de 2.5t/m², et un angle de frottement inter-granulaire φ' varie entre 19.7° et 21.4° respectivement avec une moyenne de 21°.

Le cas de charge Fin de construction (court terme), est calculé au moyen des coefficients de pression interstitielle R_u , la valeur adoptée pour le noyau est : **$R_u = 0.5$** .

N.B :

Il est préférable d'utiliser en priorité les matériaux de la zone C (amont de l'axe du barrage), en particulier pour cet aspect lié à la plasticité, qui offre des caractéristiques physiques et

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

mécaniques nettement plus intéressante et plus homogène que celle de la zone A (aval de l'axe), et les matériaux de la zone A pourront servir de réserve en cas de besoin. [16]

La mise en œuvre d'une argile trop plastique nécessiterait en effet une mise en place plus délicate, liée notamment aux problèmes de maniabilité et de compactage.

III.4.2 Matériaux pour les recharges :

Les recharges sont principalement constituées de matériaux alluvionnaires tout venant, provenant des zones d'emprunt constituées par les terrasses amont situées dans l'emprise du futur réservoir. On rappelle que cette partie concerne les zones B et D.

Zone B : alluvions grossières à l'aval de l'axe

cette zone a été reconnue par 03 puits à la pelle mécanique de profondeur 2.8m,

Zone D : alluvions grossières à l'amont de l'axe

cette zone a été reconnue par 13 puits à la pelle mécanique de profondeur 4m, elle s'étend sur tout le lit mineur de l'oued et sur toute l'étendue de la cuvette. Son extension latérale varie entre 50 et 100m.

Propriétés physiques :

Le tableau III.4 ci-dessous résume les principales caractéristiques géotechniques obtenues sur ces matériaux :

Tableau III.4 : Caractéristiques géotechniques principales des matériaux pour les recharges

Essais	Propriétés	Zone B	Zone D
Analyse granulométrique	20mm<d<200mm	18-67	34-57
	2mm<d<20mm	5-35	18-44
	0.2mm<d<2mm	2-13	3-22
	2µm<d<0.2mm	7-49	3-25
	d<80µm	6-38	1-18
Limites d'Atterberg	WL(%)	28-45	31.4-36
	Ip(%)	14.9-23.4	6.6-18.9
	W(%)	7.2-12.8	14-18.6
Proctor normal	γd max(t/m ³)	1.82-1.87	1.79-2.09
	Wopt(m/t ²)	13.7-14.2	8.8-13.8
Résistance au cisaillement	Cu(t/m ²)	-	1.4-8
	φu(°)	-	12.-17
	Ccd(t/m ²)	-	1-1.4
	φcd(°)	-	16-19
Perméabilité	k(m/s)	-	-
Classification LCPC		CL	CL

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

- **Les limites d'Atterberg :**

A partir du tableau III.4 ci-dessus et de l'annexe A de la zone **B** et **D**, les limites d'Atterberg réalisées sur la partie fine de la zone **B** classent ces sols en catégorie CL (argiles peu plastique) avec en moyenne des WL de 36.8% pour des Ip de 19.4% correspondant à des sols peu plastiques et peu compressibles. Ces sols sont, à l'état naturel, de consistance dure ($I_c > 1$).

Les quelques limites d'Atterberg réalisées sur la partie fine de la zone **D**, quand cela était possible, classe ces sols en catégorie CL (argile peu plastique) avec en moyenne des WL de 33.8% pour des IP de 17% correspondant à des sols peu plastiques et peu compressibles. Ces sols sont, à l'état naturel, de consistance dure ($I_c > 1$).

La classification de la partie grenue de la zone **B** donne des Graves Argileuses (GA).

La classification de la partie grenue de la zone **D** donne des Graves Argileuses propres, bien graduées (Gb) parfois mal graduées (Gm).

- **La granulométrie :**

Les sols de la zone **B** sont à forte composante grossière (cailloux 39.5%, graviers 22% et gros sables 8.5%). La fraction fine ($d < 80 \mu\text{m}$) reste cependant non négligeable, de l'ordre de 25.5% en moyenne, ils sont de nature gravelo-caillouteuse.

Les sols de la zone **D** ont également une forte composante grossière (cailloux 46.6%, graviers 28.3% et gros sables 13.3%). La fraction fine ($d < 80 \mu\text{m}$) est plus réduite que pour la zone **B**, de l'ordre de 8.4% en moyenne (elle oscille entre 1 et 18%). Ces matériaux sont de nature caillouteuse graveleuse. Les données obtenues lors de l'étude de faisabilité et d'APD sont totalement conformes.

L'analyse granulométrique réalisée sur les échantillons des zones d'emprunts pour les recharges permet d'estimer les paramètres moyens représentés sur le tableau III.5 ci-dessous :

Tableau III.5 : Granulométrie des matériaux de la zone B et D

Paramètres	Zone B	Zone D
D10(mm)	$1.6 \cdot 10^{-3}$	0.1
D25(mm)	0.14	2
D30(mm)	0.30	3.5
D60(mm)	22	23
Dmax(mm)	100	100
Cu=D60/D10	13750	230

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

$C_c = D_{30}^2 / D_{60} * D_{10}$	2.6	5.3
------------------------------------	-----	-----

N.B :

On constate que les matériaux pour les recharges ont une granulométrie étalée à très étalée ($C_u \gg 5$). Ceci est dû à la présence de particules limoneuses et argileuses dans la matrice du sol. C'est en particulier le cas de la zone d'emprunt **B**, pour laquelle la fraction fine est plus importante. La fraction grossière des deux zones est quasiment identique. [17]

Les fuseaux granulométriques de la zone **B** et **D** sont illustrés sur la figure (III.6) et (III.7).

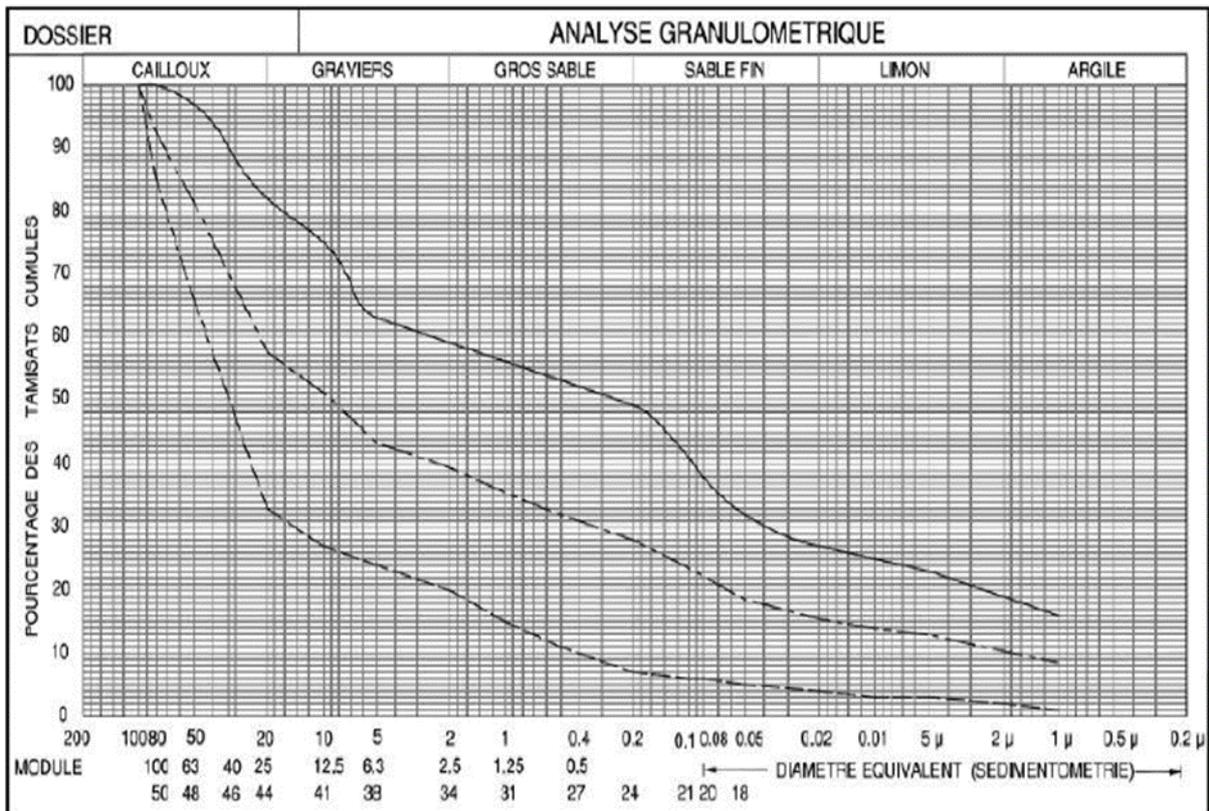


Figure III.6 : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt B

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

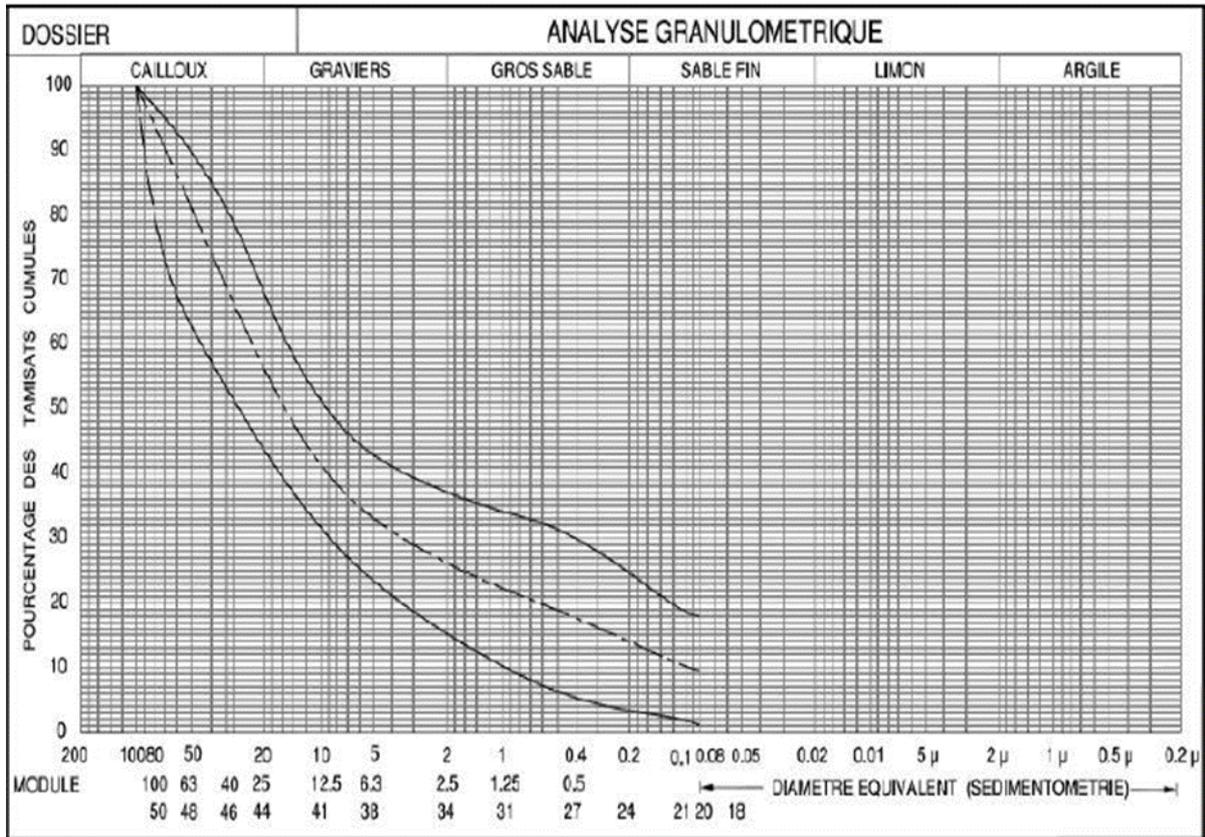


Figure III.7 : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt D

- **Teneur en matière organique :**

Le pourcentage de matière organique de la zone **B** est très faible (< à 1%) tandis que le pourcentage de CaCO₃ mesuré sur la fraction fine et sur un seul échantillon, est de 51%. La matrice est donc fortement carbonatée.

Le pourcentage de matière organique de la zone **D** est toujours très faible (< à 1%) tandis que le pourcentage de CaCO₃ mesuré sur la fraction fine et sur un seul échantillon, est de 31%. La matrice est donc moyennement carbonatée.

Propriétés mécaniques :

- **Essais oedométriques :**

L'essai oedométrique réalisé sous condition Proctor sur la partie fine de l'échantillon de la zone **B** donne des valeurs de $C_c = 0,023$ et $C_g = 0,171$ correspondant à des sols moyennement compressibles et peu gonflants.

Les deux essais oedométriques réalisés sous condition Proctor sur la partie fine des échantillons de la zone **D** donnent des valeurs de C_c de 0,079 et 0,122, et C_g de 0,010 et 0,026 correspondant à des sols peu à moyennement compressibles et peu gonflants.

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

- **La perméabilité :**

Les mesures de perméabilité effectuées au perméamètre à charge variable sous 2, 4 et 8 bars donnent une perméabilité de l'ordre 10^{-8} m/s pour la fraction fine de la zone **B** correspondant à des sols peu perméables, et une perméabilité de l'ordre 10^{-4} m/s pour la fraction fine de la zone **D**.

La zone **D** est donc préférable à la zone **B**, en raison de sa teneur en fines plus modérée ayant pour conséquence une meilleure perméabilité (et aussi de meilleures caractéristiques mécaniques).

- **Essais mécaniques :**

Les essais de cisaillement effectués sur la partie fine des matériaux de la zone **B** de ces matériaux montrent :

- En cisaillement direct CD des valeurs d'angle de frottement de l'ordre de 9° et une cohésion de 5.0 t/m^2 ;
- Pour le triaxial CU+u les valeurs obtenues sont : $C=0.7 \text{ t/m}^2$ et $\varphi=8^\circ$ en contrainte totale et $C'=0.6 \text{ t/m}^2$ et $\varphi'=9^\circ$ en contrainte effective ;
- En triaxial CD les valeurs sont bien plus grandes notamment pour l'angle de frottement : $C=1.0 \text{ t/m}^2$ et $\varphi=19^\circ$;

Les essais ayant été effectués sur la partie fine, ils ne sont pas entièrement représentatifs du comportement de l'échantillon avec toutes ses composantes granulométriques.

Les essais de cisaillement effectués sur la partie fine des matériaux de la zone **D** montrent :

- En cisaillement direct UU, des valeurs d'angle de frottement de l'ordre de 12 et 17° et une cohésion respective de 1.4 et 8.0 t/m^2 ;
- En cisaillement direct CD, des valeurs d'angle de frottement de l'ordre de 24° pour une cohésion de 1.6 t/m^2 ;
- En triaxial CD, les valeurs obtenues sont de 16 à 19° pour l'angle de frottement et 1.0 à 1.4 t/m^2 pour la cohésion ;

En ce qui concerne l'angle de frottement des matériaux des recharges de la zone **D**, les valeurs suivantes sont retenues pour les calculs de stabilité :

- Cohésion effective $C'=1 \text{ t/m}^2$
- Angle de frottement effectif $\varphi'=33^\circ$

- **Proctor normal :**

Pour la zone **B**, le poids volumique sec du matériau à l'état compacté γ_{dmax} obtenu dans les essais Proctor normal, est de 1.82 à 1.87 t/m^3 avec une moyenne de 1.85 t/m^3 , tandis que la teneur en eau optimale W_{opt} correspondante est dans les limites de 13.7 à 14.2% avec une moyenne de 14% .

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

Pour la zone **D**, les valeurs des densités sèches maximales γ_{dmax} , varient entre 1.79 et 2.09 t/m³ avec une valeur moyenne de 1.93 t/m³, tandis que les teneurs en eau optimale W_{opt} varient pour leur part de 8.8 à 13.8 % avec une valeur moyenne de 11%.

- **Résistance au choc :**

Sur la zone **D**, les essais Los Angeles donnent des valeurs moyennes de, LA=33.4% < 40 % et l'essai Deval sec donne une valeur moyenne de, MDE=24% < 35%, donc ces granulats sont moyennement résistants au choc.

N.B :

Il est également préconisé d'utiliser en priorité les matériaux de la zone **D**, qui est aussi située à l'amont, dans l'emprise de la cuvette. Là aussi les caractéristiques physiques et mécaniques de la zone **D** semblent plus intéressantes que celles des matériaux de la zone **B** située à l'aval : granulométrie plus grossière et moins étalée, la fraction des fines (<80 μ m) plus faible, densité au Proctor plus élevée, la zone **B** pourra servir de réserve en cas de besoin.

III.4.3 Matériaux destinés à constituer les filtres, drains et agrégats du béton :

- Les sables entrant dans la fabrication du matériau filtrant proviendront de préférence de la zone **D**. Cette zone permettra aussi la fourniture de la fraction fine des matériaux destinés à la confection des bétons (après élimination des fines par des procédés classiques).
- Les matériaux grossiers destinés à la fabrication des filtres et drains, ainsi qu'aux agrégats pour la confection des bétons seront obtenus à partir de la même zone d'emprunt **D**. Ils pourront aussi, après l'abattage à l'explosif puis concassage, provenir des excavations réalisées pour le barrage (notamment pour l'évacuateur de crues).

Les quantités disponibles de ces différents types de matériaux sont largement suffisantes vu la grande étendue de la zone.

Pour le filtre il est adopté la composition granulométrique suivante :

D10, F = 0.10 -0.30 mm

D15, F = 0.12 -0.35 mm

D60, F = 0.50 -1.20 mm

Dmax, F = 2.00 -6.00 mm

Coefficient d'uniformité $C_u = D_{60, F}/D_{10, F} = 4$.

- A partir de cela, il est adopté la composition granulométrique du drain comme suit :

D10, D = 0.8 -3.0 mm

D15, D = 1.0 -3.5 mm

D60, D = 5.0 -22.0 mm

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

$D_{max}, D = 20.0 - 60.0 \text{ mm}$

Coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}, D/D_{10}, D = 5-6.$

Pour les deux matériaux C_u est inférieur à 6, donc il n'existe pas un risque de ségrégation lors de la mise en place.

- Sachant que $D_{85}, \text{Noyau} = 0.025 \text{ mm}$ et $D_{15}, \text{Noyau} = 0-0.0015 \text{ mm}$, les critères de filtres sont vérifiés comme suit :

$$\frac{D_{15} \text{ Filtre}}{D_{85} \text{ Noyau}} = 4.8 < 5 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

$$\frac{D_{15} \text{ Filtre}}{D_{15} \text{ Noyau}} = 60.0 > 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

- Entre le drain et le filtre, il faudra respecter :

$$\frac{D_{15} \text{ Drain}}{D_{85} \text{ Filtre}} = 2.0 < 5 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

$$\frac{D_{15} \text{ Drain}}{D_{15} \text{ Filtre}} = 8.40 > 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

III.4.4 Protection du talus amont :

La protection du parement amont contre l'action des vagues est assurée, au-dessus de la cote 755 m NGA, par une couche de rip-rap de 1,00 m d'épaisseur. Les enrochements sont mis en place sur une transition de 50 cm d'épaisseur destinée à assurer la continuité granulométrique entre les matériaux de la recharge amont et les enrochements de la couche de protection.

Les enrochements de protection seront obtenus à partir de la carrière, située à l'aval immédiat de l'ouvrage. Après l'abattage à l'explosif, une partie de ces matériaux seront utilisés pour le revêtement du talus (rip-rap).

- **Caractérisation des matériaux de la carrière :**

Le calcaire de la carrière a été soumis aux essais de laboratoire réalisés à l'APD, dont les résultats sont résumés dans le tableau III.6 ci-dessous :

Tableau III.6 : Résultats des essais sur les calcaires

Sondage N°	Prof(m)	Rc NAT	Rt NAT	Masse volumique		LA	MDE
				γ_{sec} (t/m ³)	γ_h (t/m ³)		
		bars	bars			(%)	(%)
S203	4.84-4.96	604	-	-	2.67	21.00	18
	15-19.80	208	-	-	2.63	23.00	28
S301	27.00-27.39	330	40	2.70	2.43	-	21.00
S302	3.31-3.95	-	-	-	-	25.00	30.00
	13.78-14.09	349	60	2.68	2.64	-	22.00

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

Faisabilité	blocs	343	52	2.70	2.47	17.40	12.50
Moyenne		367	50	2.69	2.57	21.60	21.92
Ecart-type		145	14	0.01	0.11	3.24	6.44

Les caractéristiques de l'encrochement de la protection amont sont les suivantes :

Propriétés physiques :

- Le poids volumique sec γ_{sec} varie entre 2.68 et 2.70 t/m³, avec une moyenne de 2.69 t/m³ ;
- Le poids volumique humide γ_h varie entre 2.43 et 2.67 t/m³, avec une moyenne de 2.57 t/m³ ;

Propriétés mécaniques :

- La résistance à la compression R_c est égale à 367 bars supérieurs à 250 bars ;
- La cohésion effective $C' = 0$ KPa et l'angle de frottement effectif $\varphi' = 45^\circ$;
- La valeur de Los Angeles de **LA=21.60% < 25%**, et de Micro Deval **MDE=21.92% < 35%** mesurés, caractérisent des matériaux pouvant fournir des agrégats et des encrochements avec une bonne résistance au choc et à l'abrasion ;

III.5 Fondation du barrage :

• **Fondation alluvionnaire :**

Dans sa section centrale, le barrage de Soubella sera fondé sur les alluvions de l'oued du même nom. En effet, l'épaisseur des alluvions au droit de l'axe du barrage est assez importante (estimée à 6 m en moyenne). Leur enlèvement jusqu'au substratum marneux impliquerait des volumes importants. En revanche, la perméabilité est variable, les valeurs mesurées ou estimées à partir de la granulométrie étant comprises entre 10^{-4} et 10^{-8} m/s.

Les propriétés mécaniques des alluvions de l'oued utilisées pour les calculs de stabilité sont basées sur les essais réalisés sur les matériaux d'emprunts, (en particulier la zone **D**, appartenant à la même unité géologique), ainsi que sur les observations de terrain.

- Cohésion effective $C' = 0$ t/m² ;
- Angle de frottement effectif $\varphi' = 32^\circ$;

Les caractéristiques de densité de ces alluvions sont :

- $\gamma_h = 2$ t/m³ ;
- $\gamma_s = 2$ t/m³ ;

• **Fondation calcaire :**

Les sédiments calcaires du Miocène inférieur (deuxième cycle marin) forment les falaises caractéristiques des parties hautes des appuis, on les retrouve dans le lit de l'oued à l'aval de l'axe du barrage, jusqu'au-delà du pont dont l'épaisseur est comprise généralement entre 3 et 10m.

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

Les calcaires ont été pris en compte dans la définition de la fondation du barrage, avec les caractéristiques suivantes :

- Cohésion effective $C'=500 \text{ t/m}^2$;
- Angle de frottement effectif $\varphi'=45^\circ$;
- Les valeurs caractéristiques de l'indice RQD sont globalement moyennes, et se rangent dans la classe 50-75 %.

Le tableau III.7 ci-dessous, reprend tous les essais effectués lors de la phase APD sur des échantillons de calcaire Miocène.

Tableau III.7 : Calcaire du Miocène (APD)

Valeur statistique	Rc nat (bar)	Rt nat (bar)	Densités	
			$\gamma_d(\text{t/m}^3)$	$\gamma_h(\text{t/m}^3)$
Minimum	208.20	26.60	2.66	2.43
Moyenne	501.20	41.26	2.68	2.61
Maximum	752.30	60.16	2.71	2.69
Ecart-type	151.15	12.23	0.02	0.08

A partir de ce tableau, on constate que :

- Le poids spécifique et la densité naturelle sont élevés, avec des valeurs moyennes respectives de 2.68 et 2.61 t/m³ ;
- La résistance à la compression simple de ces calcaires est en moyenne relativement élevée (Rc = 501.20 bars), elle varie entre les valeurs extrêmes de 208.20 et 752.30 bars ;
- La résistance à la traction est en moyenne de 41.26 bars avec des valeurs extrêmes de 26.60 et 60.16 bars ;
- **Fondation marneuse :**

Le toit de cet horizon se situe à des profondeurs très variables, comprises entre 10 et 35 m.

Sous cet horizon alluvionnaire, on rencontre des marnes finement litées, de teinte gris-verdâtre et brun rougeâtre à rares intercalations de grès gris clair et de bancs de calcaires gris et jaunâtre.

Les propriétés mécaniques considérées dans l'étude de stabilité pour cet horizon sont les suivantes :

- Cohésion effective $C'=3 \text{ t/m}^2$;
- Angle de frottement effectif $\varphi'=25^\circ$;
- La récupération RQD dans ces formations est souvent faible, entre 25 et 50%, à très faible ;

Les résultats des essais de laboratoire et des analyses sur échantillons de substratum rocheux prélevés des carottes des sondages sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

Tableau III.8 : Marnes du Crétacé inférieure avec intercalations de grès et de calcaires durs (APD)

Valeur statistique	Rc Nat (bars)	Rc Sat (bars)	Rt Nat (bars)	Rt Sat (bars)	Densité	
					$\gamma_d(t/m^3)$	$\gamma_h(t/m^3)$
Minimum	11.21	2.14	0.70	0.42	2.19	2.25
Moyenne	38.52	3.65	3.71	0.56	2.33	2.47
Maximum	85.95	5.21	25.00	0.70	2.54	2.64
Ecart-type	26.06	1.54	7.99	0.20	0.08	0.09

Le tableau III.8 ci-dessus récapitulent les résultats des différents essais sur les marnes effectués tant au stade de faisabilité qu'au stade actuel (APD) :

- La densité sèche (γ_d) des sédiments marneux varie entre 2.19 et 2.54 t/m³ pour une moyenne de 2.33 t/m³ ;
- Le poids volumique humide (γ_h) de la fondation marneuse varie entre 2.25 et 2.64 t/m³, avec une moyenne de 2.47 t/m³ ;
- Les résistances à la compression simple mesurées pour ce matériau sont relativement faibles, varient de 11.21 à 85.95 bars avec une moyenne de 38.52 bars ;
- La saturation des échantillons fait décroître très fortement les valeurs Rc, en moyenne de dix fois ;
- La résistance à la traction est très faible avec une moyenne égale à 3.71 bars ;

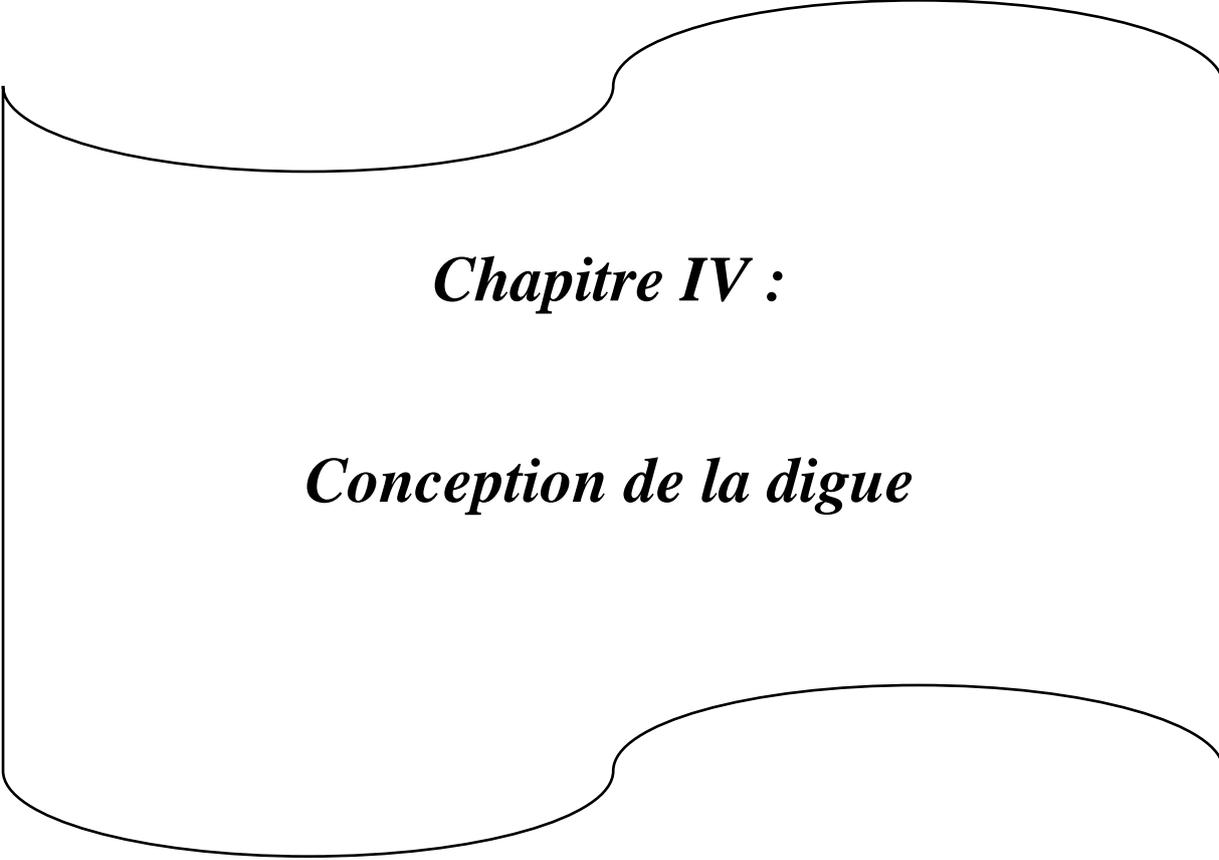
III.6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté le barrage de Soubella et sa situation, ainsi que les études géologiques, hydrologiques et géotechniques.

Ensuite nous avons déterminés les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes zones d'emprunt servant à la construction du corps de la digue, à partir des résultats d'essais réalisés au laboratoire.

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du barrage de Soubella



Chapitre IV :

Conception de la digue

CHAPITRE IV : Conception de la digue

IV.1 Introduction :

La digue est choisie selon les conditions géologiques, hydrologiques, topographiques, puis la qualité et la disponibilité des matériaux de construction. Dans notre cas, le choix est porté sur une digue en terre, car toutes les conditions citées ci-dessus sont satisfaites. Pour l'élaboration de ce type de barrage en terre on doit respecter les mesures suivantes :

- Le massif doit être protégé contre l'envasement ;
- Les contraintes doivent être minimisées sur les fondations et sur les terrains des rives ;
- Les pentes des talus amont et aval doivent assurer la stabilité ;
- La ligne de saturation doit se trouver ultérieurement à l'intérieur du massif ;
- Le terrain d'assise ne doit avoir aucun passage préférentiel, permettent aux eaux de cheminer de l'amont à l'aval ;
- La face amont doit être protégée contre l'action des vagues et des corps flottants ;
- Le massif doit être garanti contre le débordement dû aux vagues ;
- Le talus du massif doit être stable pendant la construction et pour toutes les conditions du fonctionnement du barrage ;

IV.2 Dimensionnement de la digue :

Pour dimensionner ce type de barrage (barrage en terre) on doit respecter les critères suivants et bien sur les règles de l'art :

- La hauteur totale du barrage doit être égale à la hauteur normale de retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir de crues et de la revanche.
- La largeur en crête d'un barrage en terre doit être suffisante pour qu'il n'ya pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.
- Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie. Il y a donc lieu, en général, de prévoir une protection des talus.
- La quantité des matériaux disponibles doit être suffisantes et présente un intérêt économique.

IV.3 Choix du site de la retenue :

Le choix de la position du barrage se fait essentiellement en fonction des données topographiques. On cherche un verrou, c'est-à-dire un rétrécissement de vallée qui permettra de minimiser le volume de l'ouvrage. Souvent, on doit faire un compromis entre volume de la retenue (vallée large), l'altitude de la retenue et l'importance de l'ouvrage. Le choix entre les sites possibles se fait sur les conditions géologiques du verrou pour permettre la stabilité et l'étanchéité de l'ouvrage.

CHAPITRE IV : Conception de la digue

IV.4 Conception de la digue :

IV.4.1 La revanche :

La revanche (R), est la tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête de la digue. Elle a pour fonction d'assurer une protection contre les effets des vagues. Elle est estimée par plusieurs auteurs.

Il existe plusieurs formules empiriques qui permettent d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur au plan d'eau et la vitesse du vent, mais on doit d'abord calculer la hauteur des vagues. Pour la hauteur des vagues **hvag** on a utilisé la formule de Molitor.

$$hvag = 0.76 + 0.032(Vv * F)^{0.5} - 0.26 * F^{0.25}$$

Selon la formule de Mallet-Paquant :

$$R = 0.75hvag + \frac{v^2}{2g}$$

Avec ;

hvag: hauteur des vagues en (m) ;

Vv: vitesse du vent en (Km/h) ;

F: fetch en (Km) ;

g: étant l'accélération de la pesanteur = 9.81m/s² ;

hvag=0.76m

La CFBR recommande la formule de Gaillard afin de calculer la vitesse de propagation des vagues :

$$v = 1.5 + 2hvag$$

Avec ;

v: vitesse des propagations des vagues en (m/s) ;

On aura donc ; **v=3.02m/s**

En considérant la direction la plus défavorable pour le couple **F** et **Vv** on aura :

- La vitesse du vent **Vv = 19.44m/s ≈ 70Km/h** ;
- Le fetch **F = 1km** ;
- La hauteur de la vague **hvag=0.76m** ;

CHAPITRE IV : Conception de la digue

- La revanche $R=1.039m$, et afin de tenir compte d'éventuelles vagues causées par des glissements de terre, avalanche ou tremblement de terre, on prend, $R = 2m$.

IV.4.2 Largeur en crête :

La largeur en crête est souvent déterminée par l'une des formules suivantes où H est la hauteur du remblai en mètre.

Formule de KNAPPEN :

$$\text{➤ } L = 1.1(H)^{0.5} + 1 \qquad L = 10m$$

Formule de E- F-PREECE :

$$\text{➤ } L = 1.65\sqrt{H} \qquad L = 13.4m$$

Formule Anonyme (simplifiée)

$$\text{➤ } L = 3.6\sqrt[3]{H} - 3 \qquad L = 11.6m$$

La hauteur du barrage est égale à $+R$, est donc ; $H = 67m$.

D'après CFBR, la valeur minimale de la crête est 3m, et la valeur maximale obtenue par les formules ci-dessus est $L=13.4$ m, nous prenons une largeur de $L=10$ m.

IV.4.3 Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, et aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

La protection du parement aval de la digue, contre le risque de ravinement dû à l'action des eaux de ruissellement, est assurée par la mise en œuvre sur l'ensemble du talus d'une couche de 50 cm d'épaisseur d'un petit enrochement de protection.

Les blocs d'enrochement formant la protection des talus contre l'action des vagues. La masse minimale de l'enrochement est donnée par une formule comparable à la formule originale de Hudson (1959) établie pour un Rip-Rap relativement uniforme soit :

CHAPITRE IV : Conception de la digue

$$M_{min} = \frac{\rho_r * h_{vag}^3}{K(Sr - 1)^3 (cota)}$$

Avec ;

- **M_{min}** : la masse minimale de l'engrochement (Kg) ;
- **ρ_r** : la masse volumique du roc (kg/m^3) ;
- **h_{vag}** : la hauteur de vague significative (m) ;
- **K** : le coefficient expérimental de la stabilité ;
- **Sr** : la densité relative du roc (ρ_r/ρ_w) ;
- **$cota$** : la pente du talus ;

Il est recommandé d'utiliser un coefficient de stabilité **$K=3.5$** pour obtenir la masse minimale de l'engrochement de protection. La hauteur des vagues déjà affectée d'un coefficient de sécurité de 1.5 est égale à **$h_{vag}= 0.76m$** . La masse volumique du roc est **$\rho_r=2700kg/m^3$** , la pente est fixé à 1V :2.8H, on trouve alors la masse minimale de l'engrochement **$M_{min}=130Kg$** .

Pour le talus amont, la protection contre l'action des vagues, est assuré par la mise en place de Rip-Rap d'engrochement au-dessus de la cote 755 m NGA de 1.00m d'épaisseur.

Les engrochements sont mis en place sur une transition de 50 cm d'épaisseur destinée à assurer la continuité granulométrique entre les matériaux de la recharge amont et les engrochements de la couche de protection.

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'engrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau IV.1 Epaisseur de l'engrochement et D50 minimal des blocs en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues h_{vag} (m)	Epaisseur e (m)	D des blocs(m)
0-0.30	0.30	0.20
0.3-0.6	0.40	0.25
0.6-1.2	0.45	0.30
0.2-1.8	0.55	0.40
1.8-2.4	0.70	0.45
2.4-3.0	0.80	0.55

CHAPITRE IV : Conception de la digue

Pour notre barrage, la hauteur de la vague $h_{vag} = 0.76\text{m}$, donc l'épaisseur minimale du Rip-Rap est de 0.45m et le diamètre minimum des blocs est égale à 0.3m , mais pour plus de sécurité, nous prenons une épaisseur de 1.00m .

IV.4.4 Noyau :

La solution adoptée par le bureau d'étude étranger Coyne et Bellier pour l'étanchéité de la digue est assurée par un noyau central symétrique en matériau argileux. Cette zone étanche, de 5m de largeur minimale en partie supérieure est limitée dans les directions amont et aval par deux plans inclinés pentés à $0,25\text{ H} : 1\text{ V}$, avec une largeur de base égale à 38m .

Le gradient hydraulique maximal ainsi obtenus reste en toute circonstance inférieure ou égale à $2,0$. Pour la largeur de la base, elle doit être remplir a la condition suivant :

$$L_{base} > \frac{\Delta H}{I_{adm}}$$

Avec ;

- L_{base} : largeur de la base du noyau (m);
- ΔH : la charge hydraulique dans le noyau ;
- I_{adm} : gradient admissible (pour les grands barrages $I_{adm} = 2$) ;

$$L_{base} > \frac{\Delta H}{I_{adm}} = \frac{65}{2} = 32.5\text{m}$$

La largeur de base est donc, **$L_{base} > 32.5\text{m}$** .

Au contact de la fondation, le matériau argileux mis en place dans le noyau sera sélectionné de manière à présenter une plus forte plasticité. Il sera mis en œuvre sur une épaisseur de l'ordre de 1m et à une teneur en eau supérieure de 1 à 2% de l'optimum Proctor.

Pour le batardeau amont, l'organe d'étanchéité est constitué d'un noyau amont incliné, de 5m de largeur minimale. Cette disposition permet la réalisation rapide du corps du batardeau en matériau tout venant en première phase, pour protéger le chantier, puis la réalisation en seconde étape du noyau du batardeau pour parfaire l'étanchéité de l'ouvrage amont.

CHAPITRE IV : Conception de la digue

Afin d'améliorer la solution de l'APD, on propose un noyau incliné, des pentes de 0.75V :0.25H à l'amont et 0.75V :0.21H coté aval, ce qui correspond à une largeur de base de ***Lbase = 34m*** au niveau de la coupe centrale.

IV.4.5 Filtre et Drain :

Pour assurer la transition entre le noyau étanche et la recharge aval, on a réalisé un filtre cheminé d'une épaisseur horizontale de 2.5m, destiné à prévenir tout risque d'érosion interne dans le noyau par entrainement des fines sous l'action des forces de percolation. A l'amont, on a placé un filtre cheminé de 2.5m d'épaisseur entre le noyau et la recharge, au-dessus de la cote 748 m NGA correspondant au niveau bas d'exploitation de l'aménagement. Ce dispositif a pour rôle d'assurer la transition granulométrique entre les matériaux argileux du noyau et le matériau tout venant de la recharge, et de se prémunir ainsi contre tout risque d'entrainement des fines du noyau lors des variations du niveau d'eau dans le réservoir.

Pour assurer la collecte des débits de percolation en régime permanent et les fuites à travers les fissures éventuelles pouvant se produire sous cas de charge accidentelle (solicitation sismique par exemple), nous avons mis en place un drain de forte perméabilité accolé à l'aval du filtre cheminé d'une épaisseur égale à 2.5m.

IV.4.6 Pentés des talus :

La stabilité d'un talus est déterminée par l'angle d'inclinaison et dépend d'une série de paramètres. Ils sont avant tout une fonction du matériau utilisé et du système d'étanchéité choisie ou encore la stabilité de la fondation.

Les paramètres géométriques de la coupe-type, du barrage proposé par l'APD sont les suivants :

CHAPITRE IV : Conception de la digue

Rip-Rap amont-partie haute

Epaisseur normal.....1m

Pente.....1V/3H

Risberme amont intermédiaire

Largeur.....10m

Niveau.....755m NGA

Batardeau amont

Pente amont.....1V/2.5H

Pente aval.....1V/2H

Noyau externe du batardeau amont

Largeur.....5m

Pente amont.....1V/2.8H

Pente aval.....1V/2.5H

Surcharge amont

Largeur.....30m

Niveau.....745m NGA

Pente amont.....1V/3H

Noyau argileux

Largeur en crête.....10m

Pente amont et aval.....1V/0.25H

Filtre et drain

Largeur.....5m

Parement aval

Pente.....1V/2.5H

Risberme aval intermédiaire 1

Largeur.....5m

Niveau.....755 m NGA

Risberme aval intermédiaire 2

Largeur.....10m

Niveau.....735m NGA

Batardeau aval

Pente amont.....1V/2.5H

Pente aval.....1V/2.5H

Niveau.....728 m NGA

Largeur.....5m

CHAPITRE IV : Conception de la digue

Pour notre cas d'étude, on a opté pour une pente du talus amont de 1V :2.8H au-dessus de la cote 755 m NGA et de 2.7H :1V au-dessous de cette cote avec une risberme de 10m de largeur aménagée sur ce talus au niveau de la même cote.

Le talus aval est penté à 2,3 H : 1 V au-dessus de la cote 728 m NGA avec un enrochement de protection est mis en place en dessous de cette cote, penté de 1V :2.6H par rapport au terrain naturel, avec une risberme de largeur de 10m.

Tableau IV.2 : Pentés des talus et l'élément étanche adopté dans les deux variantes

Variante	Elément étanche	Pente amont	Pente aval
APD	Noyau central	1V :3H	1V :2.5H
Cas d'étude	Noyau incliné	1V :2.8H	1V :2.3H

IV.4.7 Zonage du remblai :

Le zonage de la digue a été adopté selon la disponibilité des matériaux de construction nécessaire trouvés sur le site ou à proximité, et en s'inspirons de la solution adoptée dans l'APD proposé par le bureau d'étude Coyne et Bellier.

Le zonage du corps du barrage peut être modifié grâce à la disponibilité des matériaux de construction sur le site, et aussi pour minimiser le temps et le cout de transport qui assure la sécurité du barrage.

IV.5 Volume de la digue :

Il existe plusieurs méthodes de calcul du volume de la digue, soit : avec un logiciel comme par exemple : Auto CAD 3D ou manuel avec des formules topographique.

Le calcul de la digue par la méthode manuelle consiste à diviser la digue en sections selon le changement de la topographie, ensuite il faut calculer les surfaces partielles de chaque zone de la digue, et enfin le volume total de la digue est donné par la formule suivante :

CHAPITRE IV : Conception de la digue

$$Vt = \sum \left(\frac{1}{2} \times (S_i + S_{i+1}) \right) \times L_i$$

Où;

- **S_i**: Surface de la section transversale correspond à la coupe i ;
- **V_T**: Volume total de la digue ;
- **L_i** : la distance entre 2 sections successives ;

Pour notre cas d'étude, nous avons calculé le volume de la digue à l'aide du logiciel AutoCAD.

L'estimation des volumes des matériaux disponibles de la digue par le bureau d'étude Coyne et Bellier et nos résultats de calcul sont représentés dans le tableau VI.3.

Tableau IV.3 : Volumes des remblais

Matériaux	Quantité estimé en m ³	
	Coyne et Bellier	Cas d'étude
Noyau argileux	290 000	167 802
Recharge amont	600 000	508 874
Recharge aval	320 000	361 233
Filtre	65 000	77 488
Drain	35 000	36 985
Transition	30 000	29 576
Rip-Rap+ Enrochement	45 000	49 691
Volume Total en million de m³	1 385 000	1 231 649

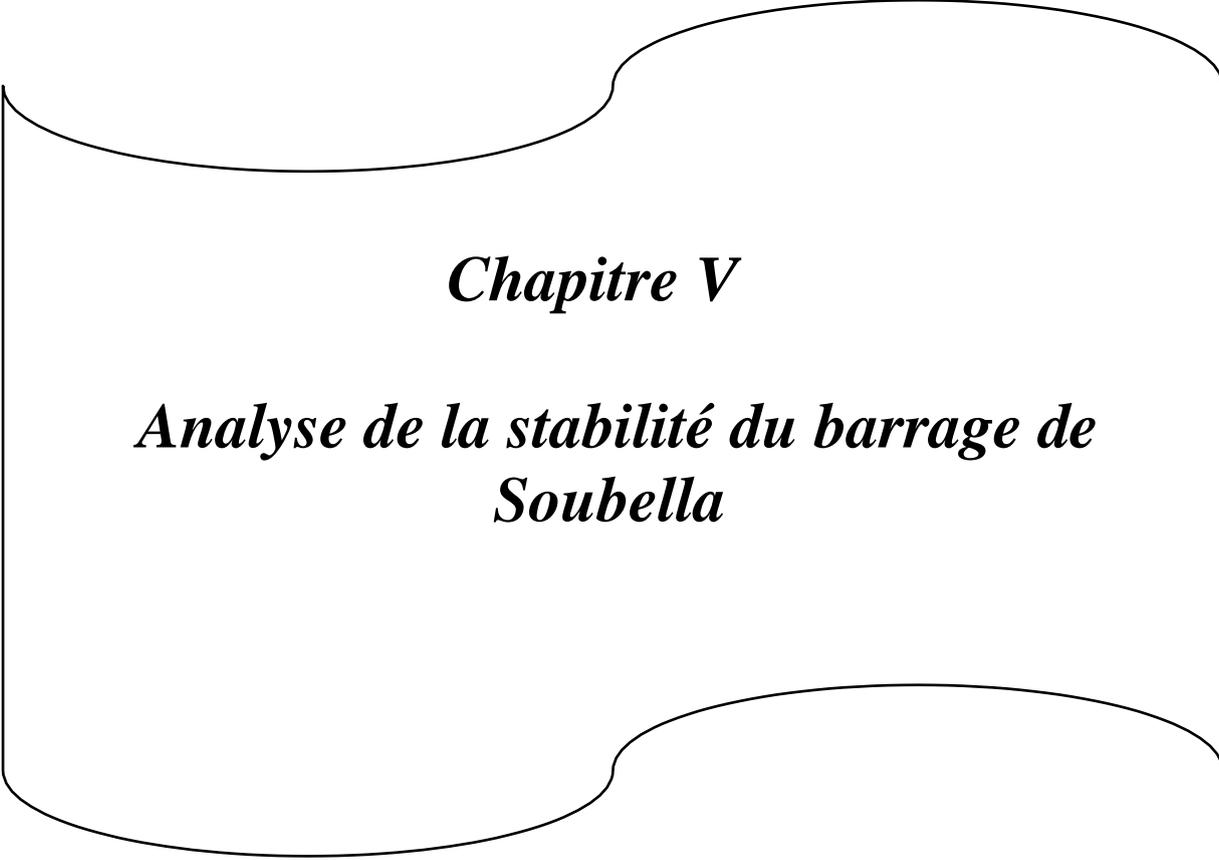
D'après ce calcul nous constatons que le volume correspondant à notre cas d'étude est inférieur à 11.07% par rapport à celui de Coyne et Bellier.

CHAPITRE IV : Conception de la digue

IV.6 Conclusion :

L'étude présentée dans ce chapitre, est de proposer une autre variante qui se distingue par rapport à la variante adoptée par le bureau d'étude Coyne et Bellier. Nous avons proposé une nouvelle conception de la digue, en remplaçant le noyau centré et incliné par un noyau incliné mince, et nous avons modifié toutes les pentes des talus (amont et aval), en gardant les mêmes épaisseurs de chaque couche (transition, filtre, drain et Rip-Rap), donc le volume de la digue s'est réduit avec 11.07% par rapport à celui de Coyne et Bellier, la variante que nous avons proposé nous semble plus intéressante sur le plan technique et économique.

Dans le chapitre suivant, nous allons analyser et vérifier la stabilité de notre variante proposée.



Chapitre V

*Analyse de la stabilité du barrage de
Soubella*

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

V.1 Introduction :

Le présent chapitre porte sur l'étude de la stabilité statique et dynamique de la digue et sa fondation du barrage Soubella W.M'Sila, à l'aide des deux logiciels Slide 6.0 et Géostudio 2012, qui sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Pour cela l'étude de stabilité détermine les facteurs de sécurité du barrage projeté, pour les divers cas de charge de dimensionnement : fin de construction (barrage vide), état stationnaire (barrage rempli en cours d'exploitation) et lors d'une vidange rapide. L'étude s'attache à démontrer que ces facteurs, issus de différents calculs, sont supérieurs ou égaux aux recommandations internationales et aux règles de l'art en la matière.

Notre étude consiste à vérifier et confronter la solution que nous avons proposé, avec les résultats fournis par le bureau d'étude étranger chargé du projet Coyne et Bellier.

La coupe-type étudiée dans la présente étude correspond à la coupe transversale du barrage, qui a une hauteur maximale de $H=67\text{m}$.

V.2 Procédure de calcul :

Le problème de la stabilité statique d'un massif se résout par les méthodes d'équilibres limites qui divisent la masse glissante en tranches verticales, en utilisant la méthode de Bishop simplifiée. Le matériau sol est supposé ayant un comportement rigide plastique obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb.

En cas de charge de fin de construction, le calcul est effectué à partir du logiciel Slide 6.0, qui donne un calcul en contraintes effectives. Les pressions interstitielles élevées dans la digue et sa fondation dues aux surcharges des remblais à court terme, sont prises en compte par un coefficient adimensionnel noté R_u , qui est supposé être une caractéristique de chacun des matériaux.

En cas du régime permanent (en cours d'exploitation), le calcul de stabilité consiste à déterminer le réseau des pressions interstitielles établies dans le corps du barrage après remplissage pour l'analyse de la stabilité, ainsi que le champ des gradients hydrauliques afin d'analyser l'érosion interne. Pour arriver à cet objectif, on a fait un calcul en élément finis à partir du module Seep/w du logiciel Geostudio 2012, ensuite on a emporté les résultats obtenues lors de cette analyse dans le module Slope/w du même logiciel, et ça pour analyser le comportement de la digue vis-à-vis le glissement.

Le cas de vidange rapide correspond à la descente du plan d'eau amont, le calcul de stabilité a été affecté en élément finis, en considérant 20 étapes dans le logiciel Géostudio, avec une vidange instantanée qui a duré 30 jours, tel que représenté sur la figure V.1.

Afin de calculer la stabilité du talus amont pour chaque incrément de temps, on a introduits les résultats de cette simulation (champ des pressions interstitielles) dans Slope/w.

L'étude suivante présentera le cercle de glissement le plus défavorable, correspondant à **Fs min** pour divers cas de charge de dimensionnement.

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

Paramètres
Convergence
Temps
Avancé

Heure de début :

Durée :

Nbre d'étapes :

Augmentation des étapes :

Linéairement

Exponentiellement

Taille de l'incrément initial :

Enregistrer chaque étapes

Utiliser les pas de temps Adaptifs

Paramètres...

Pas de temps :

#	Increment (s)	Elapsed (s)	Elapsed	S...
1	12 960	12 960	3,6 h	E...
2	15 626	28 586	7,94 h	E...
3	18 840	47 426	13,2 h	E...
4	22 714	70 140	19,5 h	E...
5	27 387	97 527	1,13 jours	E...
6	33 019	130 546	1,51 jours	E...
7	39 811	170 357	1,97 jours	E...
8	47 999	218 356	2,53 jours	E...
9	57 872	276 228	3,2 jours	E...
10	69 776	346 004	4 jours	E...
11	84 126	430 130	4,98 jours	E...
12	101 431	531 561	6,15 jours	E...
13	122 292	653 853	7,57 jours	E...
14	147 446	801 299	9,27 jours	E...
15	177 773	979 072	11,3 jours	E...
16	214 338	1 193 410	13,8 jours	E...
17	258 423	1 451 833	16,8 jours	E...
18	311 577	1 763 410	20,4 jours	E...
19	375 662	2 139 072	24,8 jours	F...

Liste de temps écoulés qui doivent apparaître dans les pas de temps, séparés par des points-virgules :

Figure V.1 : Etapes et incréments adopté pour la simulation de la vidange rapide

V.3 Paramètres de calculs :

Les données d'entrée à l'étude de stabilité statique sont les caractéristiques des matériaux de la fondation et du barrage, ces données sont issues des reconnaissances géologiques et des essais géotechniques présentés dans le chapitre III (contexte géologique et géotechnique).

Les paramètres de calcul sont présentés dans les tableaux V.1 et V.2 ci-dessous.

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques utilisés dans le calcul de la stabilité

	N°	C'(KPa)	ϕ' (°)	γh (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	Ru
Surcharge amont	1	10	30	20	21	0
Batardeau amont	2	10	30	20	21	0
Noyau externe	3	25	21	19	20	0

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

Rip-Rap	4	0	45	20	23	0
Recharge amont	5	10	33	20	21	0
Noyau argileux	6	25	21	19	20	0.5
Filtre et drain	7	0	40	19	22	0
Recharge aval	8	10	33	20	21	0
Batardeau aval	9	10	45	20	21	0
Fondation marneuse	10	30	25	22	22	0.4
Fondation calcaire	11	5000	45	22	22.5	0
Fondation alluvionnaire	12	0	32	20	20	0
Transition	13	0	35	25	25	0
Enrochement	14	0	45	20	23	0

Tableau V.2 : Paramètres de calcul utilisé dans le calcul d'écoulement

	Kh (m/s)	Kv (m/s)
Rip-rap	0.1	0.1
Transition	0.1	0.1
Noyau	5×10^{-11}	4.9×10^{-8}
Filtres et drains	10^{-3}	0.1
Recharge amont	2×10^{-7}	10^{-2}
Recharge aval	2×10^{-7}	10^{-2}
Enrochement	0.1	0.1
Fondation marneuse	10^{-7}	10^{-7}
Fondation calcaire	10^{-1}	10^{-1}
Fondation alluvionnaire	10^{-4}	10^{-8}

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

V.4 Profils types de la digue :

Les caractéristiques géométriques de la digue en remblai sont résumées dans le tableau V.3 ci-dessous pour les deux solutions : notre cas d'étude et la solution adoptée dans l'APD proposée par Coyne et Bellier.

Tableau V.3 : caractéristiques géométriques utilisés dans le calcul

	APD	Cas d'étude
Type du noyau	Centrale	Incliné
Largeur en crête	10m	10m
Pente du talus amont	3H/1V	2.8H/1V
Pente du talus aval	2.5H/1V	2.3H/1V
Hauteur hors fondation	50.74m	
Hauteur à partir de la base du noyau	67m	
Profondeur de la fondation	91.26m	

V.5 Présentation des résultats:

V.5.1 Fin de construction :

L'analyse de stabilité dans ce cas de charge de la digue consiste à étudier la stabilité des deux talus amont et aval, en utilisant le logiciel Slide 6.0, qui nous a permis de tester un nombre très important des cercles de rupture(4851), où chaque cercle est divisé par 50 tranches, donc on cherche le cercle de glissement le plus critique qui fournit un facteur de sécurité minimum **Fs min.**

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

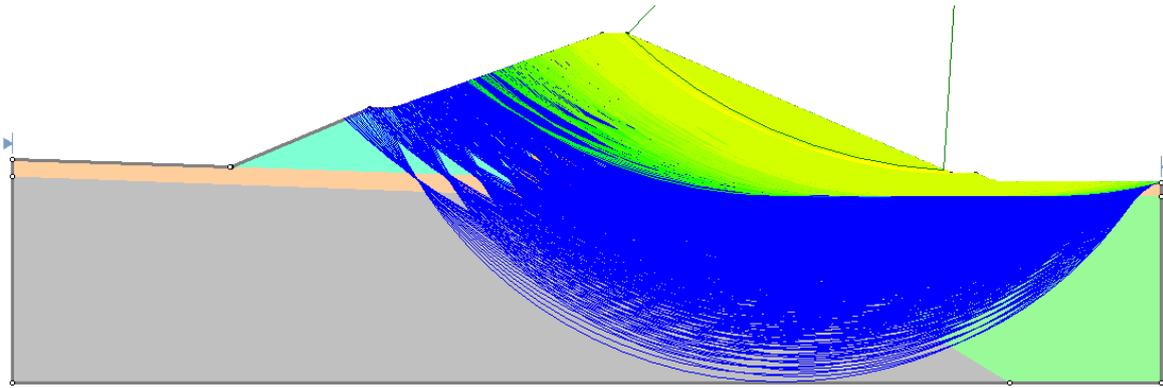


Figure V.2 : Représentation des cercles de glissement calculé

Les figures (V.3 à V.6) représentent le cercle de glissement potentiellement le plus critique avec son facteur de sécurité associé pour les deux talus amont et aval, calculés pour les deux variantes : notre cas d'étude et celle de Coyne et Bellier.

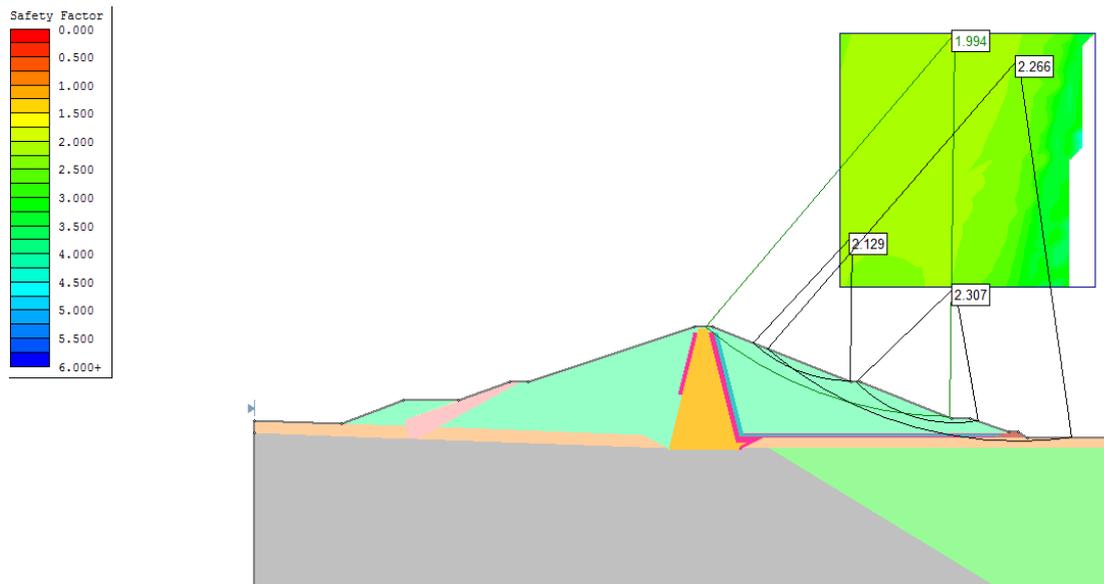


Figure V.3: Fin de construction talus aval, [Coyne et Bellier]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

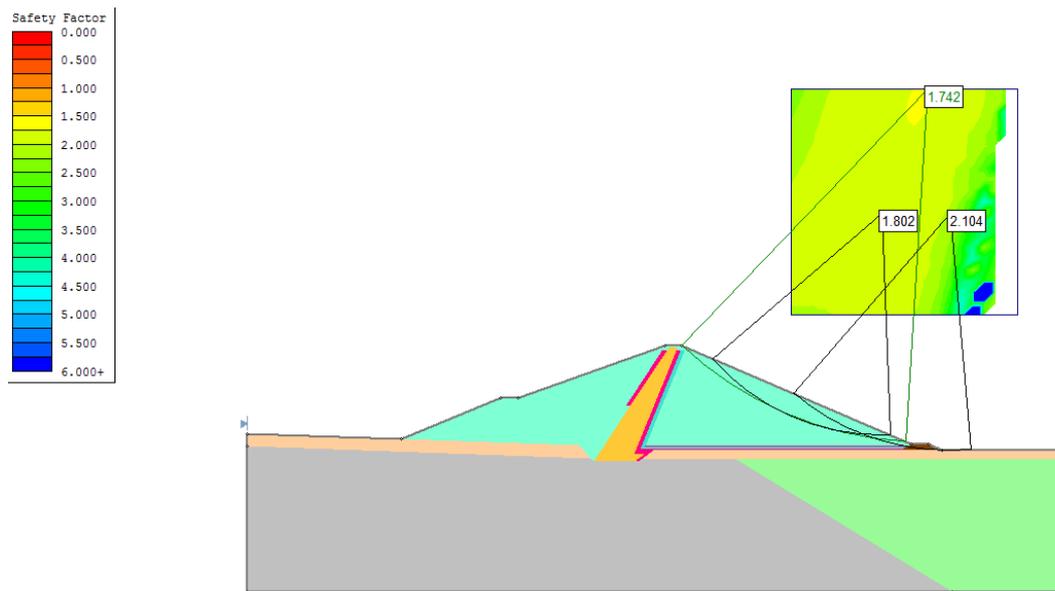


Figure V.4: Fin de construction talus aval, [Cas d'étude]

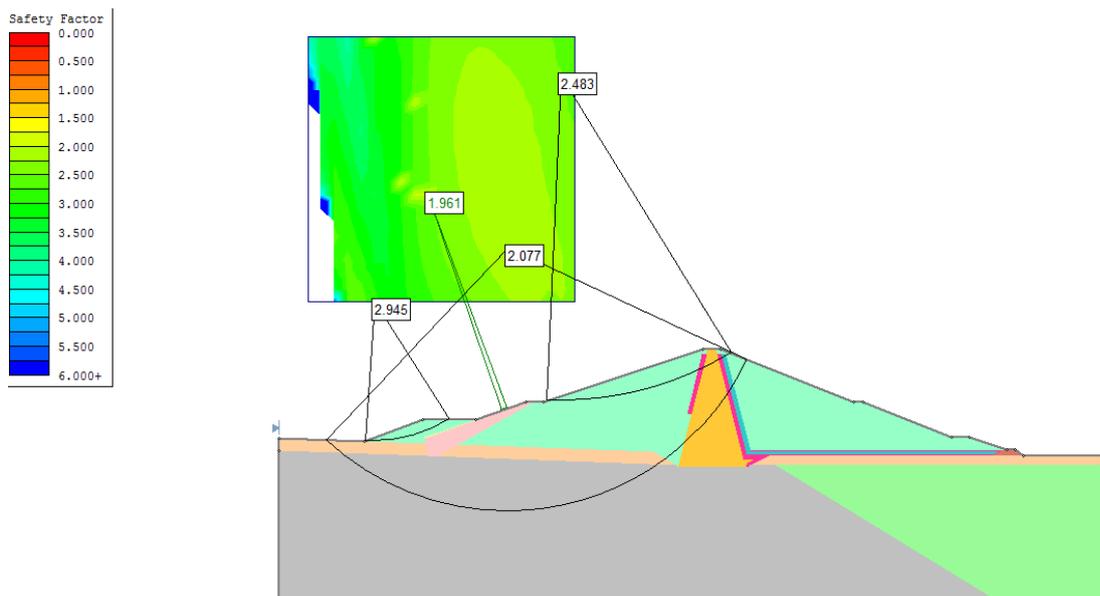


Figure V.5: Fin de construction talus amont, [Coyné et Bellier]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

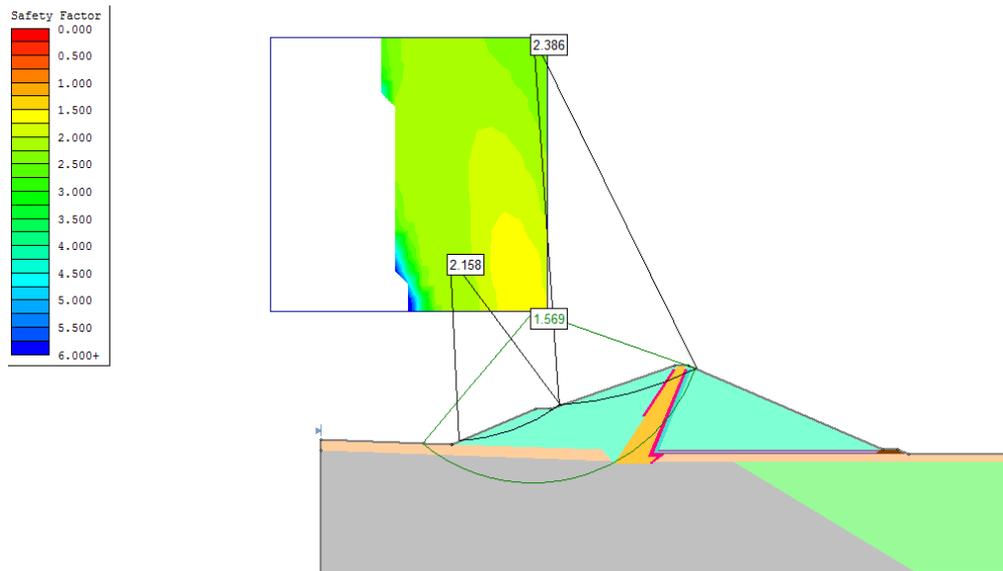


Figure V.6 : Fin de construction talus amont, [Cas d'étude]

Dans la situation du tremblement de terre, nous allons prendre en considération le calcul pseudo-statique, car la probabilité pour qu'un séisme se manifeste durant la construction est faible.

Le principe consiste à remplacer les forces sismiques par des forces massiques équivalentes, composées par une force latérale et une force verticale. L'effet l'accélération verticale est négligé car il a un effet favorable vis-à-vis la stabilité au glissement.

L'analyse de stabilité pseudo-statique au séisme a donc été menée en appliquant une accélération horizontale $\delta h = 0.15g$ pour le séisme de base d'exploitation(SBE).

Les résultats obtenus pour le calcul pseudo-statique en fin de construction sont illustrés dans les figures ci-après. Le facteur de sécurité doit être supérieur à 1.

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

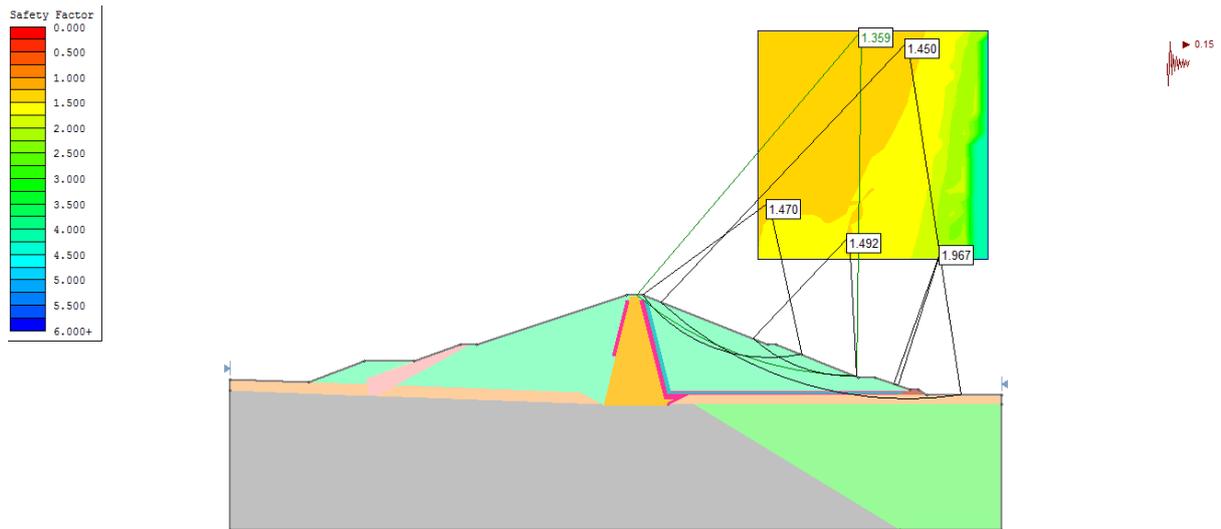


Figure V.7 : Fin de construction talus aval avec effet dynamique $\delta h=0.15$, [Coyne et Bellier].

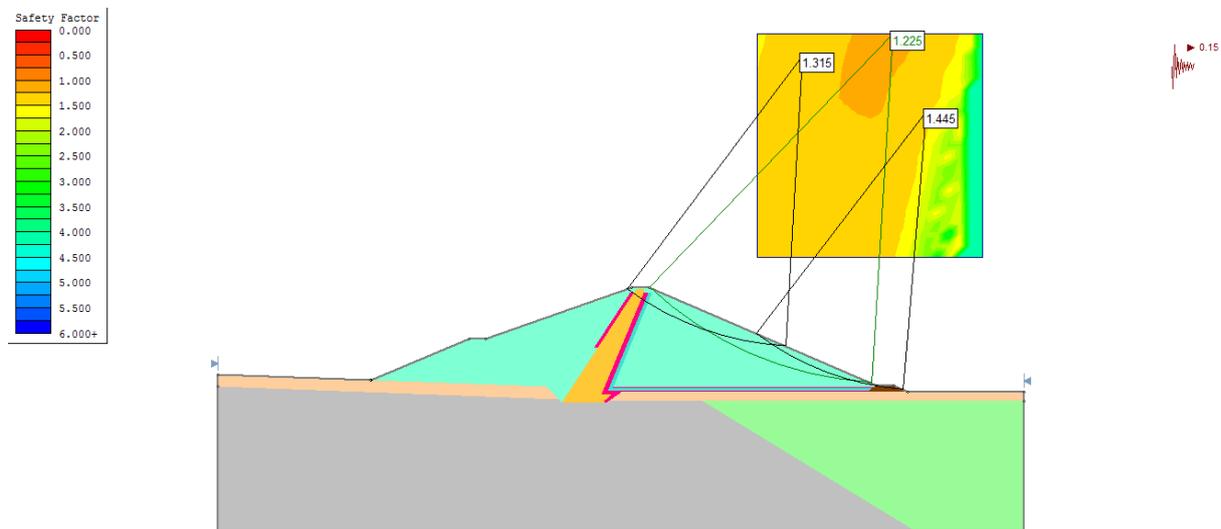


Figure V.8 : Fin de construction talus aval avec effet dynamique $\delta h=0.15$, [Cas d'étude].

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

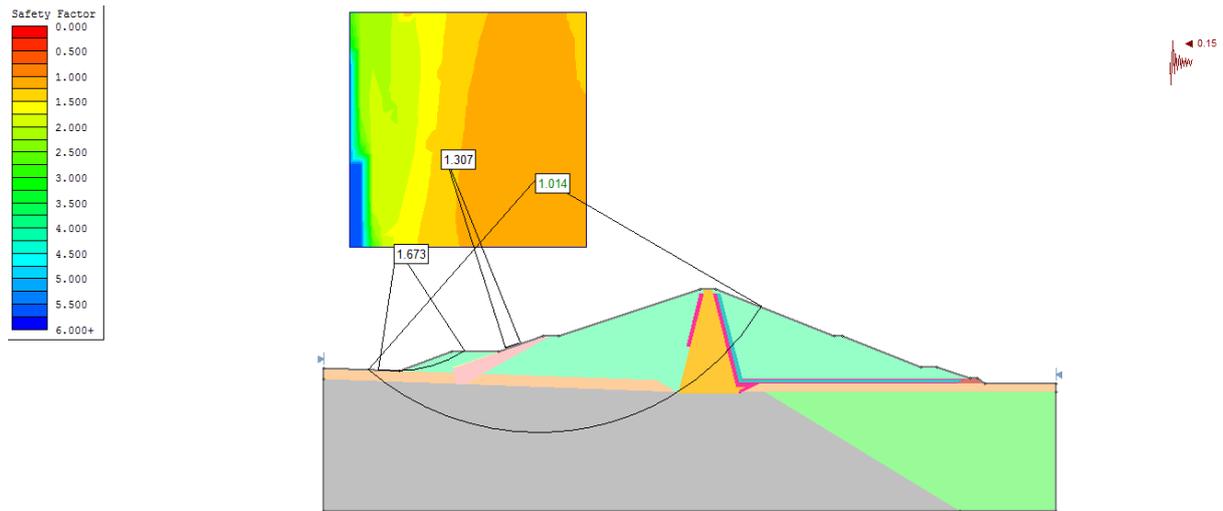


Figure V.9 : Fin de construction talus amont avec effet dynamique $\delta h=0.15$, [Coyne et Bellier].

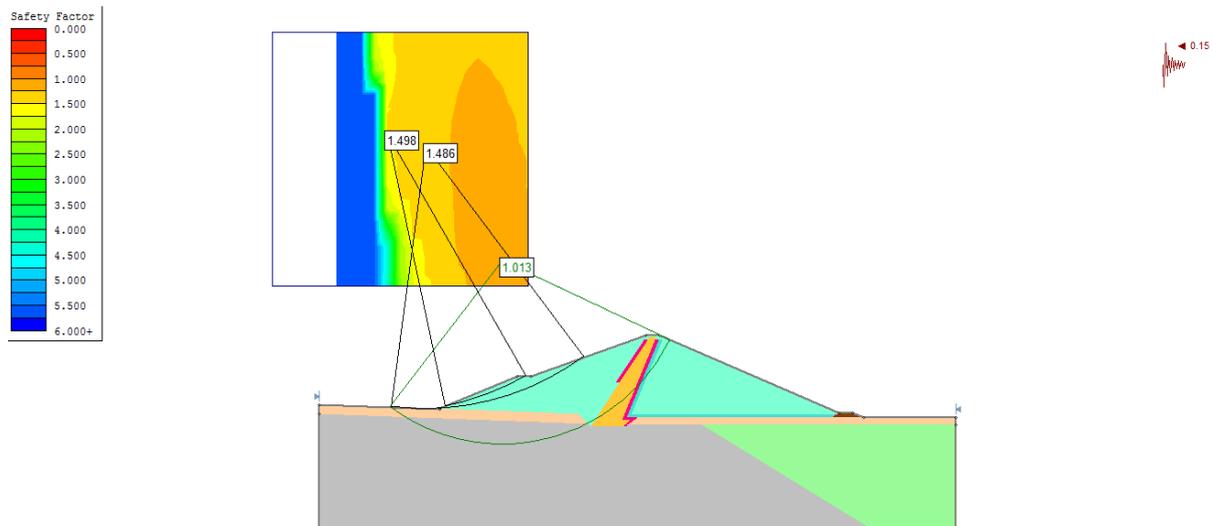


Figure V.10 : Fin de construction talus amont avec effet dynamique $\delta h=0.15$, [Cas d'étude].

V.5.2 Calcul d'écoulement en régime permanent:

Geostudio est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes dusol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Il comporte huit modules à savoir SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W, CRAN/W, AIR/W et VADOSE/W.

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

Objectif des principaux modules :

- ✓ SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis) ;
- ✓ SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes –déformations (par la méthode des éléments finis) ;
- ✓ QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (par la méthode des éléments finis) ;
- ✓ TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (par la méthode des éléments finis). Et autres logiciels ;
- ✓ SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques ;

Le but de ce chapitre est de faire une simulation numérique de l'effet des infiltrations sur la stabilité d'une digue en terre avec les deux modules SEEP/w et QUAKE/w du logiciel GEOSTUDIO, et de calculer l'écoulement en rentrant les paramètres suivants :

- Perméabilité horizontale ;
- Rapport (Perméabilité verticale/ Perméabilité horizontale) ;
- Courbe hydrique 1 : conductivité en fonction de la succion capillaire ;
- Courbe hydrique 2 : Teneur en eau en fonction de la succion capillaire ;

Concernant ces deux courbes hydriques, un exemple des fonctions adoptées pour le calcul sont présenté dans les figures V.11 et V.12.

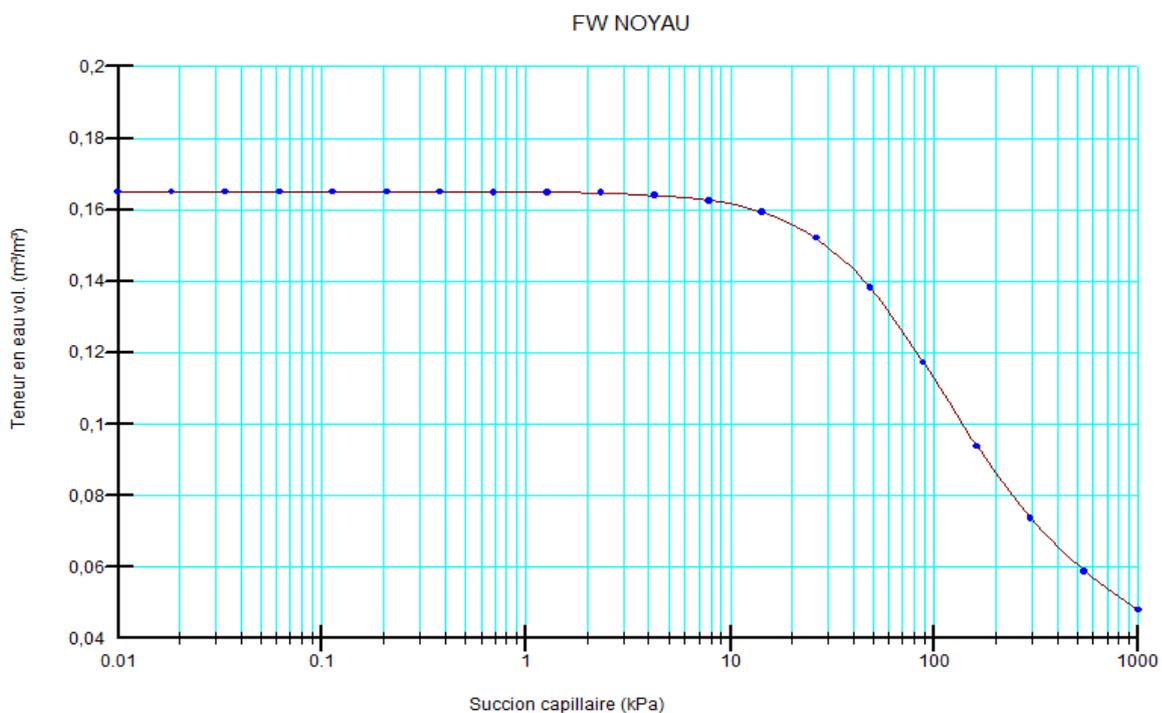


Figure V.11 : La fonction de la teneur en eau utilisée pour le noyau

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

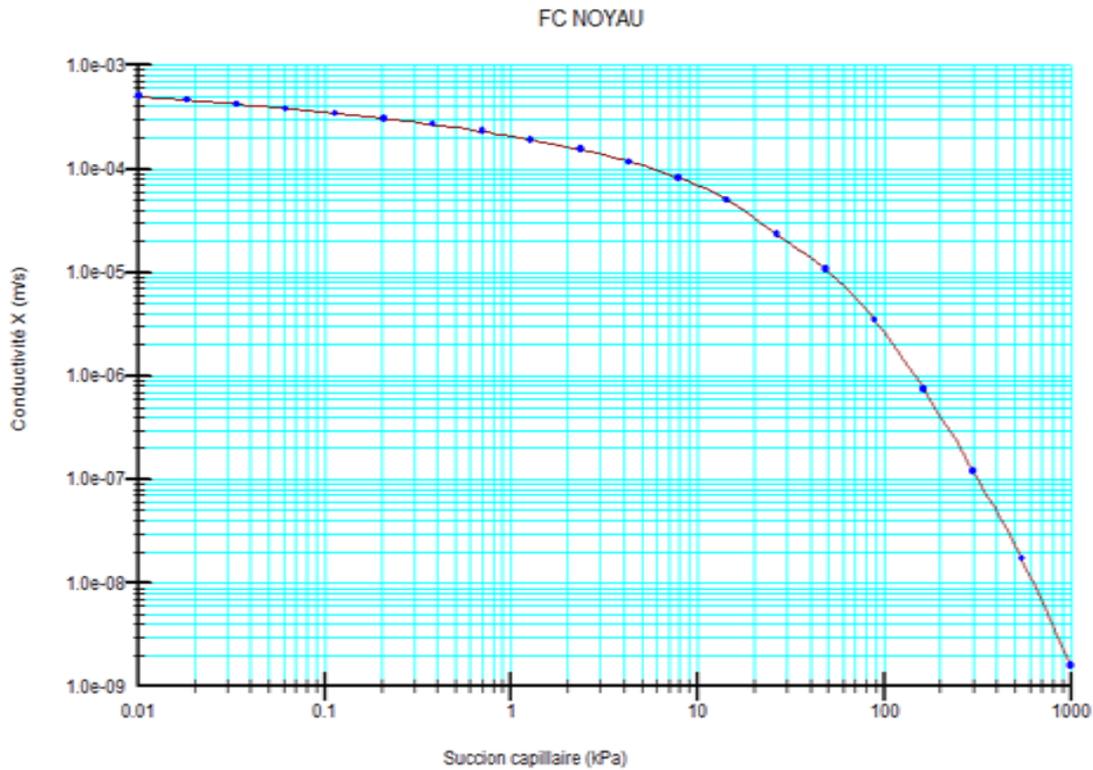


Figure V.12: La fonction de la conductivité utilisées pour le noyau

Le maillage de calcul pour la variante de notre cas d'étude est représenté sur la figure V.13,

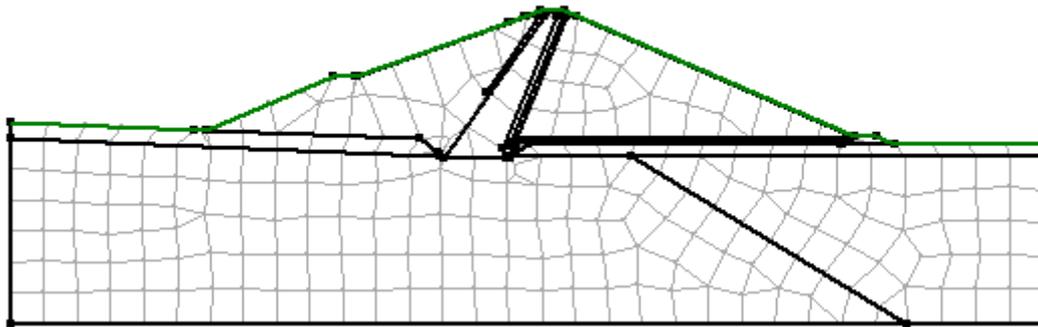


Figure V.13 : Maillage de calcul, 12889 éléments et 13046 noeuds [Cas d'étude]

Les conditions aux limites adoptées durant le calcul sont les suivantes :

- Charge hydraulique $Q = 137\text{m}$ et qui correspond à la cote du niveau normal d'exploitation, appliquer sur le parement et la fondation amont ;

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

- Face d'infiltration potentielle (surface de suintement), appliquer sur le parement aval du noyau ;
- La condition du drain est celle d'une pression interstitielle nulle avec un écoulement

non saturé dans le drain ;

Les figures ci-dessous représentent les contours de la charge hydraulique totale ainsi que les lignes de saturation et les pressions interstitielles en régime permanent :

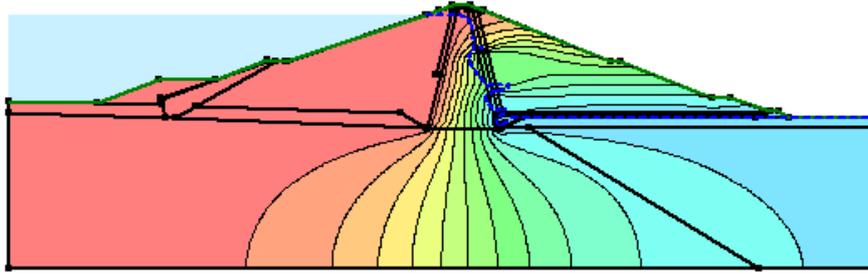


Figure V.14: Distribution de la charge hydraulique et de la ligne de saturation, [Coyne et Bellier]

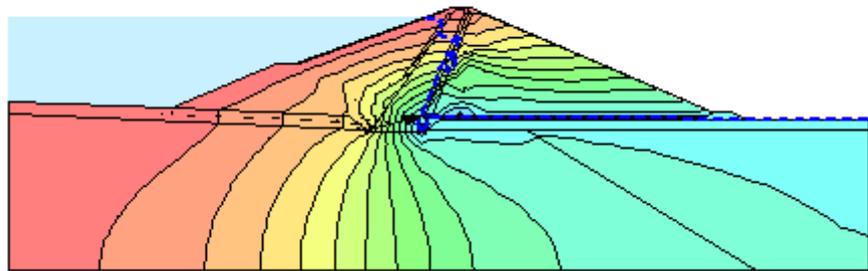


Figure V.15 : Distribution de et de la ligne de saturation, [Cas d'étude]

Pour la charge hydraulique est de 137 m,

Les réseaux des pressions interstitielles établis dans la digue sont représentés dans les figures (V.16 et V.17). Ces mêmes pressions seront utilisées dans le calcul de la stabilité de la digue en régime permanent qui correspond à un fonctionnement normal de la retenue.

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

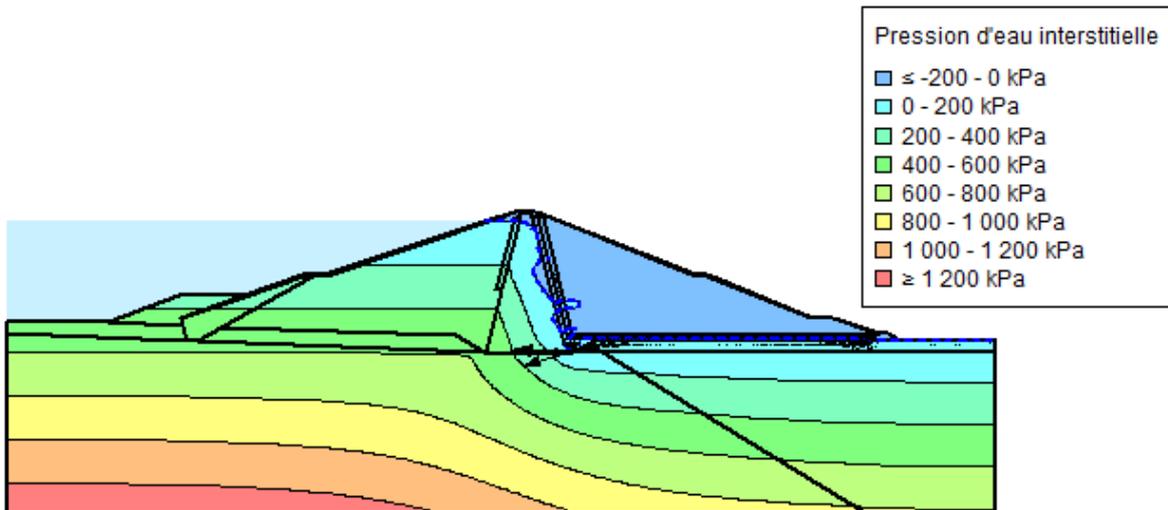


Figure V.16 : Champ des pressions interstitielles en régime permanent,

[Coyne et Bellier]

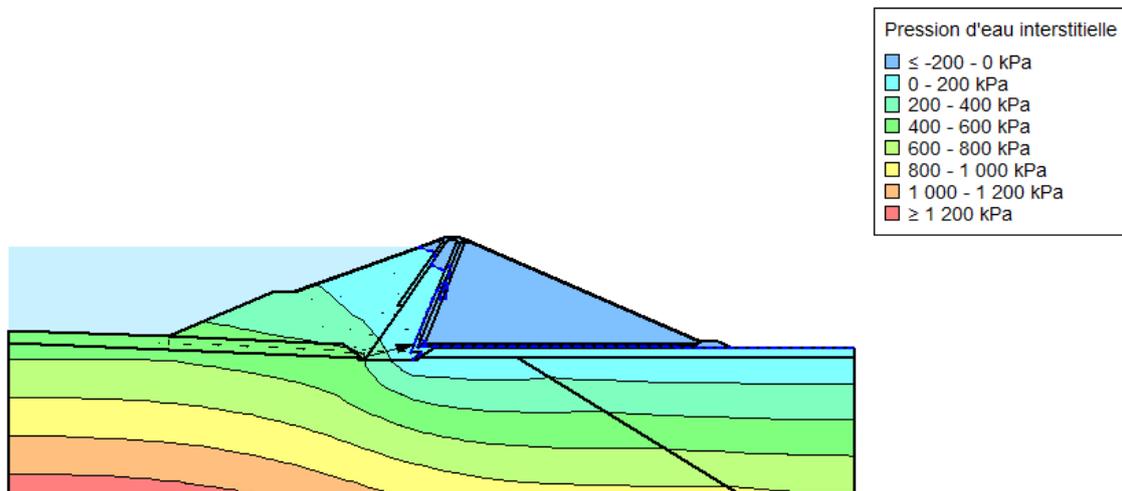


Figure V.17 : Champ des pressions interstitielles en régime permanent, [Cas d'étude]

Les contours des charges hydrauliques présentent des valeurs très importantes (>133.45m) du côté amont et qui tendent à diminuer en allant vers le côté aval en passant par le noyau argileux (voir figure V.16). Les valeurs des pressions interstitielles sont importantes du côté amont avec une évolution croissante du bas vers le haut de la digue (voir figure V.17). Ces valeurs sont moins importantes du côté aval avec des valeurs comprises entre 0 et 200 KPa.

V.5.3 Calcul de la stabilité en cours d'exploitation (état stationnaire) :

Nous avons effectué le calcul de la stabilité en cours d'exploitation en utilisant le module Slope/w et en prenant en compte les résultats de calcul hydraulique réalisés dans la phase précédente avec le module Seep/w.

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

Les figures (V.18 à V.31) représentent pour les deux solutions : notre cas d'étude et celle de Coyne et Bellier, les cercles de glissement les plus critiques calculer en régime permanent (état stationnaire) pour les deux talus : amont et aval et qui concerne l'ensemble des pentes à savoir : la berme, la recharge et la fondation.

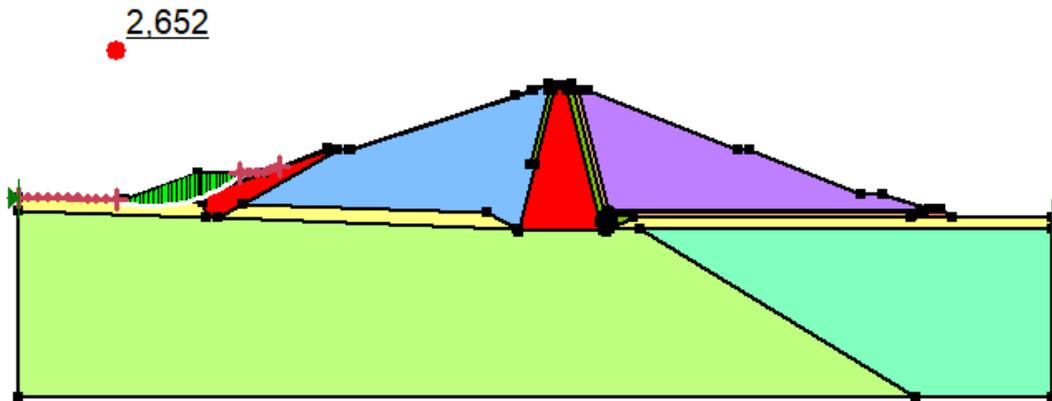


Figure V.18 : Etat stationnaire talus amont, berme, [Coyne et Bellier]

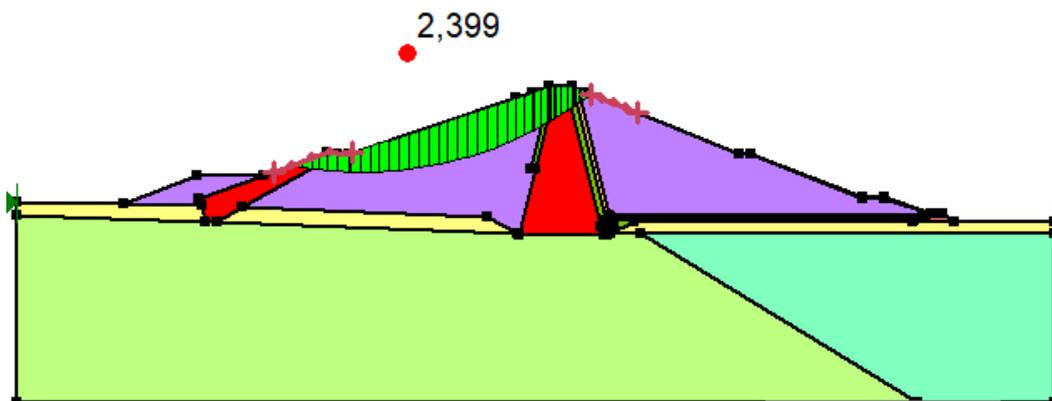


Figure V.19 : Etat stationnaire talus amont, recharge, [Coyne et Bellier]

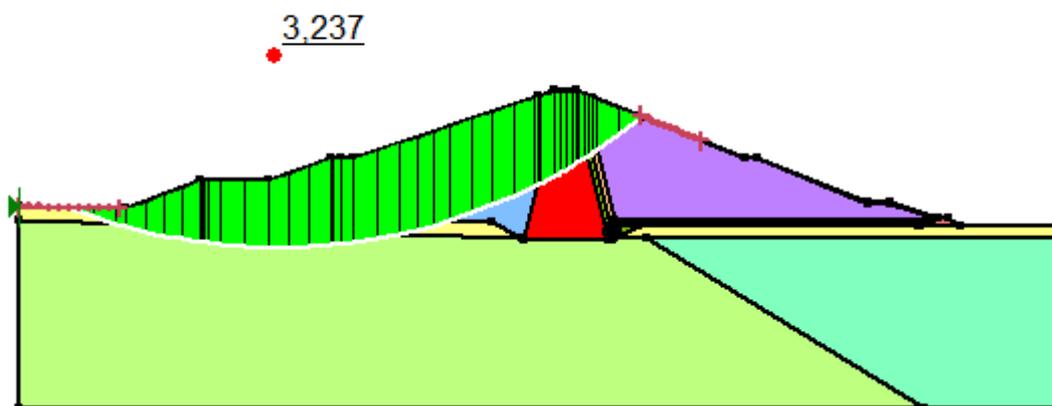


Figure V.20 : Etat stationnaire talus amont, fondation, [Coyne et Bellier]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

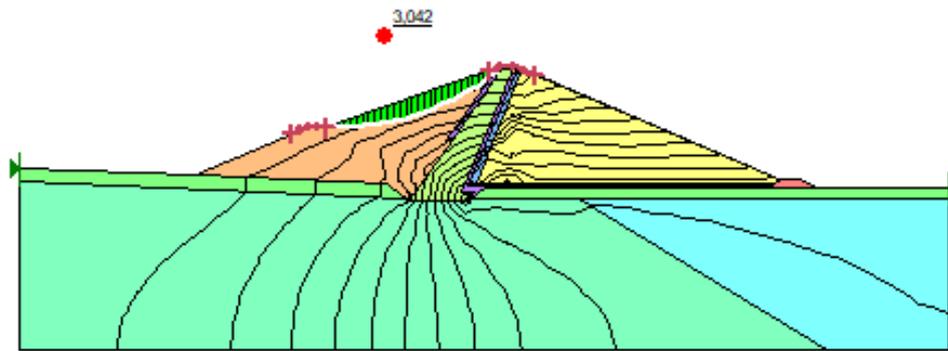


Figure V.21 : Etat stationnaire talus amont, recharge, [cas d'étude]

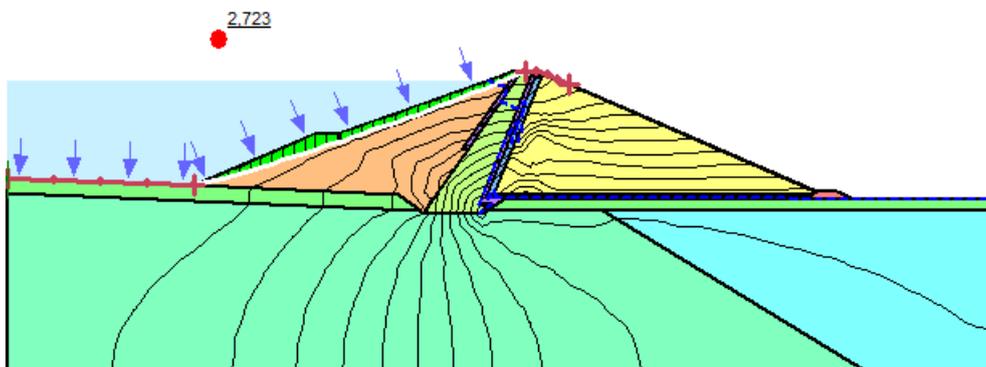


Figure V.22 : Etat stationnaire talus amont, fondation, [cas d'étude]

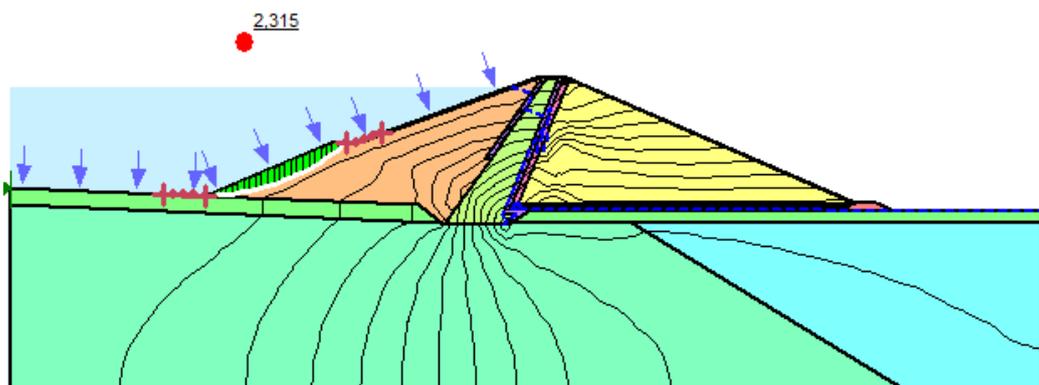


Figure V.23 : Etat stationnaire talus amont, berme, [cas d'étude]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

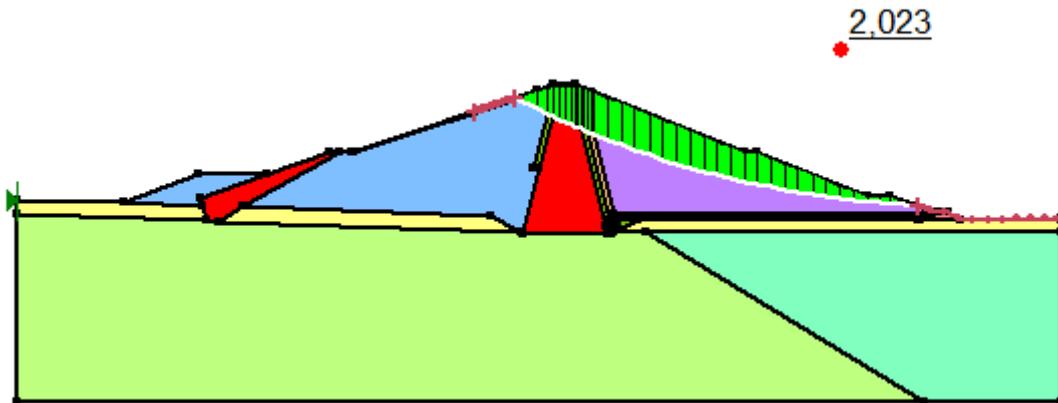


Figure V.24 : Etat stationnaire talus aval, fondation, [Coyne et Bellier]

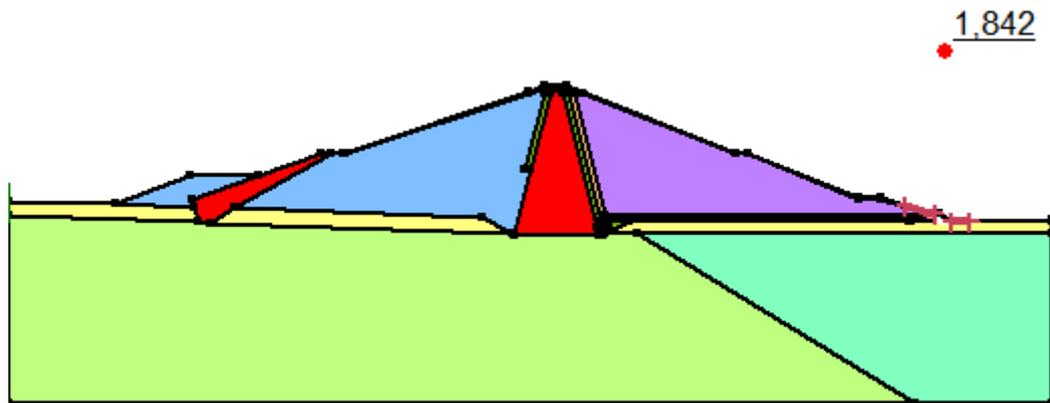


Figure V.25 : Etat stationnaire talus aval, berme, [Coyne et Bellier]

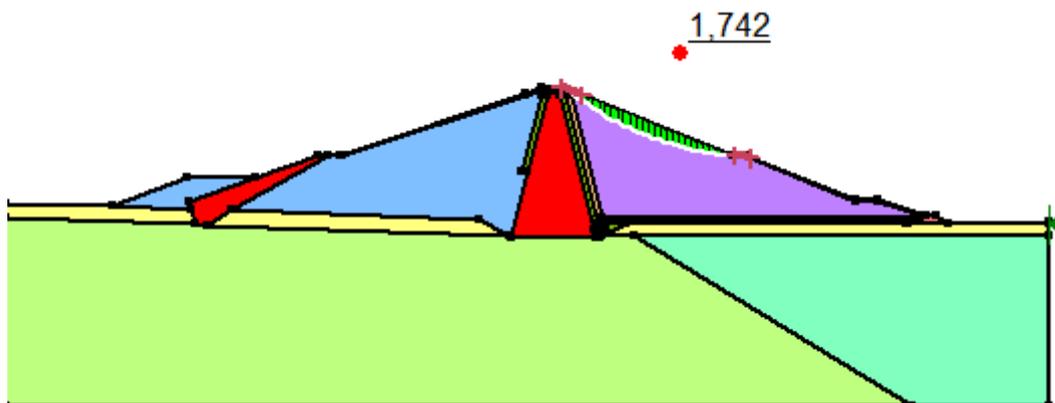


Figure V.26 : Etat stationnaire talus aval, recharge 1, [Coyne et Bellier]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

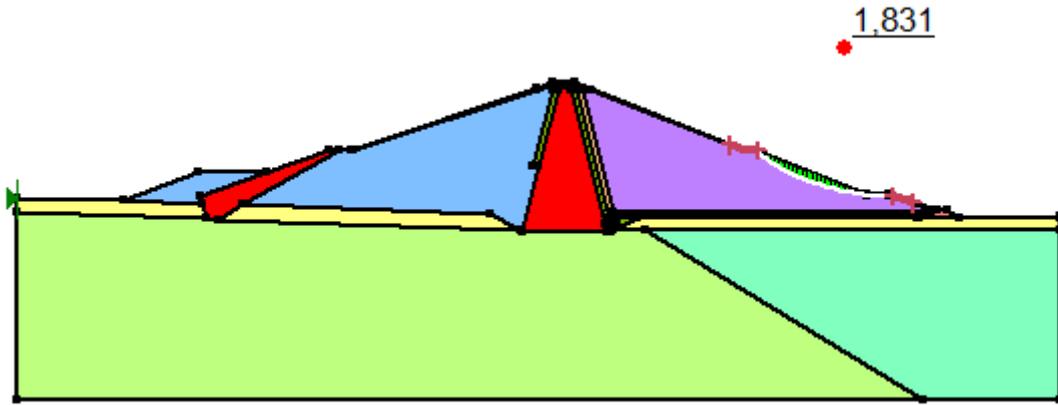


Figure V.27 : Etat stationnaire talus aval, recharge 2, [Coyne et Bellier]

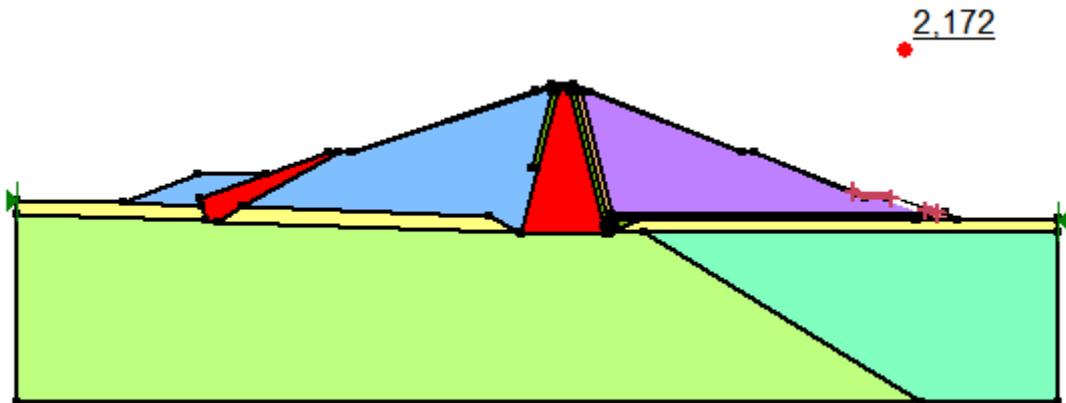


Figure V.28 : Etat stationnaire talus aval recharge 3, [Coyne et Bellier]

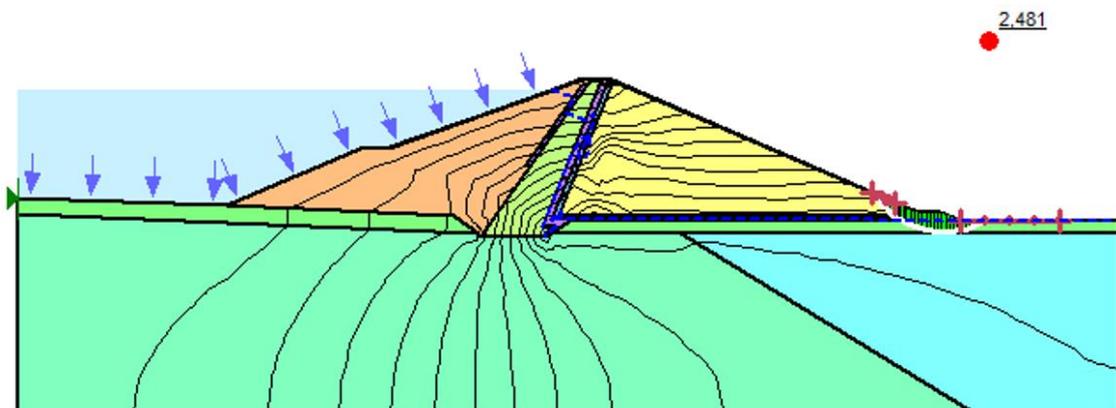


Figure V.29 : Etat stationnaire talus aval, berme, [cas d'étude]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

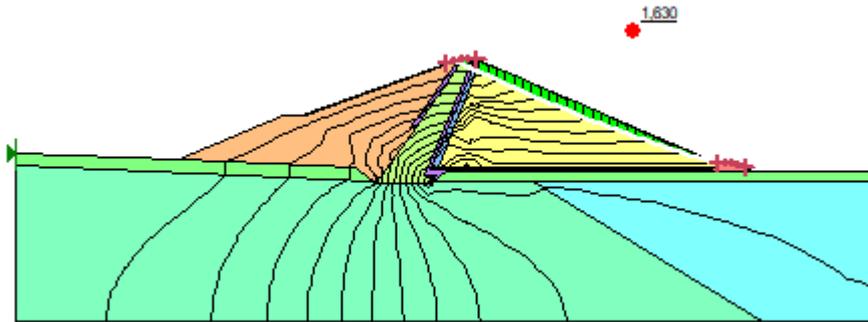


Figure V.30 : Etat stationnaire talus aval, recharge, [cas d'étude]

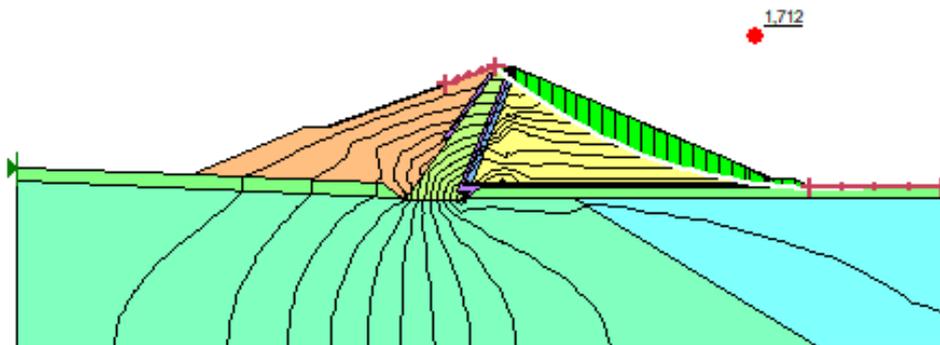


Figure V.31 : Etat stationnaire talus aval, fondation, [cas d'étude]

Le calcul du coefficient de sécurité du cercle de glissement le plus critique en cours d'exploitation nous a fourni les résultats suivant :

- $F_s \text{ min} = 2.25$ (APD) et $F_s \text{ min} = 2.07$ (cas d'étude) pour le talus amont ;
- $F_s \text{ min} = 1.74$ (APD) et $F_s \text{ min} = 1.63$ (cas d'étude) pour le talus aval ;

V.5.4 Calcul de l'écoulement en régime transitoire (vidange rapide) :

Dans cette phase, on va suivre la vidange rapide du barrage dans une durée donnée la plus défavorable (24h). Seep/w peut rendre compte des écoulements d'infiltration transitoire qui se produisent lors d'une vidange rapide.

En remplaçant la condition limite de la charge hydraulique correspond au niveau normal avec une condition sous forme d'une fonction linéaire (figure V.32).

Les deux figures (V.33 et V.34) illustrent le taux de rabattement après 30 jours.

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

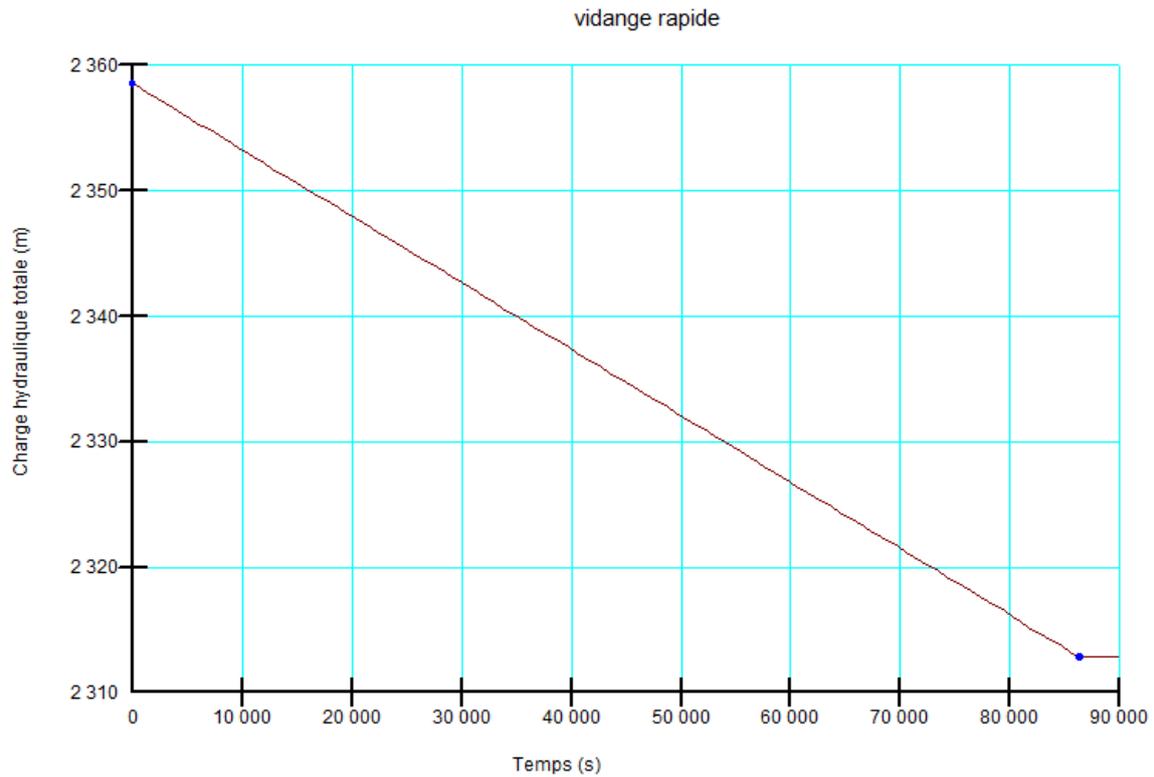


Figure V.32 : Fonction de la condition limite de la vidange rapide en 24h

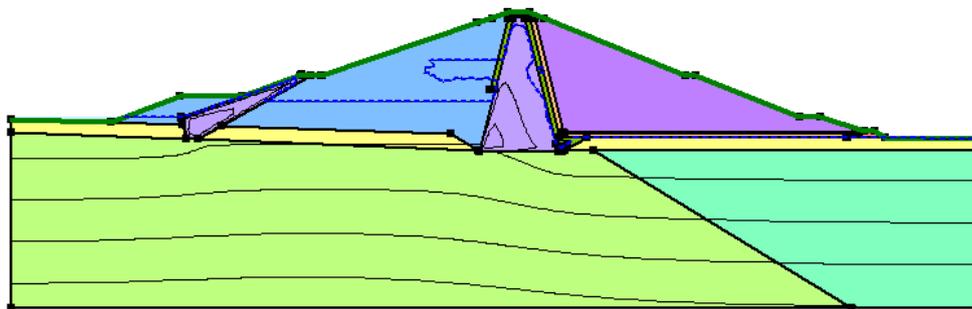
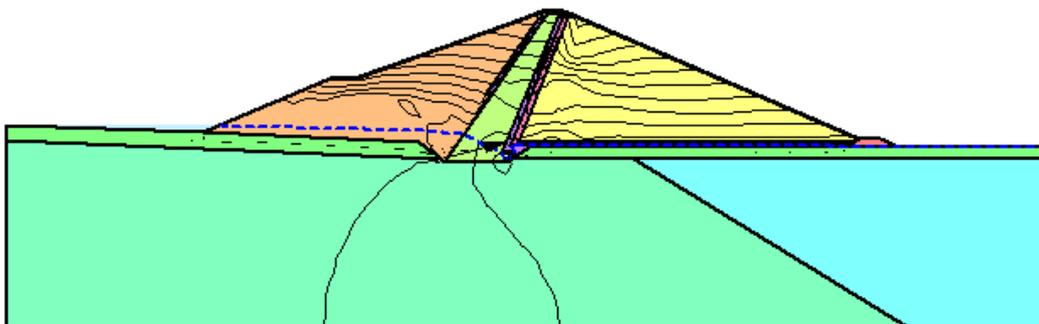


Figure V.33 : Taux de rabattement en 30 jours, [Coyne et Bellier]



Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

Figure V.34 : Taux de rabattement en 30jours, [cas d'étude]

V.5.5 Calcul de la stabilité lors d'une vidange rapide :

La vidange rapide est le cas de charge le plus défavorable pour le talus amont. Lorsque le niveau de la retenue baisse rapidement. Le logiciel permet de calculer le coefficient de stabilité à chaque intervalle de temps lors de la vidange rapide. Il permet ainsi de représenter la variation du coefficient de sécurité minimum en fonction du temps.

Le graphe suivant représente l'évolution du facteur de sécurité pendant et après la vidange rapide en 30 jours.

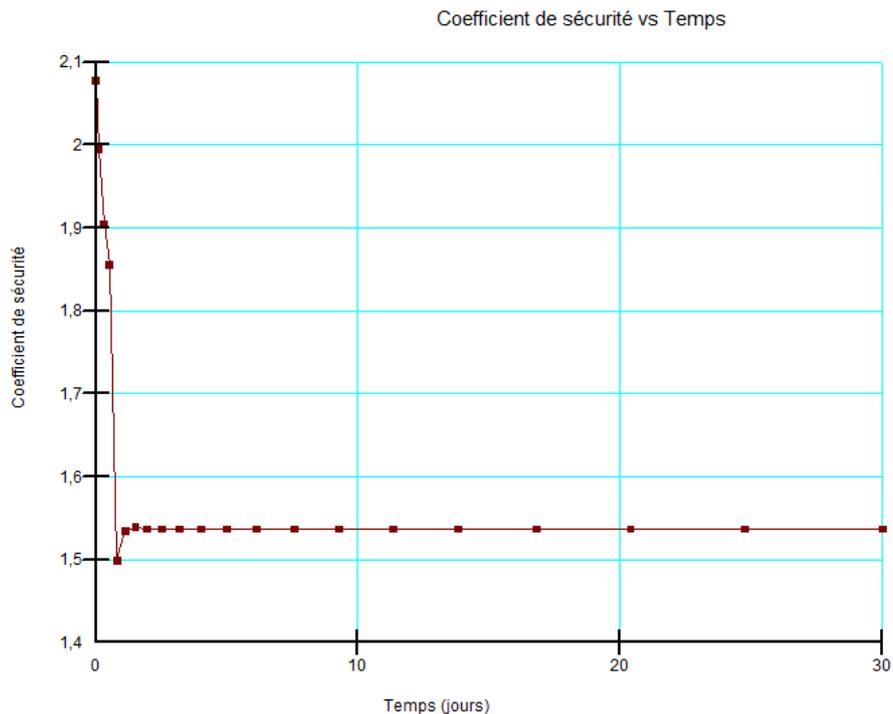


Figure V.35 : Evolution du facteur de sécurité suite à une vidange rapide en 30 jours, [Cas d'étude]

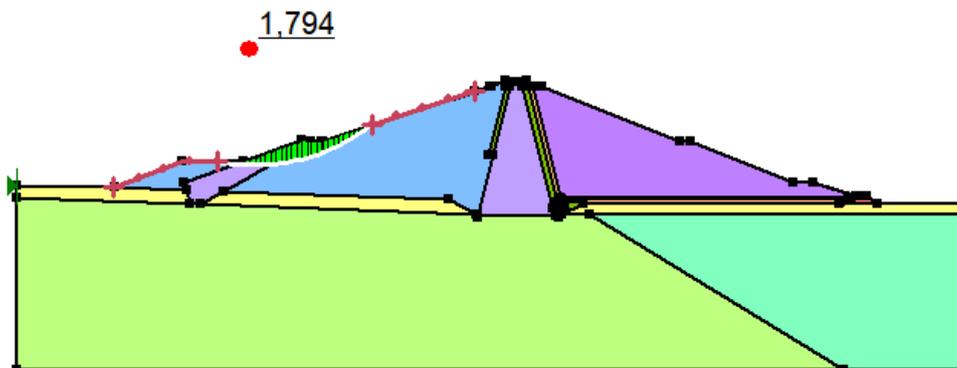


Figure V.36 : Vidange rapide talus amont, facteur de sécurité le plus critique, [Coyné et Bellier]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

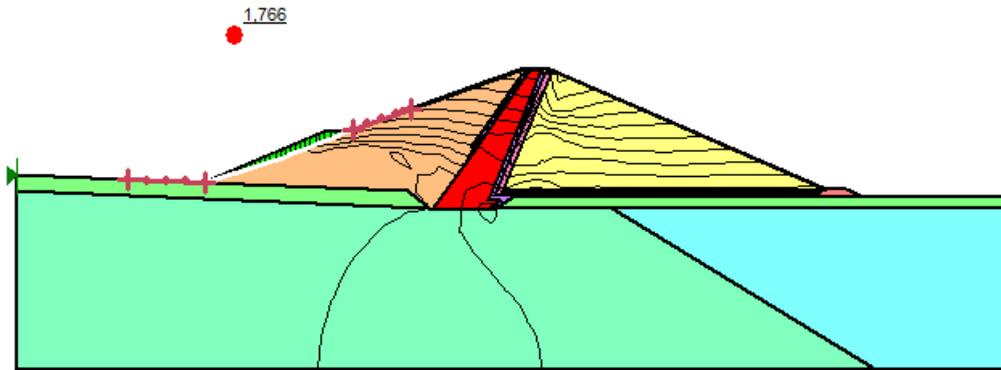


Figure V.37 : Vidange rapide talus amont, facteur de sécurité le plus critique, [Cas d'étude]

V.6 Analyse de la stabilité sismique (dynamique) :

Le module Quake/w du logiciel Géostudio 2012, est un outil de calcul dynamique basé sur la méthode d'éléments finis. Quake/w permet de modéliser le problème soit par une analyse linéaire équivalente ou une analyse non linéaire.

Le comportement dynamique des barrages en terre est affecté par les surpressions interstitielles générées pendant le tremblement de terre. Une description plus réaliste du comportement cyclique des barrages en terre nécessite le recours à un modèle de comportement non linéaire.

Dans cette situation, la fondation de la digue est soumise à des mouvements horizontaux et verticaux qui tendent à déstabiliser les remblais. Les accélérations verticales, généralement estimée à 1/3 des accélérations horizontales, ont des effets moindres que les accélérations horizontales et seront négligées par la suite.

L'objectif du calcul dynamique est de déterminer les déplacements irréversibles du remblai soumis à une sollicitation sismique SBE et SMD, ces déplacements devant rester inférieurs aux déplacements maximums autorisés.

V.6.1 Module de cisaillement dynamique :

En absence de ces essais sur le module de cisaillement dynamique, on propose les équations empiriques du calcul de Seed et Idriss (1970) et de Hardin (1978), les deux équations sont formulées dans Quake/w comme suit :

- Equation de Seed et Idriss (1970) pour les sols grenus

$$G_{max} = 22K(Pa \times \sigma' m)^{0.5}$$

Où ;

- G_{max} : Module de cisaillement maximum ;
- $\sigma' m$: Contrainte principale effective moyenne ;
- Pa : Pression atmosphérique ;

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

- K : Module sans unité qui prend les valeurs suivantes :
 - Sable lâche = 30 ;
 - Sable moyennement dense = 50 ;
 - Sable très dense = 70 ;
 - Graviers lâche = 80 ;
 - Graviers moyennement dense = 130 ;
 - Graviers très dense = 180 ;

➤ Equation de Hardin (1978) pour les Sols cohérents :

$$G_{max} = 625 \left(\frac{1}{0.3} + 0.7e^2 \right) * (OCR)k(Pa \times \sigma'_m)^{0.5}$$

Avec ;

- G_{max} : Module de cisaillement maximum ;
- e : L'indice des vides ;
- k : Exposant lié à l'indice de plasticité, avec $k = (IP^{0.72}/50)$;
- OCR : Rapport de sur consolidation ;
- σ'_m : Contrainte principal effective moyenne ;

V.6.2 Modèle géométrique :

Pour l'analyse dynamique, on n'a pas pris en considération l'analyse des matériaux filtres, transition et Rip-Rap, ce sont de faibles tailles par rapport au barrage, et aussi pour faciliter les calculs.

Pour suivre le comportement dynamique de la digue, on sélectionne deux points historiques, un point situé à la crête et l'autre à la base de la digue.

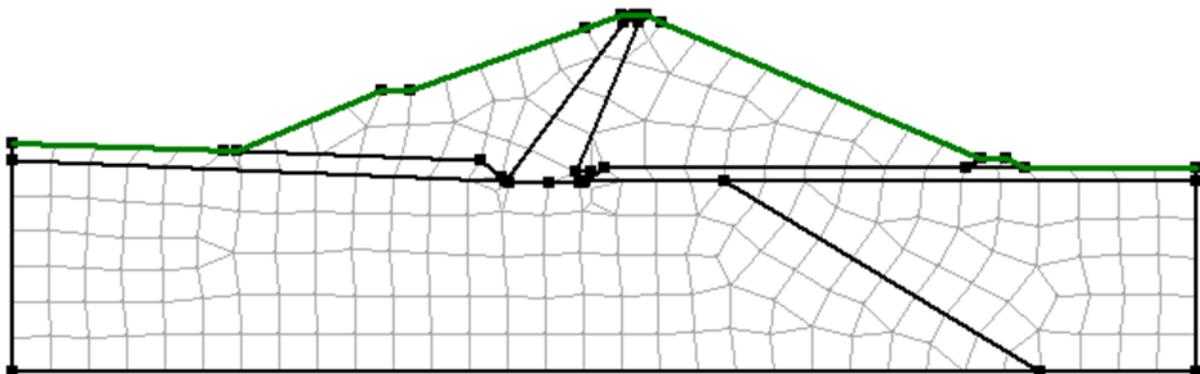


Figure V.38 : Modèle de référence pour l'analyse dynamique

V.6.3 L'accélérogramme :

L'accélérogramme qu'on a adopté dans cette phase, est l'accélérogramme sismique de Keddara, avec une accélération maximale de séisme égal à 0.39 et une durée de 35 secondes.

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

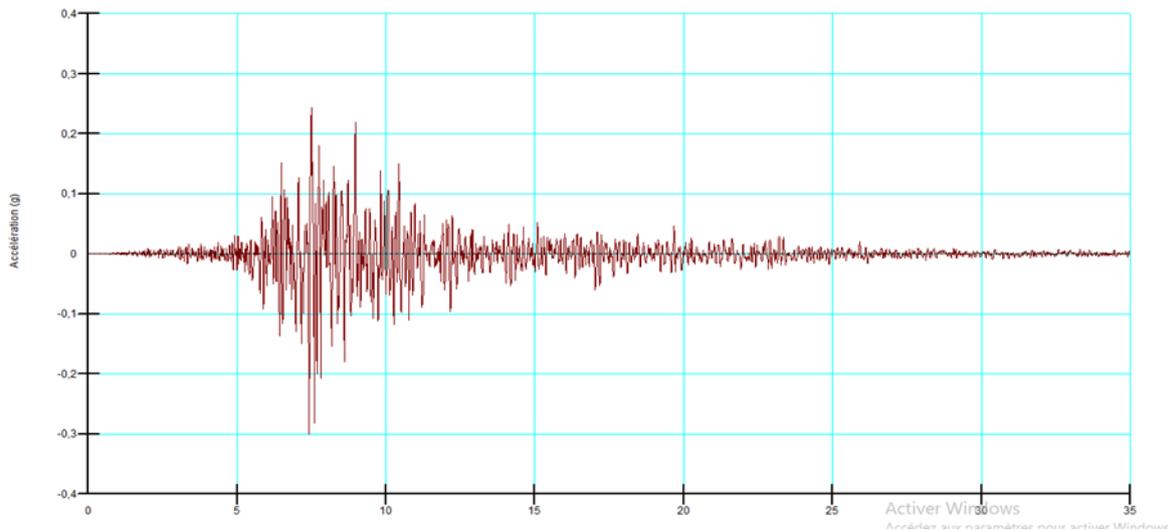


Figure V.39 : L'accélérogramme de calcul

Dans le cas du barrage de Soubella, l'étude sismique indique que l'accélération de pic en fondation pour le SMD et le SBE vaut respectivement 0.39g et 0.30g.

V.6.4 Etat de contraintes initiale :

L'état initial de contrainte statique, pré-sismique, dans l'ouvrage et sa fondation doit être évalué de façon la plus précise possible avant de procéder aux calculs dynamique. Il est particulièrement important de prendre en compte le champ des pressions interstitielles réelles dans le calcul des contraintes effectives.

L'infiltration à l'équilibre et l'analyse parent de l'étape statique initiale, les résultats de cette analyse sont utilisés comme condition initiale de pression interstitielle. La figure V.40 présente ces conditions aux limites.

En ce qui concerne les conditions aux limites mécaniques, la base de la fondation est bloquée dans les deux directions alors que les frontières verticales sont bloquées dans le sens horizontal.

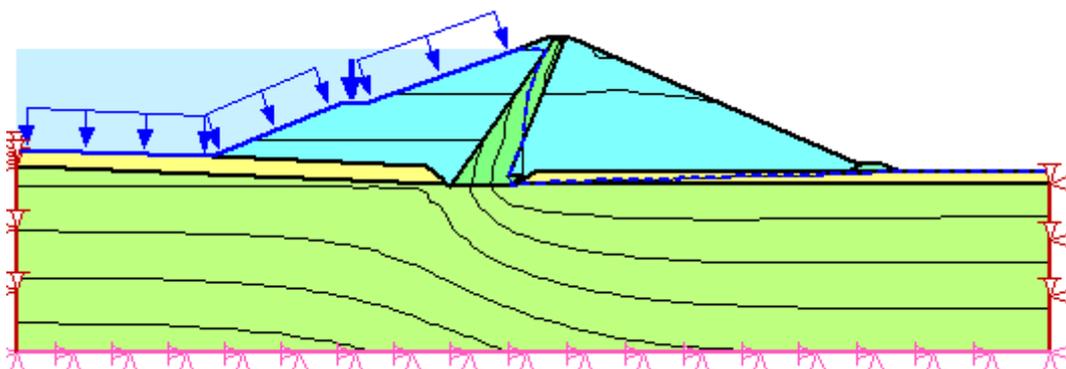


Figure V.40 : Statique initial et conditions aux limites correspondantes

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

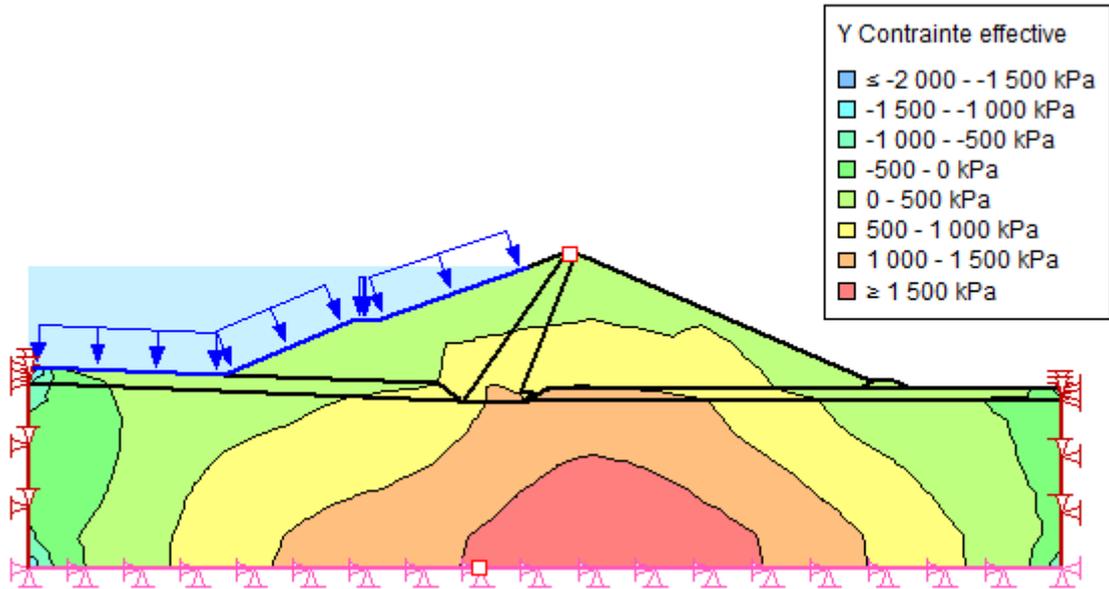


Figure V.41 : Contraintes effectives verticales dans l'état statique initial

V.6.5 Stabilité pré-sismique :

Après avoir choisie une nouvelle géométrie de la digue, il faut refaire le calcul de la stabilité dans les conditions statiques à l'état stationnaire.

Les résultats de la stabilité pré-sismique sont représentés dans les figures ci-dessous.

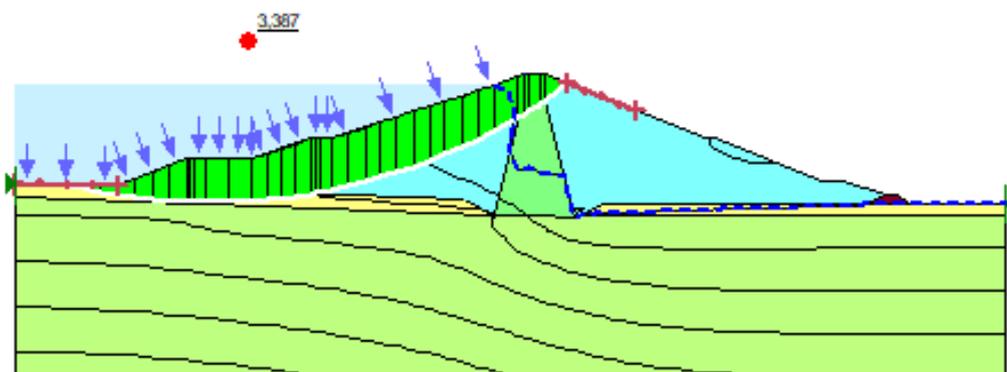


Figure V.42 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, fondation [Coyné et Bellier]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

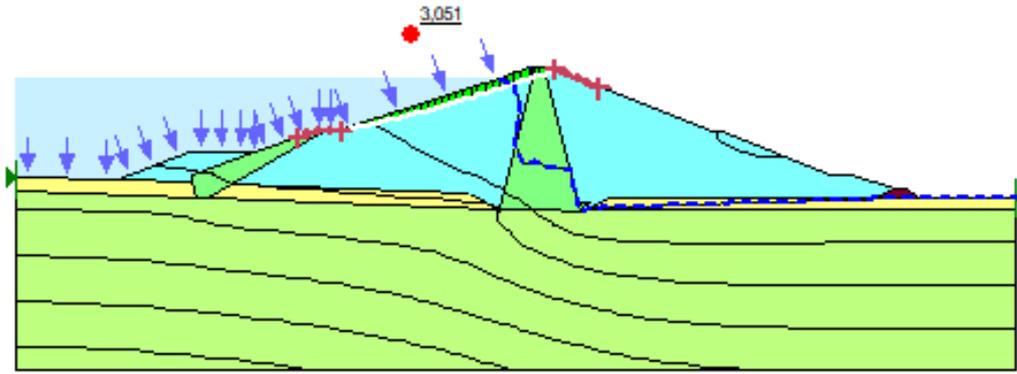


Figure V.43 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, recharge, [Coyne et Bellier]

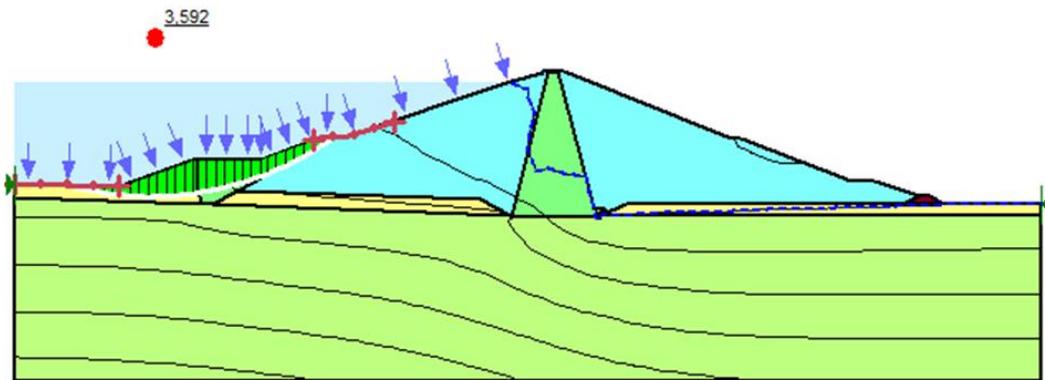


Figure V.44 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, berme, [Coyne et Bellier]

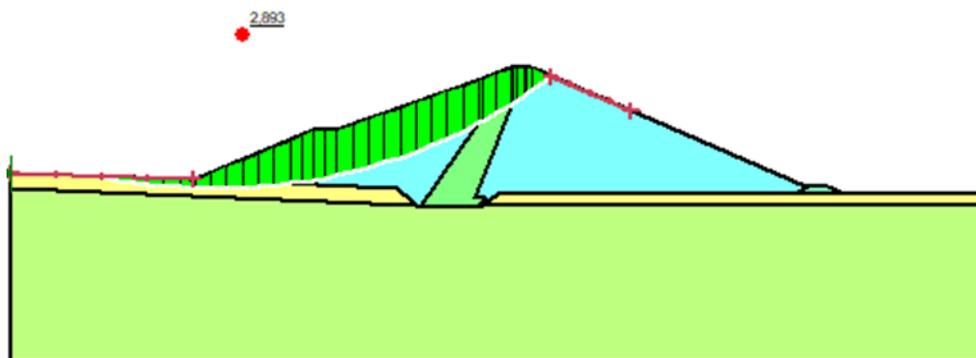


Figure V.45 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, fondation [cas d'étude]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

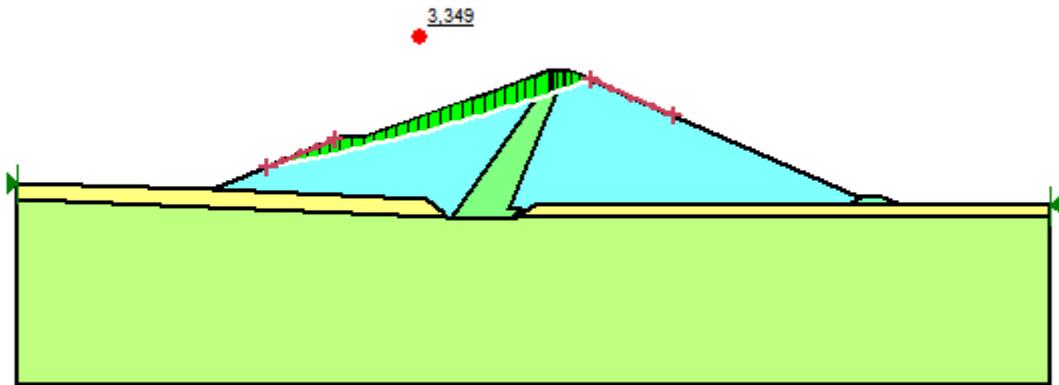


Figure V.46 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, recharge, [cas d'étude]

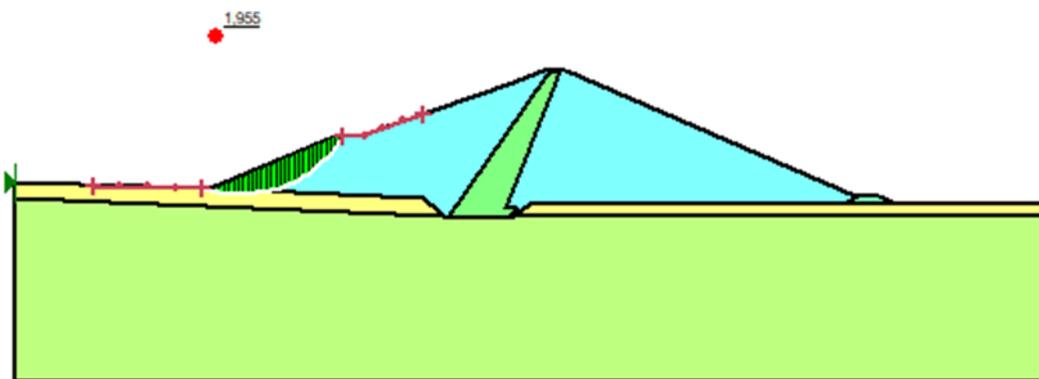


Figure V.47 : Facteur de sécurité pré-sismique talus amont, berme, [cas d'étude]

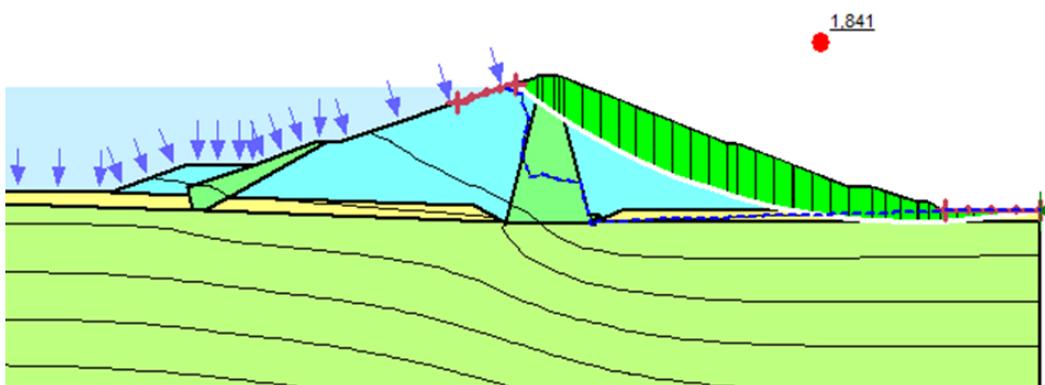


Figure V.48 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, fondation, [Coyne et Bellier]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

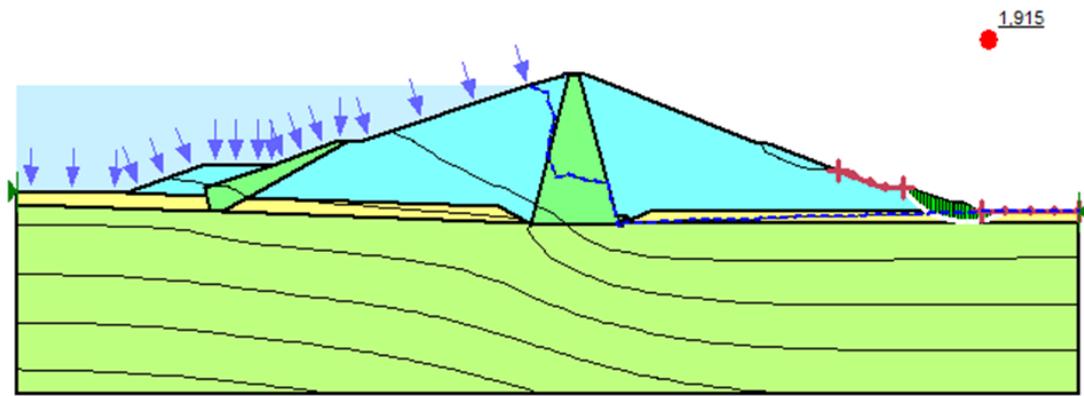


Figure V.49 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, berme, [Coyne et Bellier]

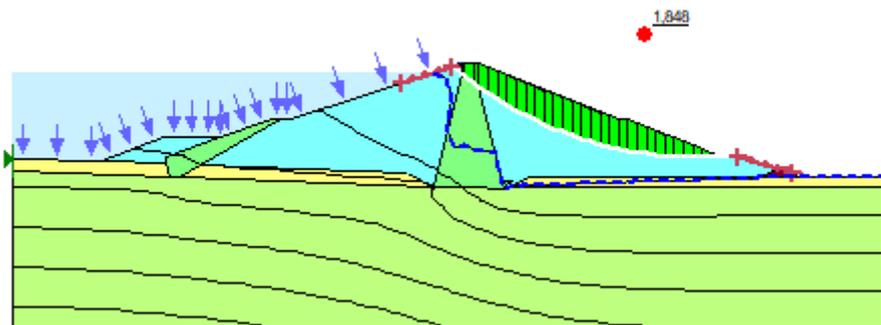


Figure V.50 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, recharge, [Coyne et Bellier]

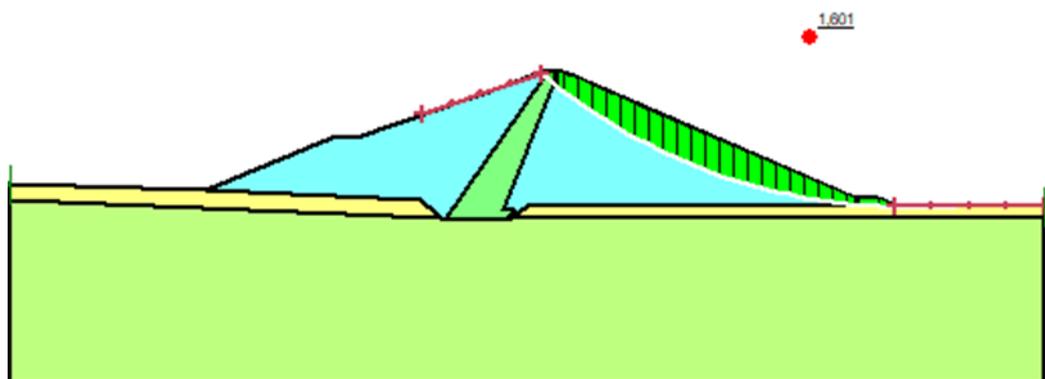


Figure V.51 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, fondation, [cas d'étude]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

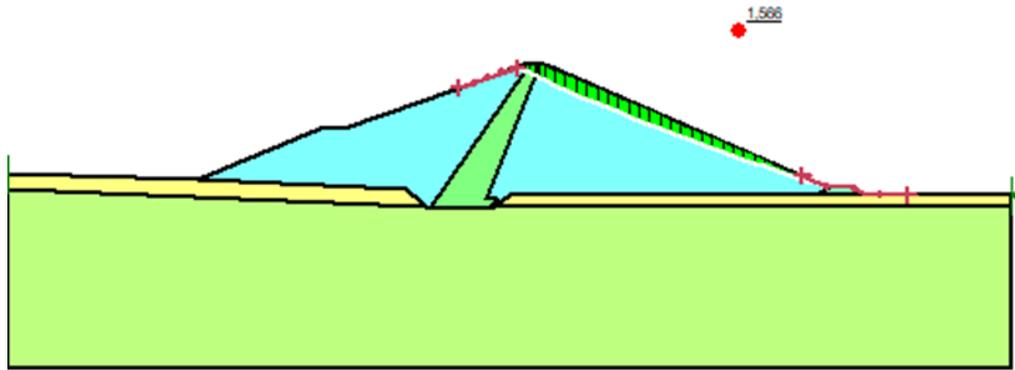


Figure V.52 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, recharge, [cas d'étude]

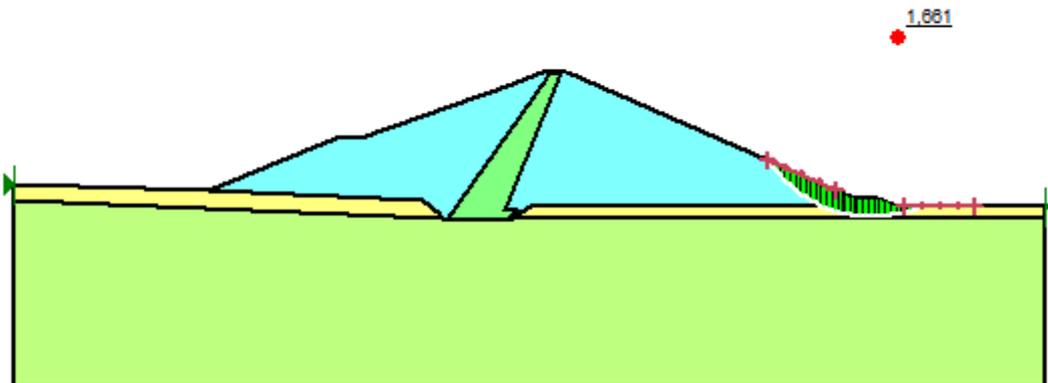


Figure V.53 : Facteur de sécurité pré-sismique talus aval, berme, [cas d'étude]

V.6.6 Analyse dynamique non linéaire :

A l'aide de Quake/w, on peut passer à l'étape suivante qui consiste à effectuer une analyse dynamique non linéaire. Le principe de cette analyse est de déterminer les contraintes dynamiques induites par l'accélérogramme, et les pressions interstitielles excessives susceptibles de se développer.

Ces pressions interstitielles qui seront développer pendant le séisme, on va les utiliser pour déterminer les contraintes effectives.

En raison des changements de mouvement spectaculaires et très soudains durant le séisme, il est nécessaire de parcourir le temps du séisme par petits pas, les tremblements de terre ne durent souvent que quelques secondes et, pour capturer toutes les caractéristiques du mouvement, les pas de temps doivent être des fractions de secondes.

La figure V.54 illustre les points historiques et les conditions aux limites imposées au problème. La base est fixée à la fois dans les directions verticales et horizontales, le long des extrémités verticales du problème, le mouvement est fixé seulement dans la direction verticale.

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

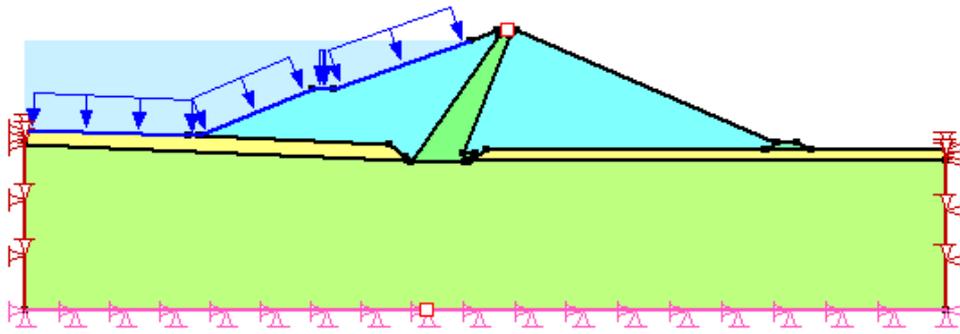


Figure V.54 : Conditions aux limites de l'analyse dynamique

Les figures (V.55 et V.56), indiquent la variation de l'accélération et de la vitesse en fonction du temps pour le point historique situé à la crête du barrage, le pic du signal d'accélération sismique a été amplifié par un facteur de $2.48a_{max} = 0.96g$, et pour les vitesses $v_{max} = 0.112m/s$.

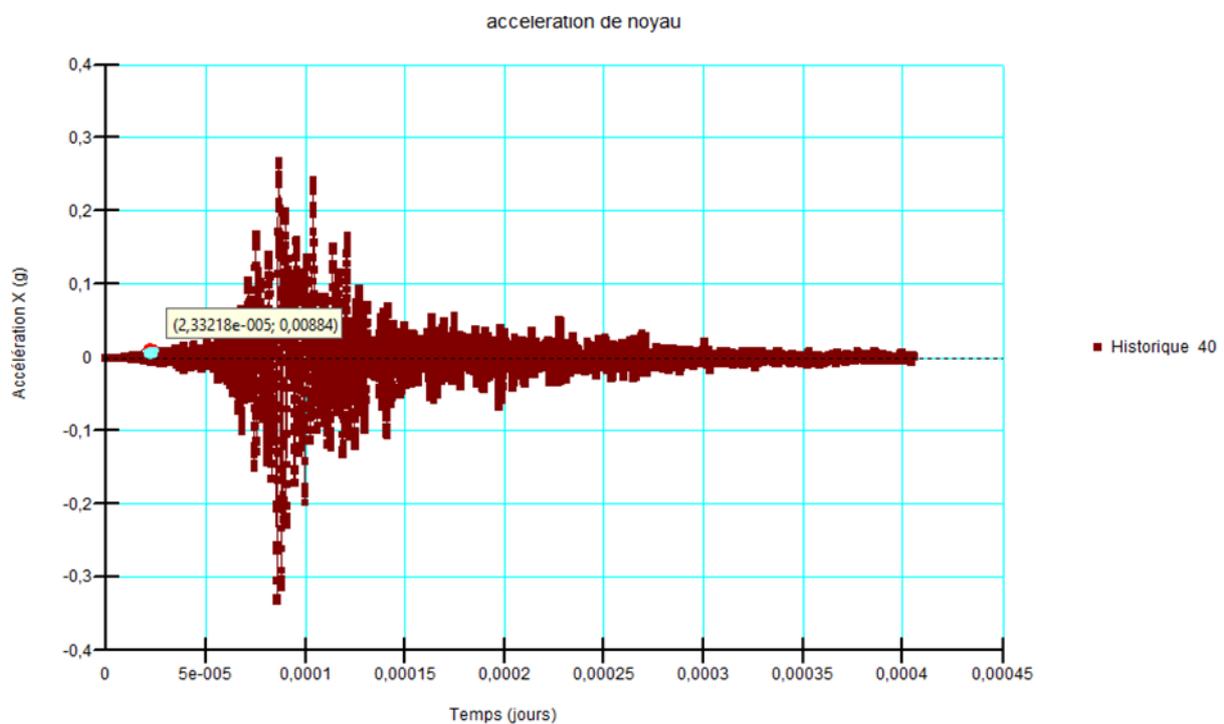


Figure V.55 : Variations de l'accélération horizontale en crête

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

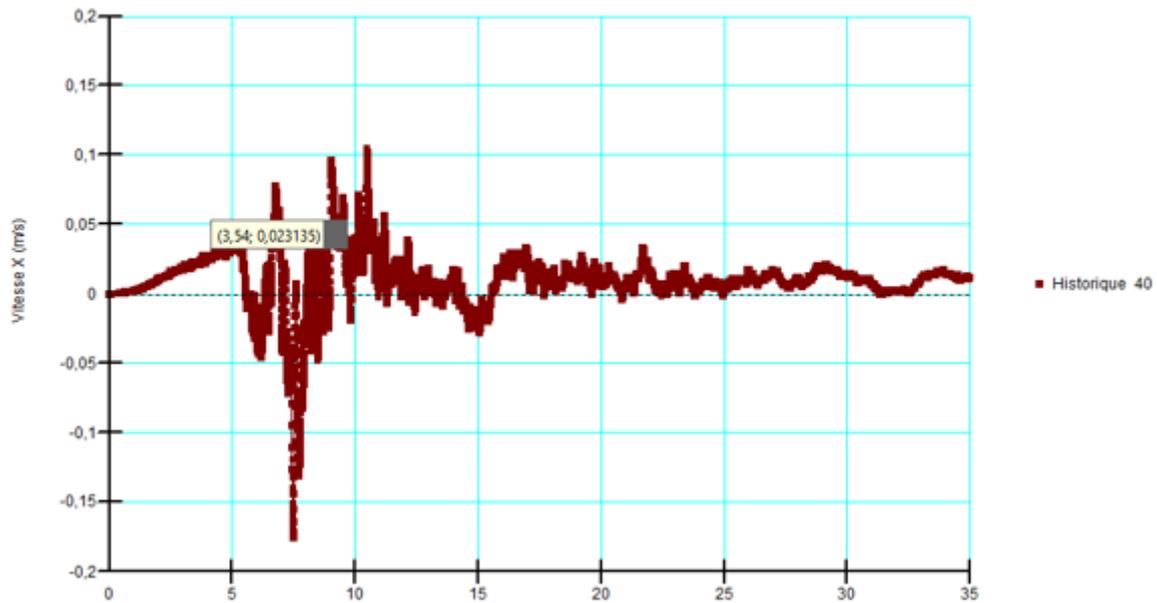


Figure V.56 : Vitesse x en fonction du temps de substratum

V.6.7 Stabilité post-sismique :

Une approche simplifiée de la stabilité post-sismique consiste à calculer le coefficient de sécurité final avec la résistance au cisaillement et les surpressions interstitielles qui peuvent être générées par le séisme, les résultats de cette analyse dynamique sont indiqués sur les figures (V.57 à V.68).

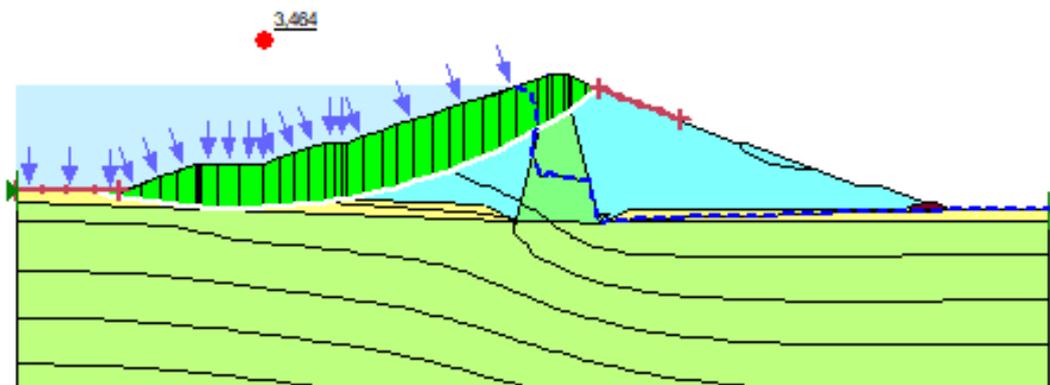


Figure V.57: Stabilité post-sismique talus amont, fondation, [Coyne et Bellier]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

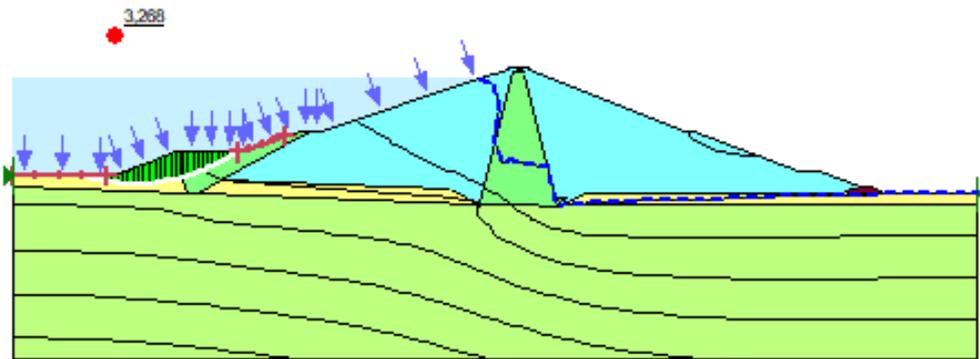


Figure V.58 : Stabilité post-sismique talus amont, berme, [Coyne et Bellier]

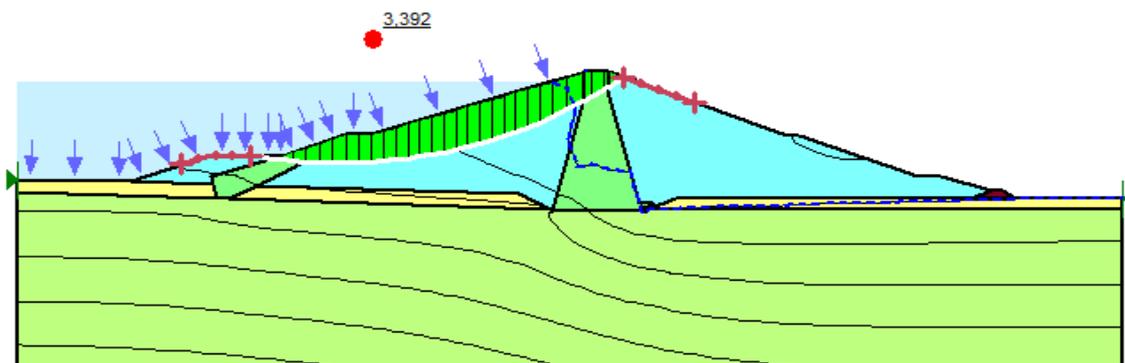
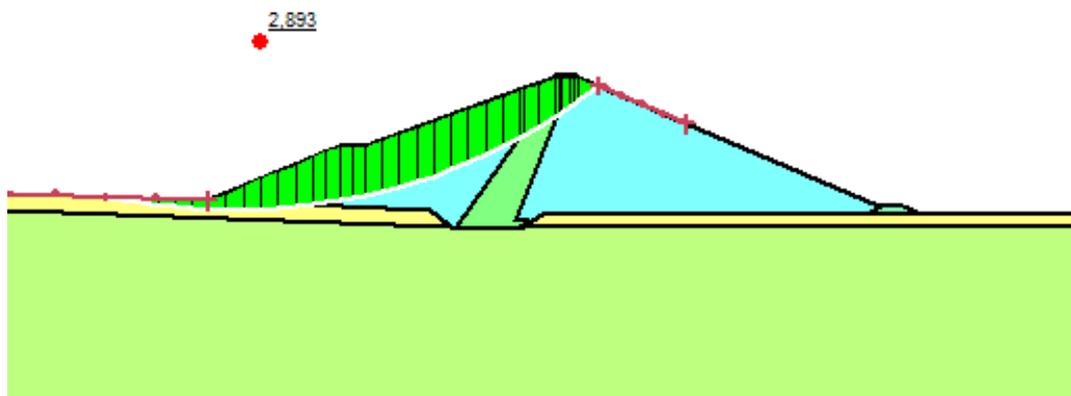


Figure V.59 : Stabilité post-sismique talus amont, recharge, [Coyne et Bellier]



Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

Figure V.60 : Stabilité post-sismique talus amont, fondation, [cas d'étude]

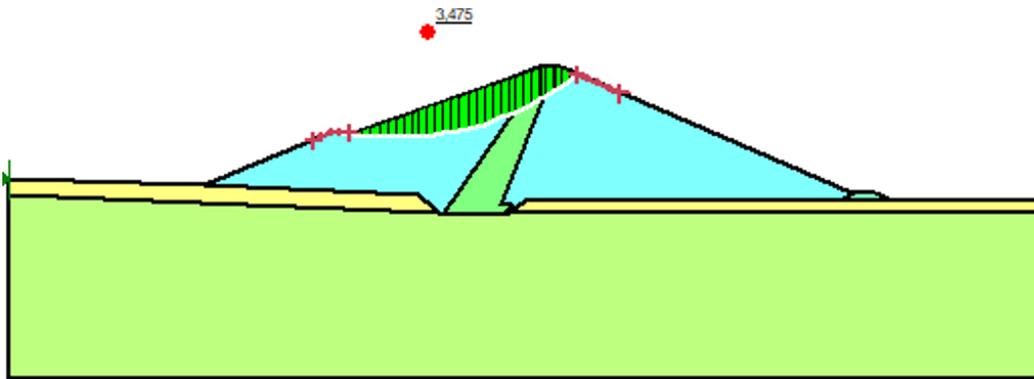


Figure V.61 : Stabilité post-sismique talus amont, recharge, [cas d'étude]

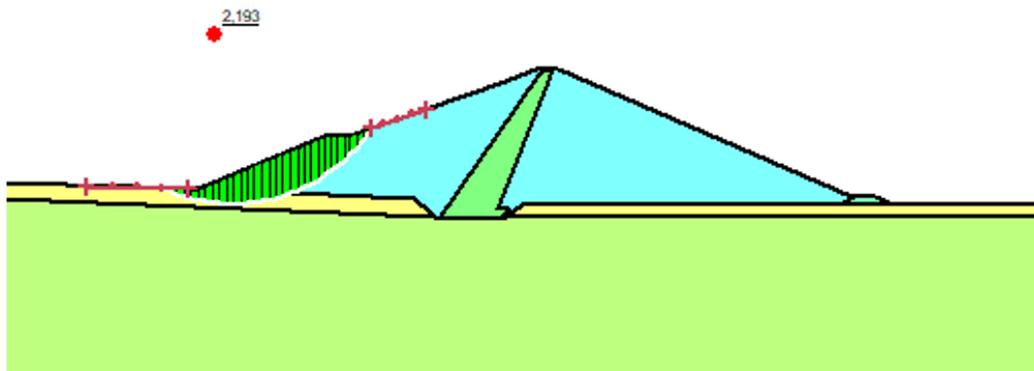


Figure V.62 : Stabilité post-sismique talus amont, berme, [cas d'étude]

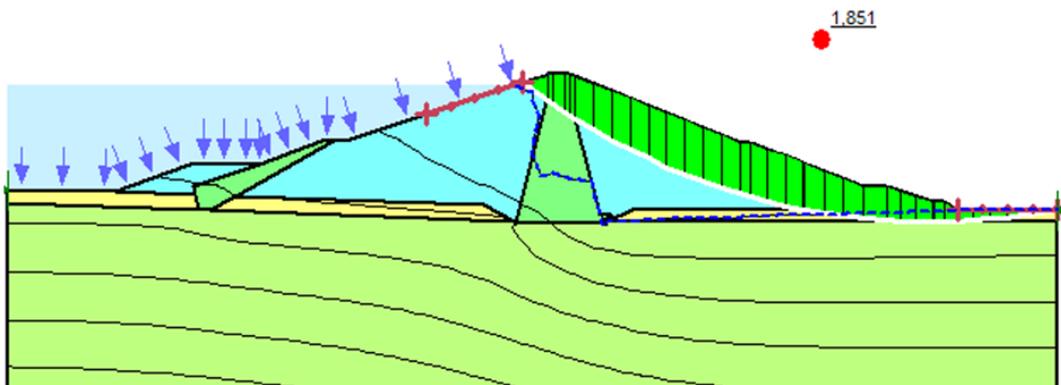


Figure V.63 : Stabilité post-sismique talus aval, fondation, [Coyné et Bellier]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

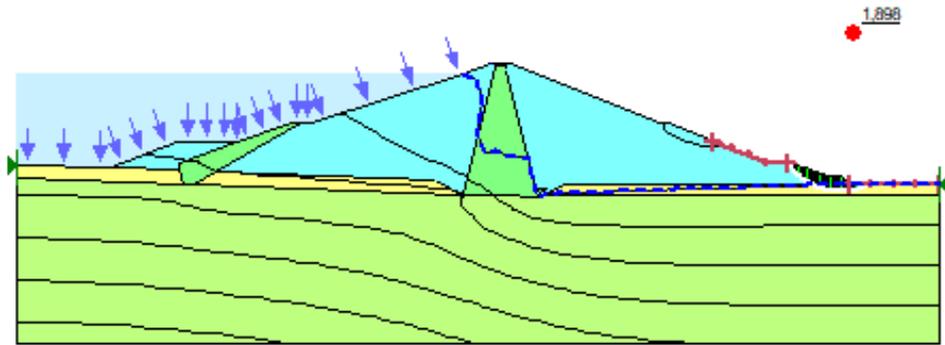


Figure V.64 : Stabilité post-sismique talus aval, berme, [Coyne et Bellier]

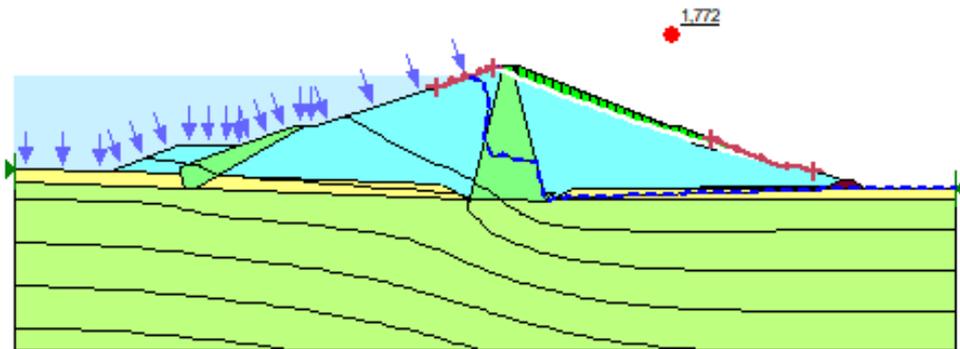


Figure V.65 : Stabilité post-sismique talus aval, recharge, [Coyne et Bellier]

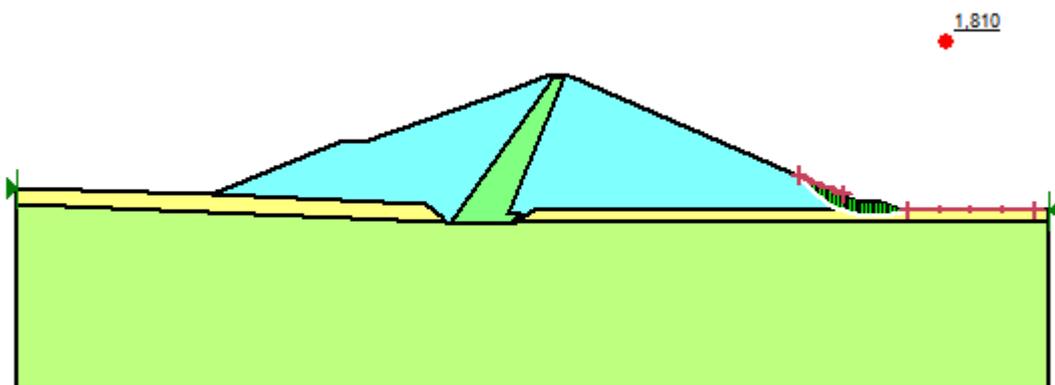


Figure V.66 : Stabilité post-sismique talus aval, berme, [cas d'étude]

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

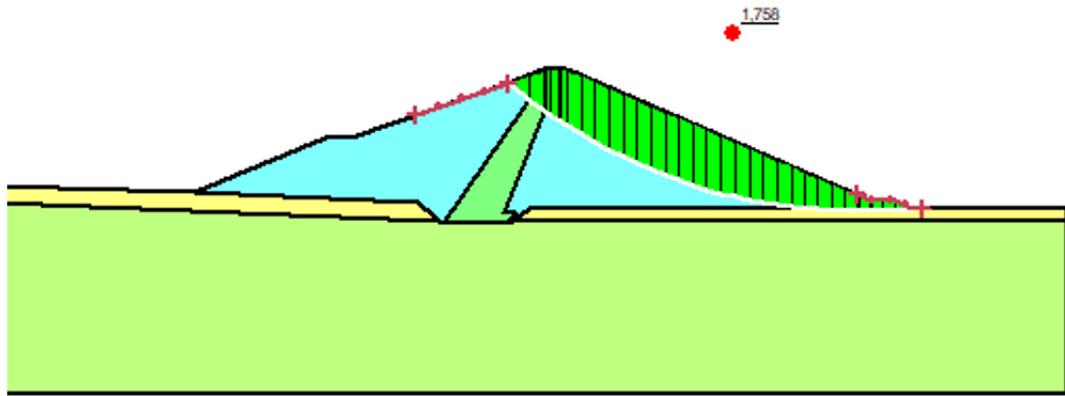


Figure V.67 : Stabilité post-sismique talus aval recharge, [cas d'étude]

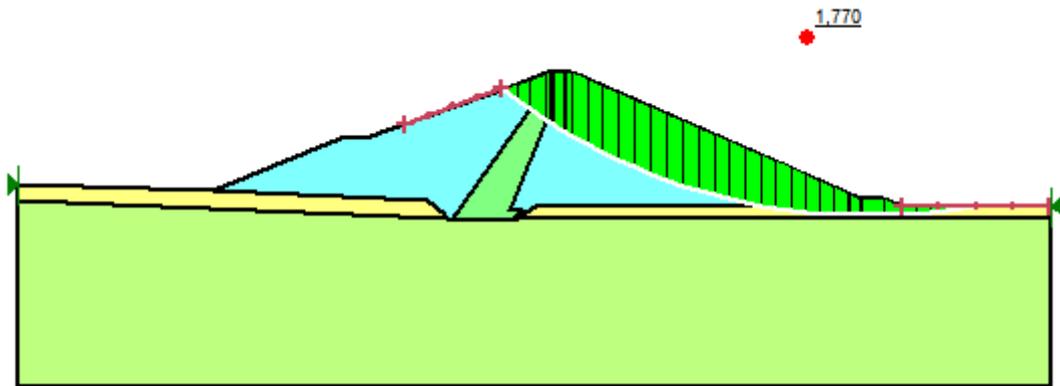


Figure V.68 : Stabilité post-sismique talus aval, fondation, [cas d'étude]

V.7 Discussion sur les résultats :

Les résultats des analyses de stabilité du barrage sont présentés au tableau V.4, ainsi que tous les coefficients de sécurité requis ont été respectés pour toutes les conditions analysées.

Tableau V.4 : Récapitulatif des résultats de calcul

Cas de charge	Coyne et Bellier		Cas d'étude	
	Talus amont	Talus aval	Talus amont	Talus aval
Fin de construction	1.961	1.994	1.569	1.742
Fin de construction avec séisme	1.014	1.359	1.013	1.225
Etat stationnaire	2.4	1.742	2.315	1.630
Vidange rapide	1.794	-	1.766	-
Etat stationnaire post sismique	3.268	1.772	2.193	1.758

- **Fin de construction :**

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

La stabilité de la digue en fin de construction a été vérifiée dans les conditions statiques et pseudo-statiques, les coefficients de sécurité pour les deux variantes sont presque identiques et supérieurs à la valeur admissible de F_s .

- **Stabilité à l'érosion interne :**

Dans la section étudiée, le gradient hydraulique le plus défavorable est situé à la base du noyau avec une valeur de 1 pour notre cas d'étude, la valeur rentre dans la gamme admissible ($i_c < 1.5$).

La dimension du noyau que nous avons proposé reste justifiées avec un facteur de sécurité qui est égale à 2 et qui va dans le sens de l'économie.

- **Etat stationnaire :**

A l'état stationnaire, on constate une augmentation des facteurs de sécurité par rapport à l'état de fin de construction (+6% d'amélioration au côté aval pour notre variante et +12% pour la variante de Coyne et Bellier et +24% d'amélioration au côté amont pour notre variante et +12% pour la variante de Coyne et Bellier). D'après la littérature professionnelle, le talus aval est plus vulnérable car le côté amont est stabilisé par le poids de l'eau ce qui a été confirmé par nos calculs ($F_s \text{ Amont} > F_s \text{ Aval}$).

- **Vidange rapide :**

La stabilité de la digue dans ce cas de charge concerne le talus amont, à cause de la disparition de l'effet stabilisateur apporté par l'eau, et la pression interstitielles qui n'a pas le temps de se dissipée. D'après les figures V.36 et V.37, le coefficient de sécurité diminue rapidement durant la vidange rapide jusqu'à une valeur minimale, puis après la vidange totale il augmente. La valeur du facteur de sécurité obtenue après la vidange ne dépasse pas la valeur de celle calculée en fin de construction mais reste dans la sécurité ($F_s > 1,3$).

La variante proposée dans notre étude est moins stable que celle de l'APD, par ce que la forme incliné du noyau (génération des pressions interstitielle plus importantes dans le noyau argileux à cause de sa faible perméabilité) d'où l'avantage d'une recharge perméable en amont qui permet une dissipation rapide des pressions interstitielles lors d'une vidange rapide.

- **Stabilité sismique :**

Le mouvement sismique fort s'est manifesté, d'après la figure V.55, entre 6 et 10 secondes de la secousse. L'accélération maximale en crête est de 0.39 m/s^2 , soit 39% de l'accélération de la gravité terrestre. L'intensité du mouvement en crête est définie par les valeurs maximales de la vitesse et des déplacements, notés respectivement PGV (Peak Ground Velocity) et PGD (Peak Ground Displacements) les valeurs sont respectivement 0.035 m/s et 9.8 cm .

Le talus amont a connu une diminution en F_s de -48% en post sismique pour notre variante et de -71% pour la variante de Coyne et Bellier, le talus aval est aussi connu une diminution de -35% en post sismique, pour notre variante est de -47%.

Chapitre V : Analyse de la stabilité du barrage de Soubella

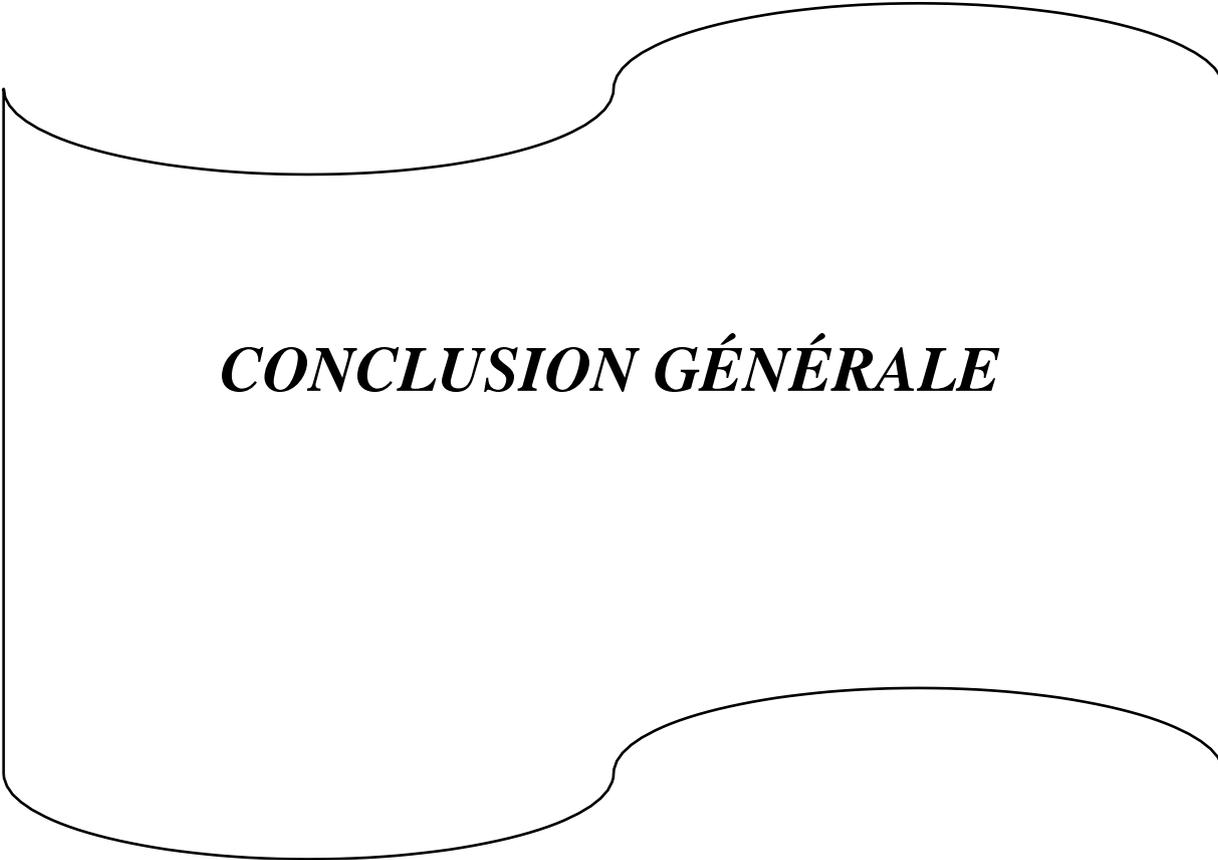
Les résultats de calcul post-sismique indiquent que le barrage reste stable lors d'un chargement dynamique caractérisé par l'accélérogramme de la figure V.55.

V.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons estimé et présenté les résultats d'analyse de la stabilité du barrage de Soubella avec deux variantes : Coyne et Bellier et notre solution. Cette analyse a été effectuée sur plusieurs étapes de calcul (Fin de construction, état stationnaire, vidange rapide et stabilité sismique).

Les analyses de stabilité statique montrent que le barrage présente des conditions de stabilité adéquates et ceux dans les différentes conditions de construction et d'exploitation du barrage.

L'analyse dynamique que nous avons fait pour notre variante, montre que la sécurité des parements amont et aval en sollicitation sismique est assurée.



CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité de concevoir et d'analyser la stabilité d'une digue en terre avec une étude du cas du barrage de Soubella situé dans la willaya de M'sila. L'analyse de la solution adoptée sur site proposée par le bureau d'étude Coyne et Bellier, nous a permis de s'inspirer et de proposer une variante avec des modifications au niveau de la géométrie de la digue. En effet, nous avons remplacé le noyau centré argileux par un noyau incliné plus mince et nous avons baissé les pentes des deux parements amont et aval. Ces modifications nous ont permis de gagner environ 11.07% en volume du barrage et donc en délais et en coût.

L'analyse de la stabilité des deux variantes a été menée parallèlement pour les différentes situations de chargement que traverse l'ouvrage durant sa vie à savoir : Fin de construction (barrage vide), État stationnaire (barrage rempli en cours d'exploitation), Vidange rapide et sous sollicitation sismique.

Les résultats de ces analyses, nous ont permis de conclure ce qui suit :

➤ **Fin de construction :**

Ce cas de charge correspond à l'analyse de la stabilité du barrage à l'état initial, sous l'effet du seul poids propre des matériaux. Le compactage de ces matériaux lors de la construction peut générer des surpressions interstitielles notamment pour les sols fins peu perméables, se qui peut engendrés le glissement des deux parements amont et aval. Ce phénomène de génération de pression interstitielle à court terme est pris en compte dans les analyses de stabilité par un coefficient noté R_u . Le barrage modélisé avec le logiciel Slide 6.0 reste stable durant cette phase, même en calcul pseudo statique (sismique).

➤ **Etat stationnaire :**

Ce cas de charge correspond à l'établissement du régime hydraulique interne permanent pour un plan d'eau situé pour ce barrage à la cote de la retenue normale (RN), soit 780.00 m NGA. Les pressions interstitielles dans le remblai et dans la fondation sont indépendantes des contraintes dans le sol et ne dépendent que des conditions aux limites hydrauliques. Les coefficients de sécurité pour les deux variantes sont quasiment identiques, avec un talus amont qui présente plus de stabilité par rapport au talus aval de la digue.

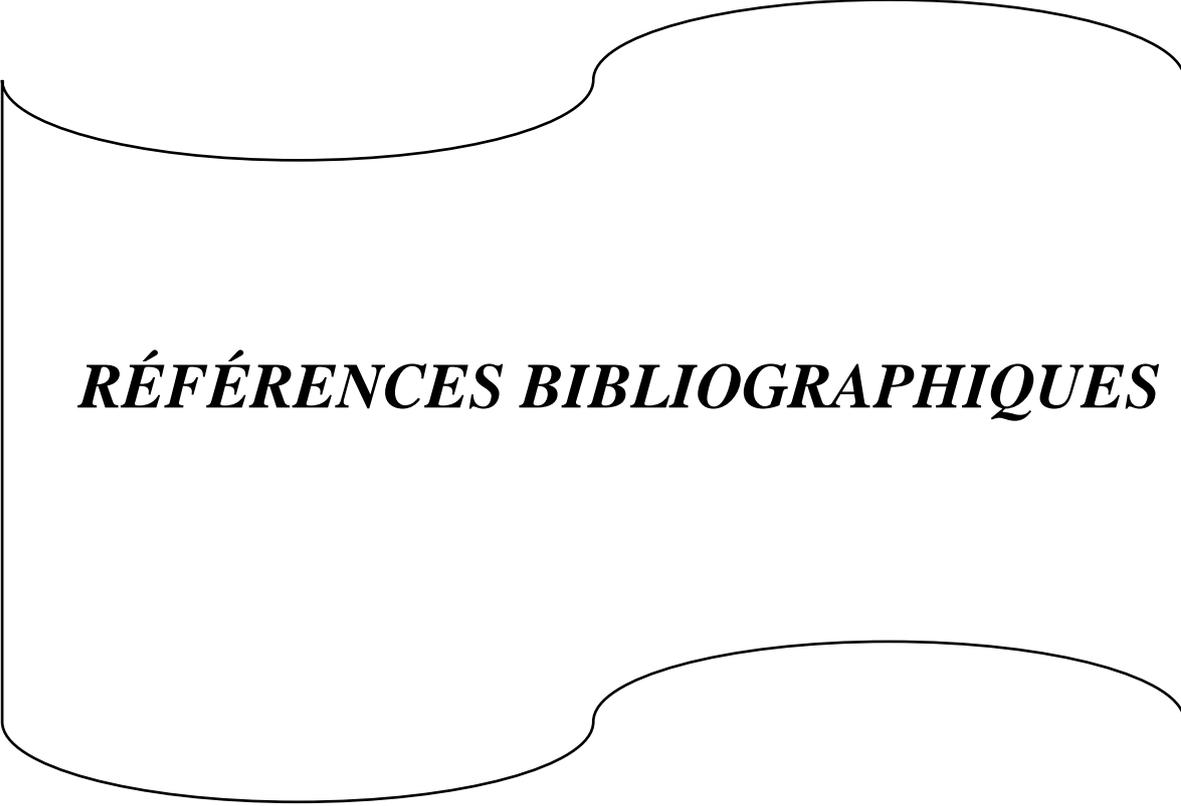
➤ **Vidange rapide :**

Le cas de vidange rapide correspond à la descente du plan d'eau amont depuis la cote de la retenue normale jusqu'à la cote du terrain naturel. Ce cas de charge a été modélisé à l'aide du logiciel Géostudio via le module Seep/w ou le coefficient de sécurité tend à diminuer durant la vidange rapide jusqu'à une valeur minimale, puis il augmente après la vidange totale.

➤ **Cas sismique (dynamique) :**

L'étude dynamique permet de calculer les déplacements irréversibles de la crête (déplacements horizontaux et tassements). Ce cas de charge a été modélisé via le module Quake/w du logiciel Geostudio en effectuant une analyse dynamique non linéaire utilisant l'approche en contraintes effectives.

Pour l'ensemble des cas de charges, des résultats satisfaisants ont été obtenus pour les deux variantes avec des facteurs de sécurité supérieurs aux valeurs minimales, pour les deux côtés du barrage : amont et aval. Néanmoins, la variante que nous avons proposée semble plus intéressante sur le plan technico-économique.



RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

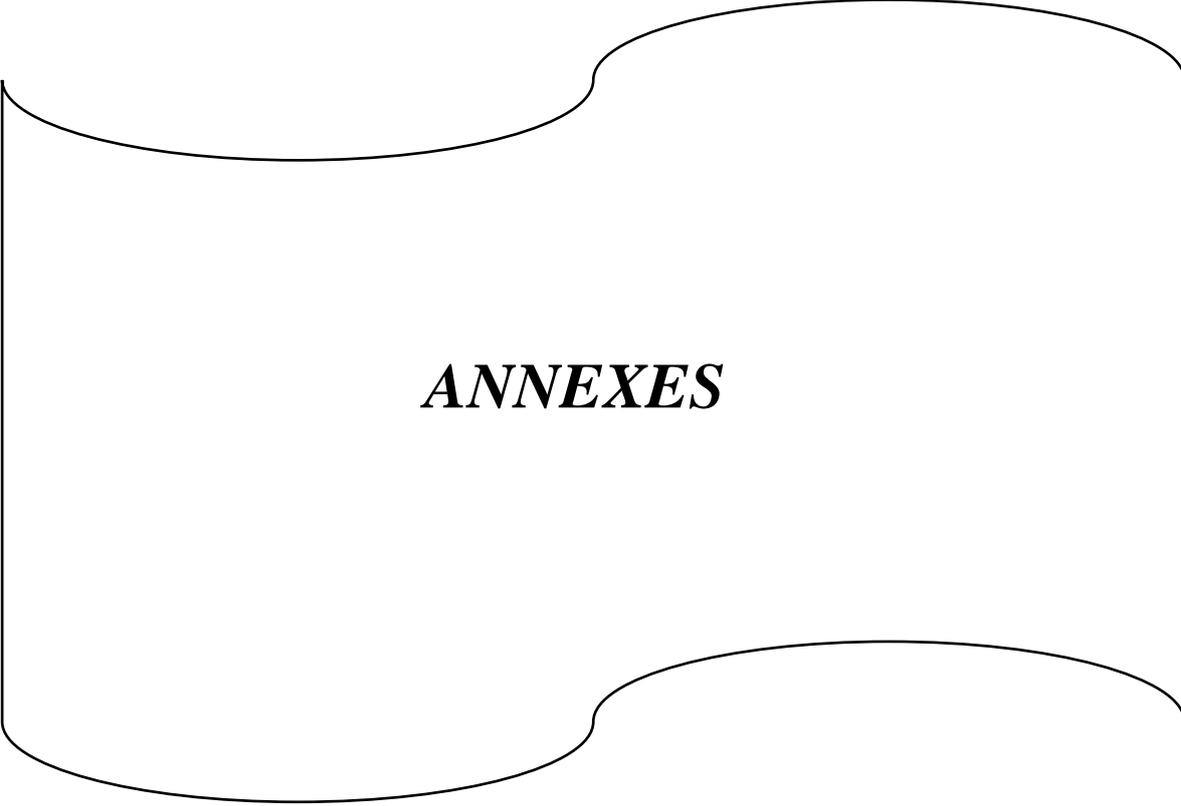
Références bibliographiques

- [1] ANTON J. SCHLEISS et HENRI POUGATSCH, Les Barrages, Du projet à la mise en service (Edition PAGES BLEUES 2016).
- [2] Ministère de l'agriculture technique des barrages en aménagement rural.
- [3] PATRICK LE DELLIOU, Les Barrages : Conception et Maintenance (ENTPE PRESSE UNIVERSITAIRE DE LYON).
- [4] COMETE FRANÇAIS DES BARRAGES CFBR, Petits Barrages : Recommandations Pour La Conception La Réalisation et Le Suivi. (Edition CEMAGREF 2002).
- [5] COMETE FRANÇAIS DES BARRAGES CFBR.
- [6] Le risque rupture de barrage, 21 mai 2013.
- [7] Le Delliou, P. (2003). Les barrages : conception et maintenance. Presses Universitaires Lyon.
- [8] Mallet, C. and Pacquant, J. (1951). Les barrages en terre. Eyrolles, Paris.
- [9] DUNGLAS, M.J. la sécurité des barrages.
- [10] MOULAY ELBOUDKHILI, A (juin 2014) étude paramètre de la stabilité des barrages poids. Université Abou Bekr Belkaid.
- [11] Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre barrage el-agrem jijel : UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA : Année 2009.
- [12] Coyne et Bellier (novembre 2008) avant-projet détaillé mémoire justificatif rapport A.N.B.T 12035-RP-0502-B.
- [13] Coyne et Bellier (mars 2009) avant-projet détaillé mémoire de synthèse rapport A.N.B.T 12035-RP-501-A.
- [14] ALI BOUAFIA, Conception et calcul Des Ouvrages Géotechniques (Edition PAGES BLEUES 2010).
- [15] Allout, n (2012/2013) Modélisation et simulation numérique de la stabilité des pentes dans les barrages en terre. Université m'Hamed Bougara-Boumerdes.
- [16] Science des matériaux de construction, université Aboubekr BELKAID, 2007/2008.
- [17] Messaid. B, 2009. Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre. Thèse de Doctorat, université de Hadj Lakhdar Batna.
- [18] KHEMISSA M. (2005). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Actes du Séminaire International sur les risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d'éboulement Rocheux, Université de Guelma, CD-ROM, 15-6 novembre 05, CD.
- [19] Stabilité des barrages en remblai, 1982. Document Technique Interne, Coyne et Bellier.

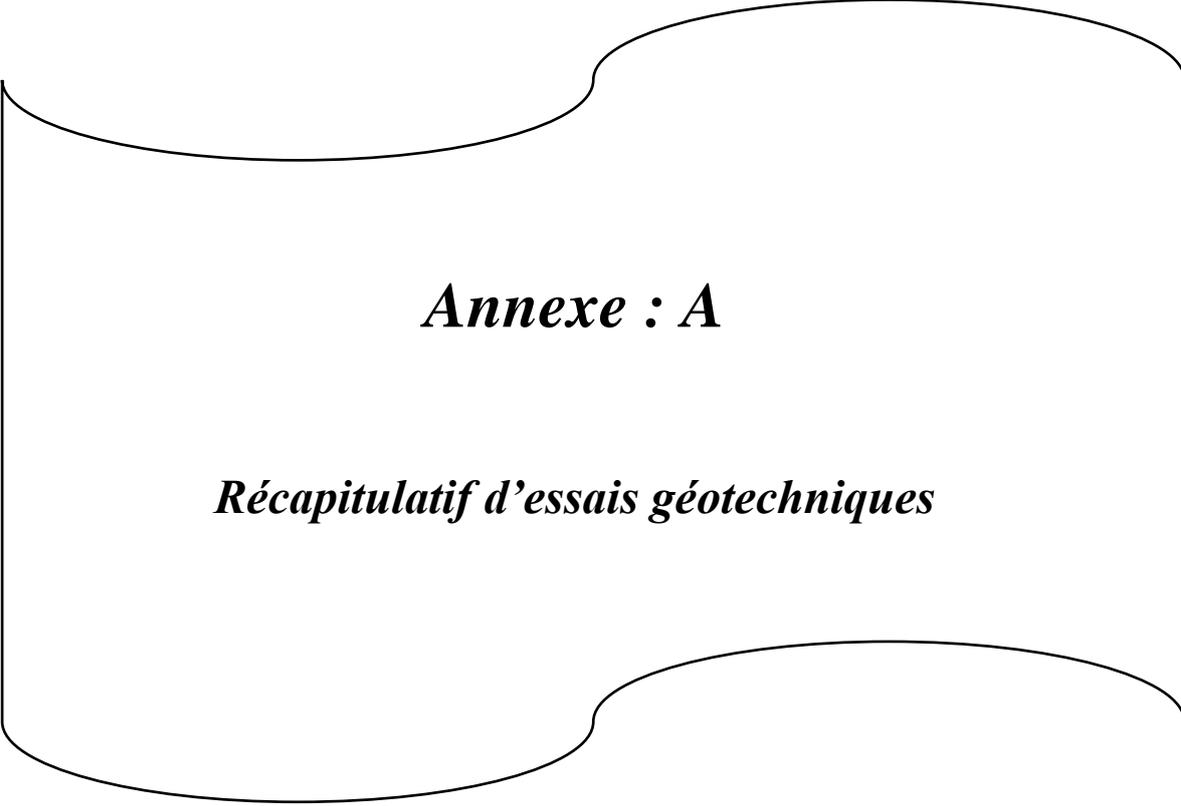
[20] Bourenane, A. et Mechri, S (juin 2008) contribution à l'étude du transport solide dans le sous bassin versant de Soubella (Hodna). Université Mohamed Boudiaf de M'Sila.

[21] Akkouche, M. et Drouiche, A (2008) hydrogéologie des zones arides : exemple du sous bassin de Soubella Chott el Hodna (Algérie). Université houari Boumediene.

[22] Bouzerara, M et Bouzera, A., " Etude de l'avant-projet de l'oued Soubella (W. M'Sila). Mémoire de Master, Université Abderrahmane Mira, Septembre 2015.



ANNEXES



Annexe : A

Récapitulatif d'essais géotechniques

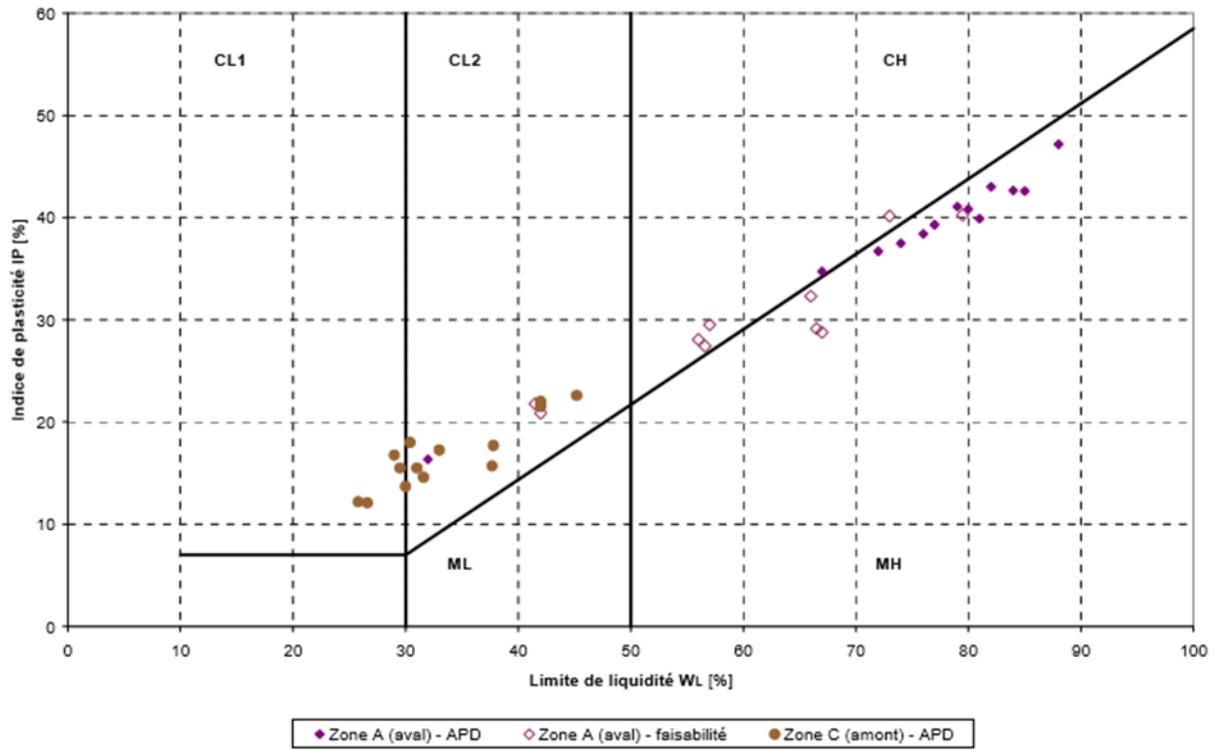


Figure A.1 : Matériaux argileux – Diagramme de Casagrande

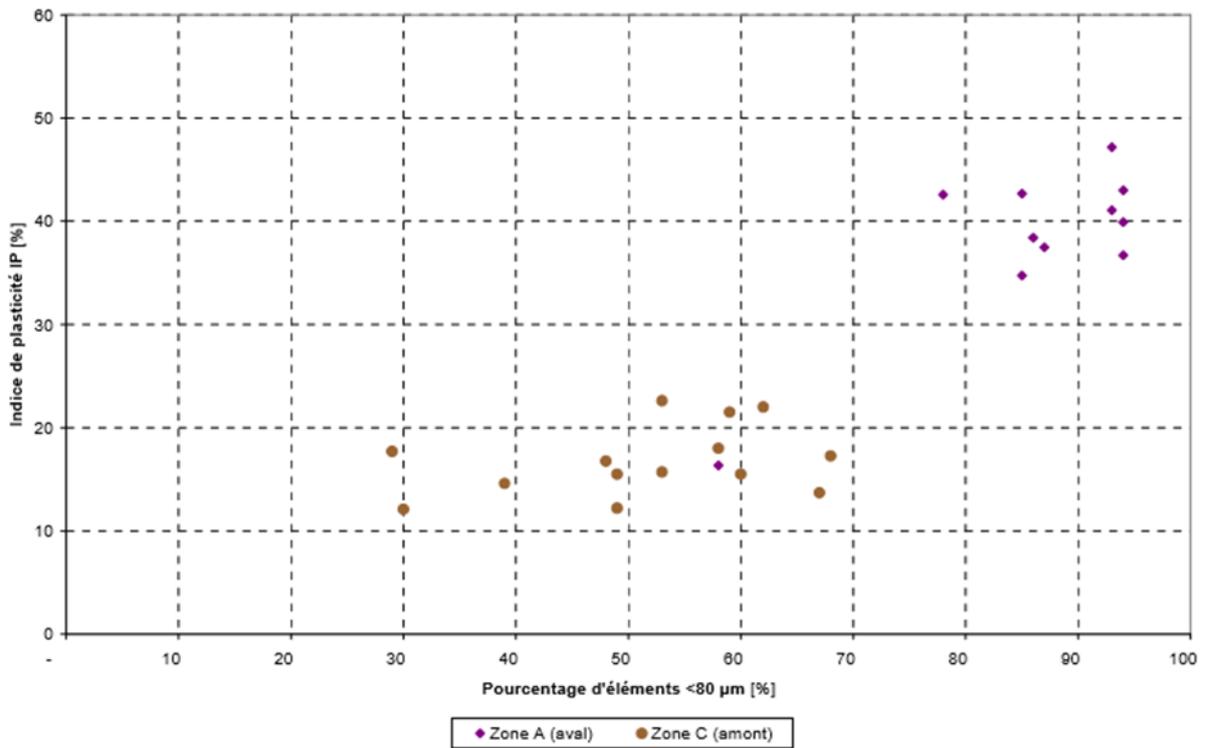


Figure A.2 : Matériaux argileux – Eléments 80 μm IP

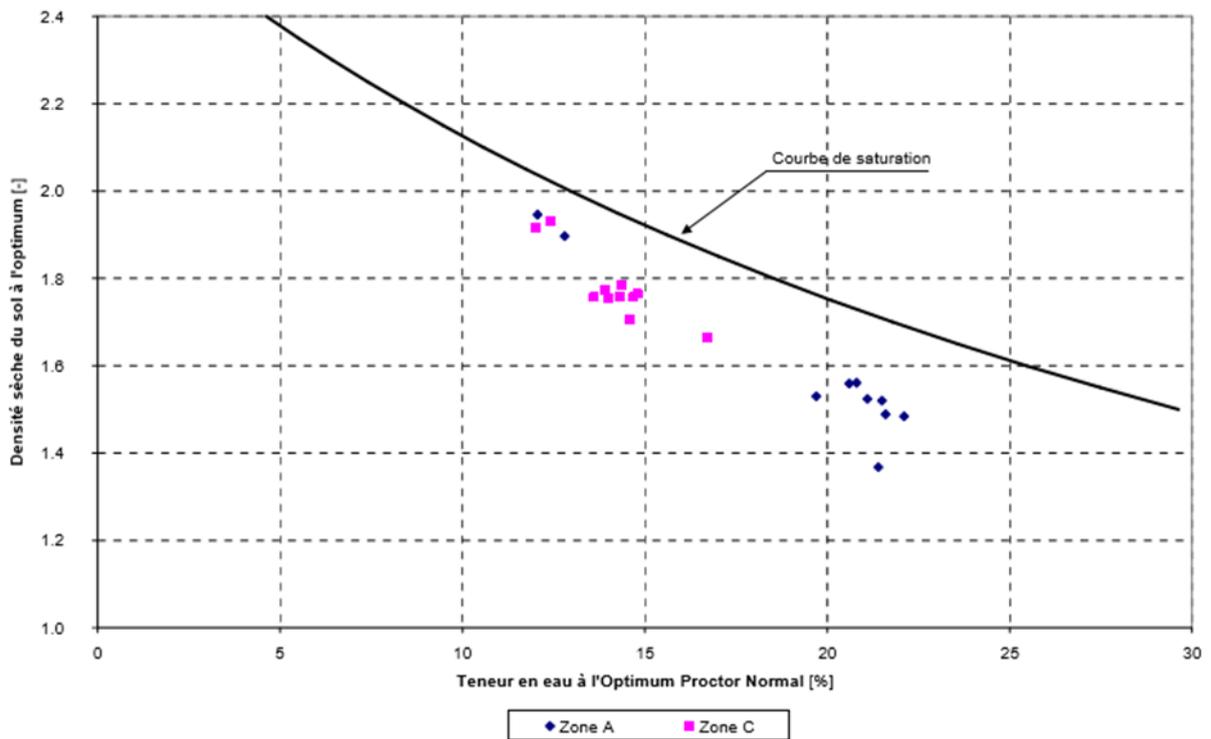


Figure A.3 : Matériaux argileux – Optimum Proctor

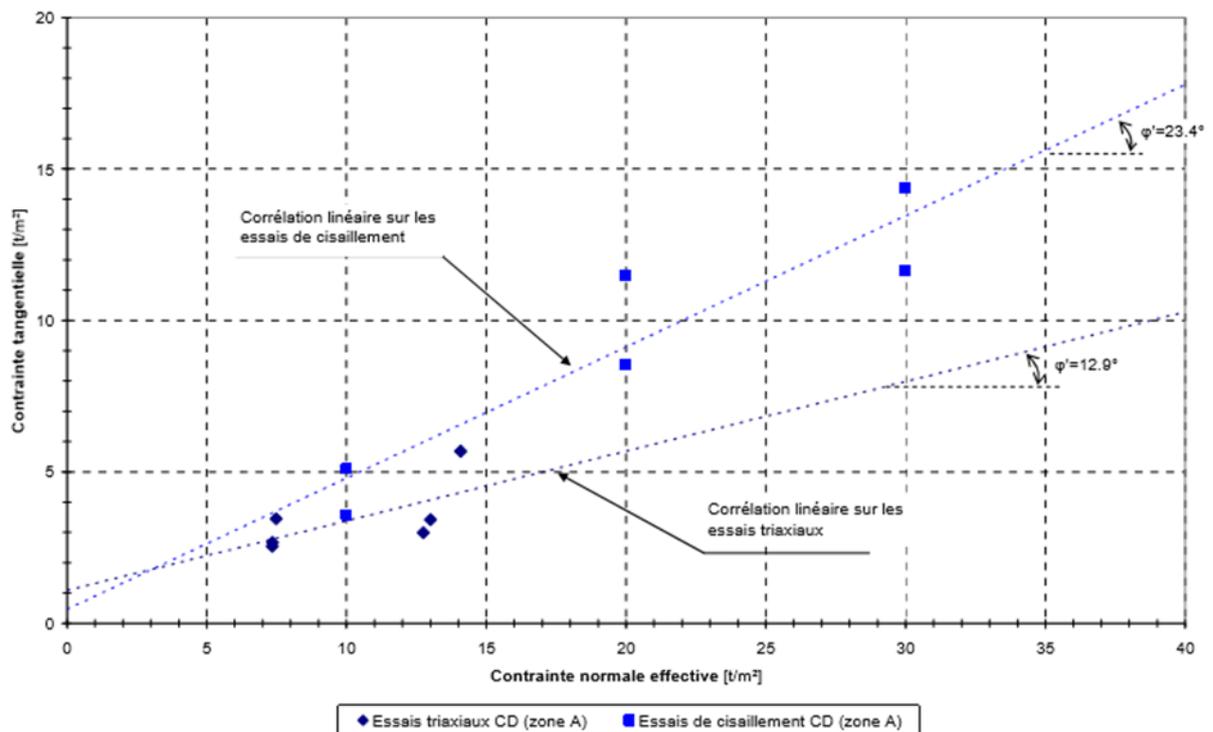


Figure A.4 : Essais mécaniques sur les matériaux argileux (zone A – aval)

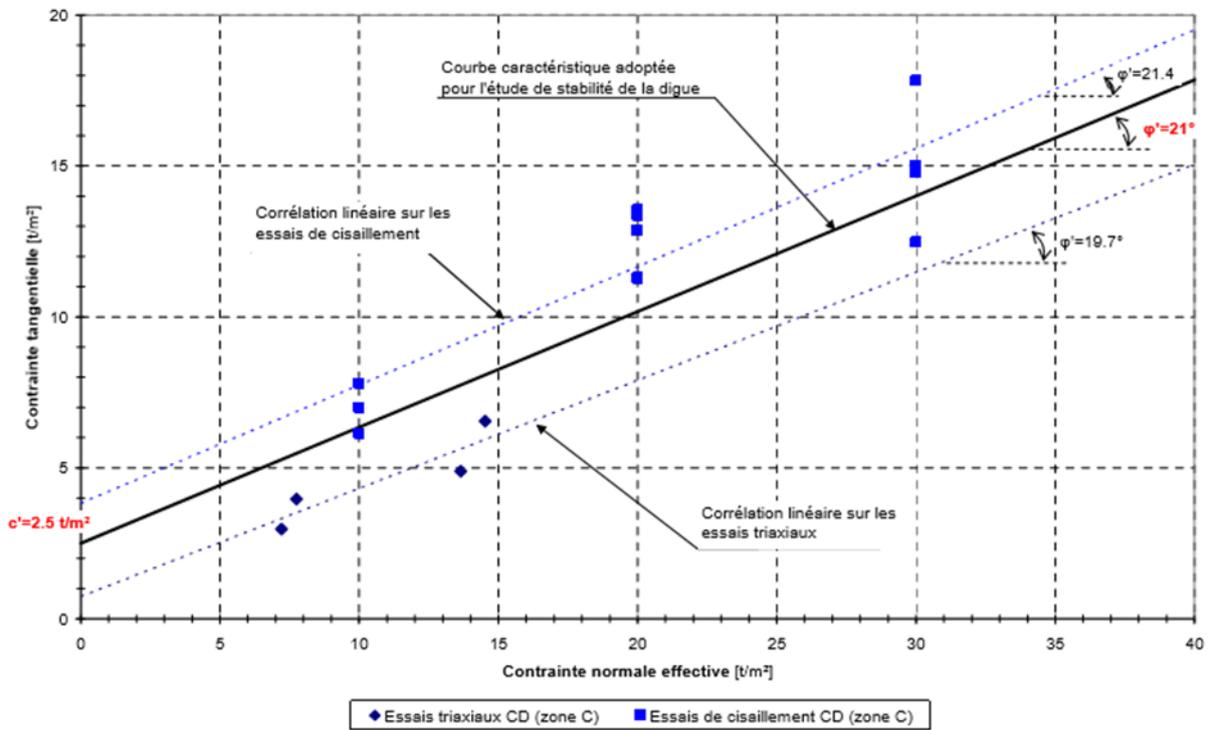


Figure A.5 : Essais mécaniques sur les matériaux argileux (zone C – amont)

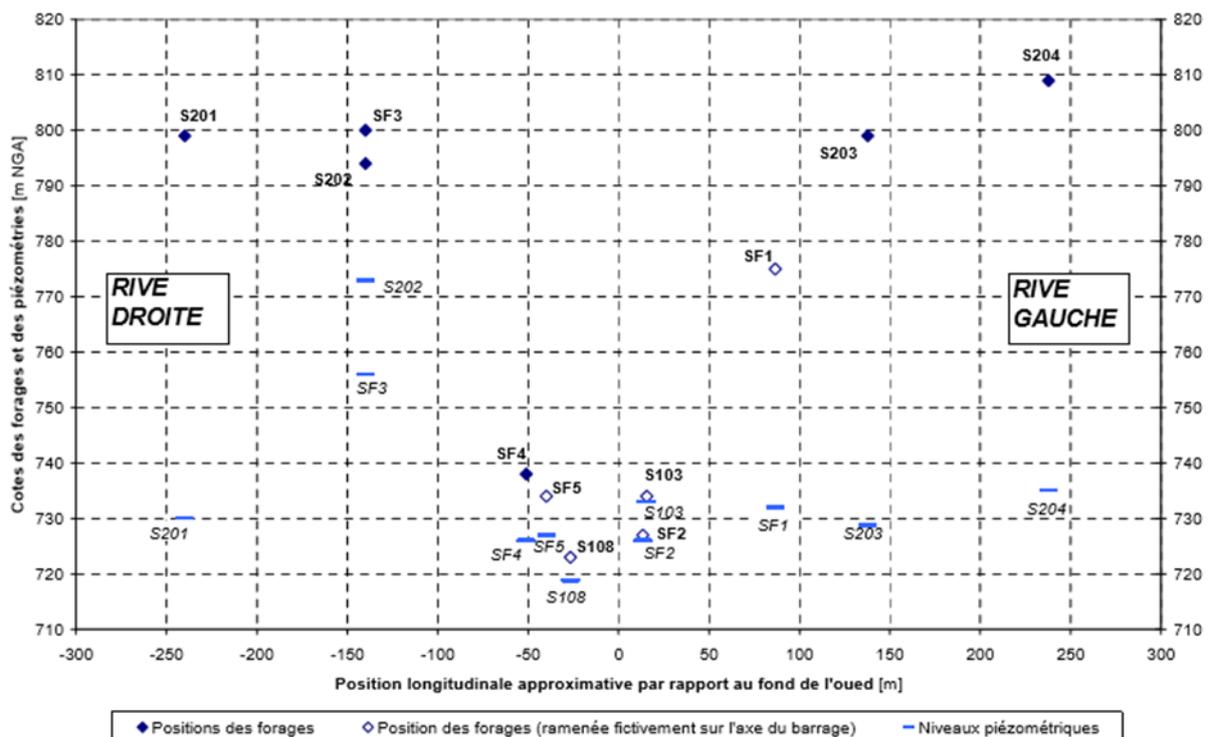


Figure A.6: Niveaux piézométriques moyens sur l'axe du barrage

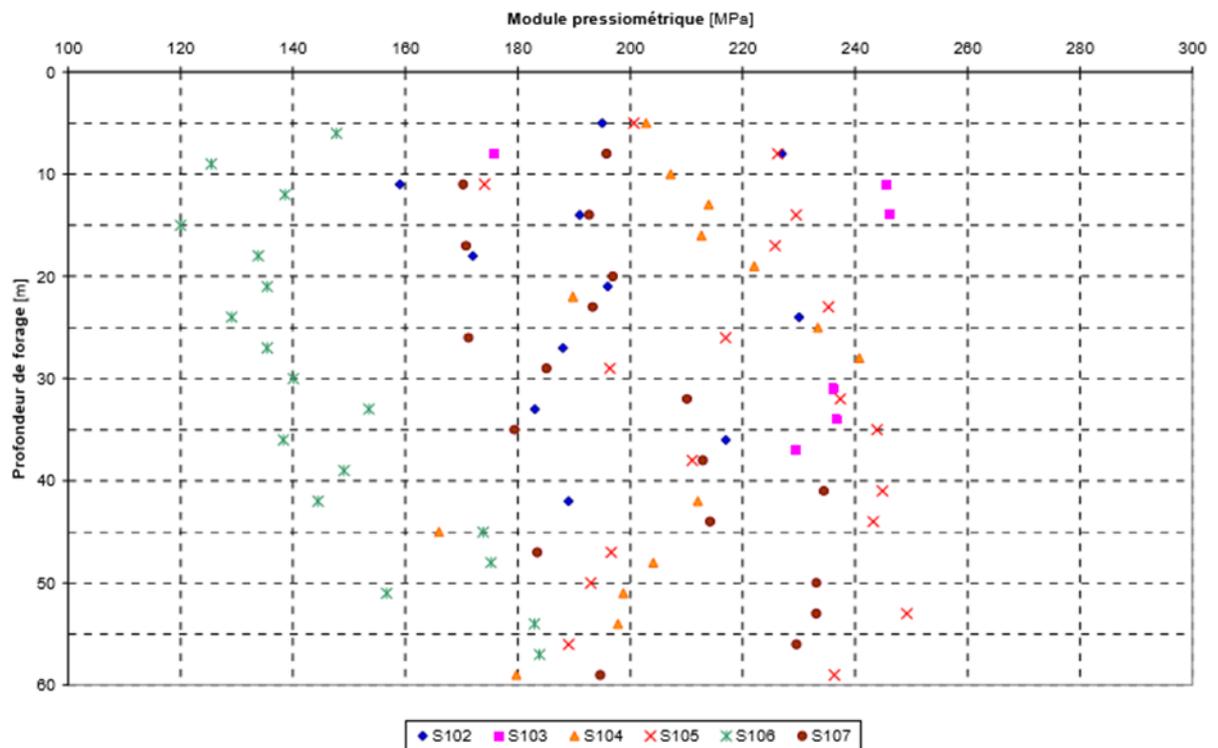


Figure A.7 : Evolution des modules pressiométriques en fonction de la profondeur

	Spt 102			Spt103			Spt104			Spt105			Spt106			Spt107		
	E MPa	PI bar	E/PI -															
Min	159	73	18	176	97	18	166	59	17	174	57	19	120	85	14	170	86	18
Moy	195	90	22	240	99	24	245	93	30	264	92	32	148	88	17	200	90	22
Max	230	99	30	313	103	32	794	101	134	1066	99	187	184	92	20	234	100	27
E.T.	22	7	3	40	2	4	153	10	30	196	8.7	38	19	2	2	22	4	3

Tableau A.1 : Valeurs moyennes et extrêmes des essais pressiométriques

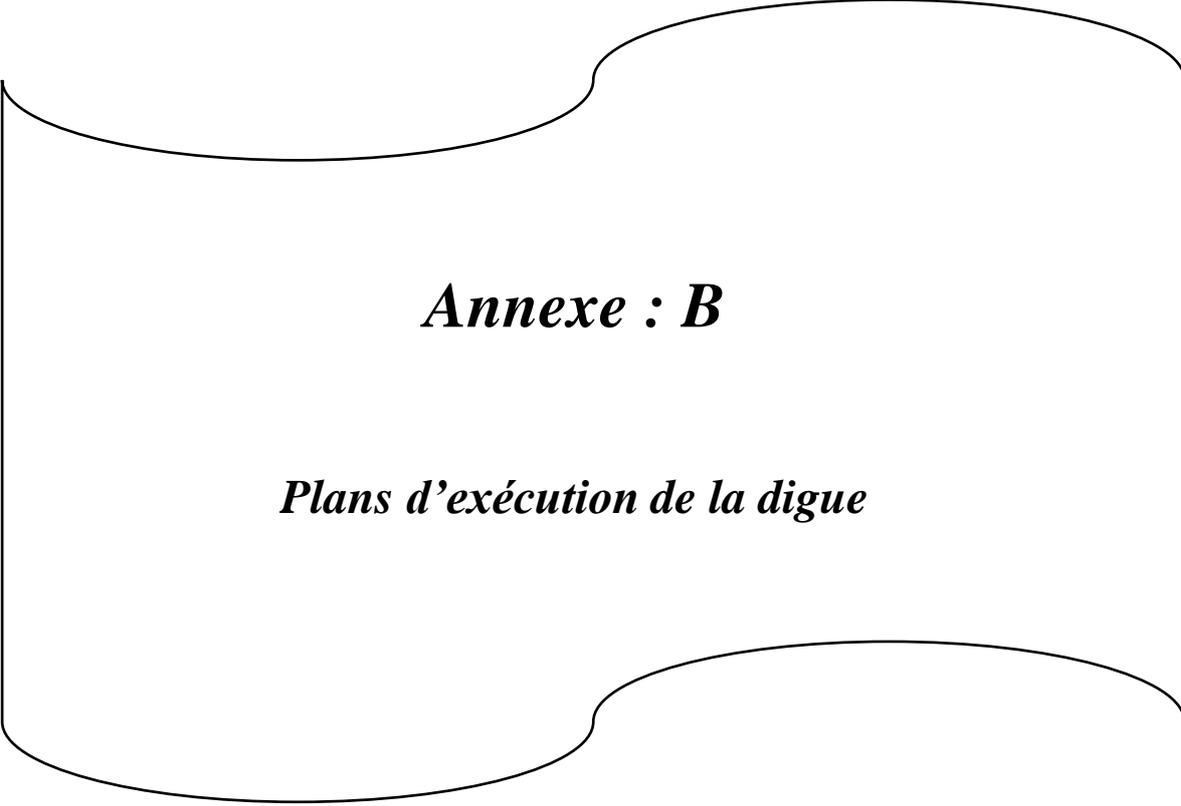
Tableau A.3 : Tableau récapitulatif des résultats des essais physiques, chimiques et mécaniques de la zone d'emprunt B

BARRAGE DE SOUBELLA															Phase APD												
TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS PHYSIQUES ET CHIMIQUES DE LA ZONE D'EMPRUNT															Zone B												
															Aval de l'axe RG												
Puits N°	Profondeur m	Calibres			Graviers			Sable Gros			Granulométrie (%)			Limites d'Aterberg			Proctor Normal	Perméabilité			Matière Organique (%)	CaCO3 (%)	Classification Parties				
		200-20	20-2	2-0.2	2-0.2	0.2-0.075	0.075-0.02	0.02-0.0075	Argile s	W	Wp	Ip	lc	γd max (t/m3)	2 bars (cm/s)	4 bars (cm/s)		8 bars (cm/s)	Fine (%)	Grossière (%)							
Zone B																											
P01	1.00 - 1.50	67	11	2	9	12	15	9	100	34	11.6	32.0	15.7	16.3	1.25	1.87	14.2	-	-	-	0.8	-	-	-	-	CL	GA
P01	3.00 - 3.50	50	5	9	9	12	15	9	100	34	11.6	32.0	15.7	16.3	1.25	1.87	14.2	-	-	-	-	-	-	-	-	CL	GA
P04	1.50 - 2.00	25	35	9	9	12	15	9	100	26	-	37.0	17.8	19.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	CL	GA
P07	1.00 - 1.50	25	16	10	10	12	15	9	100	38	7.2	42.0	19.6	22.4	1.55	1.82	13.7	-	-	-	-	-	-	-	-	CL	GA
P07	2.50 - 3.00	18	31	13	16	7	15	100	31	12.8	45.0	21.6	23.4	1.38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	51.1	CL	GA
P25	2.30 - 2.80	41	12	3	17	8	19	100	38	12.7	35.0	16.0	19.0	1.17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	CL	GA
P02	1.20 - 1.80	45	30	8	17	8	17	100	14	-	34.0	15.6	18.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	CL	GA
P02	1.50 - 2.00	45	35	13	7	7	7	100	6	-	28.0	13.1	14.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	CL	Gm-GA
Maximum		67	35	13	7	7	7	100	38	12.8	45.0	21.6	23.4	1.55	1.87	14.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Minimum		18	5	2	9	12	15	9	100	6	7.2	28.0	13.1	14.9	1.17	1.82	13.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Moyenne		40	22	8	10	12	15	9	100	26	11.1	36.8	17.4	19.4	1.34	1.85	14.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ecartype		16	12	4	9	12	15	9	0	12	2.6	5.7	2.8	2.9	0.17	0.03	0.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Courbes	Calibres		Graviers		Sable fin		Limons		Argiles	
	200-20	20-2	2-0.2	0.2-0.075	0.075-0.02	0.02-0.0075	Argile s	<80 µ		
Courbe max	18	23	10	22	8	19	100	38		
Courbe moy	43	18	12	13	5	11	100	22		
Courbe min	67	13	13	3	2	2	100	6		

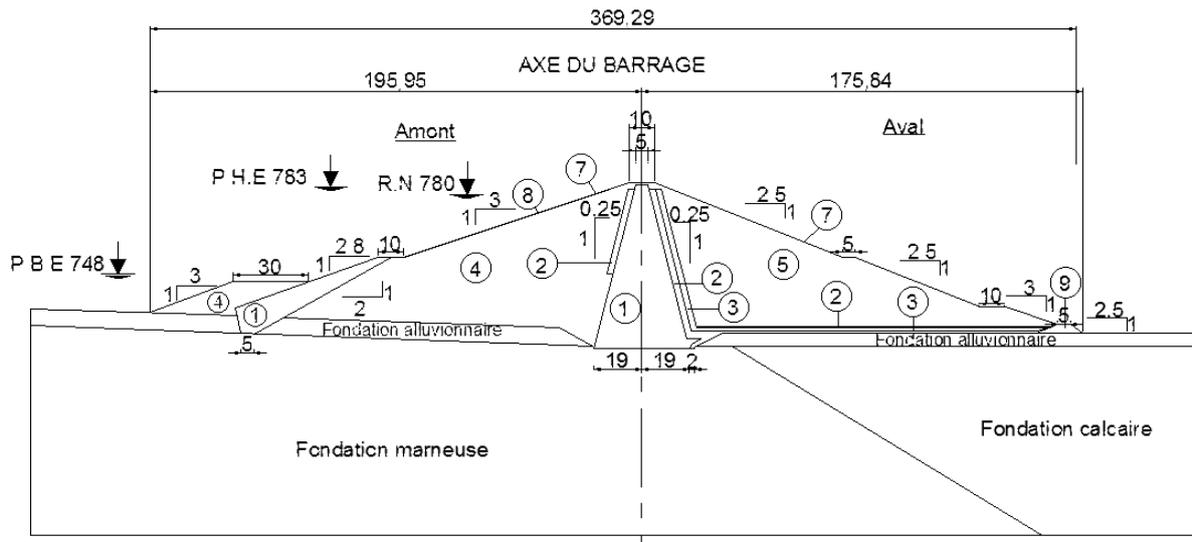
NB : Tableau servant à tracer les courbes enveloppes du fuseau

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS MECANIQUES DE LA ZONE D'EMPRUNT															
Zone B															
Aval de l'axe RG															
Puits N°	Prof m	Cisaillement rect UU			Cisaillement rect CD			Triaxial CU+U			Triaxial CD			Oedomètre	
		Cuu	φuu	σcd	Ccd	φcd	σcd	Cc	φ	Cc	φ	σcd	Pc	Cc	Cg
Zone B															
P01	3.00 - 3.50	-	-	0.5	9.0	-	-	-	-	-	-	-	2.24	0.17	0.02
P07	1.00 - 1.50	-	-	-	-	-	0.1	8.0	0.1	9.0	0.1	19.0	-	-	-



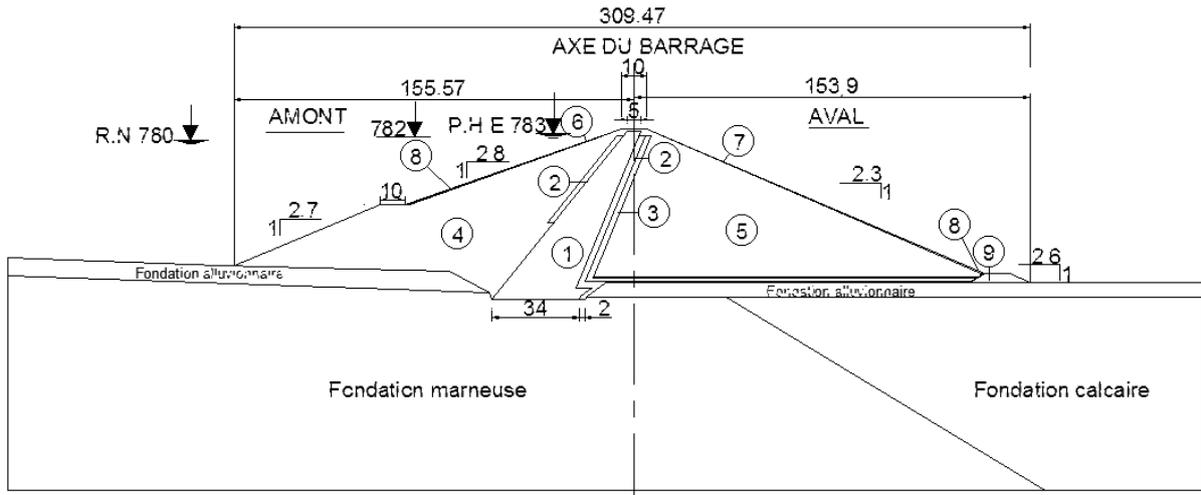
Annexe : B

Plans d'exécution de la digue



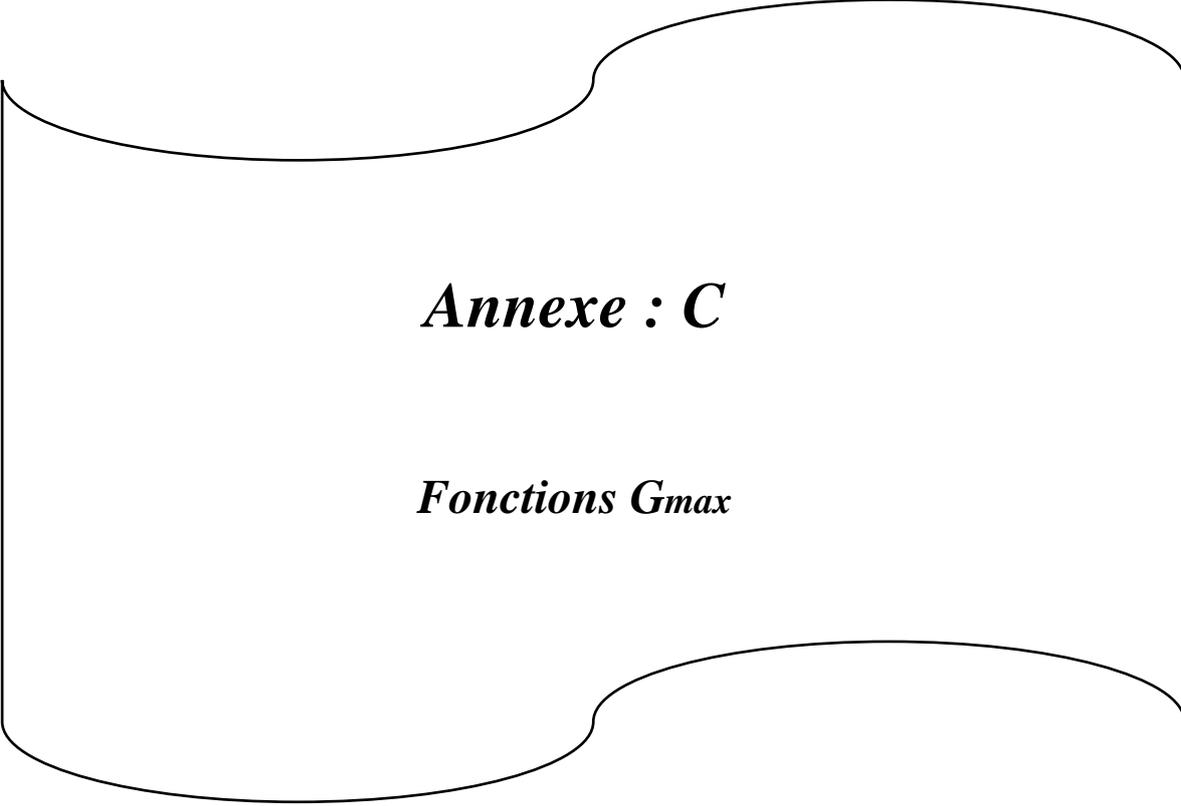
LEGENDE	
①	NOYAU ARGILEUX
②	FILTRE FIN
③	DRAIN
④	RECHARGE AMONT
⑤	RECHARGE AVAL
⑥	RIP-RAP AMONT
⑦	RIP-RAP AVAL
⑧	TRANSITION
⑨	ENROCHEMENT

Figure B.1 : La partie centrale de la digue utilisée pour la modélisation de Coyne et Bellier



<u>LEGENDE</u>	
①	NOYAU ARGILEUX
②	FILTRE FIN
③	DRAIN
④	RECHARGE AMONT
⑤	RECHARGE AVAL
⑥	RIP-RAP AMONT
⑦	RIP-RAP AVAL
⑧	TRANSITION
⑨	ENROCHEMENT

Figure B.2 : La partie centrale de la digue utilisée pour la modélisation de Notre étude



Annexe : C

Fonctions G_{max}

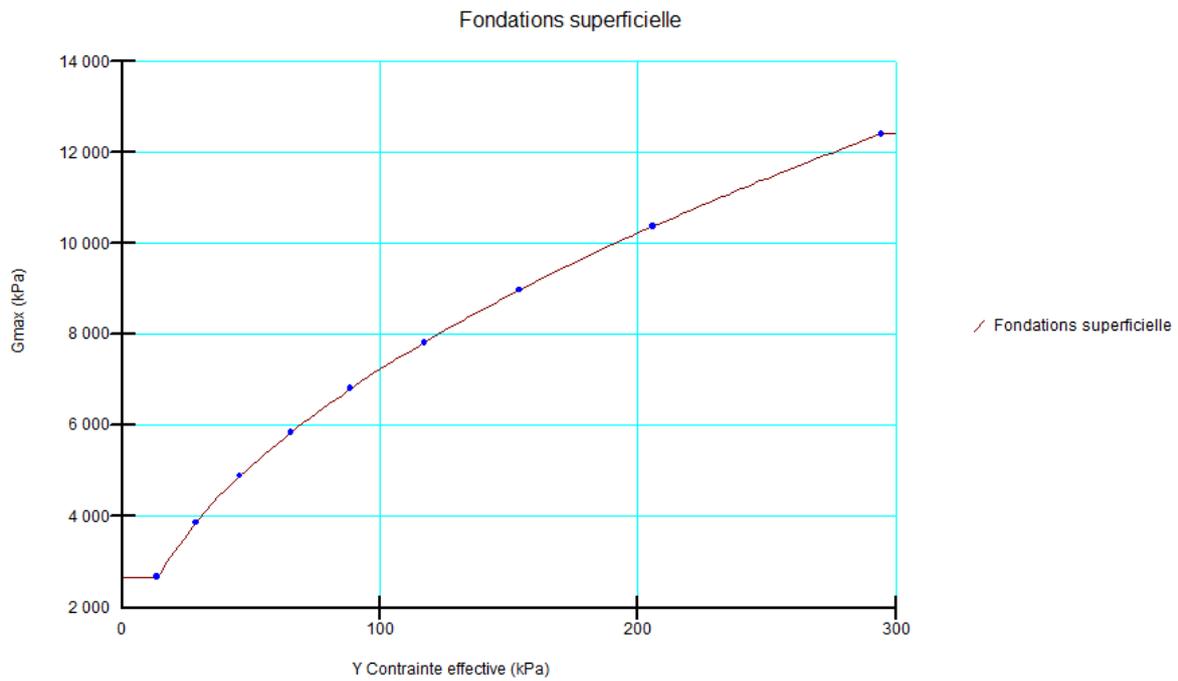


Figure C.1 : Fonction Gmax adopté la fondation superficielle (dépôt alluvionnaire)

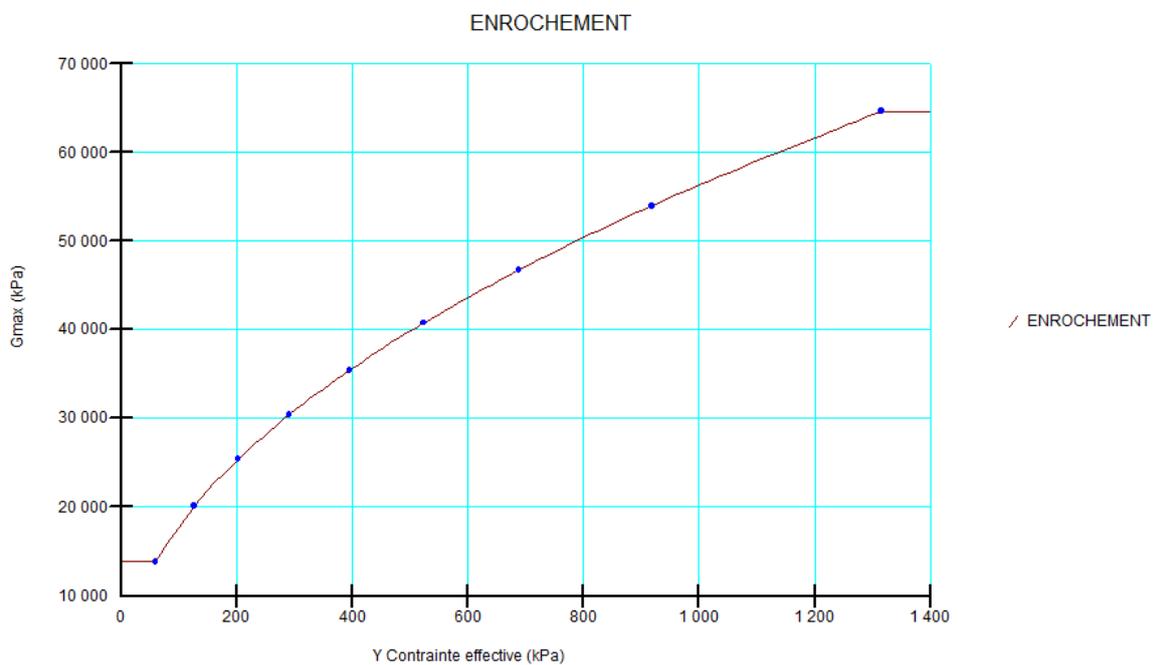


Figure C.2 : Fonction Gmax adopté pour l'enrochement et la recharge aval extérieur (gravillons de la carrière)

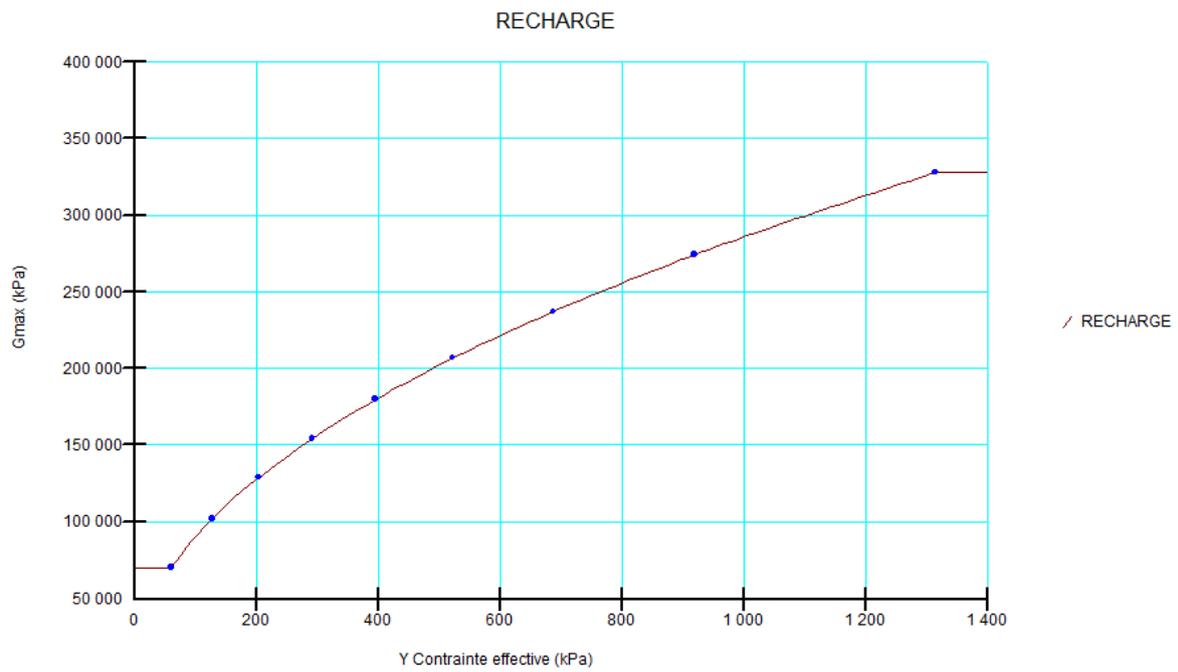


Figure C.3 : Fonction G_{max} adopté la recharge (matériaux alluvionnaires)

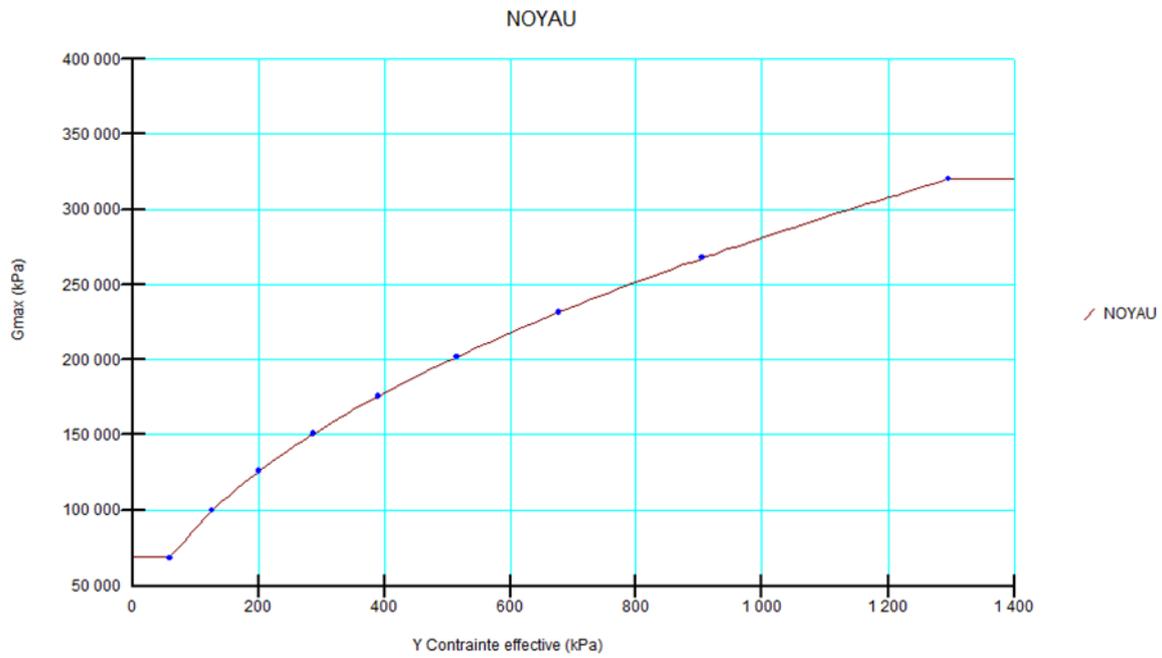


Figure C.4 : Fonction G_{max} adopté le noyau (matériaux argileux)