



UNIVERSITE MOHAMMED PREMIER
ECOLE NATIONALE DES SCIENCES APPLIQUEES
D'AL HOCEIMA



Département : Génie Environnement & Génie Civil

**Mémoire de Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état
en Génie Civil**

**PROTECTION DU FUTUR PORT NADOR WEST
MED CONTRE LES CRUES DE L'OUED N'TYA**

Réalisé Par :

Mouad BOUKAL & Fatima-Zahra LAFTOUHI

Effectué au sein du

Ministère délégué auprès du Ministre de l'Energie, des Mines, de l'Eau et de
l'Environnement, chargé de l'Eau - Rabat

Royaume du Maroc



*Ministère Délégué auprès du Ministre de l'Energie,
des Mines, de l'Eau et de l'Environnement, Chargé de l'Eau*

Direction des Aménagements Hydrauliques

Encadré à l'ENSAH par :
Prof. Said BENGAMRA

Encadrant externe :
Mr Said MOHAFID

Soutenu le 15/07/2016 devant le jury composé de :

- M. Said BENGAMRA (Président du jury)
- M. Abdellatif LAMHAMDI (Examineur 1)
- M. Ali Ait BOUGHROUS (Examineur 2)
- M. Said MOHAFID (Encadrant externe)
- M. Mohammed ELMATTAD (Co-encadrant externe)

Année Académique : 2015-2016

Remerciements

Toute notre gratitude, notre grâce et nos remerciements vont à Dieu le Tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que nous remercions nos encadrants M^r Said MOHAFID et M^r Said BENGAMRA pour la sollicitude avec laquelle ils ont suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider cette soutenance et d'examiner ce modeste travail.

Nos sincères remerciements à tous les cadres et techniciens du ministère délégué auprès du ministre de l'Energie, des Mines, de l'Eau et de l'Environnement, chargé de l'eau pour leur soutien et leur aide.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

-  *Ma très chère mère qui a été à mes côtés et m'a soutenue durant toute ma vie, que Dieu puisse m'aider à l'honorer, la servir et la combler.*
-  *Mon très cher père.*
-  *Mes très chers frères et sœurs.*
-  *Mon grand père et ma grand-mère.*
-  *Toute la famille LAFTOUHI.*
-  *Tous mes amis.*
-  *Mon binôme Mouad BOUKAL qui a contribué à la réalisation de ce travail.*
-  *Toute la promotion de l'ENSAH 2016.*

Fatima-Zahra LAFTOUHI

Dédicaces

Je dédie cet humble travail :

▣ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

▣ *A mes très chers frères et sœurs.*

▣ *A toute ma famille sans exception.*

▣ *A tous mes amis.*

▣ *Enfin, je remercie mon binôme Fatima-Zahra LAFTOUIHI qui a contribué à la réalisation de ce travail.*

Mouad BOUKAL

Résumé

Le présent projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre du lancement du projet NWM, le 3^{ème} complexe portuaire intégré au niveau du Maroc, qui sera réalisé sur la façade méditerranéenne, dont l'importance se reflète non seulement au niveau de son site stratégique près de l'Europe, mais aussi parce qu'il constitue un projet structurant qui fera de la zone de Nador une véritable plateforme commerciale, énergétique et industrielle.

L'emplacement du projet se situe au niveau de l'embouchure de l'oued N'Tya (Ou Ighzer N'Tya), ce qui met la sûreté du port en danger. Le présent rapport de fin d'étude relate les études de protection du port contre les crues, que nous avons réalisées.

L'étude menée durant ce stage consistait en premier lieu à étudier l'hydrologie du bassin versant de l'oued N'tya, et analyser les données topographiques, géologiques, hydrogéologiques et le réseau hydrographique de la zone d'étude, dans le but de terminer les données d'entrée nécessaires pour le calcul hydraulique, à savoir le débit de pointe et le volume maximum transportés par la crue exceptionnelle.

Un chapitre est consacré en deuxième lieu, à l'étude des variantes envisageables pour la protection du port NWM contre les crues. La variante retenue est une solution couplée entre la construction de deux petits barrages et un canal de déviation vers la rive gauche du cours d'eau placée à l'amont proche des limites du port, cette solution vise la sécurité du port, en réduisant le plus possible l'impact social du projet de protection et en préservant les infrastructures existantes.

Dans le chapitre suivant, nous avons repris l'étude hydrologique de chaque barrage à la lumière de la solution choisie précédemment, les résultats de ce volet renvoient au dimensionnement des deux digues et des ouvrages annexes, à savoir les évacuateurs de crue et les vidanges de fond.

Vient après le dimensionnement du canal de déviation conçue à la sortie du barrage aval, elle sera aménagée à la rive gauche du port, pour acheminer le volume laminé par le barrage aval loin du site du port.

L'avant dernier chapitre qui est dédié à l'étude de stabilité du barrage aval, consiste à évaluer la sécurité interne et externe vis-à-vis des cas de charges examinés qui menacent la sécurité des ouvrages, à savoir le glissement des talus, la charge de l'eau en cas d'une retenue normale, d'une vidange rapide, d'un séisme ou en cas du barrage à retenue vide.

Le dernier chapitre sera consacré à l'étude d'impact environnemental, social et infrastructurel des deux barrages.

Mots-clés : **Complexe portuaire, inondations, protection, hydrologie, dimensionnement des digues, dimensionnement des ouvrages annexes, barrage, déviation.**

Abstract

This final project studies are part of the launch of NWM project, the port complex integrated 3rd in Morocco, which will be directed on the Mediterranean coast, whose importance is reflected not only in its strategic location close to Europe, but also because it is a structuring project that will make the Nador area a real commercial platform, energy and industrial.

The project site is located at the mouth of the river N'tya (Or Ighzer N'tya), which puts the security of the port in danger. This end of the study report describes the port protection studies against floods, we have produced.

The study conducted during this internship was first to study the hydrology of the watershed of Wadi N'tya and analyze the topographical, geological, hydrogeological and water systems of the study area in order to complete the input data required for the hydraulic calculation, namely the peak flow and maximum volume transported by the exceptional flood.

A chapter is devoted Secondly, study of possible alternatives to protect the harbor against NWM floods. The chosen alternative is a solution coupled between the construction of two small dams and a diversion channel to the left bank of the river upstream placed near the harbor limits, this solution is port security, reducing the social impact possible protection project and preserving the existing infrastructure.

In the next chapter, we took the hydrological study of each dam in the light of the previously selected solution, the results of this component refer to the sizing of two dams and related structures, namely the spillways and oil changes background.

Comes after sizing the diversion channel designed to output the downstream dam, it will be built on the left bank of the port, to route the volume rolled by the downstream dam near the port site.

The penultimate chapter is devoted to the study of stability of the dam downstream, is to assess the internal and external security vis-à-vis the case examined burdens that threaten the safety of structures, namely the sliding slope, the water load in the event of a normal restraint, rapid emptying of an earthquake or if the vacuum retaining dam.

The final chapter will be devoted to environmental impact assessment, social and infrastructure of the two dams.

Keywords : **Port complex, floods, protection, hydrology, sizing of dams, sizing appurtenances, dams, deviation**

Table des matières

REMERCIEMENTS	1
DEDICACES	2
DEDICACES	3
RESUME	4
ABSTRACT	5
LISTE DES TABLEAUX	8
LISTE DES FIGURES	9
LISTE DES ABRÉVIATIONS	10
INTRODUCTION GENERALE	11
CHAPITRE 1^{ER} : PRESENTATION DU PROJET DU PORT NADOR WEST MED ET DE LA PROBLEMATIQUE RELEVÉE	12
I. PRESENTATION DU PROJET	12
I.1.SITUATION GEOGRAPHIQUE DU PORT	12
I.2.IMPORTANCE DU SITE	13
I.3.INFRASTRUCTURE DU PORT	13
I.4.IMPORTANCE DU PROJET	14
I.5.OBJECTIFS DU PROJET	15
II. PROBLEMATIQUE	15
CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DE LA ZONE D'ETUDE	16
I. CONTEXTE GEOLOGIQUE	16
II. TOPOGRAPHIE	16
III. HYDROLOGIE	17
IV. HYDROGEOLOGIE	17
V. CLIMAT	18
VI. DEGRE DE SISMICITE DE LA ZONE	18
CHAPITRE 3 : ETUDE HYDROLOGIQUE	19
I. DELIMITATION DU BASSIN VERSANT	19
II. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT	20
II.1.CARACTERISTIQUES MORPHOMETRIQUES DU BASSIN VERSANT	20
II.2.CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE	22
II.3.TEMPS DE CONCENTRATION	23
III. ETUDE DES CRUES	25
III.1.METHODES DE CALCUL DU DEBIT DE POINTE	25
III.1.1.Méthodes statistiques	26
III.1.2.Méthodes hydrométéorologiques	26
III.1.3.Méthodes empiriques	29
III.2.LOGICIEL UTILISE POUR LE CALCUL DU DEBIT	33
III.3.CALCUL DU DEBIT DE PROJET	34
III.3.1.Calcul du débit de pointe par la méthode de « Gradex »	34
III.3.2.Calcul du débit de pointe par la formule de « Fuller »	35
III.3.3.Calcul du débit de pointe par la méthode de " Hazan et Lazarevic "	35
III.3.4.Calcul du débit de pointe par la méthode Rationnelle	36
III.4.DETERMINATION DE L'HYDROGRAMME DE CRUE	37

IV. APPORTS SOLIDES ET ENVASEMENT DE LA RETENUE.....	38
CHAPITRE 4 : LES VARIANTES POSSIBLES.....	40
I. PREMIERE VARIANTE : LA CONSTRUCTION D'UN SEUL BARRAGE A L'AMONT IMMEDIAT DU PORT.....	40
II. DEUXIEME VARIANTE : DEVIATION DU COURS D'EAU	41
III. TROISIEME VARIANTE : UN SEUL BARRAGE AVEC UN CANAL DE DEVIATION.....	42
IV. QUATRIEME VARIANTE : DEUX PETITS BARRAGES AVEC UN CANAL DE DEVIATION.....	43
V. CHOIX DE LA VARIANTE.....	45
CHAPITRE 5 : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE	46
I. DELIMITATION DES SOUS-BASSINS VERSANTS	46
II. CHOIX DE L'AXE	46
III. CHOIX DE TYPE DU BARRAGE.....	47
CHAPITRE 6 : CALCULS HYDRAULIQUES.....	48
I. COURBE DE TARAGE	48
II. LAMINAGE DE CRUE	50
CHAPITRE 7 : DIMENSIONNEMENT DES DIGUES	53
I. DESCRIPTION DES PARTIES CONSTITUTIVES D'UN BARRAGE EN TERRE	53
II. CONCEPTION DES ELEMENTS PRINCIPAUX DANS LES BARRAGES EN TERRE	54
CHAPITRE 8 : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES ET DU CANAL DE DERIVATION.....	59
I. EVACUATEUR DE CRUE	59
II. VIDANGE DE FOND	70
III. CANAL DE DEVIATION	74
CHAPITRE 9 : ETUDE DE STABILITE.....	77
I. STABILITE DE LA FONDATION	77
II. STABILITE DES TALUS.....	77
II.1. DESCRIPTION DES METHODES DE CALCUL	79
II.2. ETUDE DE STABILITE DES TALUS POUR LE BARRAGE AVAL	80
II.2.1. Caractéristiques géotechniques	80
II.2.2. Facteurs de sécurité minimaux requis	81
II.2.3. Logiciel pour le calcul de la stabilité des talus.....	81
CHAPITRE 10 : ETUDE D'IMPACTS DU BARRAGES	83
I. IMPACT ENVIRONNEMENTAL	83
II. IMPACT SOCIOLOGIQUE	84
III. IMPACTS SUR L'INFRASTRUCTURE DE LA REGION.....	84
ANNEXES	88

Liste des tableaux

Tableau 1: Caractéristiques de forme du bassin versant	21
Tableau 2 : La pente moyenne du cours d'eau	22
Tableau 3 : Ordre de grandeur du coefficient de ruissellement	23
Tableau 4 : Temps de concentration par différentes méthodes	24
Tableau 5 : Caractéristiques morphométriques du bassin	25
Tableau 6: Valeurs de N selon les régions	29
Tableau 7 : Valeurs de coefficient a selon les régions	30
Tableau 8: Débit de pointe millénaire en fonction de la superficie du bassin	33
Tableau 9 : Débits de crue pour différentes périodes de retour par « Hyfran »	35
Tableau 10 : Résultats d'ajustement statique la série de pluie	36
Tableau 11 : Débit de crue pour T=10000ans par différentes méthodes	37
Tableau 12 : Données de l'envasement des barrages les plus proches de la zone d'étude.....	39
Tableau 13 : Paramètres de calcul de tarage	49
Tableau 14 : Débits et volumes entrants	51
Tableau 15 : Débits sortants de l'évacuateur	52
Tableau 16 : Niveaux des plus hautes eaux (PHE)	54
Tableau 17 : Revanche	55
Tableau 18 : Tassement des barrages	56
Tableau 19 : Hauteur totale des barrages	56
Tableau 20 : Largeur en crête.....	56
Tableau 21 : Longueur en crête.....	57
Tableau 22 : Hauteur des noyaux	57
Tableau 23 : Caractéristiques des sous- bassins versants.....	60
Tableau 24 : Débits et volumes de crue decamillénale des sous-bassins versants.....	60
Tableau 25 : Données nécessaires pour le dimensionnement de l'évacuateur.....	60
Tableau 26 : Paramètres de calcul pour l'équation de Creager.....	64
Tableau 27 : Hauteur de la lame d'eau en chaque section du seuil	67
Tableau 28 : Paramètres de calcul pour l'équation de Creager.....	68
Tableau 29 : Hauteur de la lame d'eau en chaque section du seuil	69
Tableau 30 : Sections de la vidange de fond pour différents temps de vidange.....	73
Tableau 31 : Pentés des talus par rapport à la hauteur et aux types des digues.	78
Tableau 32 : Caractéristiques géomécaniques des matériaux utilisés et de la fondation.....	80
Tableau 33 : Facteurs de sécurité minimaux	81
Tableau 34 : Coefficients de sécurité minimaux obtenus pour les cas de charge examinés.	82

Liste des figures

Figure 1 : Site du projet Nador West Med	12
Figure 2 : Situation du port par rapport au réseau routier maritime	13
Figure 3 : Vue schématique de l'insertion du port dans le site et de ses principaux ouvrages	14
Figure 4 : Pleines et massifs entourant la zone d'étude	17
Figure 5 : Délimitation du bassin versant.....	20
Figure 6 : Hydrogramme de crue pour T=10000ans	38
Figure 7 : Emplacement du barrage	41
Figure 8 : Emplacement du canal de déviation	42
Figure 9 : Emplacements du barrage et du canal du déviation.....	43
Figure 10 : Emplacement des deux barrages	44
Figure 11 : Délimitation des sous-bassins versants	46
Figure 12 : Schéma explicatif des dimensions de la lame d'eau sur seuil	62
Figure 13 : Profil du seuil de l'évacuateur du barrage amont	65
Figure 14 : Courbe de la forme de la lame d'eau sur le seuil	67
Figure 15 : Profil du seuil de l'évacuateur du barrage aval	68
Figure 16 : Courbe de la forme de la lame d'eau sur le seuil	70
Figure 17 : Canal de déviation	75
Figure 18 : Interface du logiciel GeoStudio 2007	81
Figure 19 : Parcelles affectées par la retenue du barrage aval	84
Figure 20 : L'infrastructure affectée par la retenue du barrage aval.....	85

Liste des abréviations

NWM : Nador West Med.

BV : Bassin versant.

HSV : Hauteur-Surface-Volume.

CNUCED : Conférence des Nations Unies sur le Commerce et le Développement.

SAD : Système d'Aide à la Décision.

NGM : Niveau Général Marocain.

PHE : Niveau des plus hautes eaux en NGM.

RN : Niveau de la retenue normale en NGM.

Zcalage : Niveau du calage de la vidange de fond en NGM.

DS : Dégradation spécifique ($t/km^2/an$).

T : Période de retour (ans).

a(T), b(T) : Paramètres de Montana.

A : Superficie du bassin versant en km^2 .

tc : Temps de concentration.

Rh : Rayon hydraulique de la section en m.

H₀ : Charge de dimensionnement au-dessus du seuil en m.

L_{ef} : Largeur effective de l'évacuateur en m

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

Fr : Nombre de Froude.

ϕ : Angle de frottement interne du matériau.

C : Coefficient de cohésion du matériau.

P_{Max, An} : Pluie maximale annuelle.

PFE : Projet de fin d'études.

[n] : Référence bibliographique numéro n.

Introduction générale

Au Maroc, les ports qui assurent 98 % des échanges externes du Royaume et constituent de ce fait un secteur vital pour son économie, doivent, non seulement contribuer à l'amélioration de la compétitivité de l'économie nationale, mais aussi, saisir l'opportunité offerte par le transport maritime international, notamment au niveau de la Méditerranée et vers l'Europe.

Afin de promouvoir le transport maritime en méditerranée, qui se situe actuellement autour de 20% du trafic mondial, et de renforcer sa présence sur les voies maritimes internationales, le Maroc a lancé en 2011 le Méga projet Nador West Med, qui sera construit à la baie de Betoja, dans la façade méditerranée, à 30Km de la ville de Nador.

La présente étude propose des solutions pour la protection du port contre les crues de l'oued N'Tya, qui fait partie du réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Moulouya. Afin de régulariser le débit de ce dernier et protéger le futur projet, ainsi une étude pour l'aménagement du cours d'eau a été menée au cours de ce stage, le but étant la proposition et l'étude des aménagements de l'Oued N'Tya. On choisira la solution adéquate qui sera adoptée pour protéger le port, en tenant compte des caractéristiques hydrologiques, géologiques, topographiques, sociologiques et économiques.

Dans le présent rapport, nous avons jugé utile de présenter l'étude que nous avons réalisée en onze parties distinctes :

- Chapitre I : Consacré à la présentation générale du projet du port NWM
- Chapitre II : Dans ce chapitre on a déterminé les différentes caractéristiques de la zone d'étude.
- Chapitre III : Consacré à l'étude hydrologique du bassin versant pour évaluer les débits et les volumes relatifs à la crue du projet.
- Chapitre IV : Dans ce chapitre nous avons proposé les variantes possibles pour la protection du port, puis nous avons choisi la variante la plus avantageuse.
- Chapitre V : Ce chapitre est consacré à l'étude de la variante retenue.
- Chapitre VI : Un calcul hydraulique est mené dans ce chapitre.
- Chapitre VII : Consacré au dimensionnement des digues.
- Chapitre VIII : Dédié au dimensionnement des ouvrages annexes et du canal de déviation.
- Chapitre IX : Consacré aux études de stabilité de la variante retenue.
- Chapitre X : Dédié à l'étude d'impact des aménagements de protection sur la région.

CHAPITRE 1^{ER}

PRESENTATION DU PROJET DU PORT NADOR WEST MED ET DE LA PROBLEMATIQUE RELEVÉE

I. Présentation du projet

Afin de développer l'infrastructure portuaire d'ici 2030, et dans le cadre d'une complémentarité avec le port Tanger Med I et Tanger Med II, qui s'inscrit dans le Plan Directeur Portuaire National, le Maroc a lancé le pas sur la réalisation d'un 3^{ème} complexe Nador West Med, le premier méga-port au niveau de l'Afrique, et qui fera du Maroc et de la zone du Nador précisément une véritable plateforme nationale sur les plans commercial, énergétique et industriel.

Après la réalisation du port Tanger Med, le Maroc est passé, selon l'indice de connectivité de la Conférence des Nations Unies sur le Commerce et le Développement (CNUCED), du 78^{ème} rang mondial en 2004 au 33^{ème} rang en 2008. À l'heure actuelle, il se classe en deuxième position en Afrique. La réalisation du complexe Nador West Med lui permettra d'améliorer encore ce classement et de mesurer sa compétitivité à celle des pays avancés. Notons que ce plan vise la création de pôles de développement régionaux capables de contribuer à améliorer les conditions de vie des populations de chaque région du Royaume.

I.1. Situation géographique du port

Le port NWM sera construit dans le site stratégique de la baie de Betoia, situé sur la façade Ouest et la péninsule des Trois Fourches à environ 30 km de la ville de Nador et ce, en face des principales routes maritimes Est-Ouest des trafics de conteneurs et produits pétroliers.



Figure 1 : Site du projet Nador West Med [1]

I.2. Importance du site

Vu les caractéristiques physiques favorables à la réalisation d'un port en eau profonde offerte par la baie de Betoja, le site du port permettra de recevoir des navires porte-conteneurs gigantesques. Il dispose également d'une position maritime avantageuse dans l'ouest de la méditerranée, d'un potentiel important en matière de transbordement des conteneurs, et de la possibilité d'y associer une zone franche et une zone de développement économique pouvant accueillir des activités logistiques et industrielle. Il est également bien connecté aux réseaux routiers, autoroutier et aéroportuaire existants ou projetés à court terme.

Sa proximité de l'Europe, permettra à la zone franche adossée au port de bénéficier d'une porte d'entrée-sortie d'un marché exceptionnellement bien situé, et d'un bon cadre de vie offert à proximité par le projet Marchica, grandes infrastructures touristiques et balnéaires, Golf, Marinas, etc.



Figure 2 : Situation du port par rapport au réseau routier maritime [2]

I.3. Infrastructure du port

Principale composante du pôle de l'oriental, le futur complexe portuaire Nador West Med sera construit sur une superficie de 850 ha et constituera une méga plateforme de stockage de produits pétroliers pour approvisionner non seulement le Maroc mais aussi les pays de la région.

Le complexe sera composé :

- D'un grand port en eaux profondes.
- D'une zone industrielle franche sur 1 500 hectares et une zone de développement en dehors de la zone franche sur une superficie d'environ 2 500 hectares.
- D'un terminal hydrocarbure doté de trois postes pétroliers et un terminal charbonnier avec un quai de 360 mètres et une profondeur de 20 mètres.
- D'un terminal à conteneurs avec un quai de 1 520 mètres et un terre-plein de 76 ha avec la possibilité d'ajout d'un quai de 1 200 mètres pour conteneurs.

- D'un pôle énergétique (production, conditionnement et stockage).
- D'une plateforme portuaire dotée de capacités importantes pour le transbordement des conteneurs, l'import-export et le traitement des produits vrac notamment le charbon.
- D'une plateforme industrielle ouverte aux investisseurs nationaux et étrangers et destinée aux Métiers Mondiaux du Maroc à savoir l'automobile, l'aéronautique, l'électronique, l'agroalimentaire, l'offshoring, les produits de la mer et le textile.



Figure 3 : Vue schématique de l'emplacement du port dans le site et de ses principaux ouvrages [3]

I.4.Importance du projet

➤ En termes de capacité

Cette infrastructure permettra de traiter annuellement :

- 50 millions de tonnes de produits pétroliers bruts et raffinés ;
- 7 à 8 millions de tonnes de charbon ;
- 3 millions de tonnes de marchandises diverses ;
- Pour sa capacité des conteneurs, la projection est de 10 millions de conteneurs avec possibilité d'augmentation de 2 millions supplémentaires ;

➤ En termes d'investissement

Y compris la construction du port lui-même (de l'ordre de 10 Milliards de DH), il est estimé que le total des investissements (zone franche et infrastructure) pourrait atteindre 70 Milliards de DH, et une valeur ajoutée additionnée entre 25 et 29 Milliards de DH d'ici 2034.

➤ En termes de main d'œuvre

Le complexe de NWM va créer entre 100,000 et 115,000 emplois direct et indirect à l'horizon 2034, dont environ 30,000 emplois directs pour le port et les activités de la zone franche, 50,000 emplois indirects dans les activités de sous-traitance et 30,000 emplois induits dans le commerce et les services.

I.5. Objectifs du projet

Orienté principalement vers la promotion des échanges commerciaux et le traitement des produits pétroliers, le futur complexe rendra plus fluide le transport des voyageurs et des véhicules entre le Maroc et l'Europe, et contribuera à développer les flux touristiques du nord du royaume.

Trois principaux objectifs sont assignés par les pouvoirs publics à cette initiative :

- Accélérer et renforcer le développement économique et social de la région de l'oriental par la réalisation de grandes infrastructures améliorant la compétitivité de la région, l'attractivité des investissements nationaux et internationaux et la création de richesses et d'emplois ;

- Renforcer le rôle maritime et portuaire du Maroc dans la région de la méditerranée occidentale notamment dans la rive sud et tirer bénéfice de sa position géographique au niveau du détroit de Gibraltar pour drainer une partie de l'activité maritime mondiale ;

- Assurer l'approvisionnement du Maroc en produits énergétiques notamment le charbon pour la future centrale thermique programmée dans la zone.

II. Problématique

L'aménagement du cours d'eau est un point primordial dans la stratégie de protection des terrains et des biens avoisinant le fleuve contre les inondations.

Or le futur port Nador West Med va être directement affecté par :

- Les apports liquides de l'Oued N'Tya qui vont causer l'érosion des digues du port et même l'inondation de ses éléments constitutifs.

- Les apports solides de l'Oued N'tya qui peuvent créer une couche constituée des éléments solides transportés par le cours d'eau, ce qui diminuera le tirant d'eau (la diminution de distance entre le fond et la surface libre de la mer) empêchant ainsi les navires de grande taille d'accoster dans le port.

Vu l'importance, l'investissement grandiose du projet Nador West Med et sa situation sur l'embouchure de l'Oued N'Tya, notre objectif dans cette étude ne se limitera pas à proposer des dispositifs susceptibles de protéger le port contre les crues de la rivière, mais aussi nous serons amenés à rechercher des solutions adéquates et pertinentes pour aménager le cours d'eau, protégeant ainsi le port Nador West Med contre l'envasement faisant reculer la ligne de cote dans la baie de Betoya, plus précisément dans la partie Est mitoyenne à l'embouchure de l'Oued.

CHAPITRE 2

CARACTERISTIQUES DE LA ZONE D'ETUDE

I. Contexte géologique

L'examen de la carte géologique et sa superposition sur le bassin versant montre que ceci présente des formations géologiques caractérisées par un Miocène supérieur, et un pléistocène inférieur appartenant au villafranchien. Ces terrains se constituent principalement de limons roses à lit graveleux, et d'une petite bande d'un quaternaire puissant ; appartenant tous les deux au quaternaire moyen. Le massif forestier repose sur un substratum géologique à spécificités variables des sols dans leur richesse, leur composition minérale et leur texture.

Sur le plan géomorphologiques, l'arrière-pays du cordon dunaire sablonneux de Boughafer est constitué d'un ensemble de crêtes et de collines, taillées dans des formations peu rigides où des roches tendres des massifs ont été profondément entaillées par le réseau hydrographique.

II. Topographie

La région d'étude présente une alternance de plaines ou bassins et de massifs montagneux.

➤ **Plaine de Kert**

La plaine est entourée de zones montagneuses : Jbel Driouch au Sud, massif des Tamsamane à l'Ouest et au Nord, Jbel Tistoutine et la plaine de Ghareb à l'Est. Le paysage y est profondément marqué par l'érosion dans les parties montagneuses.

➤ **Massif de Guelaya**

À l'est de l'oued Kert, la zone naturelle qui va constituer l'arrière-pays du projet NWM dans la province de Nador. Le massif des Guelaya comprend trois unités qui sont du nord au sud, le massif du Cap de Trois Fourches, le Grougrou et le massif de Beni Bou Ifrou.

Le Cap de Trois Fourches, dont l'altitude varie entre 250 et 450 m, domine la mer par des hautes falaises verticales (100 – 200 m).

Situé plus au sud, le Grougrou est une montagne conique d'environ 30 km de diamètre, culminant à 887 m, et présentant des versants particulièrement abrupts.

Le massif de Beni Bou Ifrou constitue l'élément le plus méridional de cet ensemble, il culmine à 697 m d'altitude.

➤ **Les plaines du Ghareb et de Bou Areg**

Les plaines du Ghareb et de Bou Areg font partie d'un vaste ensemble de dépressions situées entre l'oued Kert et la Moulouya.

➤ **La commune d'Iaazanene**

La commune d'Iaazanene qui va héberger le complexe industrialo-portuaire NWM, est caractérisée par une dominance des reliefs montagneux à plus de 70%. Les pentes sont relativement douces, laissant rapidement place à des reliefs collinaires ou plateaux, ou plaines alluviales occupées par des installations humaines et les activités agricoles.

➤ L'espace forestier

Directement concerné par le site du port, colonise les cordons dunaires sablonneux aux reliefs doux.

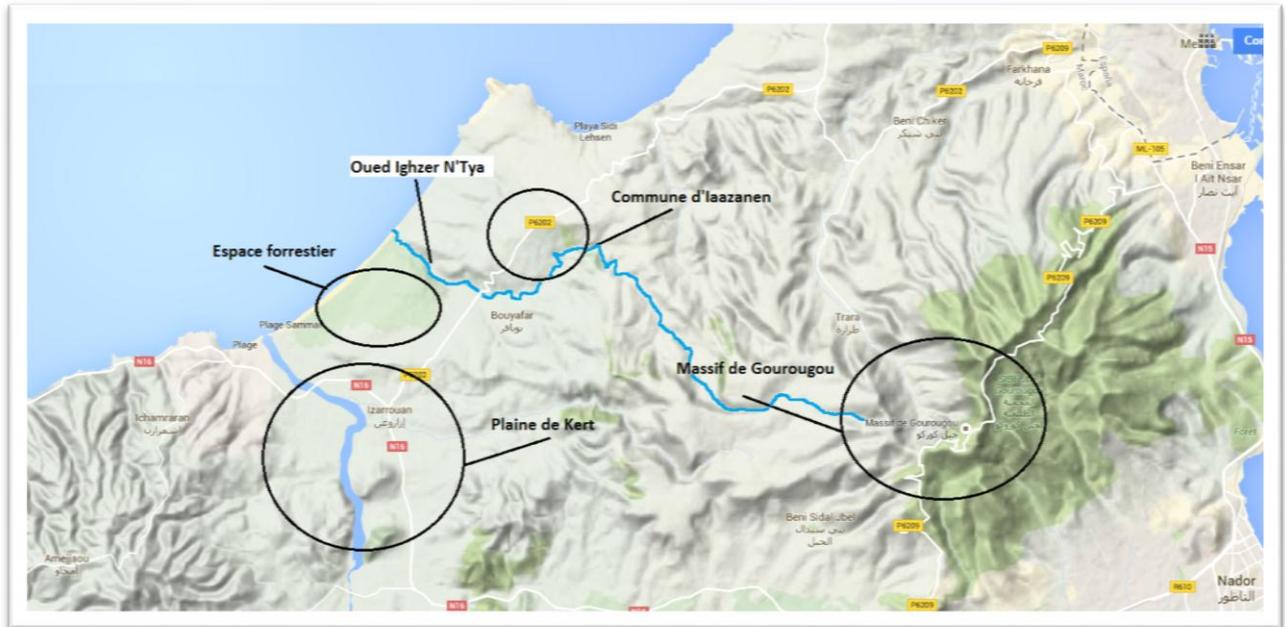


Figure 4 : Pleines et massifs entourant la zone d'étude [1]

III. Hydrologie

Les cours d'eau appartenant au domaine rifain sont caractérisés par un important débit journalier, principalement durant la période pluvieuse, la quantité ruisselée est supérieure à celle infiltrée. Ils ont en général des débits d'étiage très faible. Ce régime hydrologique s'explique par la nature du sol à une nette prédominance des faciès marneux et argileux, parfois schisteux dans certaines parties du bassin versant. Les précipitations sont fortes et abondantes, en général, concentrées dans le temps.

Le réseau hydrographique traversant la zone d'étude est formé de petits cours d'eau, dont la plupart des apports se limitent aux périodes de fortes pluies. Deux oueds se trouvent dans la zone d'étude, l'oued Kert et l'oued N'tya.

Le reste, notamment à la proximité immédiate du littoral dunaire est drainé par des vallons ou chaâbas qui coulent directement vers la mer.

Les écoulements dans la commune d'Iaazanene se répartissent entre trois petits bassins, celui de l'oued N'Tya et l'oued Tirhazine qui se déversent directement dans la méditerranée, et l'oued Bouhaoua qui rejoint l'Oued Kert à environ 2km de l'embouchure.

IV. Hydrogéologie

D'après l'étude d'impact sur l'environnement du nouveau port NADOR WEST MED réalisée par le bureau d'études Novec, dans la région d'étude, les nappes de Kert, Ghareb et Bouareg constituent les principales ressources en eau souterraine de la zone. Les eaux ne sont pas de bonne qualité à cause de la forte salinité (entre 4 et 16g/l).

Protection du port Nador West Med contre les crues de l'Oued N'Tya

Au niveau de la commune d'Iaazanene la profondeur de la nappe est autour de 20 mètres en général. L'étude faite donne pour l'hydrologie souterraine une fourchette entre 18 et 43 m de profondeur avec la présence de nappes phréatiques discontinues. [3]

V. Climat

Le climat de la zone du Projet est méditerranéen, marqué par des étés secs et chauds et des hivers pluvieux et frais, avec une influence océanique qui adoucit les contrastes entre été et hiver. Les mois les plus chauds sont juillet et août avec des températures moyennes de l'ordre de 26°C, alors que les mois les plus froids sont janvier et février avec des températures moyennes de l'ordre de 12°C. La pluviométrie moyenne annuelle est de l'ordre de 370 millimètres, les pluies étant concentrées d'octobre à avril, avec de fortes variations entre années. [3]

VI. Degré de sismicité de la zone

La zone prévue pour le projet du port NWM et le bassin versant auquel elle appartient, se situent à l'extrémité nord orientale des hautes chaînes du Rif, au niveau de la baie de Betoya. Elle figure bien évidemment dans la zone nord à sismicité moyenne (zone 4). Voir annexe I

CHAPITRE 3

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

Le principal objectif de l'analyse hydrologique, dans un projet est de déterminer, en tenant compte des crues historiques, l'importance et la fréquence des débits qui peuvent survenir dans le futur.

Le bilan d'eau n'est pas le seul bilan qui puisse être étudié à travers l'étude hydrologique des bassins versants. Par le biais de la détermination des caractéristiques morphologiques associées à une analyse hydrologique du bassin versant, on constitue une plate-forme très importante pour la compréhension du comportement hydrologique.

Ainsi par l'utilisation de différents paramètres et du bassin versant indices (morphométriques, pédologiques, et du réseau hydrographique), on parvient à caractériser l'environnement physique de la zone étudiée et son influence sur l'écoulement superficiel.

Cette étude porte sur les axes principaux suivants :

- Délimitation du bassin versant ;
- Détermination des caractéristiques du bassin versant ;
- Détermination de débit de pointe par différentes méthodes ;
- Estimation de la crue du projet pour la période de retour choisie ;
- Traçage de l'hydrogramme de crue ;
- Détermination du volume de la crue ;
- Evaluation des apports solides.

I. Délimitation du bassin versant

Procédure [4]

La délimitation du bassin versant est effectuée au moyen de la carte topographique de Zeghanghane, à l'échelle de 1/50000, et par le logiciel " Autocad " selon les étapes suivantes :

- On repère le cours d'eau principale et ses affluents dans la carte ;
- On détermine l'endroit où le cours d'eau rejoint un plan d'eau ou point de confluence, exutoire ;
- On repère les point culminants ou sommets où il y'a les crêtes ;
- Puis par une ligne continue, on relie entre les crêtes pour tracer la ligne de partage des eaux qui délimite notre bassin, tout en respectant les conditions suivantes :

- Eviter l'intersection de la ligne de partage avec les affluents du cours d'eau ;
- Eviter de joindre les affluents des autres bassins ;

Le traçage du bassin versant est présenté comme suit :

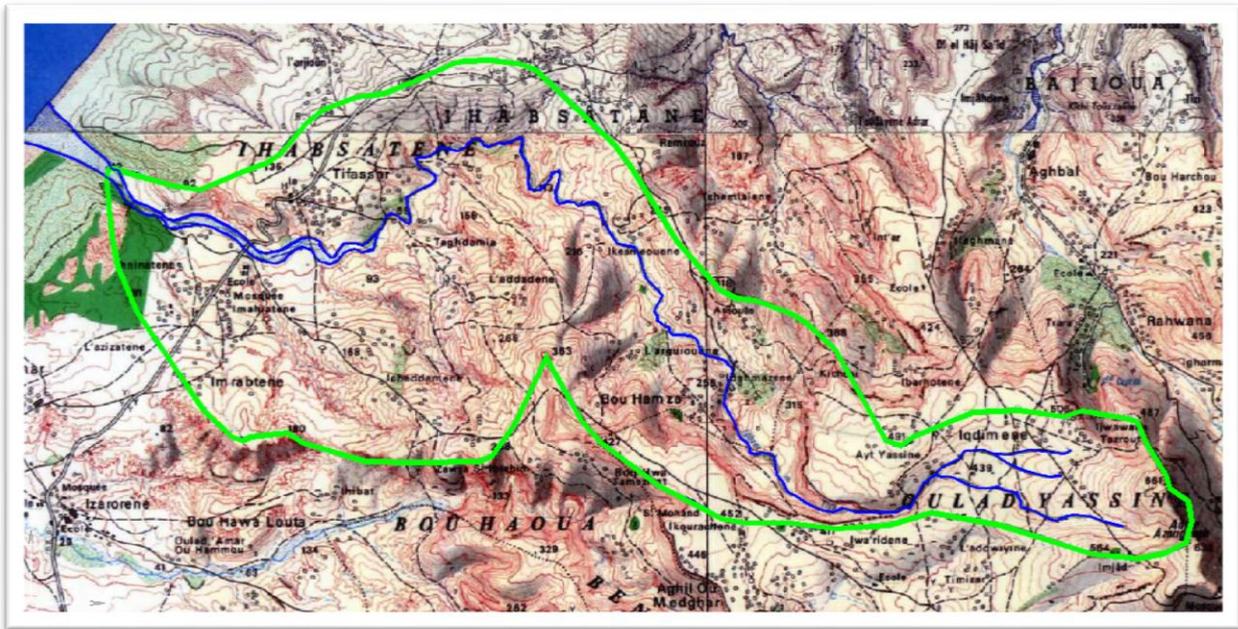


Figure 5 : Délimitation du bassin versant sur la carte topographique d'une échelle de 1/50000 [5]

II. Caractéristiques du bassin versant [4]

II.1. Caractéristiques morphométriques du bassin versant

La détermination des caractéristiques morphométriques (physiographiques), est nécessaire pour déterminer et analyser le comportement hydrologique d'un bassin versant.

- **La surface et le périmètre**

La surface constitue l'aire de réception des précipitations qui alimentent un cours d'eau par écoulement. Elle peut être mesurée en km² par l'utilisation des méthodes numériques, par l'intermédiaire de formules ou par des techniques de digitalisation et limitation.

Le périmètre est la caractéristique de longueur la plus utilisée. Le périmètre peut être mesuré directement sur la carte topographique par curvimétrage ou de manière indirecte en utilisant la longueur du rectangle équivalent.

→ Dans notre étude, on opte pour le calcul des différents paramètres, tout d'abord l'utilisation des techniques manuelles pour la délimitation du bassin versant (voir paragraphe précédente), ensuite le calcul de la surface et périmètre par le logiciel "Autocad" on rattachant la carte topographique dans ce dernier.

- **La forme**

- Indice de Gravelius

La forme du bassin versant a une grande influence sur l'écoulement global et surtout sur l'allure de l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée, cette caractéristique est donnée par l'indice de Gravelius défini comme le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface :

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Avec :

P : Périmètre du bassin versant

A : Surface du bassin versant

Cet indice est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieure à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

Application numérique : **$K_G=1.6$**

→ K_G est supérieur à 1, alors le bassin versant est de forme allongée.

➤ Indice de forme de Horton

Un autre indice pour évaluer la forme du bassin versant est l'indice de forme de Horton, exprimée par la relation suivante :

$$K_H = \frac{S}{L^2}$$

Avec :

K_H : Indice de Horton sans dimension.

S : Surface du bassin versant (Km²).

L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Si : $K_H < 1$: Bassin de forme allongée.

$K_H > 1$: Bassin de forme ramassée.

Application numérique **$K_H= 0,1$**

→ K_H est inférieur à 1 confirme la forme allongée du bassin.

• **Les altitudes caractéristiques**

➤ L'altitude maximale et minimale

Elle est obtenue directement à partir de la carte topographique.

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement c'est l'exutoire, pour notre projet l'altitude minimale se situe au niveau de la mer ;

Pour le bassin d'étude : $H_{max}= 662m$ $H_{min}= 0m$

Le tableau récapitule les caractéristiques géométriques du bassin versant de l'Oued N'Tya :

Surface (Km²)	31,5
Périmètre (Km)	32,2
Indice de Gravelius	1.6
Indice de Horton	0,1
Altitude maximale	662
Altitude minimale	0

Tableau 1 : Caractéristiques de forme du bassin versant

II.2. Caractéristiques du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires qui drainent les eaux d'un bassin versant vers l'exutoire.

La description d'un réseau hydrographique nécessite la détermination de plusieurs paramètres.

➤ La pente moyenne du cours d'eau

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau :

$$P_{moy} = \frac{2 \cdot H_{moyenne}}{L}$$

Avec :

P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau en (m/km) s'exprime en %

$H_{moyenne}$: Altitude moyenne du bassin versant (m).

L : Longueur du cours d'eau principal (km).

La méthode empirique s'avère moins fiable, pour cela on opte pour le calcul de la pente moyenne du bassin versant, un programme fait sur Excel, à partir de la hauteur maximale et la hauteur minimale, le programme évalue la pente directement :

Longueur (Km)	H_{max} (m)	H_{min} (m)	ΔZ (m)	Pente (m/m)
18,00	662,00	0,00	662,00	0,0368

Tableau 2 : La pente moyenne du cours d'eau

➤ Longueur du cours d'eau principal

La distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé.

➤ La couverture végétale

La couverture végétale protège le sol de l'érosion et influence considérablement l'écoulement de surface. Son action se joue à deux niveaux :

- Interception d'une partie des eaux des précipitations dont une part est restituée à l'atmosphère par l'évapotranspiration ;
- Retardement du ruissellement et atténuation des crues par un couvert végétal dense.

La couverture végétale du bassin de l'oued N'Tya est caractérisée par la présence des terres cultivées, et d'une forêt à l'aval du bassin.

➤ Le coefficient de ruissellement

La notion du coefficient de ruissellement est reliée aux apports moyens annuels d'un bassin versant, il est défini comme la hauteur d'eau ruisselée sur la hauteur d'eau précipitée, et il est fortement influencé par la couverture du sol et la pente des terrains considérés.

$$C_r = \frac{\text{hauteur d'eau ruisselée (mm)}}{\text{hauteur d'eau précipitée (mm)}}$$

pente moyenne du Talweg % / Pluie annuelle (mm)	Entre 1 et 5%					
	Entre 0 et 1%	Entre 1 et 5%	Entre 5 et 10%	Entre 10 et 15%	Entre 15 et 20%	Entre 20 et 25%
entre 300 et 500	5%	10%	15%	20%	25%	30%
entre 500 et 700	10%	15%	20%	25%	30%	35%
plus de 700	15%	20%	25%	30%	35%	40%

Tableau 3 : Ordre de grandeur du coefficient de ruissellement

La pente moyenne du Talweg est égale à $P = 0,0368 \text{ m/m} = 3,6\%$, et la pluie annuelle est entre 300 et 500.

Donc d'après le tableau ci-dessus, la valeur du coefficient de ruissellement tiré est :

$$C_r = 0,1$$

II.3. Temps de concentration

Le temps de concentration est le temps écoulé entre le début d'une précipitation et l'atteinte du débit maximal à l'exutoire du bassin versant.

Il correspond au temps coulé pour qu'une particule d'eau tombée dans la zone la plus éloignée de l'exutoire aille atteindre celui-ci.

De nombreuses formules permettent de calculer le temps de concentration sur un bassin versant, et qui se diffèrent selon la superficie, la pente ou la longueur du bassin versant :

Méthode	Relation	Résultat (en h)	Paramètres
Giandotti	$t_c(h) = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$	2,79	S : L'aire du bassin en km ² L : La longueur du talweg le plus long en km H : Dénivelé du Talweg en m.
Turazza	$t_c(h) = \frac{0,108}{\sqrt{I}} \sqrt[3]{SL}$	1,56	I : La pente moyenne du talweg le plus long en m/m S : L'aire du bassin en km ² L : La longueur du talweg le plus long en km
Kirplich	$t_c(h) = 0,01947 * L^{0,77} * I^{-0,385}$	2,45	L : La longueur du talweg le plus long en m I : est la pente moyenne du talweg en m/m.
Ventura :	$t_c(h) = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{I}}$	4,31	Elle s'applique pour des bassins de pentes faibles à moyennes, de superficie > 10 km ² I : La pente moyenne du talweg le plus long en m/m S : L'aire du bassin en km ²
La méthode Espagnole	$t_c(h) = 0,3 \frac{L^{0,77}}{I^{0,1925}}$	3,1	L : La longueur du talweg le plus long en km I : La pente moyenne du talweg le plus long en m/m
Van Te Chow	$t_c(h) = 0,1235 \left(\frac{L}{I^{0,5}}\right)^{0,64}$	5,21	L : La longueur du talweg le plus long en km I : La pente moyenne du talweg le plus long en m/m
Formule Californienne	$t_c(h) = 0,1452 * \left(\frac{L}{P^{0,5}}\right)^{0,77}$	2,3	P : La pente moyenne du talweg le plus long en m/m L : La longueur du talweg le plus long en km

Tableau 4 : Temps de concentration calculé par différentes méthodes empiriques

La valeur choisit est la moyenne des valeurs citées ci-dessus, qui t'égale à $t_c = 3,1$ h
Le tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques morphométriques du bassin :

Pente du cours d'eau en m/m	0,0368
Longueur du cours d'eau principal (km)	18
Coefficient de ruissellement	0,1
Temps de concentration (en h)	3,1

Tableau 5 : Caractéristiques morphométriques du bassin

III. Etude des crues

III.1. Méthodes de calcul du débit de pointe [4]

Pour un projet de protection contre les inondations, la détermination du débit de pointe ou débit de projet est une étape primordiale, pour le choix de l'aménagement approprié, la délimitation des zones inondables et la protection contre les dommages qui peuvent parfois atteindre la vie humaine. Plusieurs méthodes de prédiction de crues ont été développées, notamment les formules empiriques qui incluent les caractéristiques physiographiques du bassin et les méthodes qui se basent sur l'analyse des fréquences des crues.

Le choix de la méthode convenable pour la détermination du débit dépend des facteurs suivants :

- L'objectif poursuivi : le choix de la méthode dépend de la grandeur à déterminer ; on peut faire une distinction entre la méthode utilisée pour déterminer le débit de pointe durant une période de crue et celle utilisée pour déterminer le volume d'écoulement pendant cette même période.
- Les données disponibles : les données hydrologiques recueillis sur une longue période permettent une application des méthodes statistiques, cependant le succès de ces techniques est freiné par des données à courts termes.
- Les caractéristiques du bassin : Ces facteurs influencent la façon avec laquelle se présentent le ruissellement et par conséquent le débit de pointe.
- L'importance du projet.

Concernant les crues à prendre en considération, on distingue :

- La crue de chantier

Crue contre laquelle il est décidé de protéger le chantier durant la construction de l'ouvrage, elle sert également pour le dimensionnement des ouvrages de dérivation ;

A titre indicatif, c'est un débit estimé pour un temps de retour de 100 ans pour un barrage en terre et un temps de retour de 20 ans pour un barrage en béton.

- La crue de projet

Sert pour le dimensionnement des ouvrages annexes (d'évacuation des crues).

A titre indicatif, c'est un débit estimé pour un temps de retour de 10.000 ans pour un barrage en terre et un temps de retour de 1.000 ans pour un barrage en béton.

Les méthodes qui servent à évaluer les crues des bassins versants peuvent se classer comme suit :

III.1.1. Méthodes statistiques

La détermination des événements hydrologiques s'avère plus difficile, puisqu'ils existent des variables qui changent avec le temps et dans l'espace. Dans tels cas, une approche probabiliste doit être retenue.

Ces méthodes supposent que les événements sont indépendants les uns des autres dans le temps, c'est-à-dire que leur chronologie et leur ordre de grandeur ne sont pas reliés à des événements antérieurs. Ces méthodes reposent sur l'ajustement des lois de probabilités à des séries statistiques de débits instantanés maximum annuels observés ou des pluies journalières maximum annuelles observées. Le but recherché à travers cet ajustement est la détermination des paramètres de cette loi qui sera utilisée comme modèle de la distribution observée.

Cette modélisation permet de calculer les débits maximums et les pluies maximums pour diverses probabilités d'occurrence (ou période de retour) choisies par l'hydrologue. Deux facteurs entrent en jeu, d'abord la représentativité de la série considérée, ensuite le choix de la loi de probabilité.

Il existe de nombreuses lois de probabilité qui sont usuellement utilisés en hydrologie :

- Loi de Galton ou Log-normale
- Loi de Gumbel
- Loi de Fréchet (Gumbel en log)
- Loi de Gamma (Pearson III, et Pearson V)
- Loi de Gamma Généralisée.

Mais le problème réside dans le choix de la loi de distribution. Des tests statistiques dits d'ajustement sont utilisés et permettent d'aider au choix de la loi. Pour cela on va recourir à l'utilisation du programme "SAD" (Système d'Aide à la Décision).

III.1.2. Méthodes hydrométéorologiques

III.1.2.1. Méthode de Gradex

La méthode du Gradex est une méthode graphique développée en 1967 par les ingénieurs GILLAUT et DUBANT, elle suppose que lorsqu'on est proche de la saturation, l'infiltration est limitée et à partir d'un certain débit, tout ce qui tombe ruisselle. L'intérêt de la méthode est de déduire la loi des débits à partir de celle des pluies.

Il est conçu pour les bassins versant :

- Relativement imperméable et dont la surface varie entre 0 à 5.000 km² ;
- Le temps de concentration, de ruissellement ou d'écoulement rapide est de 1 h à 4 jours.
- Les crues exceptionnelles sont provoquées essentiellement par la pluie ;
- Des bassins dans lesquels la fonte des neiges et des glaces ne joue pas de rôle déterminant

✓ Le processus de la méthode est comme suit

a) Ajustement statistique de la loi de Gumbel

Il a été démontré, à travers plusieurs études fréquentielles sur les précipitations et les débits journalières maximales, que la loi de Gumbel s'ajuste bien avec cette variable hydrologique. Ce qui donne :

$$dP = Gy + x$$

- dP : Fonction caractérisant l'ajustement par la loi de Gumbel.
- G : pente de la droite de Gumbel (ou de la courbe représentative).
- y(T) : variable de Gumbel s'exprimant comme suit :

$$y(T) = -\log (\log (F(T)))$$

- T : temps de retour
- F(T) est la fréquence au non dépassement

b) Calcul du Gradex de la pluie

Le Gradex des pluies pour la durée t_c est calculé en fonction du Gradex des pluies de 24 heures par la formule :

$$Gp(tc) = G(24h) \left(\frac{tc}{24}\right)^{0,33}$$

- Gp : Gradex des pluies pour une durée t_c (mm).

c) Calcul du Gradex des débits

Avec une homogénéité des unités, le Gradex des débits pour la durée de t_c se calcule par :

$$Gd(tc) = Gp(tc) \left(\frac{S}{3,6tc}\right)$$

- Gd : Gradex des débits pour la durée t_c (m^3/s).
- S : Surface du bassin (km^2).
- t_c : temps de concentration (heures).

d) Calcul du débit moyen Q (T) par la méthode du Gradex s'énonce comme suit :

$$Qmoy(T) = Gd(y(T) - y(T_0)) + Q_0$$

Gd (t_c) : Gradex des débits pour la durée t_c (m^3/s).

y (T) : Variable de Gumbel pour la période de retour (T)

Q_0 : Débit de référence de (m^3/s)

T_0 : Période de référence (10ans)

Le débit de pointe de référence Q_0 (T_0) (pivot du Gradex) est pris égale au débit décennal.

e) Calcul du débit de pointe

Pour chercher les débits de points de crues d'un cours d'eau, il faudra associer ces débits moyens à un coefficient de passage (r_p).

$$Qp(T) = r_p \cdot Qmoy(T)$$

- Q_p : Débit de pointe (m^3/s).
- r_p : Coefficient pointe.
- Q_{moy} : Débit moyen pour une période de retour T (m^3 /s).

✓ Limites de la méthode

La méthode du Gradex est très couramment utilisée au Maroc dans les projets d'ingénierie, mais il convient de noter un certain nombre de points :

- On doit disposer de plusieurs années de mesures pluviométriques max journalières dans le bassin (> 10 ans) de bonne qualité.
 - La difficulté de déterminer d'une manière exacte le seuil de débit au-delà duquel l'extrapolation est permise.
 - L'ajustement de la loi de Gumbel avec les valeurs maximales des précipitations journalières n'est pas toujours vrai en pratique.
 - La distribution des valeurs extrêmes des débits moyens peuvent ne pas avoir un comportement asymptotique à décroissance exponentielle.

III.1.2.2.Méthode Rationnelle

C'est la méthode la plus ancienne, elle utilise un modèle simple de transformation de la pluie de projet en débit, supposée uniforme et constante dans le temps, en un débit instantané maximal lorsque l'ensemble de son bassin contribue à ce débit.

Elle exprime le débit maximum en fonction de la superficie, de l'intensité de la précipitation ainsi que du temps de concentration (t_c) du bassin, selon la relation :

$$Q_p(T) = \frac{C \times I_p(T) \times S}{3,6}$$

C : Coefficient de ruissellement de pointe.

I_p : Intensité de pluie de période de retour T.

S : Surface du bassin versant km^2

✓ Domaine d'utilisation de la méthode rationnelle

La méthode est applicable pour les bassins versants dont la superficie n'excède pas $150 km^2$, vu que la précipitation risque de ne pas être distribuée uniformément sur tout le bassin versant.

Elle repose sur le fait que L'intensité de la pluie est constante et distribuée sur tout le bassin versant, et que la durée de l'averse excède le temps de concentration.

✓ Procédure d'application de la méthode rationnelle

- D'abord en calcul l'intensité de pluie selon la relation suivante :

$$I_p = P(T, T_c)/T_c$$

Avec $P(T, T_c)$: pluie maximale en fonction d'une période de retour et un temps de concentration donné

- D'abord en calcule $P(T, T_c)$ pour la période de retour decamillénale, qui est obtenue par l'ajustement statistique de l'échantillon des pluies journalières maximales annuelles (P_{jmax}) ;
- On procède par la loi de Galton (ou log-normal), appliqué par le logiciel 'Hyfran' ;
- On majore de 15% (coefficient traduisant la coulissance de la pluie) pour le passage des pluies journalières aux pluies en 24 heures, $P(24)$;
- Puis en calcul les pluies pour un temps de concentration données, par la formule suivante :

$$P(T_c) = P(24) \times \left(\frac{T_c}{24}\right)^{(1-b)}$$

Avec b est le coefficient de Montana régional

- Ensuite en calcul l'intensité de pluie selon la relation suivante :

$$I_p = P(T, T_c)/T_c$$

- On remplace dans la première relation par la valeur de I_p , et en calcul le débit maximal ;

✓ Limites de la méthode

- Il est supposé que la période de retour de la pointe de crue est égale à la période de retour des précipitations génératrices de la crue, mais ceci pourrait ne pas être vrai dans des bassins où la réponse aux pluies est fonction de conditions antécédentes du bassin.
- Il est difficile d'estimer de façon précise le coefficient de ruissellement (qui pourrait encore dépendre de conditions antécédentes),
- Il est supposé que le coefficient de ruissellement est invariable sur l'ensemble du bassin, ce qui n'est pas toujours le cas.
- La méthode suppose que l'intensité de la précipitation est uniforme sur le bassin versant en entier pendant toute la durée de l'orage, mais ceci n'est pas toujours vrai pour des bassins de vaste surface.

III.1.3.Méthodes empiriques :

Lors de l'insuffisance des données hydrologique, nécessaires pour l'application des méthodes précitées (statistique, hydrométéorologiques), il y a recours à l'utilisation de la méthode empirique, qui repose sur des formules empiriques et vise à établir des relations entre les paramètres de l'écoulement en période des crues, et les facteurs conditionnant la nature géomorphologiques et pluviométrique.

✓ Formules faisant intervenir la période de retour

III.1.3.1.Formule de Fuller :

Formule conçu pour les débits de période de retour supérieure à 100ans, tend à surestimer le débit de crue maximal dans le cas des petits bassins versant. La formule générale établie par Fuller en 1914 est :

$$Q_T = q (1 + 0.8 \log T)$$

Q_T : débit de crue en m^3/s de temps de retour T.

q : moyenne des débits maximaux journaliers de chaque année.

La version marocaine établit par Bouziane (1997) mentionne la formule suivante, pour l'estimation de la crue de période de retour T :

$$Q_T = \left(4 \times \frac{N}{300}\right) (1 + a \log T) (A^{0.8} + 8/3 \times A^{0.5})$$

Q_T : débit de pointe en m^3/s de période de retour T

A : superficie du bassin versant en km^2

N : paramètre régional variant, selon le tableau suivant :

Valeur de N	Régions
80	Plaines
85	Reliefs accidentés
100	Montagnes

Tableau 6 : valeurs de N selon les régions

a : coefficient variant selon les régions :

Valeur de a	Régions
0,7 à 0,8	Régions humides
0,8 à 2	Régions arides
3 à 3,5	Oueds Sahariens

Tableau 7 : valeurs de coefficient a selon les régions

La formule suivante exprimant le débit de pointe (en m³/s) en fonction de la période de retour T (EMI, 1999) :

$$Q_p = q(1 + a \log T)(1 + 2,66A^{-0,3})$$

a varie de :

- 0.8 à 1.2 pour les oueds rifains.
- 3.0 à 3.5 pour les oueds sahariens.

III.1.3.2. Formule de Mac Math

L'énoncé de la formule de Mac Math pour l'estimation des débits de crues de période de retour T (Bouziane, 1997) est :

$$Q_T = K \times P \times A^{0,58} \times I^{0,4}$$

Q_T : débit de pointe en m³/s de période de retour T

K : coefficient dépendant de la nature du bassin versant (couvert végétal, topographie),

P : pluie maximale sur 24 heures en mm de période de retour T

A : superficie du bassin versant en km²

I : pente moyenne du bassin versant m/m

- ✓ Formules faisant intervenir la précipitation

III.1.3.3. Formule de Turazza

La formule de Turazza est adaptée pour les petits bassins versant, elle est un peu plus élaborée que les autres formules utilisant les précipitations car elle fait appel au temps de concentration (t_c) du bassin, elle est conçue pour le calcul de débit de pointe d'une crue en fonction de la hauteur des précipitations, du temps de concentration et de la superficie :

$$Q = \frac{C_r \times H \times A}{3,6 \times t_c}$$

Q : Débit de crue maximum en m³/s.

C_r : Coefficient de ruissellement du bassin pour la crue considérée

H : Hauteur totale maximale de précipitation correspondant au temps de concentration du bassin, en mm

t_c : Temps de concentration en heures

A : Aire du bassin versant en km²

III.1.3.4. Formule de Fersi

Cette formule exprime le débit maximum annuel moyen en fonction de la superficie du bassin versant ainsi que de la précipitation moyenne annuelle, sous la forme suivante :

$$Q_m = c \times H_m \times A \times \log (A + 2)$$

Avec :

Q_m : Débit maximum annuel moyen en m^3/s

A : Superficie du bassin versant en km^2

H_m : Ruissellement annuel moyen en mm

c : Paramètre varie selon les précipitations :

0.0105 : Si le régime des pluies moyennes annuelles sur le bassin est supérieur à 500 mm.

0.02 : Si le régime de pluie inférieur à 500 mm

III.1.3.5. Méthode de l'USSCS

Le principe de base de cette méthode consiste à considérer qu'un épisode pluvieux de période de retour T (100ans, 1000ans, 10000ans, ...), engendre un ruissellement de même période de retour. Les seules données nécessaires à la transformation sont les caractéristiques $P(t)$ de la pluie choisie et les caractéristiques géométriques et physiques du bassin versant. La lame d'eau ruisselée, LR est donnée en fonction de la pluie P par la relation :

$$LR = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

Avec :

P : Pluie en mm

S : Infiltration, donnée par la formule :

$$S = 25,4 \times \frac{1000 - 10CN}{CN}$$

CN : Coefficient d'indexation des sols, dépend de plusieurs facteurs à savoir l'occupation du sol, la densité du couvert végétal, les pentes, les précipitations, l'humidité du sol, avec :

$CN = 0$ pour les terrains parfaitement perméables.

$CN = 100$ pour les terrains complètement imperméables.

Le volume ruisselé élémentaire s'obtient en multipliant la lame d'eau LR ruisselée par la superficie du bassin versant. Le débit de pointe Q_p est obtenu par dérivation du volume par le temps.

✓ Formules faisant intervenir la superficie du bassin

III.1.3.6. Calcul proportionnel

Cette méthode vise la détermination de débit de pointe d'un petit bassin hydrographique non jaugé en multipliant le débit de crue connu d'un bassin semblable pourvu d'une station de jaugeage par le rapport des superficies des bassins hydrographiques élevé à une puissance x prise généralement égale à 1: la relation utilisée est la suivante:

$$Q_1 = Q_2 \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^x$$

Q_1 : Débit de pointe ou débit quotidien moyen en m^3/s à déterminer pour le bassin non jaugé.

Q_2 : Débit de pointe ou débit quotidien moyen en m^3/s au site jaugé.

A_1 : Superficie en km^2 du bassin hydrographique en amont de l'endroit où l'on cherche à établir le débit de crue

A_2 : Superficie en km^2 du bassin hydrographique convergeant vers la station de jaugeage

X: Exposant habituellement pris égal à 1

✓ Limite d'utilisation de la méthode

- La méthode de calcul proportionnel est utilisée pour les petits bassins versants dont la superficie n'excède pas $100 km^2$.

- Elle est conçue pour les bassins non jaugé, dont ils ne disposent pas des données hydrologiques ;

- Implique que les deux bassins soient de superficie semblable (plus ou moins 20%).

III.1.3.7. Formule de Francou-Rodier

Ces auteurs ont classés plusieurs centaines de crues dans le monde dans un diagramme $\log(Q) = f(\log(A))$. Ils ont constaté que dans les régions relativement homogènes, les points étaient plus au moins alignés. Ils en ont déduit une formule générale de la forme :

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{1-\frac{K}{10}}$$

Q_0 : Débit maximal d'une crue observée dans un bassin de superficie A_0 .

K : Paramètre régional, appelé aussi paramètre de Francou-Rodier.

La formule de Francou-Rodier, analysée dans les bassins marocains a permis d'aboutir à la relation suivante, très utilisée au Maroc (EMI, 1999) :

$$Q_{\max} = 10^6 \left(\frac{A}{10^8}\right)^{1-0,1K}$$

K : paramètre régional, appelé paramètre de Francou-Rodier, qui varie de 4 à 5 pour les régions marocaines.

III.1.3.8. Formule de Hazan et Lazarevic

Les formules de M Hazan et Lazarevic déterminées particulièrement dans différentes régions marocaines, ils ont conçu pour des bassins versants supérieurs à $20 km^2$.

Une méthodologie a été établie pour calculer les débits de pointe pour une fréquence millénaire. Les résultats pour chaque région sont présentés dans le tableau suivant :

Zone géographique	Débit (m3/s)	Pluviométrie (mm)
Rif central	$Q_{1000} = 15.55 \cdot A^{0.776}$	1000 - 1300
Rif occidental	$Q_{1000} = 9.78 \cdot A^{0.793}$	800 - 1000
Rif oriental	$Q_{1000} = 7.58 \cdot A^{0.808}$	600 - 800
Haut Atlas saharien	$Q_{1000} = 9.38 \cdot A^{0.742}$	200 - 400
Moyen Atlas	$Q_{1000} = 14.94 \cdot A^{0.636}$	700 - 900
Moyen Atlas	$Q_{1000} = 13.51 \cdot A^{0.613}$	500 - 700
Moyen Atlas (Karst)	$Q_{1000} = 13.47 \cdot A^{0.587}$	400 - 700

Tableau 8: Débit de pointe millénaire en fonction de la superficie du bassin (Formule de Hazan et Lazarevic)

La méthode souffre toutefois de problèmes de représentativité étant donné qu'une quinzaine de stations hydrologiques seulement ont été utilisées pour l'ensemble des zones étudiées. De plus, les auteurs n'ont pas établi de relations pour des périodes de retour autres que 1000 ans. Les débits de récurrences autres que millénaire, sont calculés par la formule initiale de Fuller :

$$Q(T) = Q_{m \max} \cdot (1 + 0,8 \log T)$$

- Q(T) : Débit de pointe de période de retour T
 - $Q_{m \max}$: moyenne des débits maxima instantanés annuels observés en un endroit donné.
- D'où la formule utilisée pour un période de retour autre que millénaire :

$$Q(T) = Q_{1000} (1 + 0,8 \log T) / (1 + 0,8 \log 1000)$$

III.2. Logiciel utilisé pour le calcul du débit

❖ Principe et fonctions du logiciel utilisé : « Hyfran Plus »

Le logiciel « Hyfran Plus » est élaboré par l'INRS - ETE (Institut National de Recherche Scientifique, Eau, Terre, Environnement) du Québec. Il permet de faire la sélection de la loi de probabilité représentative de l'échantillon étudié en le soumettant à plusieurs étapes décrites ci-dessous, et permet également de calculer le débit maximum de différentes périodes de retour, à partir de la série des précipitations insérée.

✓ Les étapes suivies pour la sélection de la loi probabiliste appropriée par "Hyfran" :

- La phase descriptive basée sur le calcul et le tracé des statistiques descriptives (numériques et graphiques) calculées sur l'échantillon.
- L'application d'un Système d'Aide à la Décision (SAD), mis au point en s'appuyant sur des critères statistiques poussés, pour définir la classe la plus probable à laquelle appartient la meilleure loi qui représente l'échantillon étudié.

Protection du port Nador West Med contre les crues de l'Oued N'Tya

- La phase de l'ajustement statistique qui consiste à confronter, sur un papier de probabilité, la distribution empirique calculée sur l'échantillon à la distribution probabiliste théorique choisie sur la base de la suggestion du SAD. Ce graphe permet de visualiser l'écart entre les probabilités expérimentales et probabilités théoriques calculées pour la loi ajustée. Une comparaison entre les lois de la même classe peut être faite sur un même papier pour en sélectionner la plus adéquate.
- La qualité de l'ajustement est aussi confirmée par l'application d'un test d'adéquation à l'échantillon étudié.

Après le choix de la loi appropriée à l'étude, on passe au calcul du débit, on suit les étapes

ci-après :

1. Régler les paramètres des initiaux de l'application (unité, nom) ;
2. Saisir les valeurs de précipitation dans la case "data, observation", et on classe la liste par ordre croissant, tout en clique sur "sort order, increasing order"
3. Sélectionne la loi d'ajustement à utiliser ;

Automatiquement il s'affiche un tableau contient les variables aléatoires de la loi utilisée, et le débit de pointe associé à chaque fréquence et qu'il donne également le graphe d'ajustement statique de la loi choisie ;

Ces étapes sont présentées en images dans l'annexe II.

III.3.Calcul du débit de projet

L'Oued N'tya est un cours d'eau de 18km de longueur et qui d'ébauche vers la méditerranée, son bassin versant est d'une superficie de 31km², situé au plaine du grand bassin de Moulouya, le manque des données hydrographique au niveau de ce bassin, nous a amené à se servir des données de la station météorologique de "Driouch" du bassin versant le plus proche celui de l'Oued Kert.

Ce paragraphe on l'a consacré au calcul de débit de pointe de la crue de projet, pour l'Oued N'tya, pour une période de retour de 10,000 ans, par 4 méthodes :

- La méthode de Gradex, on ajustant la série des pluies par la loi de " Gumbel ", moyennant le logiciel " Hyfran plus "
- La formule empirique de " Fuller "
- La formule empirique de " Hazan et Lazarevic "
- La méthode rationnelle

III.3.1.Calcul du débit de pointe par la méthode de « Gradex »

L'application de Hyfran nous donne directement des valeurs de débit maximal et minimal pour chaque période de retour, on s'intéresse à la fréquence décennale (T= 10000ans)

La liste des données pluviométriques enregistrées par la station de Driouch, depuis l'année 1967 jusqu'à 2015 en mm est présentée dans l'annexe III

Le tableau suivant donne les résultats tiré de Hyfran :

T	Q	XT	Ecart-type	Débit max m ³ /s
10000.0	0.9999	3110	381	2360 - 3860
2000.0	0.9995	2610	318	1980 - 3230
1000.0	0.9990	2390	291	1820 - 2960
200.0	0.9950	1890	229	1440 - 2340
100.0	0.9900	1670	202	1270 - 2070
50.0	0.9800	1450	176	1110 - 1800
20.0	0.9500	1160	141	885 - 1440
10.0	0.9000	937	115	712 - 1160
5.0	0.8000	703	89.4	528 - 878

Tableau 9 : Débits de crue pour différentes périodes de retour par « Hyfran »

$$Q_{\max} = 3860 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } Q_{\min} = 2360 \text{ m}^3/\text{s}$$

On prend la moyenne des deux débits : $Q_{10000} = 3110 \text{ m}^3/\text{s}$

La station de Driouch se trouve dans le bassin versant le plus proche qui est d'une superficie de l'ordre de 2600 km².

L'utilisation de l'équation de Francou-Rodier permet d'obtenir la valeur du débit pour le bassin versant de l'Oued N'Tya.

$$Q_{10000} = 37,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.3.2. Calcul du débit de pointe par la formule de « Fuller »

La formule appliquée dans le Maroc est la suivante :

$$Q_T = \left(4 \times \frac{N}{300}\right) (1 + a \log T) (A^{0,8} + 8/3 \times A^{0,5})$$

Avec :

A : est la superficie de oued N'tya $A = 31 \text{ km}^2$

T : période de retour de la crue, pour notre projet on va prendre une période decamillénale

N : paramètre régional, pour la région plaine N=80

a : coefficient varie pour les régions humide, c'est le cas de la région de Nador, varie entre 0,7 et 0,8 on prend 0,8 pour ce cas

Alors, le débit résulte par cette méthode est :

$$Q_T = 136,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.3.3. Calcul du débit de pointe par la méthode de " Hazan et Lazarevic "

La formule de Hazan et Lazarevic utilisée pour le calcul d'un débit de pointe autre que millénial est :

$$Q(T) = Q_{1000} (1 + 0,8 \log T) / (1 + 0,8 \log 1000)$$

Avec :

T : est la période de retour choisie, dans ce cas c'est 10 000 ans ;

Q₁₀₀₀ : débit de point millénial, qui diffère d'une région à autre, pour la région de Rif occidental ou se situe oued N'tya, la formule applicable est la suivante :

$$Q_{1000} = 9,78 \times A^{0,793}$$

$$Q_{1000} = 149 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec A = 31 km² : aire de bassin ;

L'application de la première formule nous donne :

$$Q_{10000} = 183.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.3.4. Calcul du débit de pointe par la méthode Rationnelle

L'application de cette méthode nécessite l'utilisation de la loi de Galton fait par logiciel "Hyfran", pour l'ajustement statique de la série de pluies maximales annuelles.

Le résultat tiré de «Hyfran Plus» pour différentes période de retours est présenté dans le tableau ci-dessous :

T	Q	XT	Ecart type	Pluies en mm
10000.0	0.9999	229	47.6	135 - 322
2000.0	0.9995	183	34.4	116 - 251
1000.0	0.9990	165	29.4	108 - 223
200.0	0.9950	127	19.5	88.7 - 165
100.0	0.9900	112	15.9	80.5 - 143
50.0	0.9800	97.1	12.7	72.3 - 122
20.0	0.9500	78.7	8.92	61.2 - 96.2
10.0	0.9000	65.3	6.50	52.6 - 78.1
5.0	0.8000	52.1	4.46	43.3 - 60.8

Tableau 6 : Résultats d'ajustement statique la série de pluie

1. Pour notre cas on adopte la pluie decamillénale, on prend la valeur maximale
P= 322mm
2. On majore la pluie journalière aux pluies en 24 heures par 15%, ce qui donne :
P=370,3mm ;
3. Ensuite, à partir de ces pluies majorées, on calcule les pluies sur le temps de concentration Tc en utilisant la méthode suivante :

$$P(Tc) = P(24) \times \left(\frac{Tc}{24}\right)^{(1-b)}$$

Où b est le coefficient de Montana pris égal à -0.46 dans la région d'études
Et Tc = 3,1h

On trouve après calcul : $P(Tc) = 14,83\text{mm}$

4. En passe au calcul de l'intensité de pluie, on trouve que :

$$I_p = P(T, Tc)/Tc = 5,6 \text{ mm/h}$$

5. La dernière étape est le calcul du débit par la relation suivante :

$$Q_p(T) = C * I_p(T, Tc) * S / 3.6$$

Avec Cr : Le coefficient de ruissellement prise égal à 0.1

On trouve :

$$Q_p = 24,10 \text{ m}^3/\text{s}$$

Méthode	Gradex	Fuller	Hazan et Lazarevic	Méthode rationnelle
Débit calculé en m ³ /s	37,1	136,4	183.97	24,10

Tableau 7 : Débit de crue pour T=10000ans par différentes méthodes

La méthode rationnelle a sous-estimé le débit de point ($Q_p=24,110 \text{ m}^3/\text{s}$), car cette méthode est applicable généralement pour des périodes de retours qui ne dépassent pas le 1000ans, et suppose que l'intensité de la précipitation est uniforme sur tout l'air du bassin versant, ce qui n'est pas toujours vrai pour la région de rif ;

L'utilisation de l'équation de Francou-Rodier dans la méthode de Gradex dans notre cas pour déduire la valeur de débit de crue du bassin versant de notre cours d'eau à partir de celle de l'Oued Kert est inexacte, vu que la superficie du bassin de l'Oued Kert ($S=2600\text{km}^2$) est très supérieure que celle du bassin de l'Oued N'Tya ($S=31\text{km}^2$).

Donc la valeur qu'on va prendre en compte est celle de Hazan et Lazarevic ($Q_p = 184 \text{ m}^3/\text{s}$), sachant que la formule de Hazan et Lazarevic est conçue essentiellement pour des périodes de retour plus que 1000ans. En plus cette méthode applique une formule pour le calcul de débit pour chaque région du Maroc, ce qui donne des résultats plus précis et plus appropriés pour chaque projet.

III.4.Détermination de l'hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une courbe représentant la variation des débits en fonction du temps lors d'une crue. Il nous permet d'estimer la forme, le volume, le temps de montée et le temps de décrue ;

Cette détermination peut se faire directement si l'on connaît des couples averse-crue, soit dans le cas contraire par des méthodes empiriques ou par comparaison avec des bassins analogues. Or l'hydrogramme réel enregistré dans la station de "Driouch" s'ajuste avec l'hydrogramme de forme triangulaire avec un temps de décrue égal à deux fois le temps de concentration.

On va considérer l'hydrogramme du débit en fonction du temps, comme un triangle, avec un temps de base égal à trois fois le temps de monté :

$$T_b = 3T_m = 9,3 \text{ heure} \quad \text{et} \quad Q_{\max} = 184 \text{ m}^3/\text{s}$$

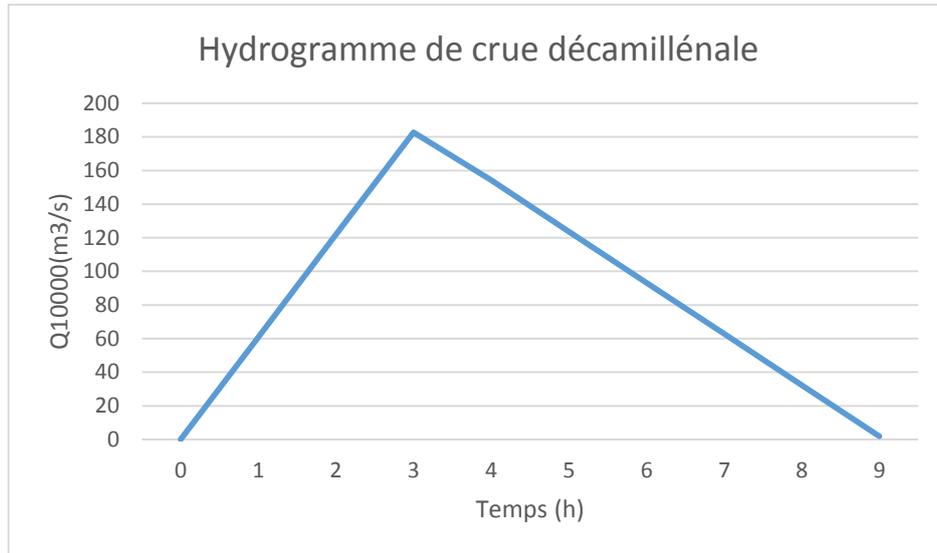


Figure 6 : Hydrogramme de crue pour $T=10000$ ans

On calcule l'aire de ce triangle par la formule suivante :

$$V = \frac{(3 * T_c * Q_{10000})}{2}$$

Avec : $Q_{10000} = 184 \text{ m}^3/\text{s}$

D'où $V_{\max} = 3080160 \text{ m}^3 = 3,1 \text{ Mm}^3$

IV. Apports solides et envasement de la retenue

Les retenues des barrages sont sujet à des formes différentes et des degrés variables de sédimentation. L'estimation du rythme d'envasement dépend de la nature, de la quantité et de l'information disponible ainsi que de la gestion à posteriori du barrage.

L'envasement des retenues des barrages est une conséquence directe de l'érosion des bassins versants qu'ils contrôlent. Cette dégradation dépend essentiellement du couvert végétal, des conditions physiographiques et climatiques du bassin. La prévision de l'envasement nécessite la connaissance des apports solides par l'oued et ses affluents. Cependant ces apports solides sont souvent très mal estimés. Dans le cas présent, nous ne disposons pas d'assez d'information pour l'estimation du charriage. Néanmoins, on utilisera les données disponibles dans la région d'étude pour l'envasement au niveau des retenues des barrages Mohamed V et Mohammed Ben Abdelkrim El Khattabi.

✓ Causes de l'envasement

L'érosion hydrique, principale cause de l'envasement d'une retenue de barrage, est un phénomène naturel gouverné par des facteurs physiques naturels tels que l'agressivité climatique, la topographie, la lithologie et le couvert végétal.

Ce processus naturel se trouve souvent accentué du fait de l'action humaine par le défrichage des forêts, le surpâturage et la mise en culture de terrains à fortes pentes.

La majorité des bassins versants du pays est caractérisée par de fortes dégradations spécifiques dépassant les 2000 T/Km²/an au niveau des bassins abritant les grands ouvrages hydrauliques.

✓ Estimation de l'envasement

Il existe plusieurs formules d'estimation des dépôts solides en se basant sur des mesures dans des barrages à proximité et ayant les mêmes caractéristiques géologiques et hydrologiques.

a. Méthode analogique

✓ Mesures rapportées

Les mesures de l'envasement sur les grands ou moyens barrages du pays nous permettent l'estimation de l'envasement des retenues des petits barrages, et ceci par la formule :

$$E_b = E_{Mes} \frac{Q_b \cdot S_b}{Q_B \cdot S_B}$$

Avec :

E_b : Envasement calculé sur le petit barrage (m³ /an).

E_{Mes} : Envasement mesuré sur le grand ou moyen barrage (m³ /an).

Q_b : Apports moyens liquides au petit barrage (m³ /an).

Q_B : Apports moyens liquides au grand barrage (m³ /an).

S_b : Surface du bassin versant du petit barrage (km²).

S_B : Surface du bassin versant du grand barrage (km²).

✓ Calcul du coefficient de dégradation spécifique

Cette approche consiste à calculer le coefficient de dégradation spécifique pour un bassin avoisinant et l'attribuer par la suite au bassin étudié. Des précautions doivent être prises à ce niveau, notamment l'examen de la géologie et sa comparaison entre les deux bassins ainsi que les caractéristiques hydrologiques (Forme, Densité, pentes, ...).

Pour notre bassin dont la superficie est de 31 Km², on s'est servi des mesures faites pour quatre barrages les plus proches de la zone d'étude: Mohamed V, MBAE Khettabi, Beni Azimane et Tlat Boubker, les résultats se présentent comme suit :

Barrage	Dégradation spécifique annuelle, m ³ /km ² /an	Taux d'envasement, hm ³ /an	Envasement sur 20 ans, hm ³	Envasement sur 30 ans, hm ³
Mohamed V	224	0.007	0,14	0,21
MBAE Khettabi	1115	0.035	0,70	1,05
Béni Azimane	1800	0.057	0,32	0,47
Tlat Boubker	500	0.015	1,13	1,70

Tableau 12 : Données de l'envasement des barrages les plus proches de la zone d'étude

Le calcul de l'envasement du barrage de l'oued N'Tya se fait en prenant la valeur moyenne de l'envasement retenue pour les quatre barrages, qui est égale à 0,85 hm³ sur 30ans.

CHAPITRE 4

LES VARIANTES POSSIBLES POUR LA PROTECTION DU PORT

Introduction

Le port Nador West Med barre la sortie de l'Oued N'Tya. Des solutions pour remédier à d'éventuelles inondations dans l'avenir s'imposent.

Dans un premier temps, un travail sur les deux cartes topographiques au 1/50000ème de Mellilia et Zeghanghan est élaboré afin de déterminer toutes les solutions possibles pour la protection du port contre les eaux des crues de l'oued N'Tya. Ainsi, on a choisi quatre variantes possibles pour empêcher les eaux d'atteindre le port

- **Variante 1** : La construction d'un seul barrage à l'amont immédiat du port.
- **Variante 2** : La déviation du cours d'eau.
- **Variante 3** : La combinaison entre la première et la deuxième variante.
- **Variante 4** : La construction de deux petits barrages et un canal de déviation du cours d'eau.

I. Première variante : La construction d'un seul barrage à l'amont immédiat du port.

La protection du port Nador West Med contre les crues de l'oued N'tya est une priorité, exige à trouver des solutions réalisables, qui prennent en compte d'une part le site d'implantation du port et l'importance du projet qui barre la sortie de l'Oued et d'autre part les caractéristiques hydrologiques, topographiques, géologiques et géotechniques du bassin versant.

Compte tenu du volume de la crue décennale et de la courbe hauteur-volume à l'amont immédiat du port, on propose comme première solution la construction d'un barrage avec les caractéristiques suivantes :

- Hauteur du barrage : 23 m
- Cote de la crête : 35 NGM
- Surface de la retenue : 44 ha
- Situé à 1.5 Km de la côte, et à 200 m de la zone du projet du port.

Ce calcul sera détaillé si la variante sera retenue.

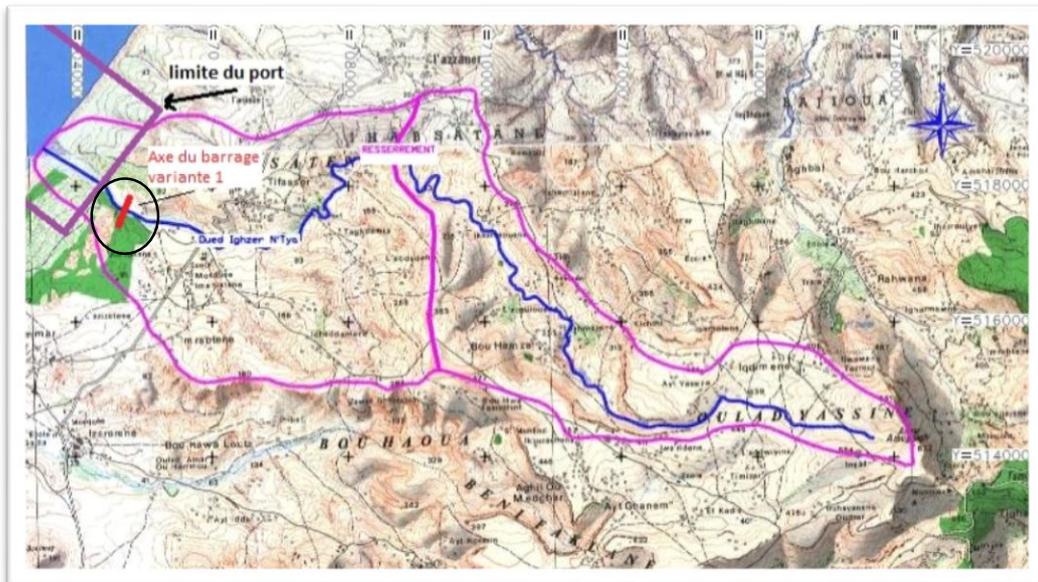


Figure 7 : Emplacement du barrage, extrait de la carte topographique d'une échelle de 1/50000 [5]

Inconvénients de la première variante

La construction d'un seul barrage pour la protection du port exige :

- L'édification d'un grand barrage qui peut retenir la crue decamillénale, ce qui implique une surface plus étendue, qui atteindra les riverains, d'où la nécessité d'exproprier une zone importante des terres agricoles et d'habitation (44ha) ;
- La cote qui atteint le plan d'eau en cas de la crue (35 NGM), menace également la route provinciale reliant les villages de la région, à la route d'Al Hoceima ;
- Le débit restitué à l'aval de la digue moyennant un évacuateur de crue et une vidange de fond, constituant ainsi une menace permanente pour le port ;

II. Deuxième variante : Déviation du cours d'eau

La deuxième solution proposée est la déviation de l'Oued N'tya de son chenal naturel, au lieu de rejeter des eaux des crues au milieu de la digue principale du port.

Les caractéristiques du canal de déviation sont :

- Déviation du cours d'eau vers le sud, en vue de l'extension futur port qui est prévue vers le Nord ;
- Le tracé du canal de déviation commence à une distance de 300 m de la zone du projet du port, elle sera déviée vers le Sud sur un linéaire de 1900 m, puis détourne vers son embouchure dans la méditerranée sur une distance de 1500 m, avec une pente de 1,5° ;
- Une digue de protection à la rive droite à l'embouchure du canal de déviation, pour la protection du port contre les submersions en cas de la crue ;

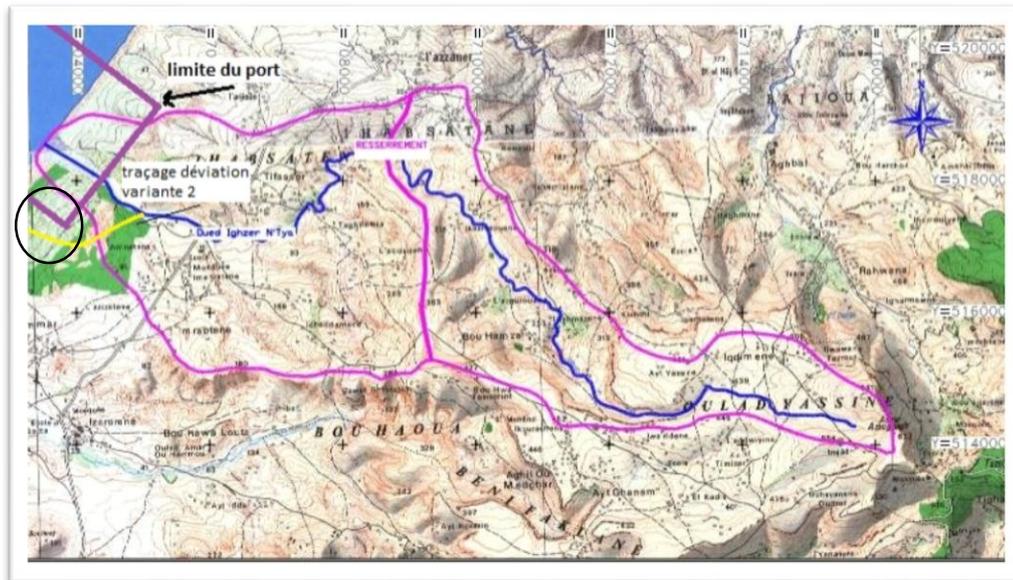


Figure 8 : Emplacement du canal de déviation [5]

Inconvénient de la deuxième variante

- Le cours d'eau est dominé sur les deux rives par des reliefs de sable (des collines) de hauteur importante : 60 NGM en rive droite et 45 NGM en rive gauche, le bon sol est atteint moyennant des excavations sur des talus de 56 m de hauteur maximale, en plus que le coût de la réalisation de la canalisation reste élevé.
- La déviation du cours d'eau nécessite une section de canal plus grande, vu le débit decamillénale de la crue de projet ($181 \text{ m}^3/\text{s}$).
- Les déviations du cours d'eau réalisées dans d'autres projets montrent que le cours d'eau cherche à retourner à son état principal, ce qui nous amène à chercher d'autres solutions plus convenable.

III. Troisième variante : Un seul barrage avec un canal de déviation

Dans cette variante on combine entre les deux premières variantes, cette proposition vient pour combler les défaillances de la construction d'un seul, par la déviation du cours d'eau à l'aval de la digue.

Compte tenu du volume de la crue decamillénale et de la courbe hauteur-volume à l'amont immédiat du port, les caractéristiques s de cette variante sont données comme suit :

- Hauteur du barrage : 23m.
- Cote de la crête : 35 NGM.
- Surface de la retenue : 44ha.
- Situé à 1.5 Km de la côte, et à 200 m de la zone du projet du port.
- Déviation du cours d'eau vers le sud, on vue de l'extension futur port qui est prévue vers le Nord.

- Le tracé du canal de déviation commence à une distance de 300 m de la zone du projet du port, elle sera déviée vers le Sud sur un linéaire de 1900 m, puis détourne vers son embouchure dans la méditerranée sur une distance de 1500 m, avec une pente de 1,5°.
- Une digue de protection à la rive droite à l'embouchure de la déviation.

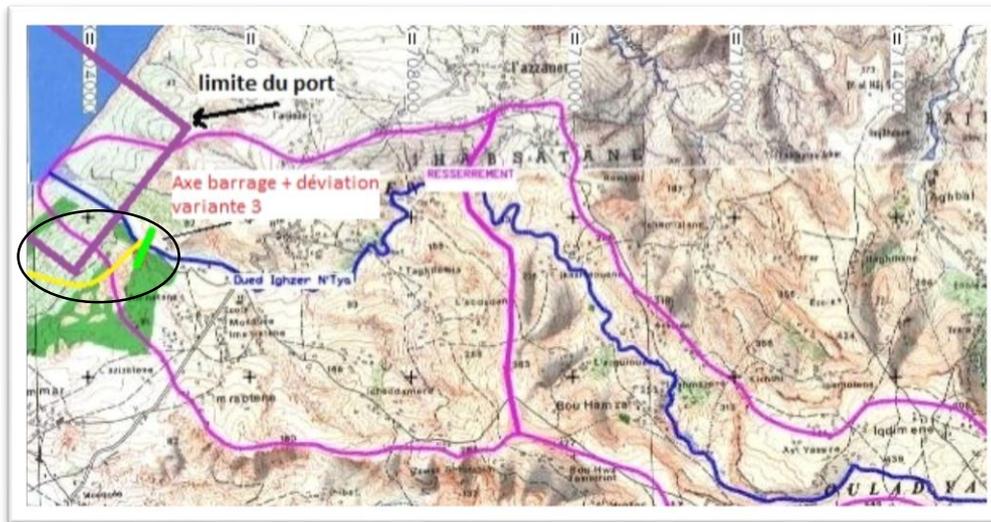


Figure 9 : Emplacements du barrage et du canal de la déviation [5]

Inconvénient de la troisième variante

- La réalisation de cette variante nécessite une surface de retenue de 44ha pour le barrage à construire. Il atteindra une cote de 35 NGM et occupera plus des terrains dans les deux rives, ce qui nécessite l'expropriation d'un grand nombre des terrains de citoyens installés soit au lit de l'Oued soit au niveau de la retenue.
- La cote atteinte par le plan d'eau en cas de la crue (35 NGM), inondera la route provinciale reliant les villages de la région, à la rocade d'Al Hoceima-Nador.

IV. Quatrième variante : Deux petits barrages avec un canal de déviation

Le débit maximum transité en période de la crue decamillénale est estimé à 181 m³/s, il couvre une retenue de surface assez grande (44ha), menaçant ainsi un nombre considérable de riverains et d'infrastructures de la région et mettant en danger la sécurité du port.

Ainsi, une solution visant à diminuer le débit arrivé jusqu'à l'amont immédiat du port en prévoyant en plus du barrage situé à proximité du port, un autre barrage à l'amont afin de laminer les eaux du bassin versant amont et également la rétention du charriage sédimentaires.

La hauteur du barrage à l'amont immédiat du port sera diminuée en conséquence.

Compte tenu du volume de la crue decamillénale et de la courbe hauteur-volume à l'amont immédiat du port, les caractéristiques s de cette variante sont données comme suit :

Digue aval : Située à l'amont immédiat du port.

- Hauteur du barrage : 17,2 m
- Cote de la crête : 29 NGM
- Surface de la retenue : 15 ha
- L'axe du barrage est situé au même site choisi dans la première variante, qui est situé à 1.5 Km de la côte, et à 200 m de la zone du projet du port.

La digue permet d'évacuer un débit, qu'on le déterminera par la suite dans la partie laminage des crues, lors de passage du débit decamillénale, et générant un plan d'eau atteignant la cote 29 NGM, une cote qui ne menace plus la route en amont.

Digue amont : Située au milieu du bassin versant.

- Hauteur du barrage : 23.00 m
- Cote de la crête : 118.00 NGM
- Surface de la retenue : 13,15 ha
- L'axe du deuxième barrage se situe près du centre Laazanane. Au milieu du bassin versant du seuil projeté, il n'existe aucuns terrains agricoles ni constructions.

Caractéristique du canal de déviation

Cette configuration de deux digues, l'une en amont et l'autre en aval permettra de diminuer le débit restitué en aval à $5.5 \text{ m}^3/\text{s}$, un débit qui pourrait être acheminé par le biais d'un petit canal en béton trapézoïdal, de largeur 1.5 m, de hauteur 1 m avec des talus de pentes 2H/1V.

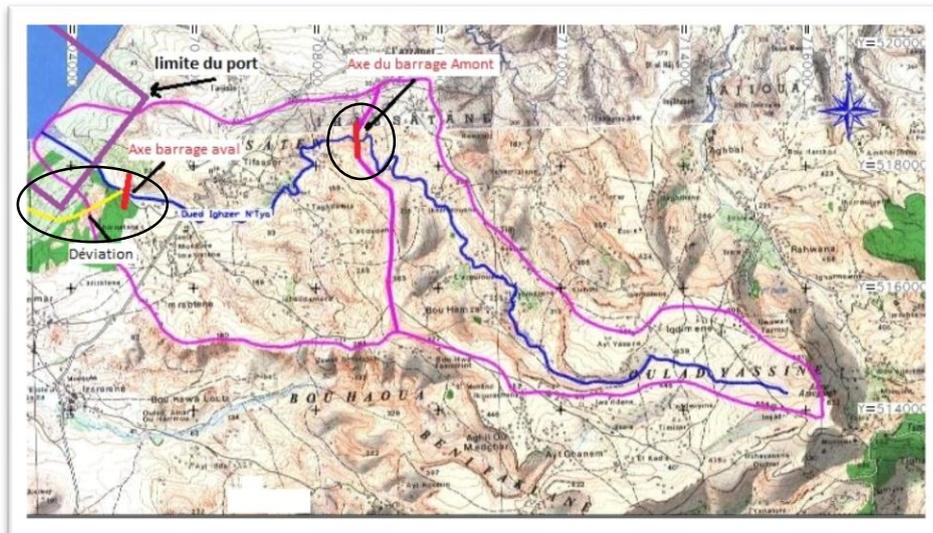


Figure 10 : Emplacement des deux barrages [5]

V. Choix de la variante

La construction d'une seule digue à l'amont immédiat du port, génère un plan d'eau atteignant la cote 26 NGM, menaçant ainsi un grand nombre des parcelles des riverains, la route provinciale reliant les villages de la région, à la rocade d'Al Hoceima-Nador et la sécurité du port sujet de protection ;

Le cours d'eau est dominé sur les deux rives par des reliefs de sable (des collines) de hauteur importante : 60 NGM en rive droite et 45 NGM en rive gauche, le bon sol est atteint moyennant des excavations sur des talus de 56 m de hauteur maximale, en plus que le cout de la réalisation des canalisations reste plus couteuse, donc ces inconvénients n'offrent aucune possibilité de contournement du port par la déviation de l'oued par un canal.

La solution la plus adaptée est la construction de deux petits barrages, couplés à un canal de déviation.

CHAPITRE 5

ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE « CONSTRUCTION DE DEUX BARRAGES ET UN CANAL DE DEVIATION »

Introduction

I. Délimitation des sous-bassins versants

Par la même procédure de délimitation du bassin versant on a délimité les sous-bassins, le premier à l'amont d'une surface de 13 km², le deuxième à l'aval d'un étendu de 15 km², le tracé des deux bassins est présenté ci-dessous :

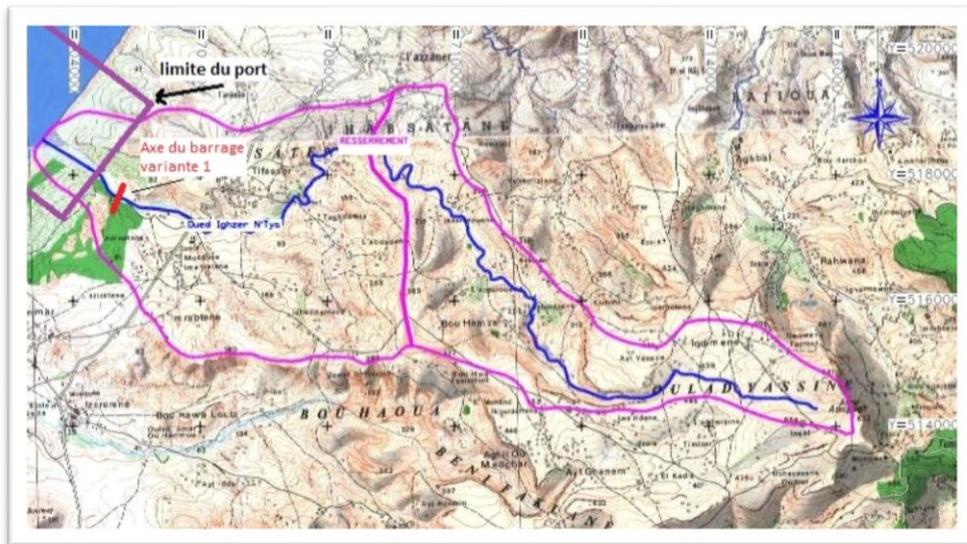


Figure 11 : Délimitation des sous-bassins versants [5]

II. Choix de l'axe

Le choix de l'axe est la phase la plus délicate dans la conception du barrage parce qu'il aura beaucoup d'influence sur la réalisation et la durée de vie de l'ouvrage, la solution de construire deux petits barrages a pour but de réduire la surface de la retenue, minimisant ainsi le taux de démantèlement des habitats du site et augmentant le degré de sécurité du port.

II.1. Choix de l'axe du barrage amont

Afin de diminuer le plus possible le débit restitué par le barrage amont, celui-ci est dimensionné pour stocker la plus grande partie des crues générées par le bassin versant amont. Pour le choix de l'axe le critère recherché est le rétrécissement de la vallée, le long du cours d'eau, trois resserrements ont été identifiés :

Le premier resserrement se situe à proximité du centre Tifassour, La retenue menace quelques riverains (une superficie au minimum de 5 ha), c'est pour cela ce site sera écarté par la suite.

Le deuxième resserrement se trouve à l'amont du bassin versant de l'oued N'Tya.

Ce resserrement ne présente aucun intérêt pour la protection de l'ouvrage portuaire, puisque le bassin versant intercepté par ce site est très faible comparé au bassin versant intermédiaire et total.

Le dernier resserrement se situe près du centre Iaazanene. Au milieu du bassin versant du seuil projeté.

Le dernier resserrement sera pris comme axe du barrage amont, parce que la surface de son bassin est à peu près la moitié du bassin total, donc le volume à stocker sera très important.

Les coordonnées de l'implantation de l'axe du barrage amont sont les suivantes :

$$A : X= 708\ 634, Y=518\ 467$$

$$B : X= 708\ 671, Y=518\ 280$$

II.2.Choix de l'axe du barrage aval

Le barrage aval sera installé juste à l'amont immédiat du port, l'axe du barrage déterminé est déplacé de plus de 200 m à l'amont de la zone du projet du port, ce choix présente les caractères suivants :

Les coordonnées de l'implantation de l'axe du barrage sont les suivantes :

$$A : X= 704\ 809, Y=517\ 839$$

$$B : X= 704\ 597, Y=517\ 667$$

III. Choix de type du barrage :

Dans le contexte du projet NWM, il serait préférable de construire un barrage en remblai zoné à noyau incliné vers le parement amont pour les raisons suivantes :

- Le projet est situé dans la région rifaine au Nord orientale du Maroc, qui se localise dans la zone 4 selon la terminologie des zones sismiques au Maroc, qui se caractérise par une sismicité moyenne.
- L'hétérogénéité des matériaux disponibles : les alluvions et des argiles sur place pousse également à ne pas utiliser un barrage homogène, raison pour laquelle on a choisi l'utilisation de deux matériaux pour la construction du barrage.
- La morphologie étroite des vallées qui existent le long du cours d'eaux conviendront mieux avec les barrages en remblai.
- Le choix d'un noyau argileux vient pour barrer les infiltrations de l'eau le plus en amont possible. Le noyau sera incliné pour optimiser les quantités de limons argileux relativement rares.

CHAPITRE 6

CALCULS HYDRAULIQUES

Introduction

La variante choisie pour la protection du port NWM est une solution couplée entre deux barrages et un canal de déviation. Cette partie est consacrée au calcul hydraulique des deux barrages, calculant ainsi le débit laminé qui mène au dimensionnement des ouvrages annexes.

Dans ce chapitre on va entamer les parties suivantes :

- Courbe du tarage ;
- Laminage de crue ;
- Dimensionnement des ouvrages annexes ;
- Dimensionnement du canal de déviation ;

I. Courbe de tarage

La courbe qui donne la relation entre les hauteurs d'eau et les débits correspondants d'un cours d'eau ou d'un canal, elle est principalement construite à partir des jaugeages qui ont été réalisés sur une gamme de hauteurs. Généralement, le nombre de jaugeages est insuffisant ou plus ou moins bien réparti et la courbe de tarage doit être extrapolée à ses extrémités pour couvrir les besoins de prévision de crues.

La courbe de tarage est constituée de deux parties essentielles à savoir :

- Partie interpolée de la courbe de tarage

Lors de l'élaboration de la courbe de tarage, la partie de la courbe qui dispose de mesures de débit est tracée en cherchant à répartir le plus équitablement possible les jaugeages en tenant compte de leur incertitude de $\pm 10\%$ et ainsi obtenir une courbe moyenne.

- Partie extrapolée de la courbe de tarage

Le tracé de la deuxième partie de la courbe (au-dessus du plus haut jaugeage mesuré), implique une bonne connaissance du fonctionnement hydraulique du cours d'eau. Elle résulte d'une extrapolation qui selon les cas tient compte des méthodes : logarithmique, formules d'écoulement (formules de Chézy, de Manning et de Strickler), méthode d'extrapolation de la section mouillée et vitesse moyenne. Parfois, sur les courbes de stations récentes, l'extrapolation a été prolongée simplement avec des méthodes graphiques faute de jaugeage et de modélisation.

On peut obtenir le débit en fonction de la hauteur d'eau dans le cas d'un régime permanent et uniforme. La première tentative d'une formule émanait de Chézy :

$$Q = C \sqrt{Rh} \cdot i$$

Où le coefficient traduisait la forme de la section et des parois.

La formule de Manning-Strickler est utilisée pour l'estimation des débits dans des écoulements à surface libre :

$$Q = K \cdot Rh^{2/3} \cdot S \cdot i^{1/2}$$

Avec :

Q : Le débit transité par la section en m^3/s .

i : La pente du cours d'eau

Rh : rayon hydraulique de la section en m.

S : la section transversale du cours d'eau en m^2 .

Ks : le coefficient de Strickler.

Ce coefficient dépend de la rugosité des berges et du lit de la section transversale. Il tient en compte le matériau constitutif du chenal, le degré d'irrégularité de la surface, les variations de forme de la section transversale, les effets d'obstruction, la végétation et la sinuosité du chenal. Pour un cours d'eau naturel, les valeurs de Ks peuvent avoir des valeurs entre 20 et 40 $m^{1/3}/s$. Faute d'une connaissance précise du coefficient de Strickler, un calcul de sensibilité a été effectué avec des valeurs respectives de 20, 30 et 40 $m^{1/3}/s$.

Remarque :

La courbe de tarage est nécessaire lors de dimensionnement de l'ouvrage de dissipation qui se situe juste à l'aval du barrage.

Or pour ce projet, seul le barrage en amont qui va être équipé par un ouvrage de dissipation, le tableau ci-après donne les résultats de calcul des différents paramètres nécessaires pour l'élaboration de la courbe de tarage.

Z (NMG)	S (m^2)	P (m)	Rh	Q (m^3/s)		
				K= 20	K = 30	K = 40
85	0	0	-	0	0	0
87	36,68	26,92	1,4	182,09	273,13	364,18
89	107,11	46,1	2,3	1083,21	1624,82	2166,43
91	206,25	57,51	3,6	3720,83	5581,25	7441,66
93	330 ,21	68,99	4,8	8753,35	13130,02	17506,70
95	479,49	85,92	5,6	15598,10	23397,16	31196,21

Tableau 13 : Paramètres de calcul de tarage

La valeur de 20 $m^{1/3}/s$ sera finalement retenue. Ce calcul, synthétisé sur le tableau ci-dessus, montre que ce coefficient a une grande influence sur les niveaux d'eau atteints, pour la gamme des débits évacués par le déversoir à seuil libre (débit de la crue de projet laminée).

La coupe en travers de la section de calcul de tarage ainsi que son implantation sont illustrées sur l'annexe VI -1-

Les courbes de tarage théoriques ($K_s = 20, 30$ et $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) sont illustrées dans l'annexe VI -2-

II. Laminage de crue

La construction d'une digue a pour but de créer une retenue susceptible de satisfaire des besoins bien déterminés, sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant la submerger et entraîner sa ruine par conséquent. Ce type d'avarie sera évité en projetant un évacuateur de crues dans le barrage pouvant évacuer sans risque ces débits et donc protéger la digue.

Les barrages écrêteurs interceptent le cours d'eau transversalement. Le pertuis au pied de l'ouvrage assure la transparence pour de faibles crues, mais permet de vidanger petit à petit le réservoir une fois celui-ci plein, c'est-à-dire, en temps de fortes pluies.

Le but désiré du laminage est donc d'assurer la protection contre les crues et la sécurité du barrage, en déterminant les caractéristiques optimales de l'évacuateur de crue.

II.1. Principe de calcul

Le calcul de laminage consiste à déterminer la variation du niveau d'eau dans la retenue ainsi que les valeurs du débit sortant lors du passage d'une crue à travers les divers organes d'évacuation en fonctionnement. Notons qu'il ne sera pas tenu compte de la participation de la vidange de fond à l'évacuation des crues (hypothèse sécuritaire), en raison de leur très faible capacité d'évacuation par rapport à celle de l'évacuateur de surface.

Le laminage de crue est basé sur la résolution de l'équation de continuité suivante :

$$Q_E(t) - Q_S(t) = \frac{dV}{dt}$$

$Q_E(t)$: débit de crue (m^3/s)

$Q_S(t)$: débit déversé (m^3/s)

dV : variation du volume (m^3)

dt : variation de temps (s).

Le débit entrant Q_E est défini par l'hydrogramme de crue et le débit sortant Q_S est en fonction du niveau de l'eau, de type et des caractéristiques du pertuis et de l'évacuateur tandis que le volume est obtenu de la courbe cote-volume.

Considérons $Q_E(t_1)$, $Q_E(t_2)$ les débits d'entrée, $Q_S(t_1)$, $Q_S(t_2)$ les débits de sortie et V_1 , V_2 les volumes aux instants t_1 et t_2 .

L'équation de continuité en termes de valeur moyenne devient :

$$\frac{Q_E(t_1) + Q_E(t_2)}{2} \Delta t - \frac{Q_S(t_1) + Q_S(t_2)}{2} \Delta t = V_2 - V_1$$

On commence par le niveau de la cote normale et on calcule le terme :

$$1 - \frac{Q_S(t_1)}{2} \Delta t$$

Suite à la discrétisation de l'hydrogramme de crue moyennant un pas du temps, on calcule la somme :

$$\frac{QE(t1) + QE(t2)}{2} \Delta t + V1 - \frac{QS(t1)}{2} \Delta t$$

On cherche ensuite H2 qui vérifie l'équation suivante :

$$\frac{QE(t1) + QE(t2)}{2} \Delta t + V1 - \frac{QS(t1)}{2} \Delta t = V2 + \frac{QS(t2)}{2} \Delta t$$

Pour la ligne suivante H₂ devient H₁ et Q_S(t₁) devient Q_S(t₂) et on recommence le processus.

La solution de cette équation nécessite la connaissance :

- Du volume de réservoir en fonction de la cote.
- De l'hydrogramme de crue discrétisé
- Du débit sortant en fonction du niveau de l'eau.

- **Le débit entrant**

Le débit de pointe en (m³/s) et le volume correspondant en Mm³ pour T=10000ans sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Bassin	Amont		Aval	
	Q ₁₀₀₀₀ (m ³ /s)	V ₁₀₀₀₀ (Mm ³)	Q ₁₀₀₀₀ (m ³ /s)	V ₁₀₀₀₀ (Mm ³)
T=10000 ans	100	1,01	105	1,90

Tableau 14 : Débits et volumes entrants

- **Calcul du débit sortant**

Le débit de projet calculé précédemment ne constitue pas celui qui entre à l'évacuateur. En effet, le réservoir joue un rôle de tampon de sorte que le maximum de débit à l'évacuateur est inférieur au maximum de débit de l'hydrogramme. Il s'agit donc d'estimer le rapport entre le débit de l'évacuateur et celle de l'hydrogramme pour le dimensionnement de l'ouvrage évacuateur. La loi du débit sortant par l'évacuateur de crue :

$$Q_{EVC} = C \cdot L_{ef} \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

Q_{EVC} : débit déversé par l'évacuateur de crue en m³/s.

H : charge au-dessus du seuil en m.

L_{ef} : largeur effective de l'évacuateur en m.

$$L_{ef} = L - 2(K_a + NK_p)H$$

L : largeur totale de l'évacuateur.

K_p : coefficient tenant compte de la forme des piliers ($K_p=0,1$).

K_a : coefficient de contraction latérale ($K_a=0,1$).

N : nombre de piliers de l'évacuateur. Dans notre cas $N=0$.

C : coefficient de débit.

$$C = C_D \times \left(\frac{H}{H_D}\right)^{0,12}$$

C_D : Coefficient de dimensionnement

H_D : Hauteur de dimensionnement

II.2.Résultats de calcul

Pour les raisons de sécurité, les calculs de rétention sont faits pour une barrage remplis jusqu'à la côte de la vidange de fond qui est supposée fermée.

Le tableau ci-dessous résume les résultats de laminage pour les deux barrages :

Barrage	Cote RN (NGM)	Débit d'entrée (m ³ /s)	Débit Qs de l'évacuateur (m ³ /s)	Cote NPHE (NGM)
Aval	27	100	4,7	27,7
Amont	116	105	14,37	116,9

Tableau 15 : Débits sortants de l'évacuateur

Comme la topographie du cours d'eau ne permet pas une grande largeur, on a adopté une largeur de seuil de l'évacuateur de 5 m pour le barrage aval et de 10m pour le barrage amont,

Les courbes de laminage de la crue decamillénale pour les deux barrages sont présentées dans les (annexes IX -1- et IX -2-).

CHAPITRE 7

DIMENSIONNEMENT DES DIGUES

Introduction

Dans sa définition, Une digue est un remblai longitudinal, naturel ou artificiel, le plus souvent composé de terre. La fonction principale de cet ouvrage est d'empêcher la submersion des basses-terres se trouvant le long de la digue par les eaux d'un cours d'eau ou d'une rivière.

Pour la construction d'une digue en terre, on fait recours aux matériaux disponibles dans la région. Or, la faible quantité d'argile dans la zone ne permet pas de réaliser un barrage homogène, d'où la solution adéquate est la construction de deux barrages à noyau d'argile.

Les deux barrages comportent de l'amont vers l'aval :

- Un noyau argileux
- Une couche du matériau drainant sur une épaisseur de 0.3cm.
- Une recharge en alluvions grossières.

I. Description des parties constitutives d'un barrage en terre

- Crête: Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- Clé d'ancrage: Elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.
- Ecran d'étanchéité : Il remplace la clé d'ancrage dans les fondations rocheuses perméables ou les fondations perméables d'une épaisseur importante. Il est construit en injectant un mélange de ciment et d'eau qui remplit les pores et les fentes.
- Bermes: Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces des talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.
- Revêtements: Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).
- Filtres et drainages: Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.
- Noyau et écran: Ils diminuent les débits de filtration dans les barrages mixtes.
- Tapis étanche: Il permet de diminuer les débits de filtration.
- Recharge: Le massif en amont ou en aval que donne, en général, la stabilité au barrage.
- Evacuateurs de crues: Ils permettent de verser l'excès des eaux de crues.
- Déviation de l'oued: Ensemble d'ouvrages qui permettent la construction des barrages dans les zones des oueds.
- Prise d'eau: Structure qui permet l'utilisation des eaux du barrage selon les demandes des consommateurs.

II. Conception des éléments principaux dans les barrages en terre

- Le niveau des plus hautes eaux (PHE)

Le niveau des plus hautes eaux la cote atteint par la retenue en cas de l'arrivé d'une crue de dimensionnement de période de retour choisie, il est égal au niveau normal de la retenue (NNR) majoré de la charge sur le déversoir de crue (h).

$$PHE = NNR + h$$

Barrage	Amont	Aval
NNR (NGM)	116	27
h (m)	0,9	0,7
PHE (NGM)	116,9	27,7

Tableau 16 : Niveaux des plus hautes eaux (PHE)

- La revanche (R)

C'est la tranche comprise entre la cote des plus hautes eaux (PHE) et la crête de la digue. Elle a pour fonction d'assurer une protection contre les effets des vagues, sous l'effet du vent, des secousses de la terre ou du tassement résiduel du barrage naturel. Elle est calculée par plusieurs méthodes :

- ✓ **Formule de STEVENSON**

$$R = 0.75 H + V^2/2g$$

$$R=1,02 \text{ m}$$

Avec :

V : la vitesse des vagues en (m/s) ;

$$V = 1.5 + 2H$$

$$V= 3\text{m/s}$$

H : hauteur de la vague en (m) ;

$$H = 0.76 + 0.34 \sqrt{L} - 0.26 \sqrt[4]{L}$$

$$H=0,75\text{m pour } L=0,3 \text{ km}$$

Pour $L < 18 \text{ km}$.

R : la revanche de la digue en (m) ;

L : la longueur rectiligne du plan d'eau appelée FETCH.

g : accélération de pesanteur prise égale à 9.81 m/s^2 .

Remarque : Le fetch est la distance en mer ou sur un plan d'eau au-dessus de laquelle souffle un vent donné sans rencontrer d'obstacle

✓ **Formule de GAILLARD**

GAILLARD a proposé une formule qui permet de calculer la vitesse de propagation des vagues vers le haut.

$$V = 1.5 + 2H$$

Et la formule de la revanche :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{L}$$

$$R=1,16\text{m}$$

✓ **Formule de MALLET& PACQUANT**

$$R = H + V^2/2g = 0,87\text{m}$$

Avec :

$$H = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{L} = 0,68\text{m}$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}H = 1,95\text{m}$$

Avec :

R : la revanche de la digue en (m) ;

L : la longueur rectiligne du plan d'eau (FETCH).

H : hauteur de la vague en (m) ;

V : vitesse des vagues en (m/s).

Méthode	STEVENSON	GAILLARD	MALLET
Revanche (m)	1,02	1,16	0,87

Tableau 17: Revanche

On prend R = 1m

- Côte de la crête du barrage (CCB)

La crête du barrage est la partie supérieure, sa cote est calée au niveau de la cote des plus hautes eaux (PHE), en ajoutant la cote de la revanche (R)

$$CCB = PHE + R$$

$$\text{Barrage amont : CCB} = 118 \text{ NGM}$$

$$\text{Barrage aval : CCB} = 28,70 \text{ NGM}$$

- Tassement du corps du barrage (T)

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 25 m on peut préalablement prendre le tassement égal à (0.5 à 1.5) % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages on calcule le tassement d' après la formule :

$$T = 0.01 H_b$$

Où

T=Tassement de la crête du barrage

H_b = Hauteur du barrage

Barrage	Amont	Aval
Tassement (m)	0,265	0,2

Tableau 18 : Tassement des barrages

- Hauteur totale du barrage (H_t)

La hauteur totale du barrage est égale à la côte de la crête du barrage (CCB), diminuée de la côte de la section maitresse du barrage (la côte à l'exutoire), en ajoutant le tassement.

$$H_t = (CCB - CCA) + T$$

Barrage	Amont	Aval
Hauteur total (m)	23,26	17,2

Tableau 19 : Hauteur totale des barrages

- La largeur en crête

La largeur en crête d'une digue en terre doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans la digue près de son couronnement, quand la retenue soit pleine ; elle doit permettre également, la circulation des engins pour l'entretien de l'ouvrage.

La largeur minimum en crête d'une digue est fixée à 3m. Pour des ouvrages de hauteur supérieure à 9m, on adopte souvent une largeur en crête égale à 1/3 de la hauteur du barrage.

Comme on peut évaluer cette largeur par des formules empiriques :

- ✓ **Formule de T.TKNAPPEN**

$$b = 1.65\sqrt{H} > 3 \text{ m}$$

Avec

H : hauteur totale du barrage

	Barrage amont	Barrage aval
Largeur en crête	8	6.8

Tableau 20 : Largeur en crête

- La longueur en crête du barrage

La longueur en crête du barrage est obtenue par la mesure directe sur le levé topographique suivant l'axe de la digue ; c'est la distance séparant les deux points d'interaction de l'axe de la digue avec la courbe de niveau ayant pour la cote (CCB).

Barrage	Amont	Aval
Longueur en crête (m)	223,63	270,6

Tableau 21 : Longueur en crête

- Noyaux et clé d'ancrage

Les barrages avec noyaux ou diaphragmes sont construits quand il n'existe pas de sols argileux peu perméables. Dans ce cas, les deux barrages seront composés d'une digue en terre sablonneuse avec noyau ou diaphragme peu perméable (protégée par une couche drainante d'épaisseur 0.3m) qui fait diminuer significativement la courbe de filtration. L'épaisseur du noyau peut aussi être déterminée à partir de l'analyse de la fissuration. La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage est déterminée en tenant compte les conditions de construction de l'ouvrage et varie entre 3 et 4 m. Pour les petits barrages, le bord supérieur du noyau doit dépasser le niveau normal de la retenue (plus de 0,50 m).

La hauteur du noyau peut être déterminée comme suivant :

$$H_n = H_b - 1$$

Où :

H_n : hauteur du noyau
H_b : hauteur du barrage.

Barrage	Amont	Aval
Hauteur des noyaux (m)	22,26	16,2

Tableau 22 : Hauteur des noyaux

La profondeur d'ancrage dans le terrain de fondation varié en fonction de la profondeur de la couche perméable qui doit être traversée. On recommande une profondeur > 1.5 m ; la base de la clé d'ancrage doit avoir une largeur de 3.0 à 4.0 m pour permettre le travail de compactage.

- Drainages

L'objectif fondamental du drainage est de contrôler l'évacuation du flux infiltrés et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

- Les conditions des drainages :

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- Ne pas permettre l'effet de renard ; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- On doit contrôler son fonctionnement.

- Puits de décompression

La nature des terrains en surface laisse penser une possibilité de fuite d'eau à travers les terrains de la fondation (marnes, sables...). Par conséquent, et afin d'éviter le phénomène de renardage à l'aval, des puits de décompression sont prévus en fond de vallée (Barrages amont et aval), dans le corps du barrage et en pied aval (cas du barrage aval), de profondeur 10 m et espacé de 10 m. Cette profondeur est donnée à titre indicatif, elle doit être adaptée sur chantier en fonction des résultats de la campagnes de reconnaissances.

- Protection des talus

Lors de la construction du barrage en terre, il y'a lieu de protéger les talus amont et aval contre le phénomène d'érosion, qui est dû aux vents et aux pluies. Il est également impératif de protéger la digue contre le phénomène de renard et la résurgence qui est néfaste à la stabilité du barrage.

- **Talus aval**

Le talus aval est protégé par :

- Une couche de 15 cm d'épaisseur de terre végétale. (pour des raisons de sécurité, le barrage aval sera protégé en mettant une couche de gabion en forme d'escalier de dimension (2×0.5m) qui sera couverte par une couche de béton d'épaisseur 10 cm).
- Une tapis constitué de matériaux drainantes, disposé au contact du sol de la fondation une distance comprise entre 50% et 70% de l'emprise totale du corps des digues amont et aval à la base ;
- On peut ajouter également un massif au niveau du pied, en graviers, bloc ou enrochement, encré de 1m dans le sol de la fondation ;

- **Talus amont**

Le talus amont est protégé contre l'effet des vagues par :

- Une couche d'enrochement de 60cm d'épaisseur, en cas des deux barrages.
- Un écran d'étanchéité disposé sur le parement du talus amont et prolonge verticalement à travers la fondation jusqu'au centre de la digue, dans le cas d'un terrain perméable ;
- On peut également disposer une tapis amont la même que celle de l'aval, pour drainer les eaux remontées du sous-sol ;

Les annexes (V-1- et V -2-) montrent les composantes des deux digues.

CHAPITRE 8

DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES ET DU CANAL DE DERIVATION

Introduction

La sécurité d'un barrage est garantie par le dimensionnement adéquate de l'ouvrage, en plus des ouvrages qui assurent l'évacuation de surplus en périodes des crues, dans ce présent chapitre en va entamer le dimensionnement de ces ouvrages pour les deux petits barrages de l'Oued N'tya à savoir l'évacuateur de crue et la vidange de fond, en se basant sur les résultats du laminage.

L'évacuateur de crue est un organe essentiel pour la sécurité du barrage en permettant l'évacuation de la crue de projet et la dissipation de l'énergie. Il est un système de déversement composé principalement d'un seuil déversant, un coursier callée au parement aval du barrage et un dissipateur d'énergie.

Le seuil de l'évacuateur de crue du barrage amont sera arasé à la cote RN qui est égale à 116 NGM avec une largeur de 10m. Il permet d'évacuer un débit maximum estimer à $14,50\text{m}^3/\text{s}$, sous charge d'eau maximale sur seuil égale à 0,90m.

Le barrage aval à un évacuateur qui sera calé sur une cote de 27 NGM, avec une largeur de 5m, et le débit qui sera arasé est fixé à $4.7\text{ m}^3/\text{s}$, sous une charge de 0,70m.

A son tour la vidange de fond assure la sécurité en cas de problème sur l'ouvrage du barrage, et permet la vidange totale ou partielle de la retenue, pour assurer les visites de réparation du barrage, ou pour maîtriser le niveau du plan d'eau sous le niveau minimal d'exploitation pour réaliser les travaux d'entretien sur des ouvrages comme les prises d'eau.

Les deux ouvrages seront calés sur la rive gauche des deux barrages, sur un corps en béton qui assure la stabilité des ouvrages.

I. Évacuateur de crue

a) Etude hydraulique des deux barrages amont et aval

Le schéma de protection du port NWM contre les crues de l'Oued N'tya consiste en une solution couplée entre deux barrages de contrôle pour dévier les eaux vers un exutoire autre que le port. Un barrage amont situé au milieu du bassin du cours d'eau et un barrage aval situé juste à l'amont du port.

Les résultats de la partie hydrologique ont montrées que le débit maximal de la crue ($Q_{\max} = 184\text{ m}^3/\text{s}$), qui correspond à un volume de 3 Mm^3 , et d'après l'hydrogramme réalisé, la surface atteint par ce volume touchera plus des habitats de la zone dans le cas d'un seul barrage, d'où la solution de deux barrages.

Cette partie est consacrée au dimensionnement des ouvrages annexes à savoir l'évacuateur de crue et la vidange de fond des deux barrages, à partir des résultats de laminage fais implicitement pour les deux barrages.

- Résultats du calcul du débit

La détermination de débit maximal transporté par la crue decamillénale est par les même procédures de calcul de calcul de débit cité dans la partie hydrologique, avec une surface de 13 km² et une longueur du cours d'eau de 10,9 km pour le bassin amont, pour celle de l'aval la surface est estimé à 15 km² et sa longueur du cours d'eau est de 7,4 km

Les tableaux ci-dessous résumant les résultats de l'étude hydrologique pour les deux bassins :

	Bassin amont	Bassin aval
Aire du bassin en km²	13	15
Longueur du cours d'eau en km	10,9	7,4
Hmax en m	662	100
Hmin en m	10	9
Pente du cours d'eau	0,036	0,012

Tableau 23 : Caractéristiques des sous- bassins versants

	Bassin amont	Bassin aval
Débit maximal m³/s	100	105
Volume de la crue en Mm³	1,01	1,44

Tableau 24 : Débits et volumes de crue decamillénale des sous-bassins versants

L'hydrogramme de crue adopté est de forme triangulaire. Le temps de monté est supposé égal au temps de concentration ; soit $t_c = 1.9$ h pour le barrage amont et 3.3 pour le barrage aval L'hydrogramme de la crue de projet des deux barrages est comme suit :

b) Dimensionnement de l'évacuateur de crue

➤ Principe de calcul

Pour le dimensionnement des évacuateurs des deux barrages amont et aval, en se réfère au débit qui transite chaque évacuateur au moment de la crue, et à la charge au-dessus du seuil correspondante à ce débit, en se basent sur les résultats obtenue dans la partie de laminage.

Le tableau ci-dessous récapitule les données nécessaires pour le dimensionnement de l'évacuateur :

	Barrage amont	Barrage aval
Débit à évacuer en m³/s	14.37	4.7
Volume de la retenue hm³	1.01	1,44
Cote de la crête en NGM	118	28,7
Cote PHE en NGM	116,9	27,7
Cote RN	116	27
Charge sur seuil en m	0,9	0,7

Tableau 25 : Données nécessaires pour le dimensionnement de l'évacuateur

Forme de seuil déversoir

Le seuil de l'évacuateur est établi à partir du profil du type Creager, est un type de seuil dont le profil correspond à celui de la face inférieure de la lame d'eau qui se développe au-dessus d'un seuil voir (Annexe X).

Le profil du seuil est déterminé considérant un profil **USBR** (**US** Bureau of **R**eclamation), selon l'équation suivante :

$$\frac{Y}{H_0} = -K\left(\frac{X}{H_0}\right)^n$$

Avec :

H_0 : Hauteur de dimensionnement égale à 2.68 m.

X, Y : Coordonnées respectivement horizontale et verticale, l'origine du repère étant au seuil de la crête.

K, n : Coefficients dépendent du rapport h_a/H_0 et du fruit du parement amont, déterminés à partir des abaques du "DESIGN OF SMALL DAMS. Voir annexe XI

h_a : l'énergie cinétique de la charge au-dessus de la crête.

L'expression du débit par unité de largeur évacué par le seuil déversant est donné par :

$$q = C \cdot H_0^{3/2}$$

L'énergie cinétique au-dessus de la crête est donnée alors par l'expression suivante :

$$h_a = \frac{q^2}{2 \times g(P + h_0)^2}$$

Avec

P : la pelle

q : débit par unité de largeur

Le Logiciel « Géogébra » sera utilisé pour générer le profil du seuil de l'évacuateur des crues.

i. Capacité de l'évacuateur de crue

Le débit sortant par l'évacuateur de crue est donnée par la formule suivante :

$$Q_{EVC} = C \times L_{ef} \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}$$

Avec

Q_{EVC} : débit déversé par l'évacuateur de crue en m^3/s

H : charge au-dessus du seuil en m

L_{ef} : largeur effective de l'évacuateur en m

$$L_{ef} = L - 2(K_a + NK_p)H$$

L : largeur totale de l'évacuateur

K_p : coefficient tenant compte de la forme des piliers ($K_p=0,1$)

K_a : coefficient de contraction latérale ($K_a=0,1$)

N : nombre de piliers de l'évacuateur L

Dans notre cas $N=0$

C : coefficient de débit

$$C = c_D \times \left(\frac{H}{H_D}\right)^{0,12}$$

ii. Calcul de la lame d'eau sur le profil Creager

Le but de cette partie est de déterminer la lame d'eau sur le seuil et sur le coursier, décrivant ainsi leurs profils, pour un débit sortant maximal de l'évacuateur de crue lors du passage de la crue decamillénale du projet.

- La lame d'eau sur le seuil

Pour définir le profil de la lame d'eau sur cette partie de l'évacuateur, en utilise l'équation suivante :

$$d = \frac{H_0}{2} \times \sqrt{\frac{H_0}{h}}$$

Avec :

d : le tirant d'eau en m.

H_0 : la hauteur de dimensionnement.

h : le dénivelé entre la cote du point et le niveau amont.

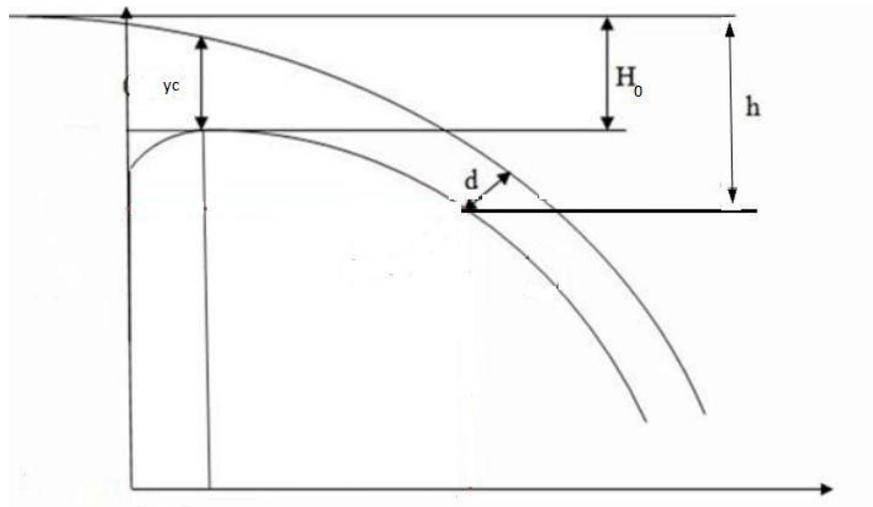


Figure 12 : Schéma explicatif des dimensions de la lame d'eau sur seuil

Protection du port Nador West Med contre les crues de l'Oued N'Tya

On calcule le tirant d'eau selon les coordonnées X et Y le long du profil Creager, en fonction de la cote NGM de l'évacuateur et la dénivellé entre la cote du point et le niveau amont, on résume le résultat sur un tableau, et on trace la courbe de la lame d'eau au-dessus du seuil.

- La lame d'eau sur le coursier

Pour calculer la ligne de la lame d'eau sur le coursier, on se référant au débit maximal évacué, la vitesse d'écoulement en chaque section de la lame ruisselée et la cote du point du coursier en NGM, on prend pour la valeur de Manning Strickler $n=0,011$.

La ligne d'eau est déterminée à l'aide de l'équation d'énergie suivante :

$$E = Z + Y + \frac{V^2}{2g}$$

E : la charge totale

Z : la côte du point en NGM

Y : Epaisseur de la lame d'eau au-dessus du point en m.

V : La vitesse en ce point en m/s.

Entre deux sections S_i et S_{i+1} distantes de ΔX , l'équation de Bernoulli s'écrit :

$$E_i = E_{i+1} + \Delta H$$

Avec :

E_i : la charge totale dans la section S_i

E_{i+1} : la charge totale dans la section S_{i+1}

ΔH : la perte de charge entre i_1 et i_2

$$\Delta H = \Delta X \cdot \frac{J_i + J_{i+1}}{2}$$

Avec J_i : pertes de charges par unité de longueur estimées, en utilisant l'équation de Chézy, à :

$$J = n^2 \cdot V^2 \cdot R^{-\frac{4}{3}}$$

Avec : J : Les pertes de charge

R : rayon hydraulique (m).

n : Coefficient de Chézy

V : La vitesse (m/s)

On effectue une itération de la charge totale, à partir de seuil jusqu'à le coursier en fonction de la cote Z en NGM, de l'épaisseur de la lame d'eau au-dessus du point et de la vitesse d'écoulement. On représente après les résultats obtenus sur un graphe.

➤ **Dimensionnement de l'évacuateur**

- **Barrage amont**

i. **Détermination du profil Creager**

Pour le traçage du profil du seuil du barrage amont, on résout l'équation suivante

$$\frac{Y}{H_d} = K \times \left(\frac{X}{H_d}\right)^n$$

Les paramètres profil Creager sont déterminés d'après les abaques du 'DESIGN OF SMALL DAMS' :

Avec

$$H_d = 0,9 \text{ m hauteur de dimensionnement}$$

$$h_a = 0,06$$

$$P = 1 \text{ m la pelle}$$

Donc $h_a/H_d = 0,066$

Les résultats tirés des abaques sont présentées dans les tableaux suivants :

X_c/H_0	Y_c/H_0	R_1/H_0	R_2/H_0
0,253	0,10	0,495	0,208

K	N	Xc	Yc	R₁	R₂
0,51	1,844	0,227	0,09	0,445	0,1872

Tableau 26 : Paramètres de calcul pour l'équation de Creager

Après remplacement par ces paramètres on trouve l'équation suivante :

$$Y = 0,557 \times X^{1,844}$$

ii. **Dessin du Profil**

Pour le traçage du profil du seuil de l'évacuateur de crue on utilise « Géogébra », un logiciel qui permet de tracer les fonctions mathématiques, le profil du seuil de l'évacuateur du barrage amont est exposé dans la figure suivante :

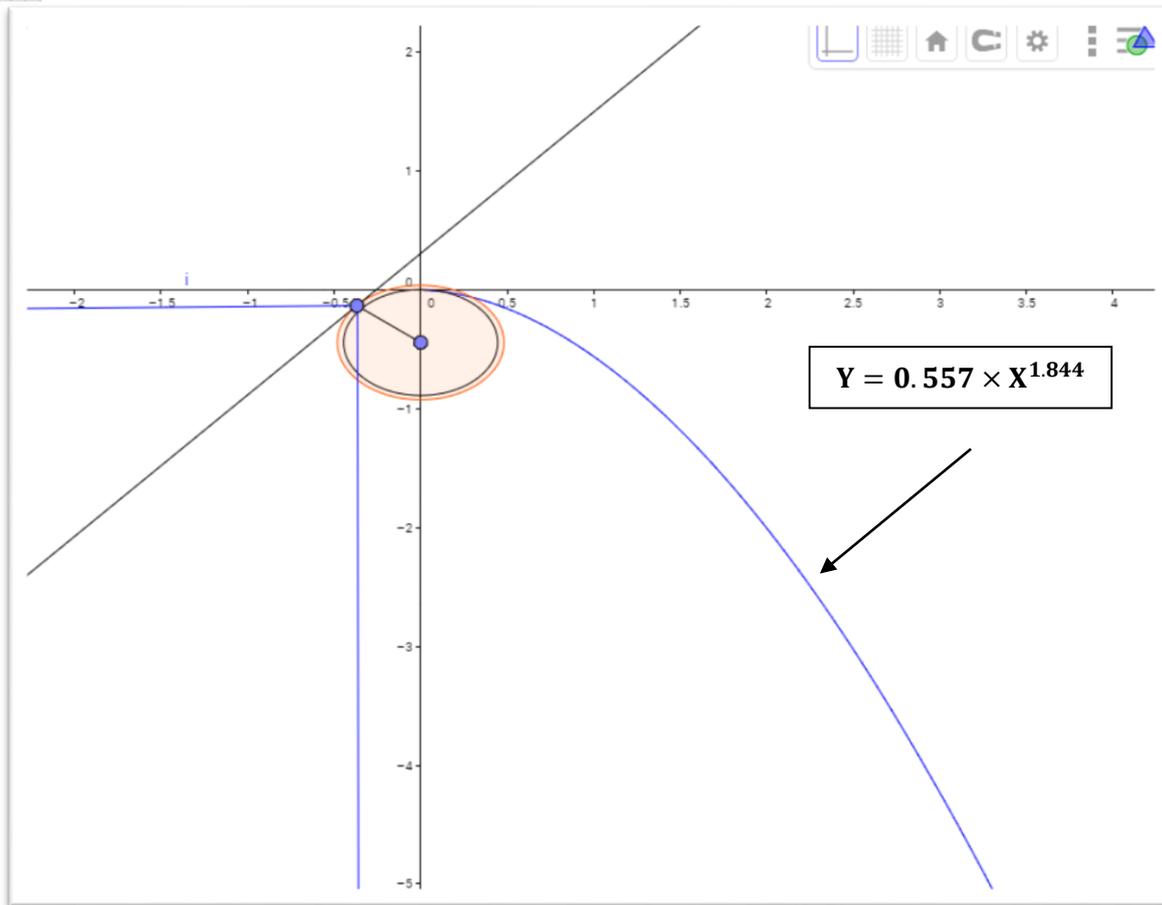


Figure 13 : Profil du seuil de l'évacuateur du barrage amont

iii. Capacité du seuil

L'évacuateur de surface pour le barrage Amont consiste en un seuil libre calé à la cote de retenue normale 116 NGM. Sa longueur déversante est de 10 m.

Le débit évacué par le seuil est donné par la formule suivante :

$$Q = C * L * H^{\frac{3}{2}}$$

Avec

$$H=0,9m$$

C : coefficient de débit donné par la relation suivante :

$$C = C_D * \left(\frac{H}{H_d}\right)^{0,12}$$

A partir du graphique n°9.23 du "Design of Small dams", le coefficient de débit est égal à :

$$C_D = 1,7$$

L : longueur effectif du seuil

$$L = L' - 2*(NK_p + K_a)*H$$

$$L_{ef} = L - 2(K_a + NK_p)H$$

Hd : Hauteur de dimensionnement ; Hd=0,9m

L' : Longueur nette du seuil libre ; L=10m

N : Nombre de piles pour un seuil libre (0 piles) ;

Kp, Ka : Coefficients de contraction (Ka = 0,1 et Kp = 0.01) ;

H variable égale à Hd.

Après calcul on trouve : **L=9,91m** et **C=1,7**

Alors la capacité du seuil de l'évacuateur de la digue amont est :

$$Q=14,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

iv. Courbe de Remous

L'objectif est de déterminer l'épaisseur de la lame d'eau sur le profil CREAGER et sur le coursier pour un débit sortant maximal de l'évacuateur de crue lors du passage de la crue decamillénale de projet.

✓ Calcul de la lame d'eau sur le seuil

Dans la partie supérieure du coursier « Creager », le calcul de la lame d'eau est donné par l'équation suivante :

$$d = \frac{H_0}{2} \sqrt{\frac{H_0}{h}}$$

Sous condition $h > 0.8 H_0$

d : le tirant d'eau en m.

H0 : la hauteur de dimensionnement égale à 0,9 m

h : le dénivelé entre la cote du point et le niveau amont.

Δx (m)	Y (m)	Z(NGM)	h(m)	d(m)
0	0	116	0,9	0,45
0,2	0,02863878	115,971361	0,92863878	0,44300677
0,4	0,10281437	115,897186	1,03145315	0,42034803
0,6	0,21715313	115,782847	1,24860628	0,38205071
0,8	0,36910772	115,630892	1,61771401	0,3356471
1	0,557	115,443	2,17471401	0,28948942
1,2	0,77958848	115,220412	2,95430249	0,24837409
1,4	1,03589394	114,964106	3,99019643	0,2137158

Protection du port Nador West Med contre les crues de l'Oued N'Tya

1,6	1,32511156	114,674888	5,31530799	0,18516954
1,8	1,64656051	114,353439	6,9618685	0,16179715
2	1,99965239	114,000348	8,96152089	0,14260768
2,2	2,38387028	113,61613	11,3453912	0,12674301
2,4	2,79875398	113,201246	14,1441451	0,11351295
2,6	3,24388948	112,756111	17,3880346	0,10237844
2,8	3,71890089	112,281099	21,1069355	0,09292256
3	4,22344447	111,776556	25,33038	0,08482286

Tableau 27 : Hauteur de la lame d'eau en chaque section du seuil

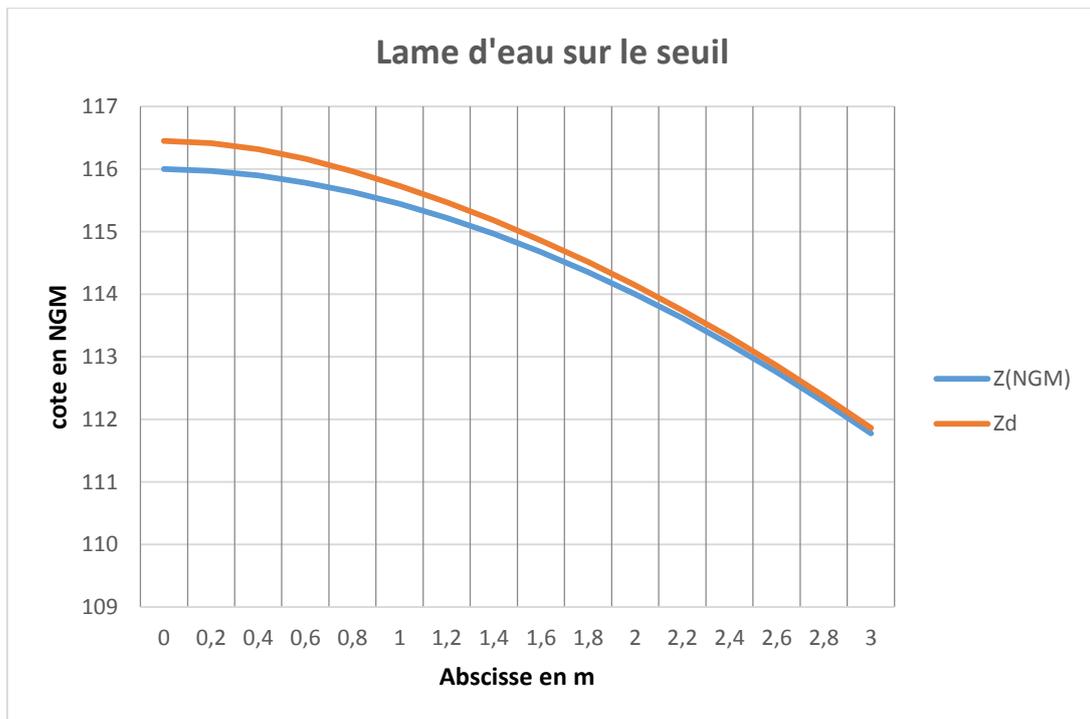


Figure 14 : Courbe de la forme de la lame d'eau sur le seuil

✓ Calcul de la lame d'eau sur le coursier

La ligne de remous sur le coursier a été déterminée pour le débit laminaire de la crue de projet ($Q=14,5\text{m}^3/\text{s}$) du barrage amont, sans considérer les vidanges de fond.

Par itération de la relation de Bernoulli entre les différentes sections des coursiers, de la relation de la ligne d'eau sur coursier suivante :

$$E_i = E_{i+1} + \Delta H$$

Après itérations de ces équations on trace la courbe de Remous, qui représente le profil de coursier. Montrer dans l'annexe XII -1-

➤ **Barrage Aval**

i. Détermination du profil Creager

Le profil du seuil du barrage Aval, est déterminé pour une hauteur de dimensionnement $H_d = 0,7$ m, est une pelle de 1 m, les abaques du "DESIGN OF SMALL DAMS", ont donné les résultats suivantes :

X_c/H_0	Y_c/H_0	R_1/H_0	R_2/H_0
0,25	0,098	0,495	0,215

K	n	Xc	Yc	R1	R2
0,505	1,845	0,18	0,07	0,35	0,15

Tableau 28 : Paramètres de calcul pour l'équation de Creager

Après remplacement par ces paramètres on trouve l'équation suivante :

$$Y = 0.683 \times X^{1,845}$$

ii. Dessin du Profil

Pour le traçage du profil du seuil de l'évacuateur de crue on utilise « Géogébra », qui est un logiciel en ligne permet de tracer les fonctions mathématiques, le profil du l'évacuateur du barrage amont est exposé dans la fig. suivante :

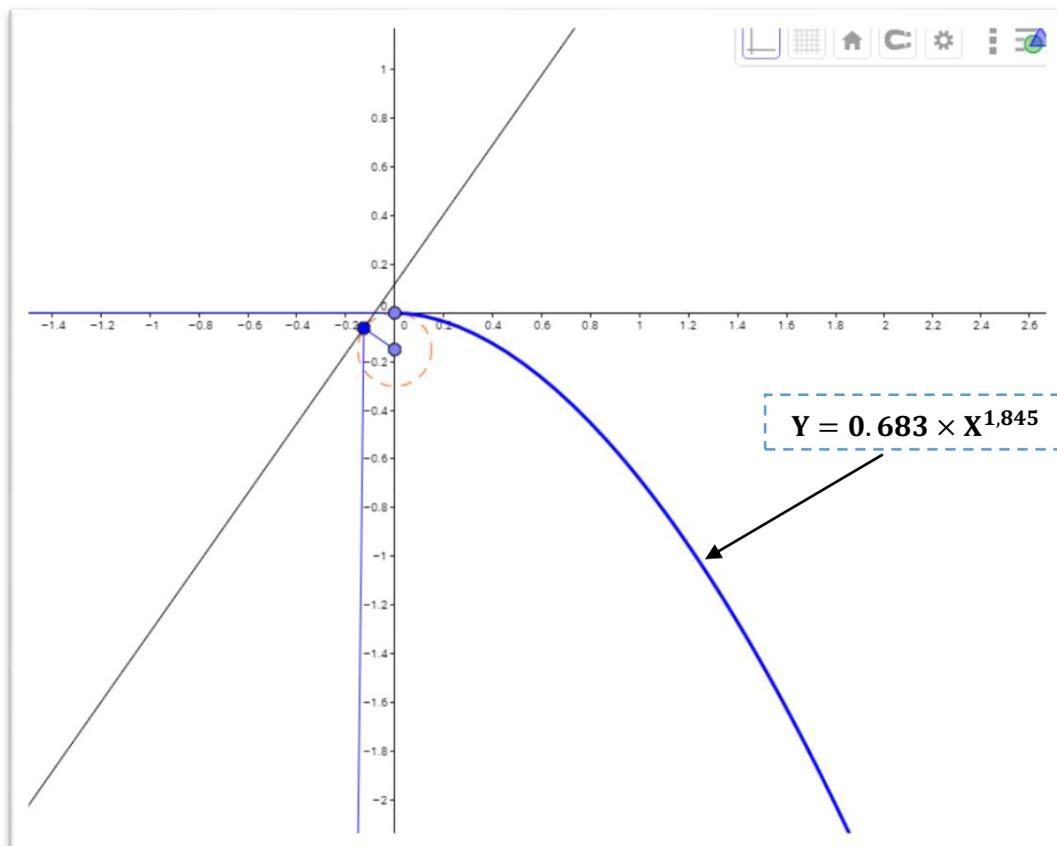


Figure 15 : Profil du seuil de l'évacuateur du barrage aval

iii. Capacité du seuil

L'évacuateur de surface pour le barrage Aval consiste en un seuil libre calé à la cote de retenue normale 27 NGM. Sa longueur déversante est de 5 m.

Par les mêmes calculs faite pour le barrage amont, avec un coefficient de débit $C = 2.2$, on trouve que la longueur effective du seuil est $L=486$ m, et sa capacité vaut :

$$Q = 6,26 \text{ m}^3/\text{s}$$

iv. Courbe de Remous

✓ Calcul de la lame sur le seuil

Le tableau suivant donne la hauteur de la lame d'eau en chaque section du seuil en fonction de la dénivelé entre la cote du point et le niveau amont, et la cote de la section Z (NGM), pour une hauteur de dimensionnement $H_d = 0,7$ m

Δx	Y	Z(NGM)	h(m)	d(m)
0	0	27	0,9	0,30867099
0,2	0,03506074	26,9649393	0,93506074	0,30282878
0,4	0,12595673	26,8740433	1,06101747	0,28428621
0,6	0,26613976	26,7338602	1,32715723	0,25418849
0,8	0,45250328	26,5474967	1,77966051	0,21950705
1	0,683	26,317	2,46266051	0,18660135
1,2	0,95611494	26,0438851	3,41877544	0,15837323
1,4	1,27065289	25,7293471	4,68942834	0,13522504
1,6	1,62563137	25,3743686	6,31505971	0,11652747
1,8	2,02021911	24,9797809	8,33527882	0,1014278
2	2,45369764	24,5463024	10,7889765	0,08915115
2,2	2,92543565	24,0745643	13,7144121	0,07907305
2,4	3,43487111	23,5651289	17,1492832	0,07071216
2,6	3,98149826	23,0185017	21,1307815	0,06370291
2,8	4,56485799	22,435142	25,6956395	0,057768
3	5,18453032	21,8154697	30,8801698	0,05269595

Tableau 29 : Hauteur de la lame d'eau en chaque section du seuil

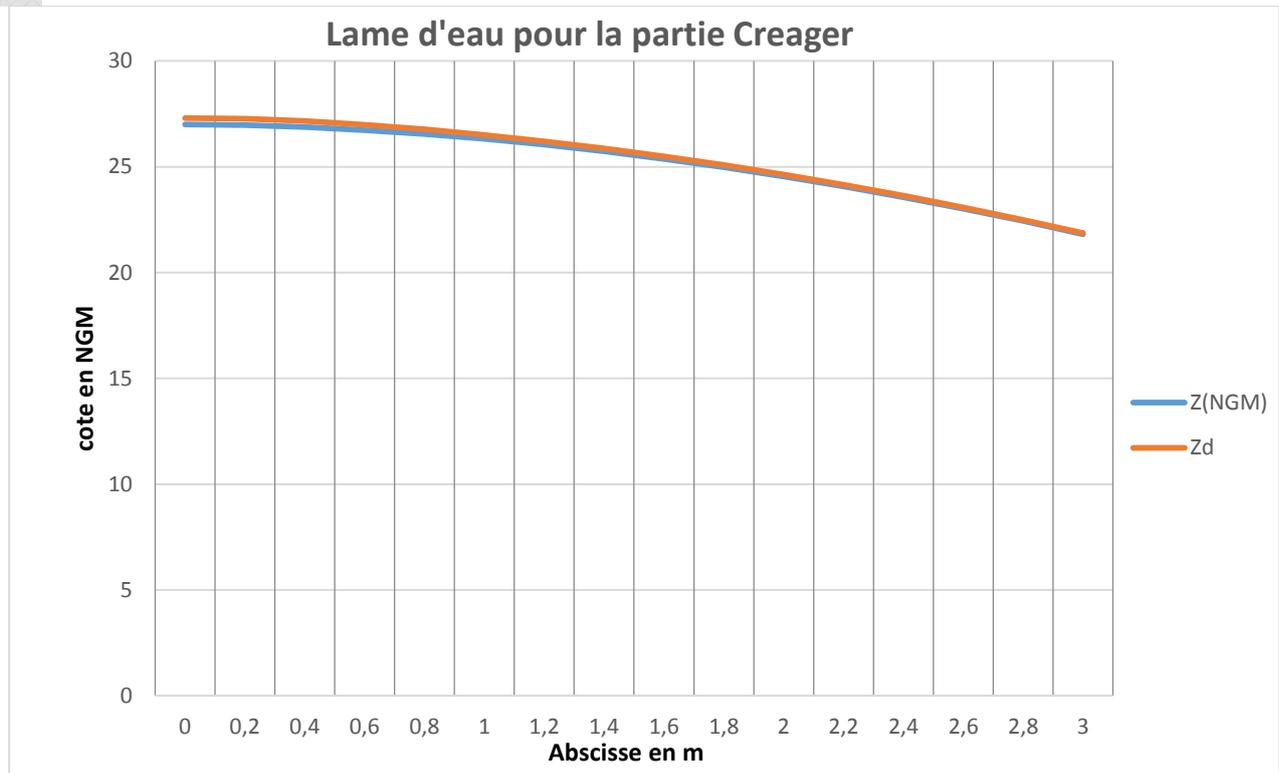


Figure 16 : Courbe de la forme de la lame d'eau sur le seuil

✓ Calcul de la lame d'eau sur le coursier

On suit les mêmes étapes du calcul de la lame d'eau sur le coursier pour le barrage amont, pour calculer celle de l'aval, le trace de la courbe Remous, qui représente le profil de coursier, est montré dans l'annexe XII -2-

II. Vidange de fond

II.1. Conception et descriptif

La galerie de la vidange amont est une conduite de forme circulaire implantée en rive gauche du barrage, elle est calée à la cote 105 NGM, au-dessus de la tranche morte qui correspond à un envasement de $0,2 \text{ hm}^3$ pour 30 ans, elle permet de restituer un débit de $1.50 \text{ m}^3/\text{s}$, lors du laminage de la crue decamillénale, et se compose de l'amont vers l'aval des ouvrages suivants :

- Un ouvrage d'entrée calé à la cote 104,9 NGM ;
- Un tronçon de galerie d'une pente nulle de section circulaire ;
- Un équipement de vannage constitué de :
 - Vanne de service.
 - Vanne garde.

Quant au barrage aval, la vidange permet d'évacuer un débit maximum de $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$, elle sera aménagée au niveau de la rive gauche à la cote 18,50 NGM, au-dessous de la tranche morte qui correspond à un envasement de $0,2 \text{ hm}^3$ pour 30 ans. La conduite est de forme circulaire avec une pente nulle et équipée par deux vannes de sécurité, l'une de service et l'autre de réglage.

II.2. Principe de calcul

L'écoulement à travers la vidange se déroule en deux phases :

- La première est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre de la galerie : l'écoulement est donc à surface libre.
- La deuxième phase est celle où le niveau d'eau dépasse le toit de la galerie, l'écoulement sera donc en charge.

- Écoulement à surface libre

Le débit peut être calculé par l'équation suivante qui régit l'écoulement critique :

$$Q = \sqrt{\frac{g \cdot S^3}{L}}$$

- Q : Débit en m³/s
- S : Section mouillée
- L : Largeur de la section de contrôle
- h_c : hauteur critique pour le débit.

L'équation devient alors $Q = L \cdot \sqrt{g \cdot h_c^3/2}$

La cote du plan d'eau amont Z_{am}, correspondant à chaque valeur de h_c, est calculée par la formule suivante :

$$Z_{am} = Z_0 + h_c + \frac{v^2}{2g} + \Delta h$$

Avec :

- Z₀ la côte du radier de la vidange de fond,
- La hauteur h_c de l'eau dans le pertuis,
- Le terme d'énergie cinétique : $\frac{v^2}{2g}$
- Les pertes de charges le long de la conduite ;

- Écoulement en charge

Quand le niveau du plan d'eau amont atteint la cote du toit du pertuis, le conduit de la vidange de fond se met en charge. Pour calculer la section de la galerie de vidange, et déduire sa capacité, on utilise la relation suivante :

$$S_{vf} = \frac{1}{t} \times \int_h^{hn} \frac{S(h)}{\sqrt{(2g \cdot (h - Z_{vf}) / (1 + \sum Ki))}}$$

- S_{vf} : La surface de la vidange du fond en m².
- $S(h)$: Surface de la retenue au niveau h.
- t : le temps de vidange en s.
- Z_{vf} : Côte de la vidange de fond.
- $\sum Ki$: la somme des pertes de charge dans le pertuis

Dans un tableau on rassemble les surfaces de la vidange de fond correspond à chaque cote de la retenue ;

Dans un autre tableau on calcule les diamètres des pertuis correspond à chaque surface pour un temps de vidange donnée puis on déduit le diamètre correspond au temps de vidange choisi ;

II.3.Capacité de la vidange de fond

La cote du plan d'eau amont correspondant à un débit Q, s'obtient par application du théorème de Bernoulli :

$$Z = Z_{calage} + \frac{V^2}{2g} + \Delta H$$

Z : la cote du plan d'eau amont.

Zcalage : la cote de calage du pertuis.

Le terme de perte de charge ΔH Contient :

- La perte de charge à l'entonnement évaluée à $0,15 \cdot \frac{v^2}{2g}$
 - La perte de charge due à la vanne amont évaluée à $0,05 \cdot \frac{v^2}{2g}$
 - la perte de charge dans le pertuis, évaluée à $0,1 \cdot \frac{v^2}{2g}$
 - les pertes de charge par frottement : $L_c \times Q^2 / K_s^2 \times S^2 \times R_h^{4/3}$
- S : section de la conduite
 - K_s : coefficient de Strickler du conduit =75 m³ /s.
 - R_h : rayon hydraulique du conduit en m.
 - L_c : longueur du conduit en m.

On obtient ainsi le débit suivant : $Q_{vdf} = S_{vdf} \times \sqrt{\frac{2g(Z - Z_{calage})}{1 + \sum Ki}}$

Avec : S est la section de la vidange de fond.

Pour plus de sécurité, on dimensionne la vidange pour le cas extrême, où la retenue est pleine, l'écoulement sera donc en charge.

II.4. Calcul de la section de vidange de la digue amont et celle de la digue aval

✓ **données utilisées**

Les pertes de charge à l'entonnement et dans le pertuis sont estimées à $0,25 \cdot \frac{v^2}{2g}$, avec

$V = 0,2 \text{ m}^2/\text{s}$ la vidange de fond est arasée à la cote 105 NGM pour le barrage amont et à 18,5 NGM pour le barrage aval, la surface moyenne de la retenue correspond à cette cote est tiré de la courbe HSV, est égale à $28816,08 \text{ m}^2$, alors que celle du barrage aval est estimée à $76753,83 \text{ m}^2$

On appliquant la formule de la surface de la vidange, on trouve les sections de la vidange pour différents temps de vidange :

Temps de vidange en jours	5	7	10	14
Section de la vidange du barrage amont m^2	0,15	0,06	0,05	0,03
Section de la vidange du barrage aval m^2	0,21	0,15	0,10	0,07

Tableau 30 : Sections de la vidange de fond pour différents temps de vidange.

Par mesure de sécurité, la section prise sera plus importante vu l'importance du projet NWM.

On va choisir une conduite pour la vidange de fond d'une section de :

- Barrage Amont : $S = 0.5 \text{ m}^2$, et le barrage sera vidanger en 5 jours ;
- Barrage Aval : $S = 0,5 \text{ m}^2$ et le barrage sera vidanger en 5 jours ;

La section est circulaire, on appliquant la règle de calcul du diamètre de la section circulaire

$$\frac{\pi \times D^2}{4}$$

On trouve que :

- Barrage Amont : **800 mm**
- Barrage Aval : **800 mm**

✓ **Capacité de la vidange**

Les pertes de charge pour les deux barrages amont et aval, sont estimés égale à :

$$\Delta H = 0.25 \cdot V^2 / 2g = 0,0005 \text{ m}^2/\text{s}$$

Avec $V = 0,2 \text{ m}^2/\text{s}$

Barrage Amont

On a $Z - Z_{\text{calage}} = 0,002 \text{ NGM}$

Donc on substituant dans la relation de la capacité de vidange, on obtient la valeur de la capacité de la vidange de fond est :

$$Q_{\text{vdg}} = 0,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

Barrage Aval

On a $Z - Z_{\text{calage}} = 0,003 \text{ NGM}$

Avec $V = 0,57 \text{ m}^2/\text{s}$

Donc la valeur de la capacité de la vidange de fond est :

$$Q_{\text{vdg}} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$$

Conclusion

Compte tenu du type des barrages considérés, le choix s'est porté sur un évacuateur à seuil libre implanté sur la rive gauche du barrage. Car un tels ouvrages présente l'avantage d'être plus simples à réaliser et d'être surtout plus économiques et plus sécuritaire au passage des crues de période de retour supérieure à celle du projet, surtout, qu'ils sont dimensionnés pour le passage de la crue decamillénale. Pour la vidange de fond, on est obligé à respecter les sections minimales conçu pour assurer la fonction normale de la vidange et en privilégiant la sécurité des deux barrages.

III. Dimensionnement du canal de déviation

Le barrage aval est prévu de restituer un débit total de $6,37 \text{ m}^3/\text{s}$ lors du passage de la crue decamillénale ; dont $0,11 \text{ m}^3/\text{s}$ est évacué par la vidange de fond, et $6,26 \text{ m}^3/\text{s}$ est arasé par l'évacuateur de crue.

A l'aval de la digue un canal de restitution du débit évacué sera aménager juste à la sortie de la vidange de fond, et continuera jusqu'à se raccorder avec l'évacuateur de crue sur un linéaire de 25 m et une pente de 0.77% , puis passera juste à l'amont immédiat du port, afin de profiter au plus des fouilles de celui-ci, et continuera jusqu'à l'embouchure de la déviation, sur un linéaire de 1962 m et une pente de 0.84% .

- **Description du canal de déviation à l'aval**

Le canal de déviation du cours commence à partir de la sortie de la vidange de fond, sur un linéaire de 1962 m, ce chenal comprend :

1. Un canal de restitution d'une section rectangulaire juste à l'aval du barrage d'une linéaire de 25 m, qui relie entre la vidange et l'évacuateur ;
2. Une déviation du cours d'eau vers gauche, jusqu'il dépasse le site du port ;
3. Un autre détournement du canal vers l'estuaire loin du port dans le méditerrané, sur un chenal en béton ;
4. Un béton de propreté est prévu sous le radier du canal, d'une épaisseur de 0.10 m. Il sera posé sur une couche de tout venant d'une épaisseur de 0.40 m et drainé par des buses entourées de matériaux drainants.
5. Des enrochements placés sur la rive droite du canal ; constitué des gabions dans le but de protéger la construction du port des submersions de l'Oued en cas de crue.

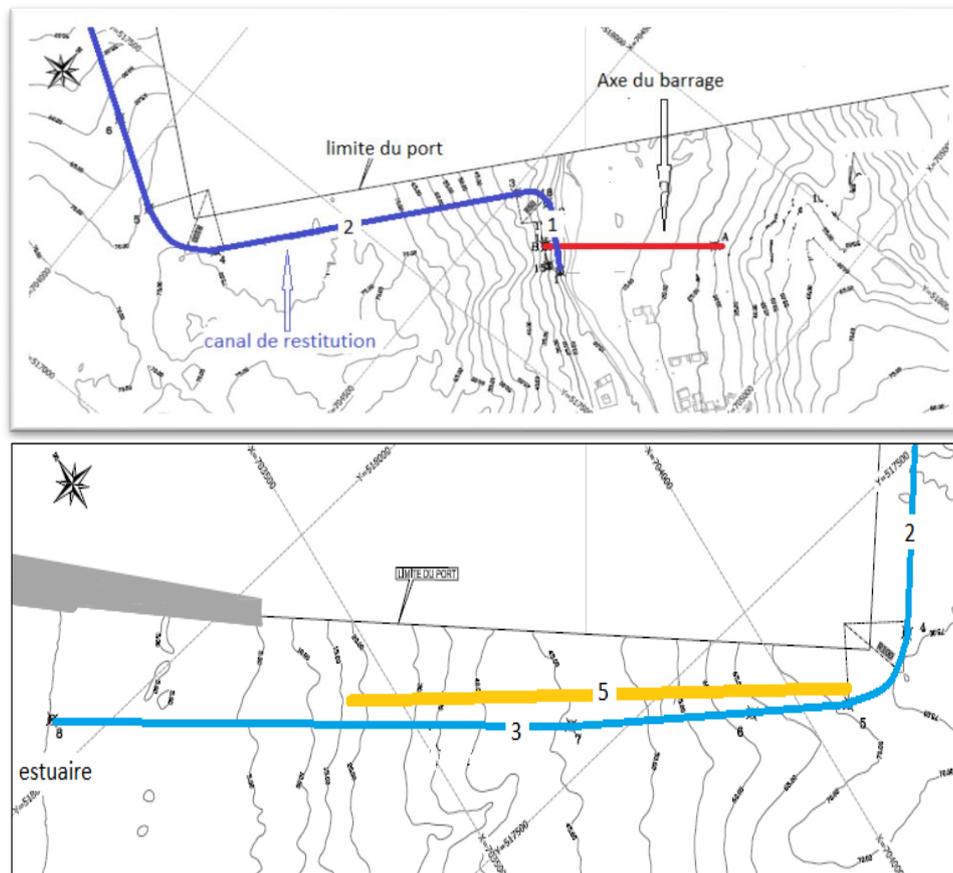


Figure 17 : Canal de déviation

- **Calcul des sections du canal**

Le canal de restitution du débit laminé par le barrage aval prend naissance de la sortie de la vidange de fond à cote 17.65 NGM, avec une pente de 0.77% sur un linéaire de 25 m jusqu'au point de raccordement avec le coursier de l'évacuateur de crue.

Par utilisation de la relation de Manning Strickler :

$$Q = k \cdot R_H^{2/3} \cdot S \cdot I^{1/2}$$

Avec :

Q : le débit vidangé à travers la vidange en m³/s

R_H : rayon hydraulique de la section en m

S : section du canal en m²

I : pente du canal égal à 0,77%

K : coefficient de Strickler égal à 75 m^{1/3}/s

$$R_H = \frac{\text{section}}{\text{périmètre}} = \frac{L \times h}{L + 2h}$$

Notons :

L : largeur de la section du canal de déviation

h : hauteur de la section du canal de déviation

Remarque : On fixe L=2 m

Après calcule la hauteur obtenue :

$$h = 1,5 \text{ m}$$

Donc le chenal conçu pour la déviation du cours d'eau est un canal à section rectangulaire, une largeur de base de 2 m et une hauteur de 1.50 m, situé entre l'aval du barrage est son estuaire loin du port.

CHAPITRE 9

ETUDE DE STABILITE

Introduction

Dans la première partie de ce chapitre on essayera de simplifier la notion de l'étude de stabilité d'un barrage en terre, puis on va vérifier la stabilité du barrage aval à l'aide du logiciel Géoslope.

L'objet de l'étude de stabilité est de s'assurer que les pentes et la fondation de l'ouvrage demeurent stables pour toutes sollicitations ou conditions pouvant survenir.

On distingue généralement la stabilité de la fondation et celle des pentes du barrage.

I. Stabilité de la fondation

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

II. Stabilité des Talus

La stabilité des pentes peut être augmentée en choisissant des matériaux de construction plus compétents. Pour un ensemble de matériaux de construction donné, c'est la pente de l'ouvrage qui permet d'ajuster l'état de stabilité générale (barrage et/ou fondation).

Les pentes d'un ouvrage en remblai doivent être conçues pour :

- Éviter la rupture des pentes ;
- Éviter des déformations excessives ;
- Assurer la stabilité de la fondation ;

Il existe donc une relation entre la pente d'un ouvrage, les matériaux de construction et la compétence de la fondation.

La détermination des conditions de stabilité des talus des barrages en terre fait appel aux méthodes classiques de la mécanique des sols. Les méthodes basées sur l'étude de l'équilibre limite sont largement utilisées.

Parmi toutes les méthodes possibles, nous indiquerons les méthodes des tranches à base non circulaire (Janbu, 1957) ; la méthode de la Cale ou glissement plan (Coulomb) ; les solutions approximatives (Bishop et Morgenstem, 1960) ; l'analyse de stabilité tridimensionnelle, etc.

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable. Le résultat final du coefficient de sécurité dépend de :

Protection du port Nador West Med contre les crues de l'Oued N'Tya

- Les paramètres mécaniques du sol, obtenus pour l'investigation géotechniques, représentant les états de charge nécessaires à étudier tout en concevant le talus.
- La méthode de calcul de stabilité utilisée dans l'examen du facteur de sécurité.
- L'approximation avec laquelle on définissent les valeurs des pressions interstitielles (pressions des pores) et leur mode d'utilisation dans la méthode d'analyse de la stabilité choisie.

Le calcul de stabilité du talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garantit le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui reste le plus économique.

Dans le but d'effectuer une conception préliminaire de la digue, on peut utiliser les valeurs d'orientation qui sont données dans le tableau suivant ; elles doivent être vérifiées avec un calcul de stabilité postérieur.

HAUTEUR DE LA DIGUE (m)	TYPE DE DIGUE	TALUS	
		AMONT	AVAL
Jusqu'à 5	Homogène	1:2,5	1:2
	Zoné	1:2	1:2
5 et 10	Homogène, granulométrie étendu	1:2	1:2
	Homogène, avec matrice argileuse	1:2,5	1:2
	Zoné	1:2,5	1:2
10 et 20	Homogène, granulométrie étendu	1:2,5	1:2,5
	Homogène, avec matrice argileuse	1:3	1:2,5
	Zoné	1:2,5	1:2,5

Tableau 31 : Pentas des talus par rapport à la hauteur et aux types des digues. [6]

Compte tenu de la hauteur des deux barrages, et considérant le type de barrage choisi, des digues en alluvions grossier à noyau argileux pour les deux barrages amont et aval, pour ces raisons on choisit une pente de 1H : 2,5V pour le parement amont et aval, et pour les deux barrages.

La stabilité des talus est souvent analysée pour les états de charge suivants :

- Barrage à retenue vide.
- Opération ou exploitation (barrage à retenue pleine).
- Vidange rapide.

II.1. Description des méthodes de calcul

1. Méthodes de calcul Sans séisme

➤ Méthode de Fellenius

On étudie la stabilité d'une portion de massif d'épaisseur unitaire de rive à rive et limité par un cercle dont on fixe, à priori, le centre et le rayon. En réalité, on effectue le calcul pour plusieurs cercles de rupture potentiel de façon à déterminer le cercle de moindre résistance. Au début de la rupture, le mouvement peut être assimilé à une rotation autour du cercle de centre de glissement.

Le coefficient de sécurité est conventionnellement défini comme le rapport des moments des forces stabilisatrices et des forces de glissement. Les moments sont exprimés par rapport au centre du cercle.

Le volume en mouvement est découpé en tranches verticales. Dans la méthode de Fellenius, on suppose que les forces de contact inter-tranches ont une résultante nulle pour chacune des tranches.

Le coefficient de sécurité pour un cercle donnée vaut :

$$F_s = \frac{\sum_i \frac{C \cdot b_i}{\cos(\alpha_i)} + (N_i - P_i) \cdot \tan(\alpha_i)}{W_i \cdot \sin(\alpha_i)}$$

Avec :

Pi : Résultante des forces de pressions interstitielles.

C : Coefficient de cohésion.

b_i l'épaisseur horizontale de la tranche.

α_i est l'inclinaison locale de la surface de rupture avec l'horizontale.

N_i : Composante normale du poids sur la surface de glissement.

W_i : Poids de la tranche.

➤ **Méthode de Bishop**

La méthode de Fellenius conduit, dans le cas général, à un coefficient de sécurité trop pessimiste. Plusieurs méthodes de calcul ont été proposées pour tenir en compte plus correctement des forces entre tranches.

La méthode de Bishop, très fréquemment employée, suppose que les efforts agissants sur les deux faces d'une tranche ont une composante verticale constante. Le calcul du coefficient de sécurité correspondant à un cercle de glissement donné se fait alors par approximations successives. Comme dans l'ensemble des méthodes étudiant ce type de mécanisme de rupture, il convient ensuite de chercher, parmi tous les cercles possibles, celui qui donne le coefficient de sécurité le plus faible.

L'expression du facteur de sécurité ainsi défini est donné par :

$$F_s = \frac{1}{\sum G \sin \alpha} * \frac{\sum_i (c' b + (G - ub) * \tan(\phi'))}{(1 + \frac{\tan(\alpha) \tan \phi'}{F}) * \cos(\alpha)}$$

Avec :

G : poids propre d'une tranche

b : largeur d'une tranche

α : inclinaison de la base de la tranche par rapport à l'horizontale

c' : cohésion effective

φ' : angle de frottement interne effectif

u : pression interstitielle

2. Méthodes de calcul avec séisme

La méthode pseudo-statique a été employée pour l'analyse de la stabilité sismique du barrage.

On considère que chaque tranche de talus de poids mg située au-dessus de la surface probable de glissement est soumise à une force horizontale "dynamique", $F=\alpha mg$ appliquée au centre de gravité de la tranche,

Avec : m : masse , α : coefficient dynamique , g : accélération gravitaire.

II.2. Etude de stabilité des talus pour le barrage aval

Les conditions de la fondation du barrage aval situé à l'amont immédiat du port étant sont plus critiques que celles du barrage amont, elle a été ainsi retenue pour le calcul de stabilité.

II.2.1. Caractéristiques géotechniques

Les calculs de stabilité du barrage ont été effectués sur la base des caractéristiques géomécaniques minimales données dans les cas similaires. Ces caractéristiques doivent être confirmées par des essais géotechniques. Ces caractéristiques sont récapitulées dans le tableau suivant :

CARACTERISTIQUES DESMATERIAUX	γ_h (KN/m ³)	φ (°)	C' (KPa)	ru
LES ALLUVIONS GROSSIERES	22	32	2	0
LES LIMONS ARGILEUX PLASTIQUE	17	18	20	0,4
LE MATERIEU DRAIN	21	36	0	0
FONDATION	18	27	0	0

Tableau 32 : Caractéristiques géomécaniques des matériaux utilisés et de la fondation

Avec :

φ' : Angle de frottement interne effectif (°),

C' : Cohésion (KPa),

γ_h : Poids spécifique humide (KN/m³),

ru : Coefficient de pression interstitielle.

II.2.2. Facteurs de sécurité minimaux requis

Pour garantir la stabilité des talus du barrage, les facteurs de sécurité suivants sont exigés :

CAS DE CHARGE	FACTEURS DE SECURITE REQUIS	
	SANS SEISME	AVEC SEISME
FIN DE CONSTRUCTION	1.20	1.00
REGIME PERMANENT	1.50	1.00
VIDANGE RAPIDE	1.30	-
CAS DE LA PHE	1.00	-

Tableau 33 : Facteurs de sécurité minimaux [6]

II.2.3. Logiciel pour le calcul de la stabilité des talus.

On propose le logiciel GeoStudio pour le calcul de la stabilité des talus le long d'un cercle de glissement, en utilisant la méthode de Bishop.

GeoStudio effectue la recherche automatique du cercle de rupture critique et autorise le contrôle sur écran des profils étudiés, de la pression et des lignes de rupture.

Environ 2560 cercles sont testés par Geostudio. Les résultats du cercle de glissement le plus critique sont automatiquement dessinés.

➤ Présentation du logiciel

Geostudio 2007 est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol 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. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

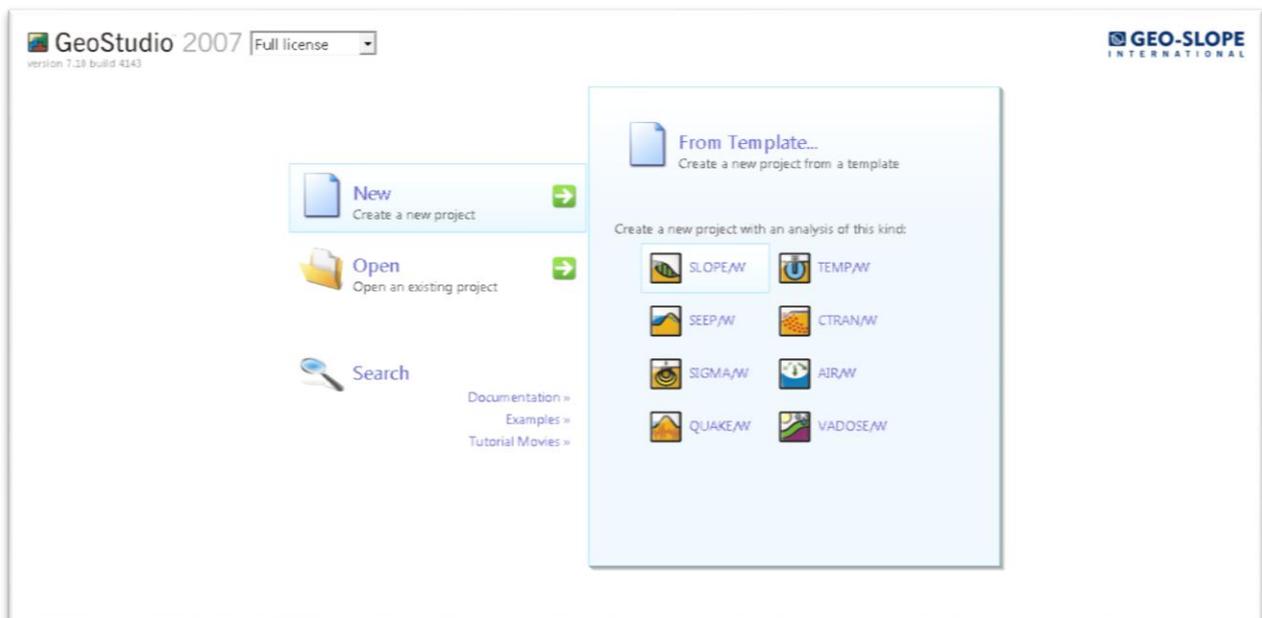


Figure 18 : Interface du logiciel GeoStudio 2007

- *SLOPE/W* : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques.

- *SEEP/W* : Permet de calculer les infiltrations des eaux (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)... et autres logiciels.

Ce que nous s'intéressons parmi ces programmes est *SLOPE/W*.

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du Geostudio 2007 et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité de pente en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité. Ce logiciel permet de rechercher la surface circulaire de rupture la plus probable (sécurité minimale).

➤ Résultats des calculs de stabilité

Le tableau suivant récapitule les coefficients de sécurité minimaux au glissement obtenus pour les cas de charge examinés.

Cas de charge	Talus amont	Talus aval
Fin de construction	1,68	-
Fin de construction + 0,05g	1,43	-
Retenue normale	1,61	1,59
Retenue normale + 0,093 g	-	1,25
Vidange rapide	1,62	-

Tableau 34 : Les coefficients de sécurité minimaux obtenus pour les cas de charge examinés.

Ces résultats montrent qu'aucun risque de glissement n'est à craindre pour tous les cas de charge examinés.

CHAPITRE 10

ETUDE D'IMPACTS DU BARRAGES

Introduction

Un barrage et sa retenue, comme de nombreuses autres activités humaines, sont partie intégrante de leur environnement, qu'ils influencent et transforment de façon variable d'un projet à l'autre. Souvent considérés comme contradictoires, sans être nécessairement incompatibles, barrage et environnement sont liés par un mécanisme très complexe, qui rend difficile la tâche de l'ingénieur de barrage. Il lui faut trouver le juste milieu, en harmonisant des besoins différents, et parfois antagonistes, nous sommes de plus en plus conscients de la nécessité absolue de protéger et préserver le milieu naturel, qui est le fondement, menacé, de toute vie.

Le Projet du NWM s'inscrit dans le cadre d'une Initiative Royale pour le développement de la région de l'Oriental, et du nord en général. Le port prend son importance, du nombre des emplois qui va créer, atteint les 115000 emplois direct et indirect et du développement économique de la région, d'où l'importance de protéger cette construction contre les crues de l'oued N'tya.

Les deux barrages à construire sur le cours d'eau dans le but de stopper les eaux pour la protection du port, peuvent avoir des impacts indésirables sur le milieu physique, la faune et la flore et les populations humaines. On peut résumer ces impacts en trois catégories :

- Impact environnemental ;
- Impact sociologique ;
- Impact sur l'infrastructure de la région ;

I. Impact environnemental

- Impacts négatifs

Les impacts des ouvrages de protection du port sont complexes, variés et souvent non négligeables :

- Perte de la biodiversité végétale et faunique due à la déforestation d'une partie de la forêt de Bouyaffer pour la préparation de la cuvette du barrage amont ;
 - Affectation du climat et de la qualité de l'air, pendant la phase de construction, par la poussière et fumées générées par les travaux sur le chantier et zone d'emprunte ;
 - Impact sur le sol qui se traduit par la destruction de ce dernier dans la zone d'emprunt situé à Oued Kert, et le risque de pollution des sols par les déchets liquides et solides des chantiers ;
 - Apparition de la végétation aquatique dans la retenue au lieu de la végétation terrestre ;
 - La construction d'un barrage compromet les aspects dynamiques des fleuves ou des rivières, ce qui se répercute sur la présence de certaines espèces de poissons ou de macro-invertébrés en aval du barrage
- Impacts positifs :

Les avantages attendus des deux barrages amont et aval sont important notamment :

- La protection du Méga port NWM.
- La régulation des crues de l'Oued N'tya
- L'enrichissement de la nappe phréatique à proximité des deux barrages.

II. Impact sociologique

L'impact social est bien présent dans la construction d'un barrage : les gens, leurs terres, leurs lieux de vie, leur économie leur patrimoine et leurs traditions. L'impact des barrages-réservoirs sur ce milieu-là est inéluctable et évident :

- Impacts négatifs

La construction d'un barrage nécessite la préparation d'un terrain près pour accueillir la cuvette de la retenue, ce qui implique la délocalisation des populations du site.

Pour notre projet, Le type d'habitat dominant est rural, avec des constructions relativement sophistiquées initiées par des Marocains résident à l'étranger. Le niveau de la cote des plus hautes eaux du barrage aval, atteint quelques parcelles rurales (ne dépasse pas 50 parcelles) de la commune de Bouyaffer, sa totalité est localisée à la rive gauche de la retenue aval, ce qui implique leurs expropriations par les autorités selon des procédures bien défini.

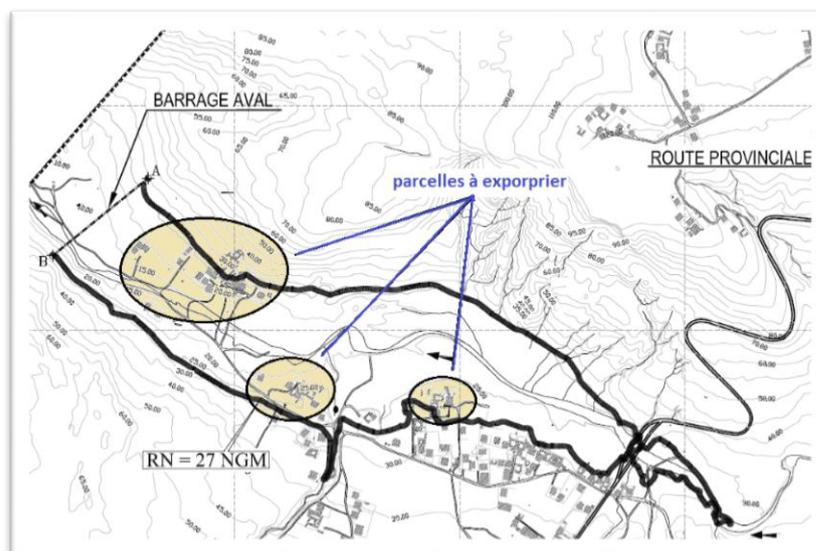


Figure 19 : Parcelles affectées par la retenue du barrage aval

- Impacts positifs

- La valorisation des terrains agricoles,
- La valorisation des constructions,
- La création d'une zone de tourisme,
- La création d'emplois.

III. Impacts sur l'infrastructure de la région

- Impacts négatifs

La commune d'Iaazanene ne renferme pas d'infrastructure, ou de constructions architecturales spécifiques qui méritent d'être sauvegardées. La seule construction qui sera affecté par le barrage aval spécialement est la route provinciale P6202, qui traverse la commune d'Iaazanene, et une route communale allant vers la plage de Kallat. Ces infrastructures sont récentes et en parfait état. La cote de la retenue arrive jusqu'au cette dernière, et qui sera immerger par les eaux de la crue décennillénale, et détruire ces infrastructures.

Le marabout de Sidi Messoud est à l'extérieur de la zone du projet, située sur le versant Nord de la Pointe Negri. Une maison sur le sommet dit « Ghassassa » présente une valeur historique car certains habitants d'Iaazanene indiquent qu'elle aurait été édifée dès les premières installations sur le territoire, mais elle n'est pas affectée par le Projet.

Malgré l'absence vraisemblable de vestiges archéologiques dans la zone susceptible d'être affectée par la construction, une procédure sera mise au point en cas de découverte archéologique inopinée en cours de travaux.

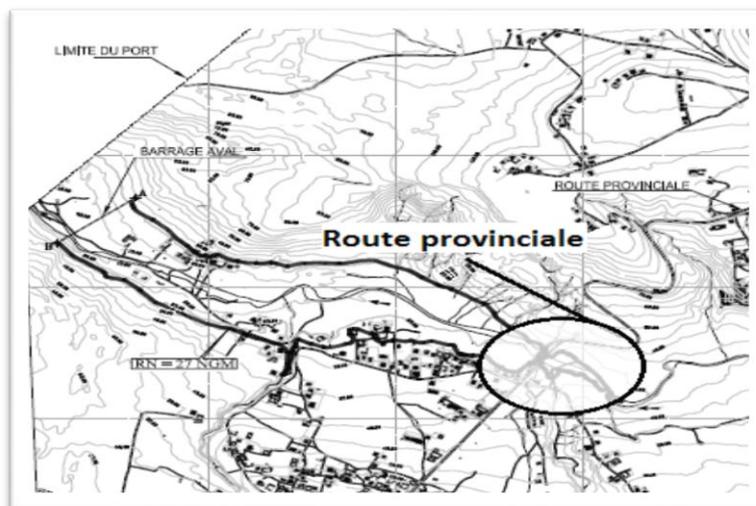


Figure 20 : L'infrastructure affectée par la retenue du barrage aval

• Impacts positifs [7]

Plusieurs grandes infrastructures de connectivité du site sont déjà réalisées ou en cours de réalisation. Il s'agit principalement de :

- L'autoroute Fès-Oujda sur un linéaire de 320 km reliant la région de l'Oriental au réseau autoroutier national ;
- La rocade méditerranéenne qui s'étend de Tanger à Saidia sur 570 km dont 196 km dans la région de l'oriental ;
- La voie express en cours de réalisation reliant les villes principales de la région sur un linéaire de 151 km : Oujda, Ahfir, Berkane et Nador ;
- La ligne ferroviaire Taourirt-Nador sur un linéaire de 117 km, reliant la ville de Nador au réseau ferroviaire national ;
- les plates-formes aéroportuaires internationales : Al Hoceima, Oujda et Nador.

D'autres infrastructures de connexion sont prévues être réalisées à court et moyen terme. Elles concernent principalement :

- le renforcement du réseau routier réseau de la zone du projet ;
- la réalisation de la liaison autoroutière Guerssif-Nador (106 km) et la bretelle reliant cette autoroute au site du projet sur un linéaire de 33 km.
- la liaison ferroviaire reliant le nouveau port à la ligne Nador-Taourit.

Conclusion

À travers le présent rapport, on espère avoir entamé de façon assez satisfaisante, l'étude de protection contre les crues de futur méga-port Nador West Med, un projet qui s'inscrit dans une stratégie de développement portuaire d'ici 2030. La situation géographique du port à l'estuaire de l'Oued N'Tya, mettra sa sécurité en danger, ce qui s'est avéré nécessaire de proposer des différentes solutions de protection et de choisir l'adéquate solution.

On a commencé cette étude par une présentation du projet NWM, de sa situation géographique et stratégique près de l'Europe, de son rôle dans le renforcement maritime et portuaire du Maroc dans la région de la méditerranée occidentale, tirer bénéfice de sa position géographique au niveau du détroit de Gibraltar pour drainer une partie de l'activité maritime mondiale et d'assurer l'approvisionnement du Maroc en produits énergétiques.

Après avoir fait l'inventaire des méthodes, qui relèvent de la littérature hydrologique, de calcul de débits de projet, on a passé à l'application de ces méthodes pour ressortir ces débits. On a adopté, en particulier, le débit calculé par la méthode Hazan et Lazarevic. Le calcul des temps de concentration a été assuré par plusieurs formules, qui s'adaptent très bien d'ailleurs, au contexte hydrologique marocain.

On tenant compte des résultats de la partie hydrologique, des contraintes sociologiques et de l'importance du projet au niveau national et mondial, on a proposé d'opter comme variante une solution couplée entre deux barrages et un canal de déviation.

Ensuite on a passé à l'étude de la variante proposée, la description morphologique des deux digues, illustrée par deux coupes longitudinales des barrages, tout en définissant le niveau des plus hautes eaux, la hauteur et la longueur des deux digues.

Le chapitre suivant est dédiée à l'étude hydraulique, le calcul de laminage est une étape primordiale dans le dimensionnement des ouvrages annexes, dont ils ont consacré au dimensionnement de l'évacuateur de crue et la vidange de fond, tout en conservant une bonne partie pour le dimensionnement de l'ouvrage de déviation du cours d'eau.

En fin, la stabilité d'un tel ouvrage vient dans la priorité de chaque étude, c'est pour cela le dernier chapitre sera consacré à la vérification de la stabilité de la digue aval, en utilisant le logiciel « GeoStudio 2007 », un logiciel de calcul de stabilité des barrages en terre, la stabilité des deux talus est vérifier pour tous les cas de charge posés pour la digue.

Bibliographie

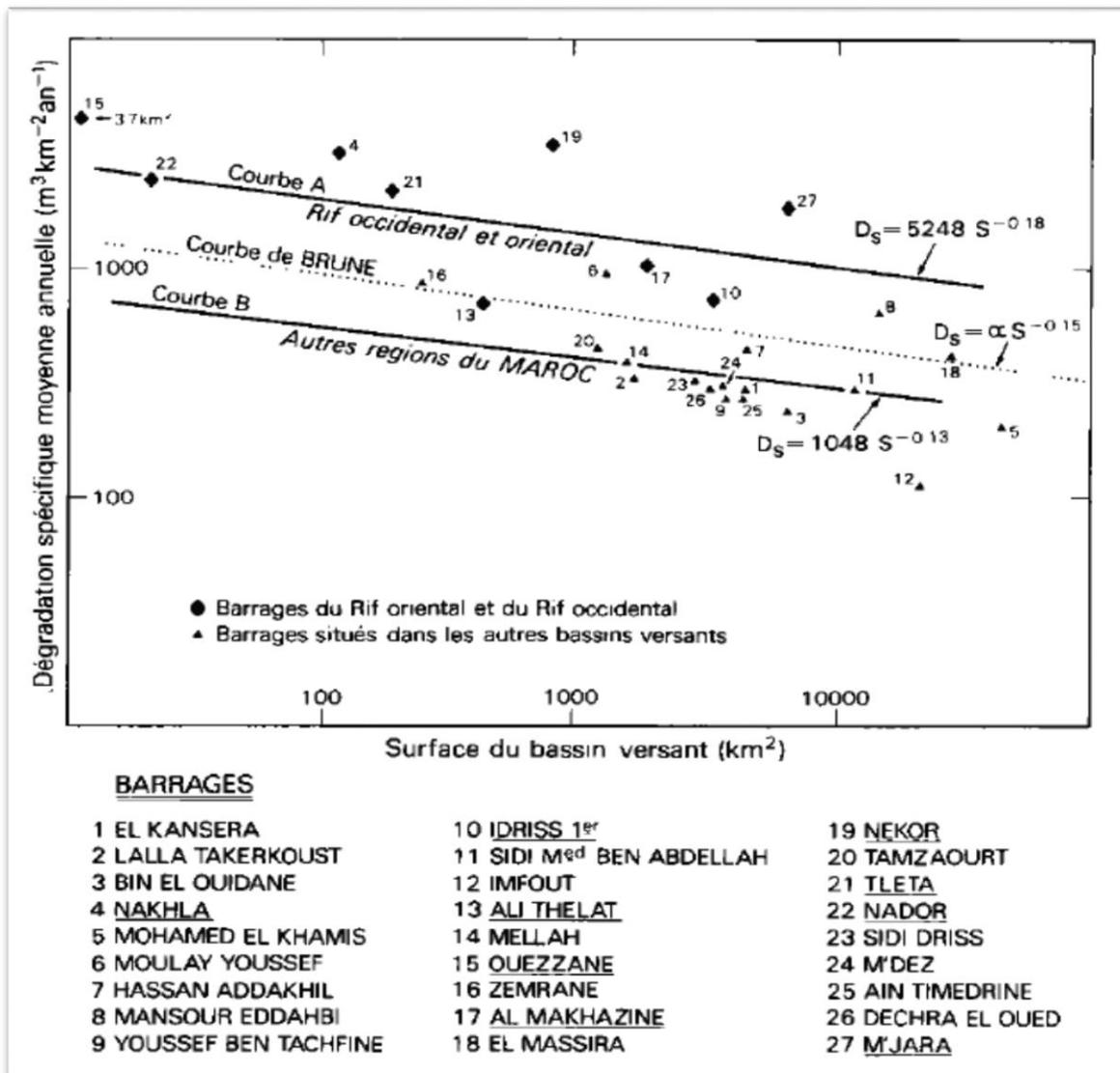
- [1] : <https://www.google.com/maps>.
- [2] : Résumé du plan complet de la réinstallation du projet NWM.
- [3] : Projet Nador West Med -Résumé non technique-.
- [4] : Cours Hydrologie générale. Pr. Said BENGAMRA, Ecole Nationale des Sciences Appliquées el Hoceima.
- [5] : Archive du Ministère délégué auprès du Ministre de l'Energie, des Mines, de l'Eau et de l'Environnement, chargé de l'Eau.
- [6] : Cours construction hydraulique. Pr Said MOHAFID, Ecole Nationale des Sciences Appliquées el Hoceima.
- [7] : Résumé de l'étude d'impact environnementale et social du projet NWM.
- [8] : PFE : « Protection de la ville d'Ifrane contre les inondations et conception du barrage Bousraf » Ecole Hassania des Travaux Publics
- [9]: Design of small dams.

Annexe III : La liste des données pluviométriques enregistrée par la station de Driouch, depuis l'année 1967 jusqu'à 2015 [5]

Année	P _{Max, An}
1967/68	42,0
1968/69	31,6
1969/70	29,9
1970/71	44,9
1971/72	20,8
1972/73	55,0
1973/74	27,5
1974/75	34,8
1975/76	63,3
1976/77	48,0
1977/78	20,6
1978/79	17,7
1979/80	18,3
1980/81	30,8
1981/82	76,6
1982/83	19,5
1983/84	34,0
1984/85	14,8
1985/86	25,9
1986/87	40,9
1987/88	17,0
1988/89	20,1
1989/90	51,0
1990/91	16,9
1991/92	41,5
1992/93	29,9
1993/94	74,2
1994/95	39,1
1995/96	24,0
1996/97	23,6
1997/98	37,8
1998/99	63,5
1999/00	19,7
2000/01	28,0
2001/02	60,0
2002/03	30,0
2003/04	125,7
2004/05	34,4
2005/06	24,0
2006/07	56,7
2007/08	27,1
2008/09	72,0
2009/10	43,8

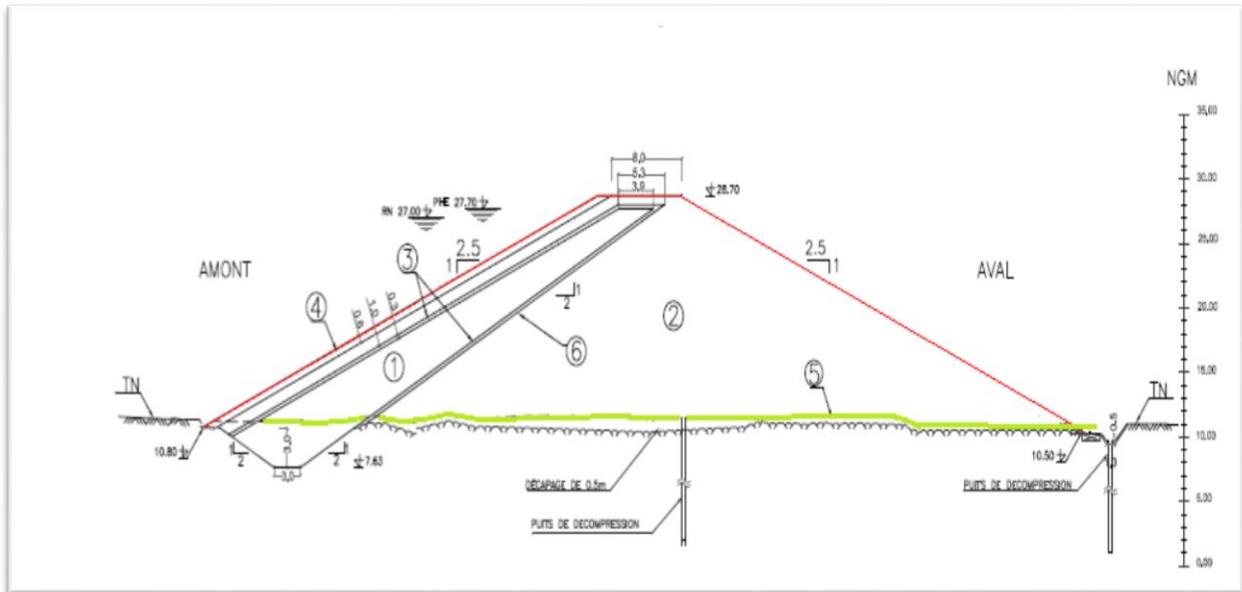
2010/11	36,4
2011/12	59,0
2012/13	20,8
2013/14	82,8
2014/15	44,2
2015/16	15,3

Annexes IV : Dégradation spécifique moyenne annuelle en $m^3 km^{-2} an^{-1}$ en fonction de la surface du bassin versant (km^2) [5]

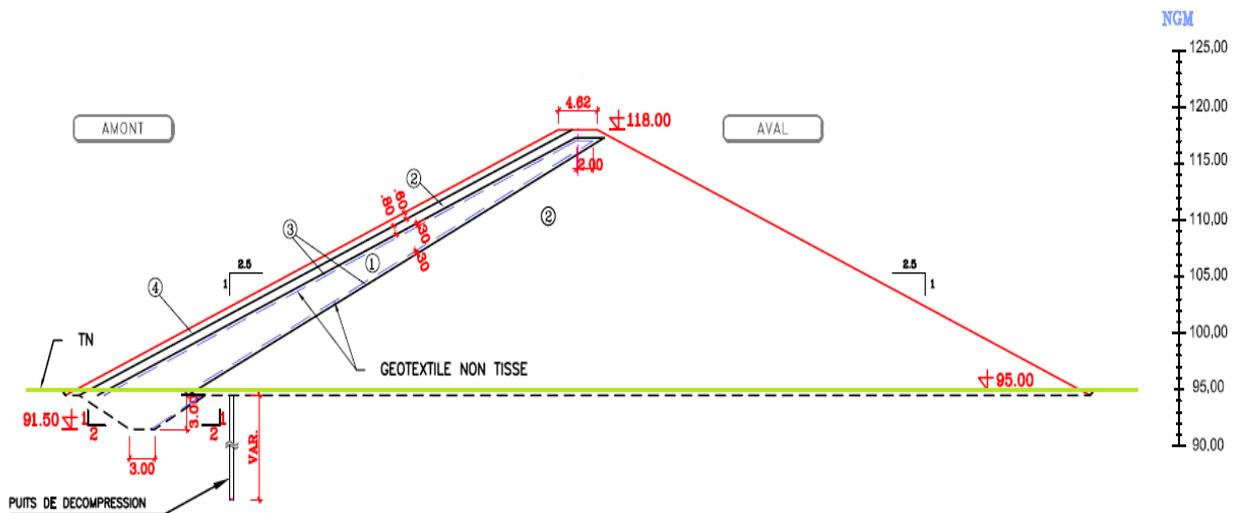


Annexes V-1- et V-2- : les composantes des deux digues amont et aval, ainsi que les protections adoptées.

Digue aval



Digue amont



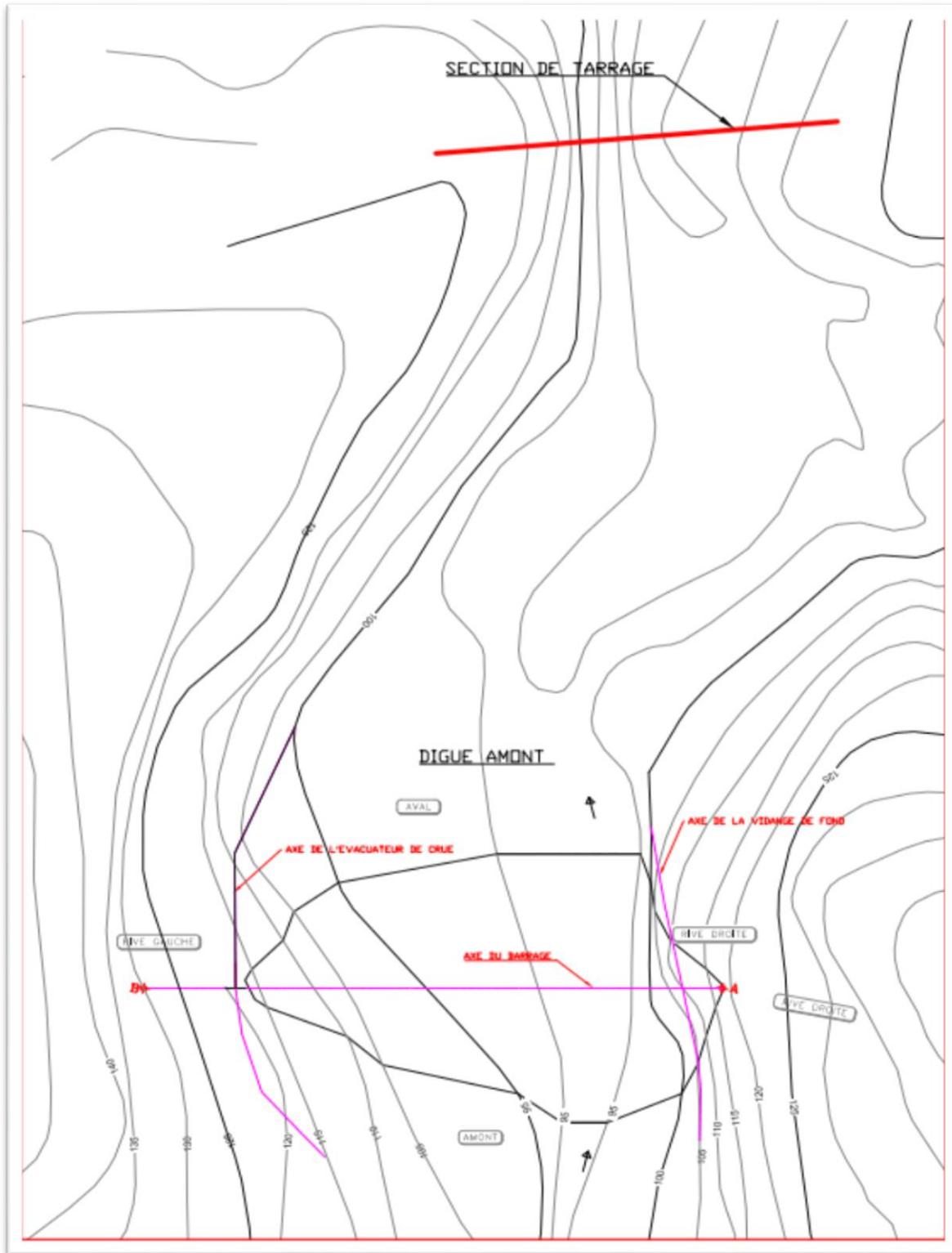
Légende : Barrage aval

- 1- Noyau en limons argileux
- 2- Alluvions grossieres
- 3- matériaux fins
- 4-Enrochement D50=500mm
- 5- Matériaux drainant
- 6- Géotextile

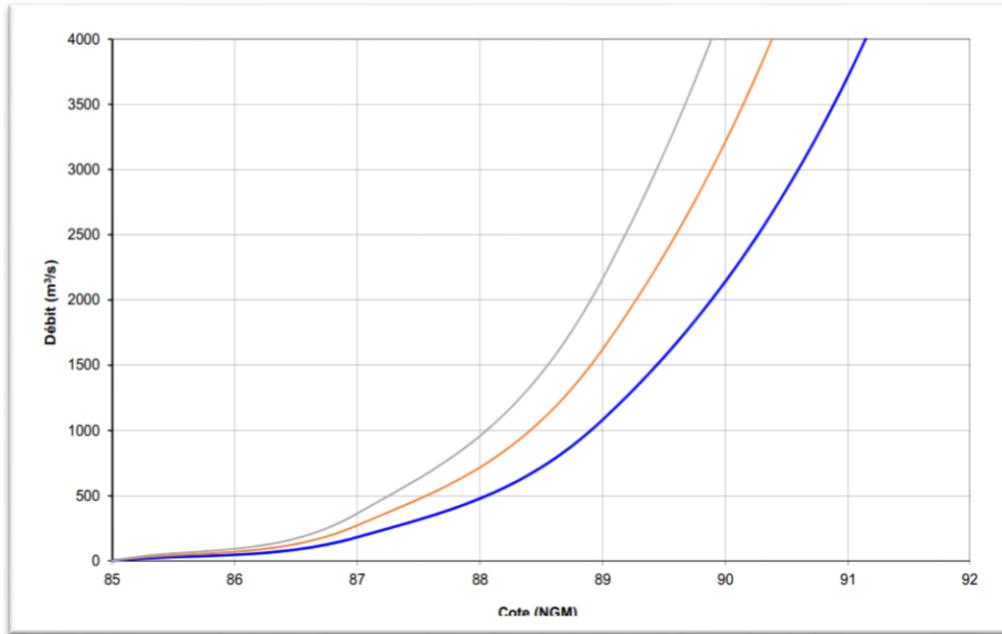
Legende : Barrage amont

- 1- Noyau en limons argileux
- 2- Alluvions grossieres
- 3- matériaux fins
- 4-Enrochement

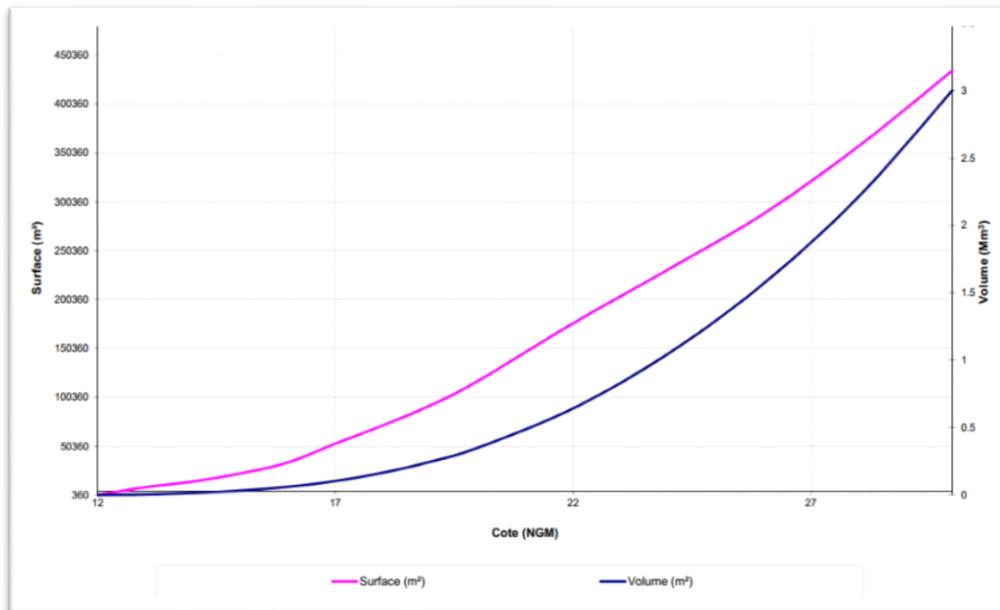
Annexe VI-1-: La coupe en travers de la section de calcul de tarage ainsi que son implantation du barrage amont



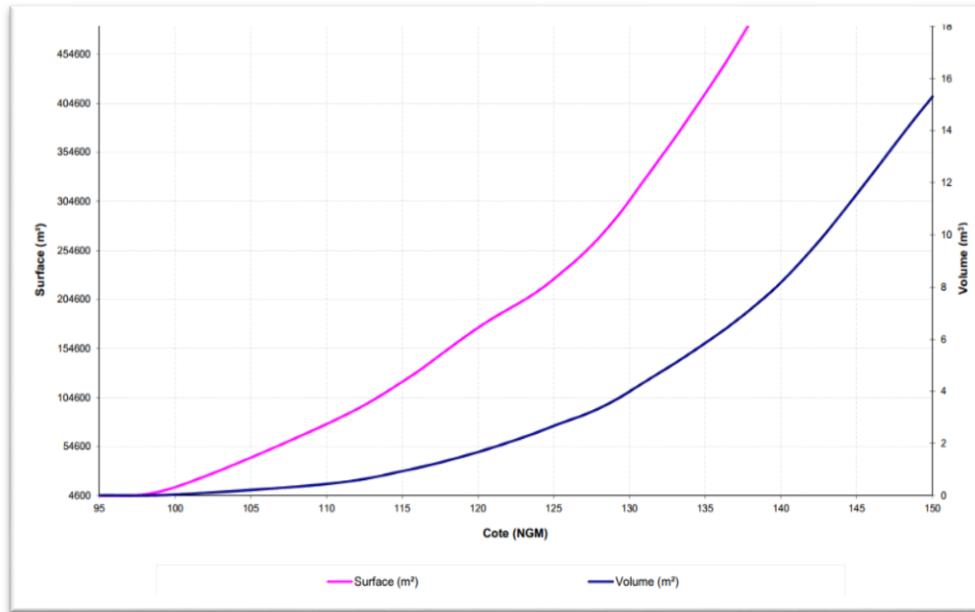
Annexe VI-2-: Courbes de tarage théoriques ($K_s= 20, 30$ et $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) le barrage amont



Annexes VII-1- et VII-2- : courbe Hauteur-Surface-Volume des deux barrages

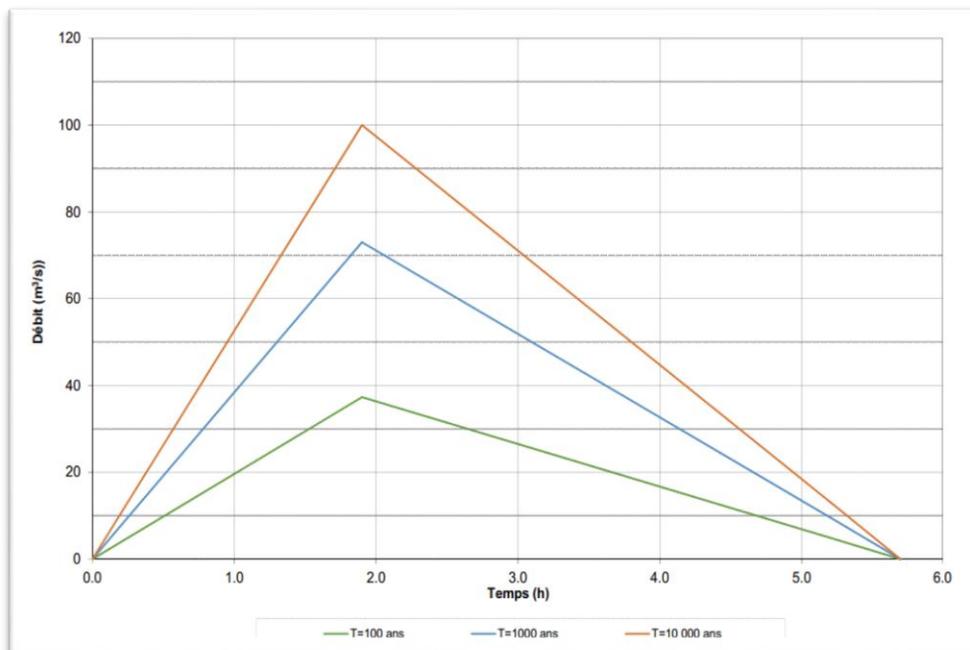


Barrage aval

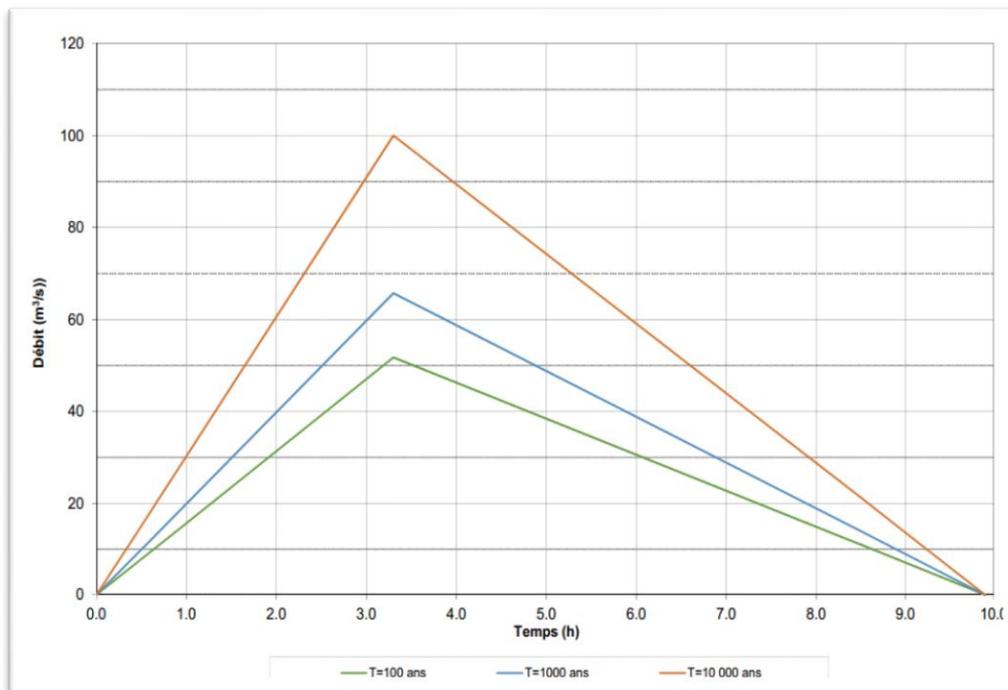


Barrage amont

Annexes VIII-1- et VIII-2- : Les hydrogrammes des crues du barrage amont et aval pour trois périodes de retours, sont donnés ci-après

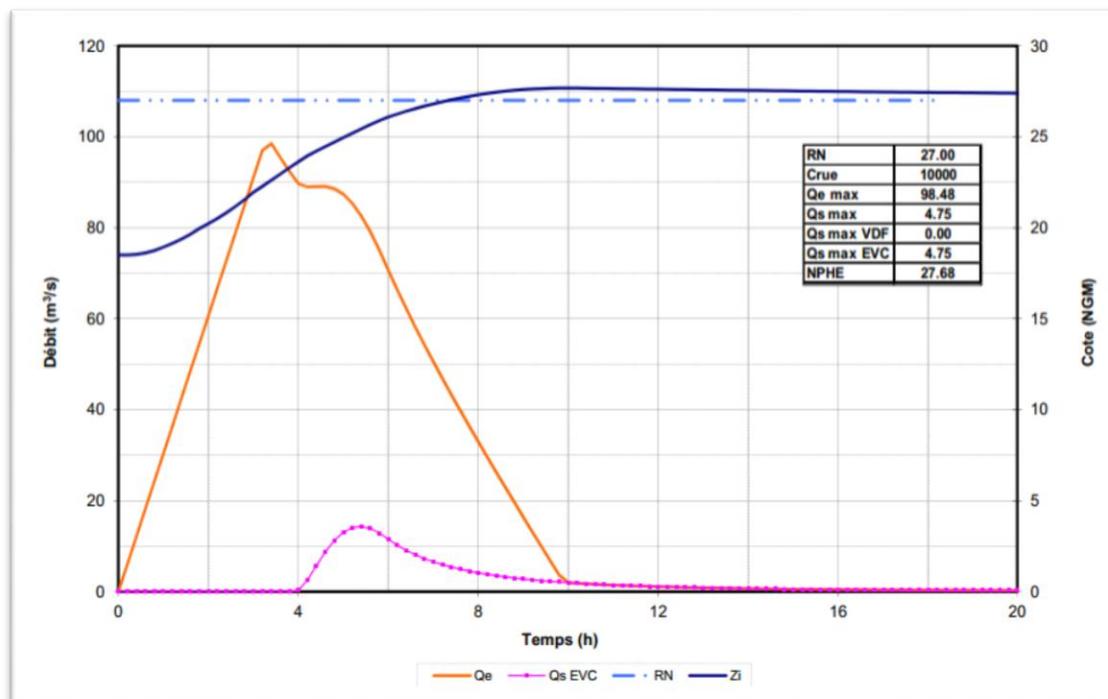


Barrage amont

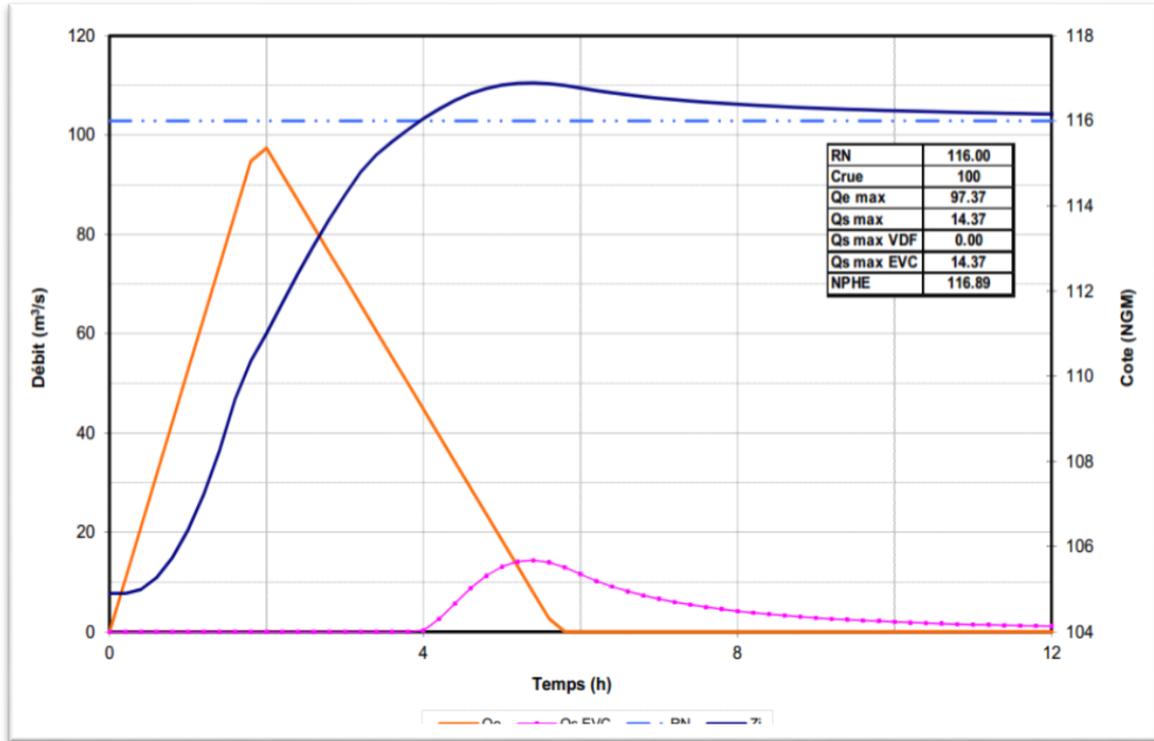


Barrage aval

Annexes IX-1- et IX-2- : Les courbes de laminage de la crue decamillénale pour les deux barrages

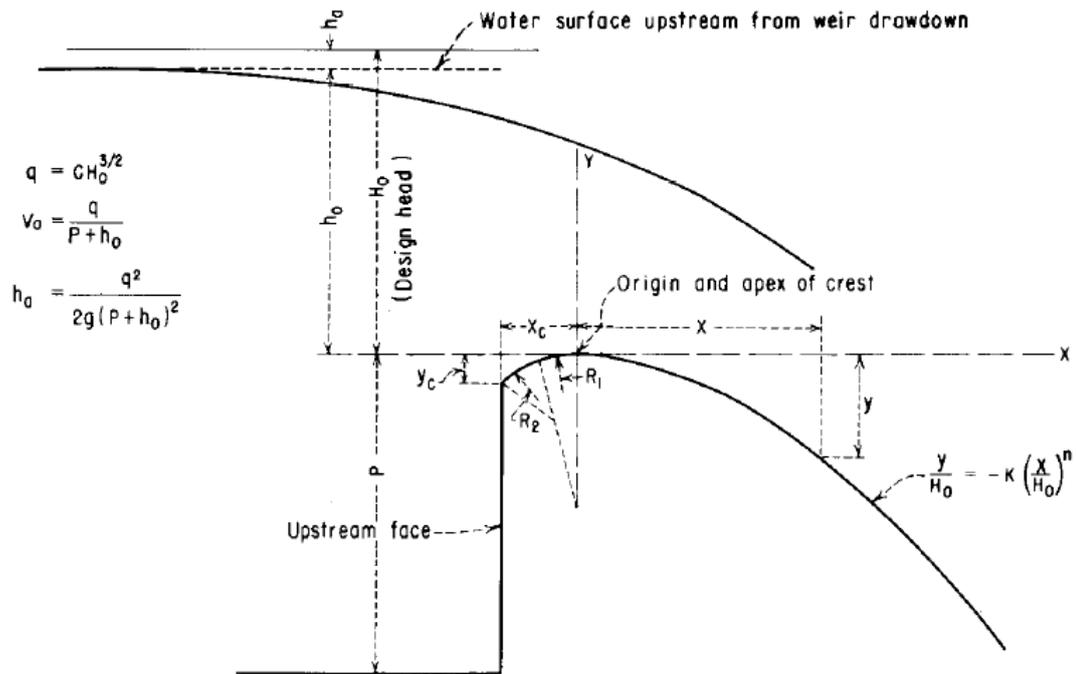


Barrage aval

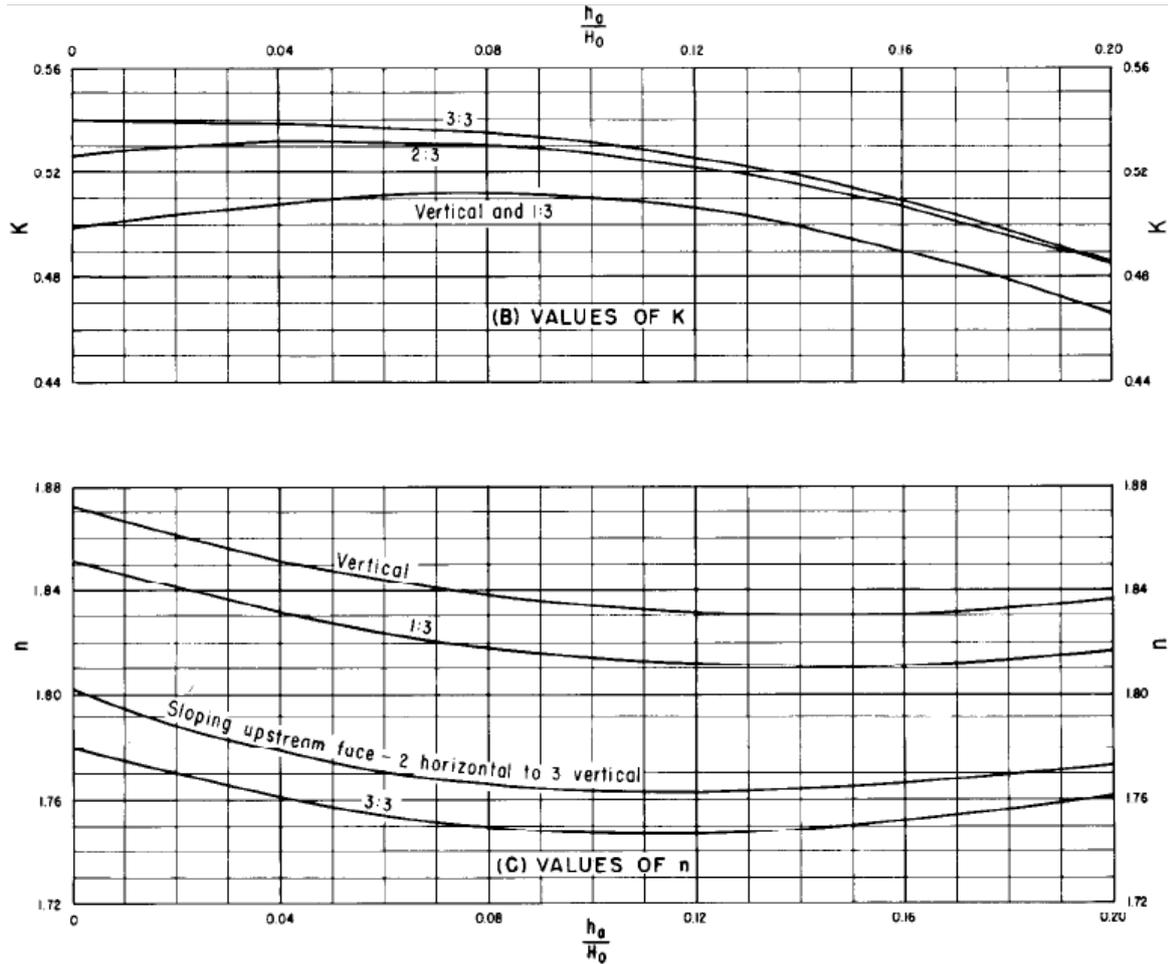


Barrage amont

Annexe X : description de la forme du seuil de l'évacuateur. [8]

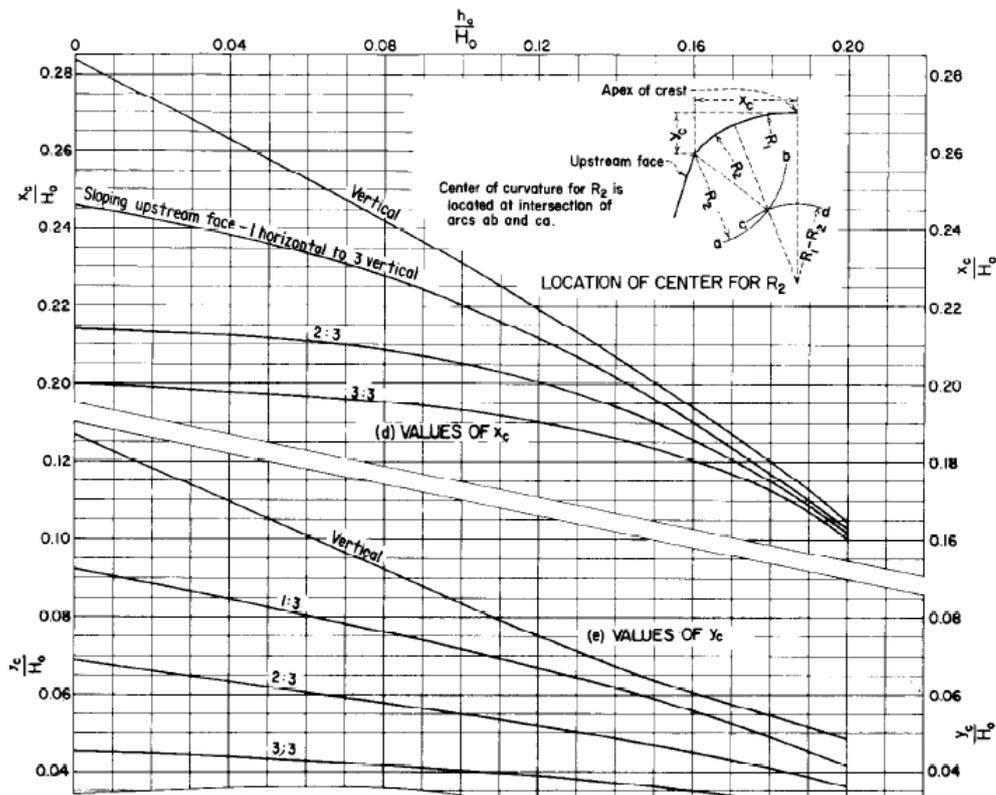


Annexe XI : des abaques du « **DESIGN OF SMALL DAMS** », donnent les coefficients utilisés dans le dimensionnement des évacuateurs de crues : [9]

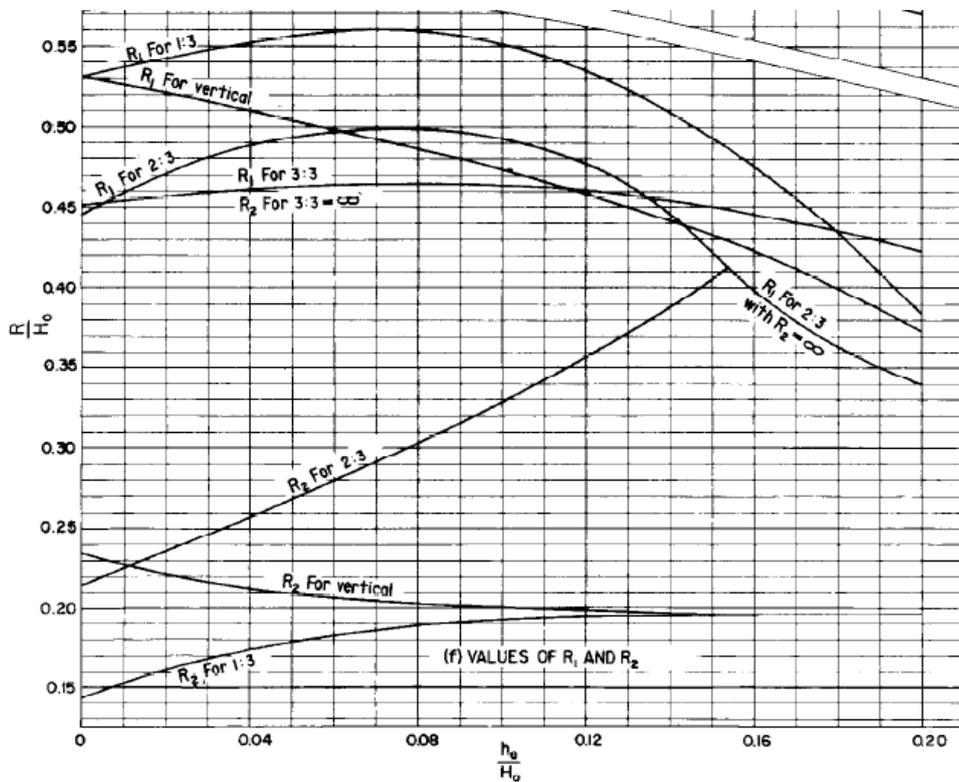


Abaque pour la détermination de K et n

Protection du port Nador West Med contre les crues de l'Oued N'Tya

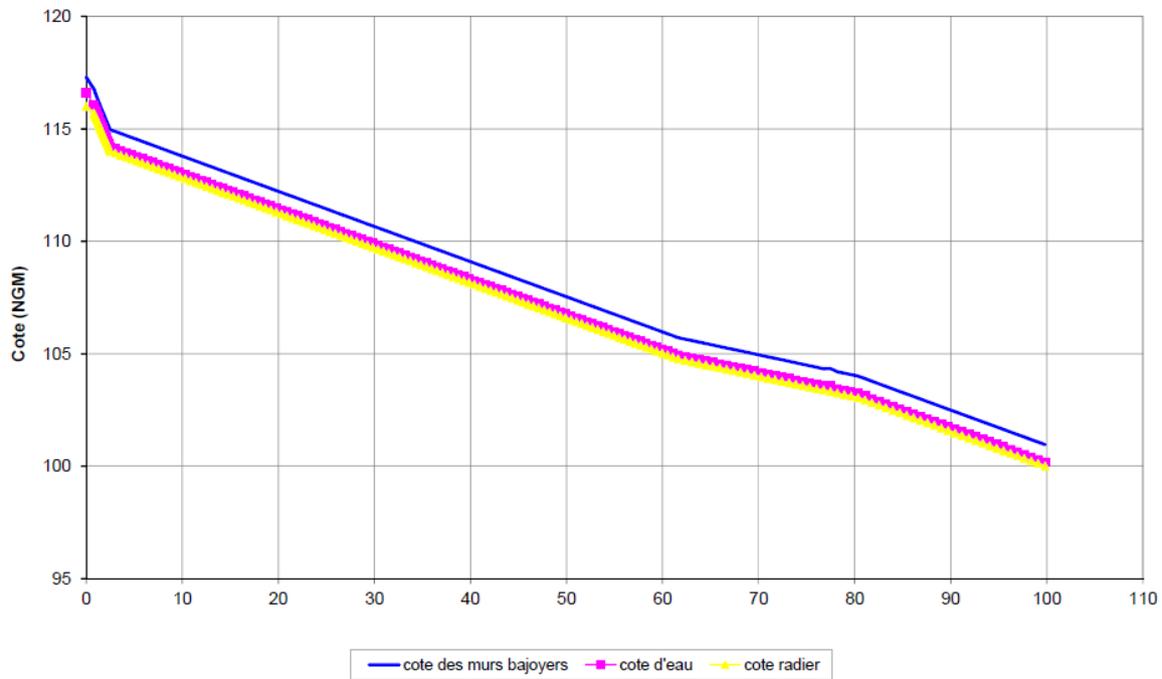


Abaque pour déterminer X_c et Y_c

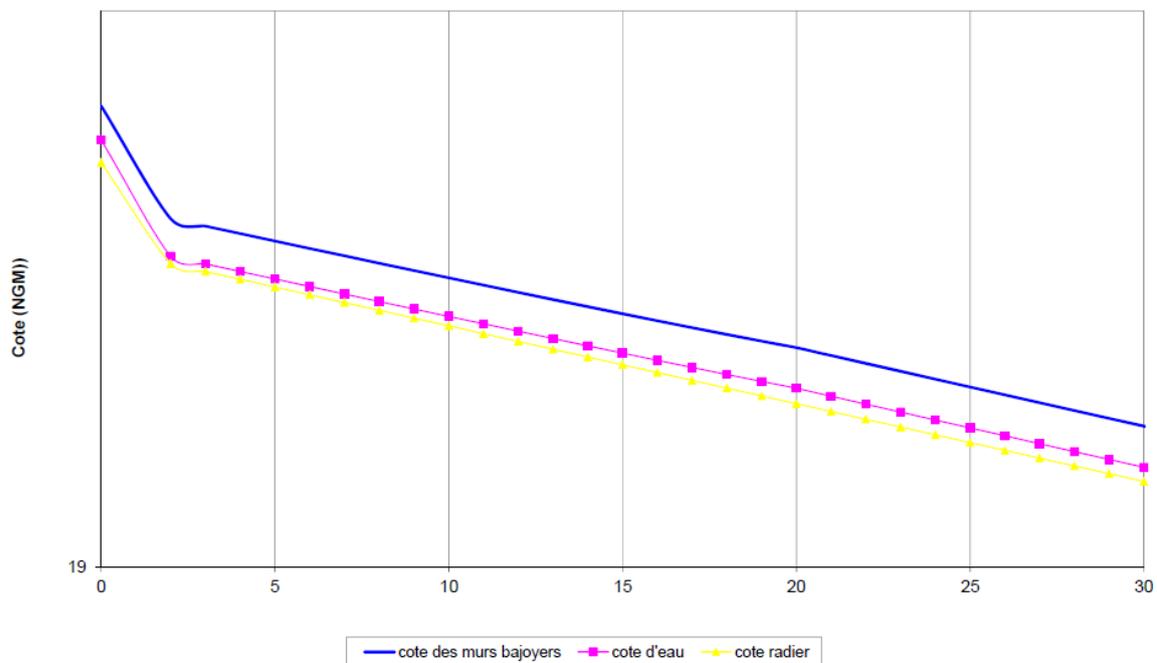


Abaque pour définir R_1 et R_2

Annexes XII-1- et XII-2- : la trace de la courbe Remous, qui représente le profil de coursier pour les deux évacuateurs



Barrage amont



Barrage aval