

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale Polytechnique
Département Hydraulique



Mémoire de Master

Pour l'Obtention du Diplôme de Master en Hydraulique

Thème :

Etude d'aménagement de l'Oued Biskra

Etudié Par :

SEDDIKI Housseem-Eddine

Dirigé par :

Pr. A. BERMAD

Promotion 2016

ENP, 10 Avenue Hassan Badi, BP.186 EL HARRACH, ALGER.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale Polytechnique
Département Hydraulique



Mémoire de Master

Pour l'Obtention du Diplôme de Master en Hydraulique

Thème :

Etude d'aménagement de l'Oued Biskra

Etudié Par :

SEDDIKI Housseem-Eddine

Dirigé par :

Pr. A. BERMAD

Promotion 2016

ENP, 10 Avenue Hassan Badi, BP.186 EL HARRACH, ALGER.

DÉDICACES

Au plus beau cadeau qu'offre dieu dans ma vie, merci de m'avoir donné assez de force pour affronter les difficultés que j'ai subit, merci d'avoir illuminé mon chemin d'étude.

A mes très chers parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

A ma très chère sœur Barkouka.

A toute ma famille.

A toutes mes proches et amies.

A Mido, Boka, Mls, Hajd, P'ti, Hichem pour leurs agréable compagnie pendant toutes les trois ans.

A toute la promotion 2015/2016.

Je dédie ce modeste travail.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.

*Je tiens à adresser en premier lieu mes remerciements à mon promoteur **Pr. BERMAD Abdelmalek**, qui n'a pas hésité à m'encadrer et me suivre dans ce projet, et qui m'a accordé de son temps, de son savoir et de ses conseils.*

*A celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à nos côtés afin de nous soutenir, nous aider et nous encourager et particulièrement **Mr O. Khrief**.*

Nos remerciements les plus chaleureux vont également à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Nous exprimons nos vifs remerciements aux membres de Jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce mémoire de fin d'étude.

Merci à tout le monde...

الملخص

من أجل حماية منطقة الدراسة بسكرة ضد مخاطر الفيضانات اخترنا المتغير الذي ينطوي على بناء الجدار الاستنادي, التي تهدف إلى إخلاء مياه التي تأتي من حوض مياه واد بسكرة هذا الحل لديه ميزة لان المنطقة الحضرية ويبعد خطر الفيضانات على المدينة.

الكلمات الرئيسية: الجدار الاستنادي, حوض مياه, مخاطر الفيضانات.

Abstract

In order to protect the study Biskra area against the risk of flooding we chose a variant that involves building a retaining wall, which aims to evacuate venantes waters of the upstream portion (Oued watershed Biskra). This solution has an advantage because the area is urbanized and increasingly it bluntly dismisses the risk of flooding of the city.

Key words: Retaining wall, Watershed, Flood Risks.

Résumé

Dans le but de protéger la zone d'étude Biskra contre tout risque d'inondation nous avons choisit une variante qui consiste à construire un mur de soutènement, dont l'objectif d'évacuer les eaux venantes de la partie amont (bassin versant d'Oued Biskra). Cette solution, présente un avantage parce que la zone est urbanisée et en plus elle écarte carrément les risques de crues sur la ville.

Mots clés : Mur de soutènement, Bassin versant, Risques de crues.

Liste des tableaux

Tableau 1 : Les débits max par la formule de Turazza.....	10
Tableau 2 : Les débits max par Formule de Mallet et Gauthier.....	11
Tableau 3 : Les débits max par Formule de Possenti.....	12
Tableau 4 : Durée de récurrence des débits journaliers maximaux annuels.....	13
Tableau 5 : Débits de crues pour le bassin de l'oued Biskra complémentaire.....	14
Tableau 6 : Les débits max par la méthode de Gradex.....	15
Tableau 7 : Les débits max par la méthode de SCS.....	17
Tableau 8 : Tableau récapitulatif des résultats de calcul des débits de crues fréquentiels par les différentes méthodes.....	18
Tableau 9 : Détermination rapide de la granulométrie des matériaux de remplissage et de l'épaisseur de revêtement en fonction de la vitesse d'écoulement.....	32
Tableau 10 : Coefficient de strickler pour divers types de canaux.....	33
Tableau 11 : Pente des parois latérales de canaux trapézoïdaux creusés dans divers types de sols.....	33
Tableau 12 : La pente et largeur de projet pour les 3 tronçons.....	35
Tableau 13 : Les forces et les moments de la variante	48
Tableau 14 : Les résultats de stabilité de la variante	48
Tableau 15 : Les forces et les moments de la variante 2.....	49
Tableau 16 : Les résultats de stabilité de la variante 2.....	49

Liste des figures

Figure 1 : Ajustement des Débits maximales station Djemoura à la loi Gumbel.....	12
Figure 2 : Ajustement des Débits maximales station El kantara à la loi Gumbel.....	13
Figure 3 : Méthode de Gradex.....	15
Figure 4 : Hydrogramme de crue Oued El Hai.....	21
Figure 5 : Hydrogramme de crue Oued Djemoura.....	22
Figure 6 : Hydrogramme de crue Oued Biskra Complémentaire.....	23
Figure 7 : Hydrogramme de crue Oued Biskra.....	25
Figure 8 : Perspective de l’oued a l’état naturel et les tronçons à aménager.....	26
Figure 9 : Eléments constitutifs d’un revêtement en enrochement classique.....	29
Figure 10 : Elément constitutifs d’un revêtement en gabion.....	30
Figure 11 : Schéma des épis.....	30
Figure 12 : la profondeur normale et critique pour le tronçon AB.....	37
Figure 13 : la profondeur normale et critique pour le tronçon BC.....	38
Figure 14 : la profondeur normale et critique pour le tronçon CD.....	38
Figure 15 : Le profil pour une section en travers après la simulation.....	39
Figure 16 : Profil en long après la simulation à l’état aménagé pour le débit de pointe.....	39
Figure 17 : la profondeur normale et critique pour le tronçon AB.....	40
Figure 18 : la profondeur normale et critique pour le tronçon BC.....	41
Figure 19 : la profondeur normale et critique pour le tronçon CD.....	41
Figure 20 : Le profil pour une section en travers après la simulation.....	42
Figure 21 : Profil en long après la simulation à l’état aménagé pour le débit de pointe.....	42
Figure 22 : Mur de soutènement.....	43
Figure 23 : Un mur de soutènement en béton armé.....	44
Figure 24	45
Figure 25	46
Figure 26	49

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction Générale.....	09
I. Etude hydrologique	10
I.1. Etude des crues.....	10
I.1.1. Formule empirique.....	10
I.1.1.1. Formule Turazza.....	10
I.1.1.2. Formule de Possenti.....	11
I.1.1.3. Formule de Mallet et Gauthir.....	11
I.1.2. Méthode statistique.....	12
I.1.3. Méthode du Gradex.....	14
I.1.4. Méthode de SCS.....	16
I.1.5. Comparaison des résultats et conclusion.....	18
I.1.6. Hydrogramme des Crues.....	19
I.2. Perspective de l'oued à l'état naturel.....	26
II. Divers types d'aménagement.....	27
II.1. Calibrage	27
II.2. Construction des digues fluviales.....	27
II.3. Nettoyage du lit ordinaire.....	27
II.4. Protection des berges.....	28
II.4.1. Les techniques végétales de protections des berges.....	28
II.4.2. Matériaux granulaire pour protéger les berges.....	28
II.4.2.1. Enrochement	28
II.4.2.2. Les blocs préfabriqués en béton.....	29
II.4.2.3. Gabion.....	29
II.4.3. Les épis.....	30
III. Dimensionnement et conception des ouvrages d'aménagements.....	31

III.1.	Dimensionnement des enrochements pour la protection des berges...	31
III.2.	Dimensionnement des gabions pour la protection des berges.....	32
III.3.	Dimensionnement des canaux de calibrage.....	32
IV.	Etude des variantes.....	35
IV.1.	Variante 1.....	37
IV.2.	Variante 2.....	40
V.	Etude de Stabilité.....	43
V.1.	Définition d'un Mur de soutènement.....	43
V.2.	Constitution des Mur de soutènement	43
V.2.1.	Divers types de mur de soutènement.....	43
V.2.2.	Calcul de stabilité du mur en béton.....	45
V.2.2.1.	Stabilité au renversement.....	47
V.2.2.2.	Stabilité au poinçonnement.....	47
V.2.2.3.	Stabilité au glissement.....	47
V.2.3.	Calcul de Stabilité de mur en gabion.....	49
	Conclusion Générale.....	50

Introduction Générale

La ville de Biskra située au pied du versant méridional du massif de l'Aurès, au Nord-est de l'Algérie connaît ce type de risque depuis plusieurs années, une succession d'épisodes pluvieuse exceptionnelle se traduit par des crues et des inondations. Les victimes et les dégâts ont été parfois catastrophiques.

Alors nous avons caractérisé le bassin versant de cette ville ; parce qu'on ne peut traiter les problèmes des crues à la ville, qu'en ayant une vision globale des caractéristiques de son bassin qui est le bassin versant de l'oued Biskra, et simuler la crue centennale par un logiciel HEC-RAS pour évaluer l'hauteur d'eau et savoir les débordements de cet oued.

D'après les résultats de la modélisation et en utilisant le logiciel HEC-RAS qui nous permet de déterminer la hauteur de la ligne d'eau dans chaque section, on choisit la nature de protection à projeter pour réaliser l'objectif à travers cette étude. La nature de protection diffère par rapport aux différents facteurs et critères mais dans la plupart des cas c'est technico-économique donc c'est le côté de bon fonctionnement hydraulique ou la susceptibilité d'évacuer les crues et le côté financière d'où on choisit les matériaux les moins coûteux soit en transport ou en exploitation, ces derniers qui commandent notre étude.

Les techniques communément employées pour se protéger des risques d'inondation comprennent la réalisation des endiguements à l'aide de digues en matériaux naturels et artificiels, et le réaménagement des lits.

Les digues empêchent seulement les eaux de crue de pénétrer dans les régions basses. Le degré de protection offert par une digue dépend de sa hauteur et de son type de construction. La fiabilité d'une digue repose sur son inspection et son entretien continus.

La principale considération dans le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la poussée des terres ou du matériau retenu par cette paroi. Dans leur état naturel, les terres tendent à se conformer en un tas pyramidal conique à la façon d'un tas de sable présentant une pente de talus naturel. L'interposition d'un écran de soutènement dans un massif de terre se substitue à la partie manquante à la base et reçoit une partie du poids des terres restantes en une composante de poussée qui tend à faire basculer et en même temps glisser le mur de soutènement disposé.

I. Etude hydrologique

I.1. L'étude des crues

Lorsqu'on projette la réalisation d'importants aménagements, on doit déterminer le maximum probable de la crue pour lequel l'ouvrage devra être protégé.

Le bassin versant de l'oued Biskra n'est contrôlé que par deux stations hydrométriques : El Kantara et Djemoura.

Cas où les données hydrométriques n'existent pas

Pour évaluer les débits max, on utilise les formules empiriques qui sont élaborées en fonction de la pluie et des caractéristiques physiques du bassin versant.

I.1.1. Formules empiriques

I.1.1.1. Formule de Turazza

$$Q_{Max} = \frac{C * H * S}{3.6 * t_c}$$

Avec : C : coefficient de ruissellement du bassin (0.42).

S : superficie du bassin (Km²).

H : la hauteur totale maximale de pluie relevée pendant une durée égale au temps de concentration t_c du bassin.

t_c : temps de concentration (Heure).

Tableau 1 : Les débits max par la formule de Turazza

Période de retour T (ans)	10	50	100
Q_{Max}(m³/s)			
Oued El Hai	729.38	941.23	1030.84
Oued Djemoura	487.85	699.17	788.70
Oued Biskra compl	39.75	55.57	62.26

I.1.1.2. Formule de Mallet et Gauthier

Dans leurs études sur "Les problème de l'eau en Algérie" Mallet et Gauthier ont établi une formule exprimant le débit maximum en fonction des précipitations, de surface du bassin, et la période de retour on peut prendre en Algérie pour un bassin versant $k=1$ et $A=20$, qui sont des coefficients qui dépendent des caractéristiques topographiques, climatologiques et géologiques des bassins.

$$Q_{Max} = 2 * K * \log(1 + A * P) * S * \sqrt{\frac{1 + 4 * \log(T) - \log(S)}{L}}$$

Avec : Q_{Max} : débit de crue de période de retour voulue (m³/s).

P : pluie moyenne annuelle (m).

S : superficie du bassin versant (km²).

T : période de retour (ans).

L : longueur du talweg principal (km).

Tableau 2 : Les débits max par la formule de Mallet et Gauthier

Période de retour T (ans)	10	50	100
Q_{Max} (m³/s)			
Oued El Hai	339.44	551.45	620.84
Oued Djemoura	201.10	312.00	349.07
Oued Biskra compl	27.90	38.57	42.34

I.1.1.3. Formule de Possenti

$$Q_{Max} = \frac{\mu * S * P_{J Max}}{L_{cp}}$$

Q_{Max} : débit de crue de période de retour voulue (m³/s).

S : superficie du bassin versant (km²), L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km).

$P_{j Max}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 750$.

Tableau 3 : Les débits max par la formule de Possenti

Période de retour T (ans)	10	50	100
Q_{Max} (m³/s)			
Oued El Hai	748.05	965.30	1057.23
Oued Djemoura	429.13	615.00	693.67
Oued Biskra compl	59.29	82.88	92.85

Cas où les données hydrométriques sont suffisantes

Dans le cas où les données hydrométriques sont suffisantes, (nombre d'année supérieur à 20 ans), on peut procéder à un ajustement graphique des débits des crues annuelles par les lois statistiques.

I.1.2. Méthode statistique

L'estimation fréquentielle des débits d'une crue est très importante pour le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques qui peuvent être des ouvrages de protection ou d'évacuation.

Parmi les distributions statistiques généralisées, la loi de **Gumbel** est fréquemment utilisée pour rendre compte de la distribution des valeurs extrêmes en hautes eaux.

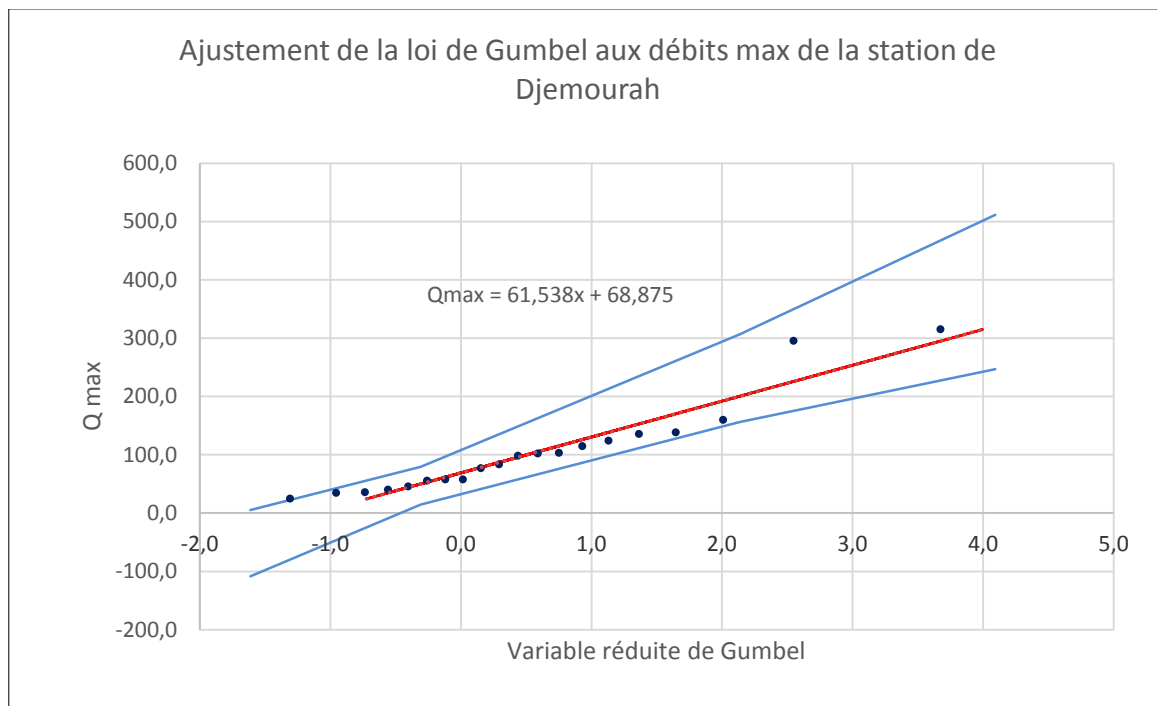


Figure 1 : Ajustement des Débits maximaux station Djemoura à la loi Gumbel

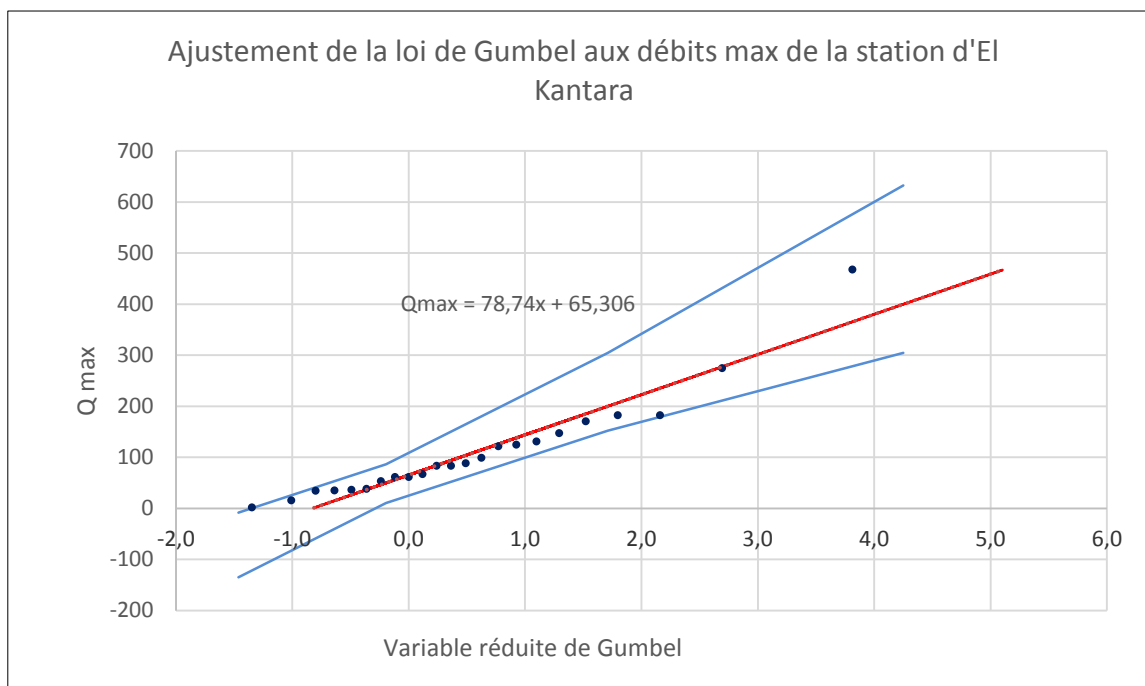


Figure 2 : Ajustement des Débits maximales station El kantara à la loi Gumbel

Tableau 4 : Durée de récurrence des débits journaliers maximaux annuels

Bassin Versant	T (ans)	F	$Q_{Max}(m^3/s)$
Oued El Hai	10	0.9	272.55
	50	0.98	410.18
	100	0.99	468.36
	1000	0.999	660.62
Oued Djemoura	10	0.9	199.01
	50	0.98	296.16
	100	0.99	337.23
	1000	0.99	472.95

A partir de ces valeurs on peut évaluer les quantiles en termes de crue au bassin de l'oued Biskra complémentaire par la relation suivante :

$$Q_{Crue-Biskra\ compl} = Q_{Crue-ElHai} * \left(\frac{S_{Biskra\ compl}}{S_{ElHai}} \right)^K$$

K : Est un coefficient régional en fonction du temps et de l'espace. Il est calculé comme suit :

$$K = \ln \left(\frac{Q_{Crue-ElHai}}{Q_{Crue-Djemoura}} \right) - \ln \left(\frac{S_{ElHai}}{S_{Djemoura}} \right)$$

Tableau 5 : Débits de crues pour le bassin de l'oued Biskra complémentaire

Bassin Versant	T (ans)	F	K	Q _{Max} (m ³ /s)
Oued Biskra compl	10	0.9	0.72	28.79
	50	0.98	0.72	42.25
	100	0.99	0.73	47.93
	1000	0.999	0.73	66.73

Cas où les données hydrométriques sont insuffisantes

Dans le cas où les données hydrométriques sont insuffisantes, on a recours aux méthodes hydrométéorologiques qui intègrent l'information pluviométrique.

I.1.3. Méthode du Gradex

Cette méthode a été mise au point à la Division technique générale du service de la Production Hydraulique d'EDF en 1966. Elle s'appuie sur un minimum d'hypothèses physiques et statistiques simples.

Pour estimer le Gradex, différentes approches sont possibles, lorsque la série d'observation est longue (>30 ans) le plus simple et le plus efficace est d'ajuster directement les pluies maximales annuelles à une loi de Gumbel.

La pente de la droite d'ajustement, bien souvent et surtout pour les pluies, on appelle **g** "le Gradex" (contraction de gradient de l'exponentielle) (Meylan et Musy, 1999).

A partir des observations des débits (débit moyen maximal annuel en h heures), tracer leur fonction de répartition jusqu'au débit décennal. Exprimer le débit en millimètres en divisant le volume écoulé par la surface du bassin en km².

Extrapoler la fonction de répartition des débits au-delà de 0.9 par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

Etude d'aménagement de l'Oued Biskra

Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport r égal au rapport débit de pointe sur débit moyen en h heures et sa moyenne \bar{r} sur quelques dizaines de crues. (\bar{r} est habituellement compris entre 1.2 et 1.7)

Appliquer au débit moyen en h heures une affinité égale à \bar{r} pour obtenir la fonction de répartition des débits de pointe.

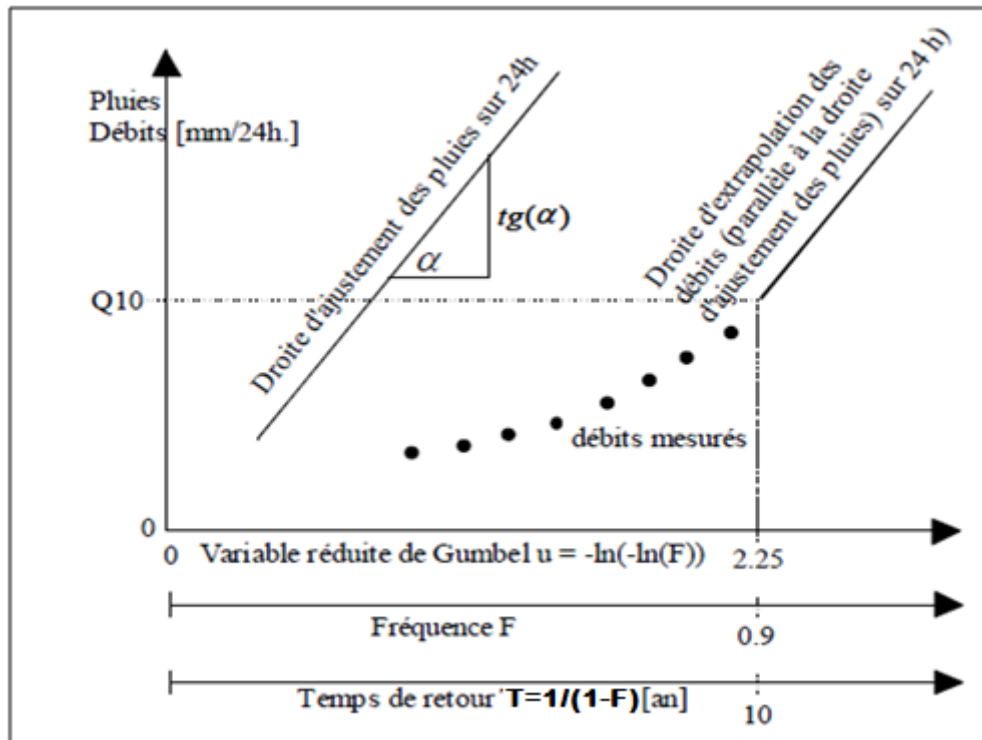


Figure 3 : Méthode de Gradex

Tableau 6 : Les débits max par la méthode de Gradex

Bassin Versant	T (ans)	F	$Q_{Max}(m^3/s)$
Oued El Hai	10	0.9	777.21
	50	0.98	1205.33
	100	0.99	1386.34
Oued Djemoura	10	0.9	624.13
	50	0.98	957.69
	100	0.99	1098.67
Oued Biskra compl	10	0.9	33.73
	50	0.98	83.08
	100	0.99	103.96

I.1.4 Méthode de SCS

La méthode du Soil Conservation Service a été appliquée et calée en région méditerranéenne sur des bassins jaugés, et elle a donnée des résultats assez proches de la réalité. Son principe est le même que celui de l'hydrogramme unitaire ; il est le suivant :

- ✓ On suppose qu'un épisode pluvieux de temps **T** engendre un ruissellement de même période.
- ✓ L'hydrogramme élémentaire, généré par la pluie élémentaire tombée pendant un pas de temps **D**, est supposé triangulaire, avec : $1/3 T_c < D < 2/3 T_c$

Il est caractérisé par :

Son débit de pointe : **Q_P**

Son temps de montée : **T_P = D/2 + 0,6 T_c**

Son temps de descente : **T_d = 1,67 T_P**

Son temps de base : **T_b = T_P + T_d**

La pluie de durée 6D (**P6D**) est décomposée en un hyétogramme moyen défavorable composé de 6 pluies élémentaires :

$$P_1=0.08 P_{6D} ; \quad P_4=0.49 P_{6D}$$

$$P_2=0.09 P_{6D} ; \quad P_5=0.15 P_{6D}$$

$$P_3=0.11 P_{6D} ; \quad P_6=0.08 P_{6D}$$

La lame d'eau ruisselée, **LR**, est donnée en fonction de la pluie **P** par une équation du type :

$$\mathbf{LR = f(P, S); \quad LR = \frac{(P-0.2*S)^2}{(P+0.8*S)}}$$

Avec : **P** : pluie cumulée (mm) fonction du temps **t**

S : déficit d'écoulement maximal théorique (mm) : **S=S₀+S₁**

Avec : **S₀**: seuil de ruissellement (mm),

S₁: est assimilable à une vitesse d'infiltration (mm/h),

t : temps en heures

La résolution de **LR = f(P, S)** donne, pour une valeur de **S** égale à **S_{Max}** à **t = 6D**, une courbe dite courbe de ruissellement identifiée par son numéro **CN** (curve number) variable entre 0 et 100 :

$$\mathbf{S_{Max} = 25.4 (1000-10CN) / CN} \quad \text{pour : } t=6D$$

Etude d'aménagement de l'Oued Biskra

L'évolution du déficit d'écoulement au cours de l'averse est obtenue après identification de S_{Max} par :

$$S_0 = 0.2 S_{Max} \quad , \quad S_1 = (S_{Max} - S_0)/6D$$

Le volume ruisselé élémentaire est donc :

$$V_r = LR * A$$

Avec : LR : La lame d'eau ruisselée.

A : surface du bassin versant.

$$Q_p = 2 * V_r / T_b$$

Cette équation permet de déterminer Q_p , débit de pointe de l'hydrogramme élémentaire

L'application de la méthode SCS a donné les résultats suivants :

Tableau 7 : Les débits max par la méthode de SCS

	Oued Biskra compl			Oued Djemoura			Oued El Hai		
Temps de concentration T_c (h)	7,6			11,8			14,9		
Temps de montée T_p (h)	6,1			9,1			11,9		
Temps de descente T_d (h)	10,1			15,2			19,9		
Temps de base T_b (h)	16,2			24,2			31,9		
Durée de l'averse 6D (h)	18			24			36		
Période de retour T (ans)	10	50	100	10	50	100	10	50	100
Pluie de durée 6D (mm)	46,5	65	73	62,5	85,7	95,6	59,5	77,8	85,5
Lame ruisselée (mm)	4,6	12,3	16,4	21,9	39,0	46,9	19,9	33,0	38,9
Volume ruisselé (Hm^3)	0,82	2,20	2,93	22,66	40,41	48,59	37,19	61,64	72,80
Débit de pointe (m^3/s)	28,1	75,4	100,6	520,1	927,7	1115,5	647,7	1073,5	1267,9

I.1.5. Comparaison des résultats et conclusion

Au tableau suivant, sont regroupés les résultats des différentes méthodes de calcul des débits de crues fréquentielles pour chaque sous bassin de l'Oued Biskra.

Tableau 8 : Tableau récapitulatif des résultats de calcul des débits de crues fréquents par les différentes méthodes

Bassin Versant	Méthodes	Période de retour T		
		10	50	100
Oued El Hai	Turraza	729.38	941.23	1030.84
	Mallet-Gautier	339.44	551.45	620.84
	Possenti	748.05	965.30	1057.23
	Ajustement	272.55	410.18	468.36
	Gradex	777.21	1205.33	1386.34
	SCS	647.7	1073.5	1267.9
Oued Djemoura	Turraza	487.85	699.17	788.70
	Mallet-Gautier	201.10	312.00	349.07
	Possenti	429.13	615.00	693.67
	Ajustement	199.01	296.16	337.23
	Gradex	624.13	957.69	1098.67
	SCS	520.1	927.7	1115.5
Oued Biskra Compl	Turraza	39.75	55.57	62.26
	Mallet-Gautier	27.90	38.57	42.34
	Possenti	59.29	82.88	92.85
	Analogie	28.79	42.25	47.93
	Gradex	33.73	83.08	103.96
	SCS	28.1	75.4	100.6

La position des deux stations hydrométriques El Kantara et Djemoura au niveau des bassins qu'elles contrôlent, nous a conduit à éliminer les résultats de l'ajustement statistique des données mesurées à leur niveau. En Effet, plusieurs affluents qui rejoignent le cours d'eau principal à l'aval des postes hydrométriques n'ont pas été pris en compte ce qui peut entraîner une sous-estimation des débits.

Pour les résultats obtenus par les formules empiriques, on remarque que la formule de Possenti surestime les débits.

Pour les résultats obtenus par la méthode de Gradex et la méthode SCS on remarque que les deux méthodes surestime les débits.

Cela nous amène donc à écarter les débits calculés par les formules empiriques et adopter ceux déterminés par les deux méthodes SCS et Gradex pour le dimensionnement d'un éventuelle ouvrage de protection.

I.1.6. Hydrogramme des crues

L'Hydrogramme des crues est la courbe des débits en fonction du temps, $Q(t)$, Il présente la forme en générale d'une courbe cloche dissymétrique.

L'étude de l'Hydrogramme de crue est nécessaire dans la mesure où elle sert d'outil de base dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques.

Le débit à l'exutoire se caractérise par un hydrogramme, qui donne en fonction du temps, l'évolution du débit, en générale sous forme continue.

La méthode de Sokolovski

On utilise la méthode analytique de Sokolovski qui assimile l'Hydrogramme de crue à deux équations paraboliques :

Montée

$$Q_m = Q_{Max} * \left(\frac{t}{t_c}\right)^m$$

Décru

$$Q_d = Q_{Max} * \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^n$$

Avec : Q_m : débit de montée (m³/s).

Q_d : débit de décrue (m³/s).

Q_{Max} : débit de pointe (m³/s).

t_c : temps de montée de crue (heure).

t_d : temps de la décrue (heure).

m et n : coefficients (m=2, n=3).

Etude d'aménagement de l'Oued Biskra

Le tableau suivant montre les débits de montée et de décrue pour différents débits max obtenus à partir de la méthode de Gradex et leurs périodes de retour, pour Oued El Hai.

Périodes de retour (ans)	10	50	100
T			
0	0.00	0.00	0.00
2	14.00	21.72	24.98
4	56.01	86.87	99.91
6	126.03	195.45	224.80
8	224.05	347.47	399.65
10	350.08	542.92	624.45
12	504.11	781.80	899.21
14	686.15	1064.12	1223.92
14.9	777.21	1205.33	1386.34
16	205.71	319.03	366.94
18	165.63	256.87	295.45
20	131.13	203.36	233.90
22	101.79	157.86	181.56
24	77.18	119.70	137.68
26	56.90	88.25	101.50
28	40.53	62.85	72.29
30	27.64	42.87	49.31
32	17.82	27.64	31.79
34	10.66	16.53	19.02
36	5.73	8.89	10.22
38	2.62	4.06	4.67
40	0.90	1.40	1.61
42	0.17	0.27	0.31
44	0.00	0.00	0.01
44.7	0.00	0.00	0.00

Etude d'aménagement de l'Oued Biskra

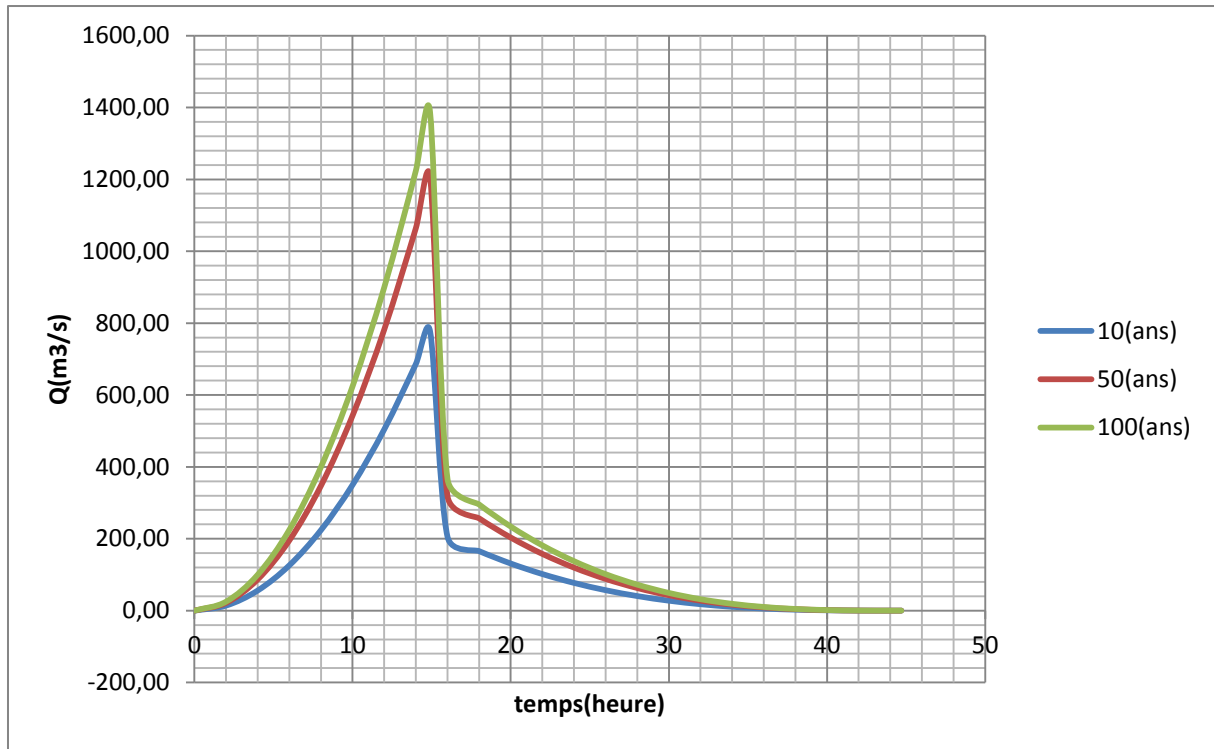


Figure 4 : Hydrogramme de crue Oued El Hai

Le tableau suivant montre les débits de montée et de décrue pour différents débits max obtenus à partir de la méthode de Gradex et leurs périodes de retour, pour Oued Djemoura.

Périodes de retour (ans)	10	50	100
T			
0	0.00	0.00	0.00
2	17.93	27.51	31.56
4	71.72	110.05	126.25
6	161.37	247.61	284.06
8	286.87	440.19	504.99
10	448.24	687.80	789.05
11.8	624.13	957.69	1098.67
12	180.27	276.61	317.33
14	137.88	211.57	242.72
16	102.72	157.62	180.83
18	74.12	113.73	130.47
20	51.38	78.85	90.45
22	33.85	51.94	59.59

Etude d'aménagement de l'Oued Biskra

24	20.84	31.98	36.69
26	11.69	17.93	20.57
28	5.70	8.75	10.04
30	2.22	3.40	3.90
32	0.55	0.85	0.97
34	0.04	0.06	0.07
35.4	0.00	0.00	0.00

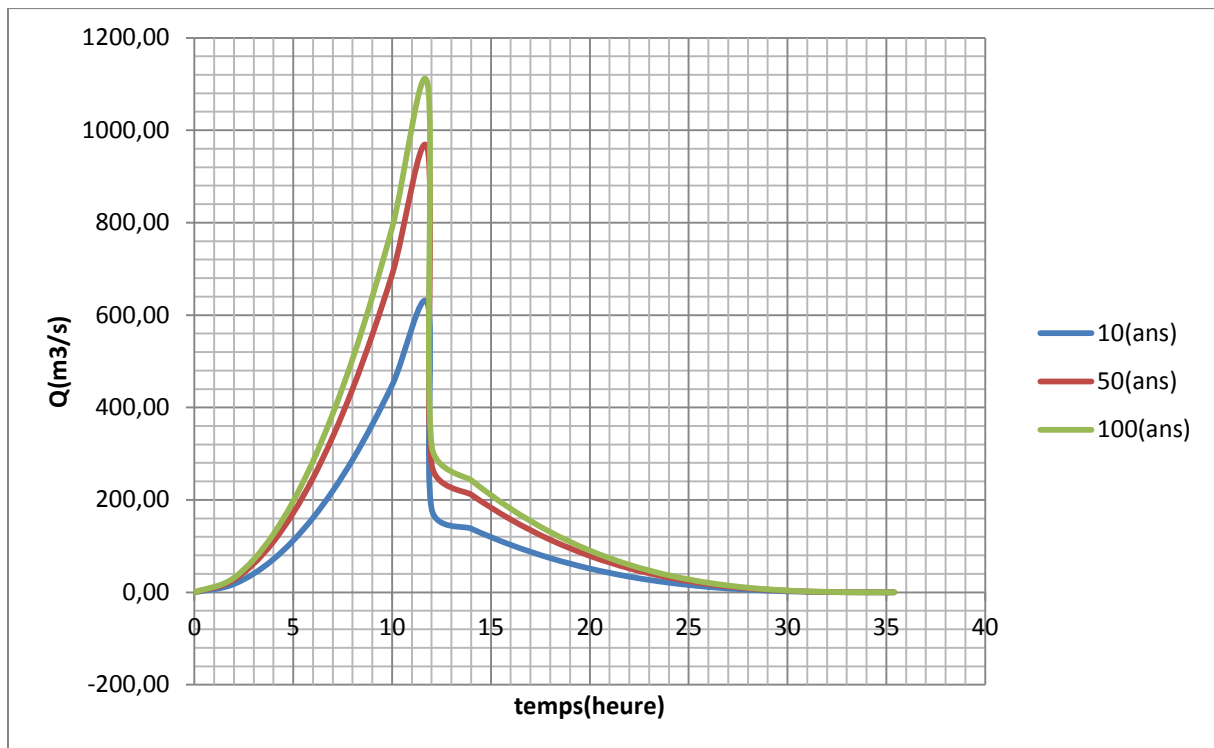


Figure 5 : Hydrogramme de crue Oued Djemoura

Le tableau suivant montre les débits de montée et de décrue pour différents débits max obtenus à partir de la méthode de Gradex et leurs périodes de retour, pour Oued Biskra Complémentaire.

Périodes de retour (ans)	10	50	100
T			
0	0.00	0.00	0.00
2	2.34	5.75	7.20
4	9.34	23.01	28.80
6	21.02	51.78	64.80

Etude d'aménagement de l'Oued Biskra

7.6	33.73	83.08	103.96
10	5.97	14.70	18.39
12	3.58	8.83	11.05
14	1.94	4.78	5.98
16	0.89	2.20	2.76
18	0.31	0.78	0.97
20	0.06	0.15	0.19
22	0.00	0.00	0.00
22.8	0.00	0.00	0.00

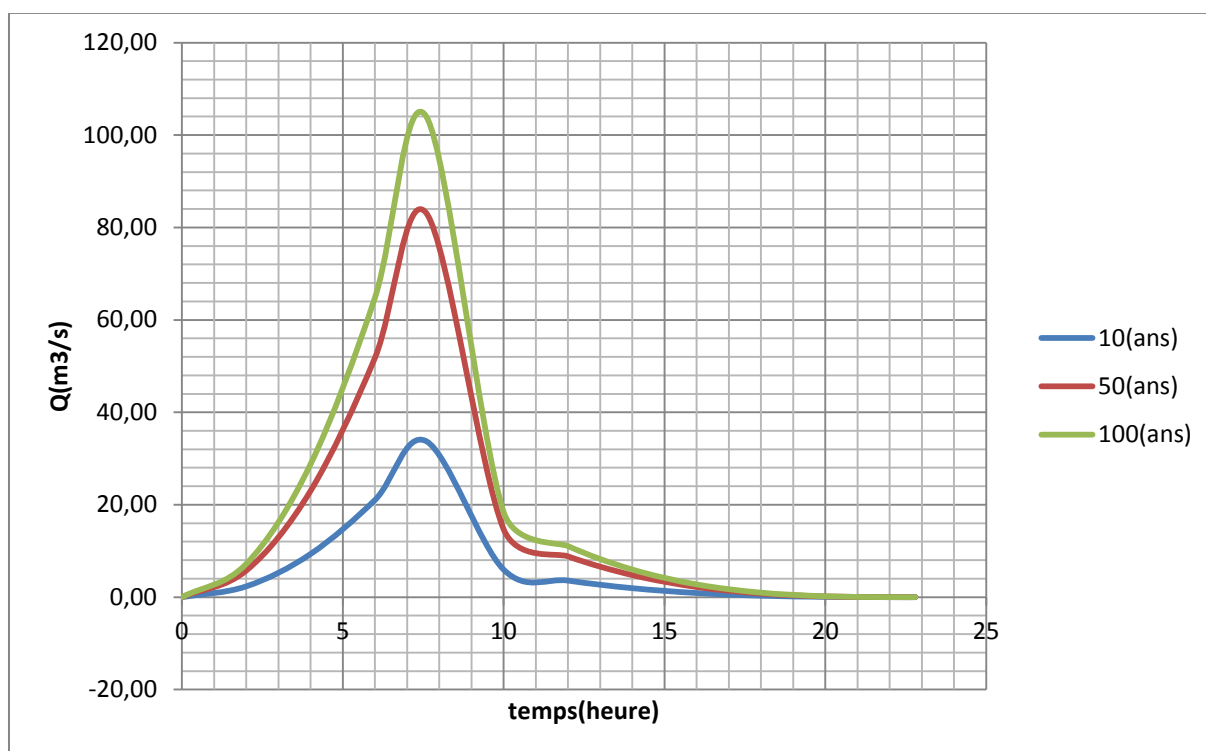


Figure 6 : Hydrogramme de crue Oued Biskra Complémentaire

Hydrogramme des crues du bassin versant de l'Oued Biskra

Oued Biskra est composé de trois oued (El Hai, Djemoura et Biskra complémentaire), donc pour trouver l'hydrogramme des crues de l'oued Biskra il faut additionner les hydrogrammes des crues des trois oueds.

Pour Oued El Hai il existe un barrage (Fontaine des gazelles) a l'aval, qui ne pose pas le problème de déversement (le volume de déversement est négligeable), Pour cela on élimine Oued El Hai parce que la crue alimente le barrage et est laminée.

Le tableau suivant montre les débits de montée et de décrue pour différents débits max et leurs périodes de retour pour Oued Biskra.

Périodes de retour (ans)	10	50	100
T			
0	0.00	0.00	0.00
2	20.27	33.27	38.76
4	81.06	133.06	155.05
6	182.39	299.39	348.85
7.6	292.63	480.35	559.71
8	324.25	532.25	620.18
10	454.21	702.50	807.44
11.8	627.92	967.02	1110.34
12	183.85	285.44	328.37
14	139.82	216.35	248.69
16	103.62	159.83	183.58
18	74.43	114.50	131.44
20	51.45	79.00	90.64
22	33.85	51.95	59.59
22.8	28.14	43.18	49.54
24	20.84	31.98	36.69
26	11.69	17.93	20.57
28	5.70	8.75	10.04
30	2.22	3.40	3.90
32	0.55	0.85	0.97
34	0.04	0.06	0.07
35.4	0.00	0.00	0.00

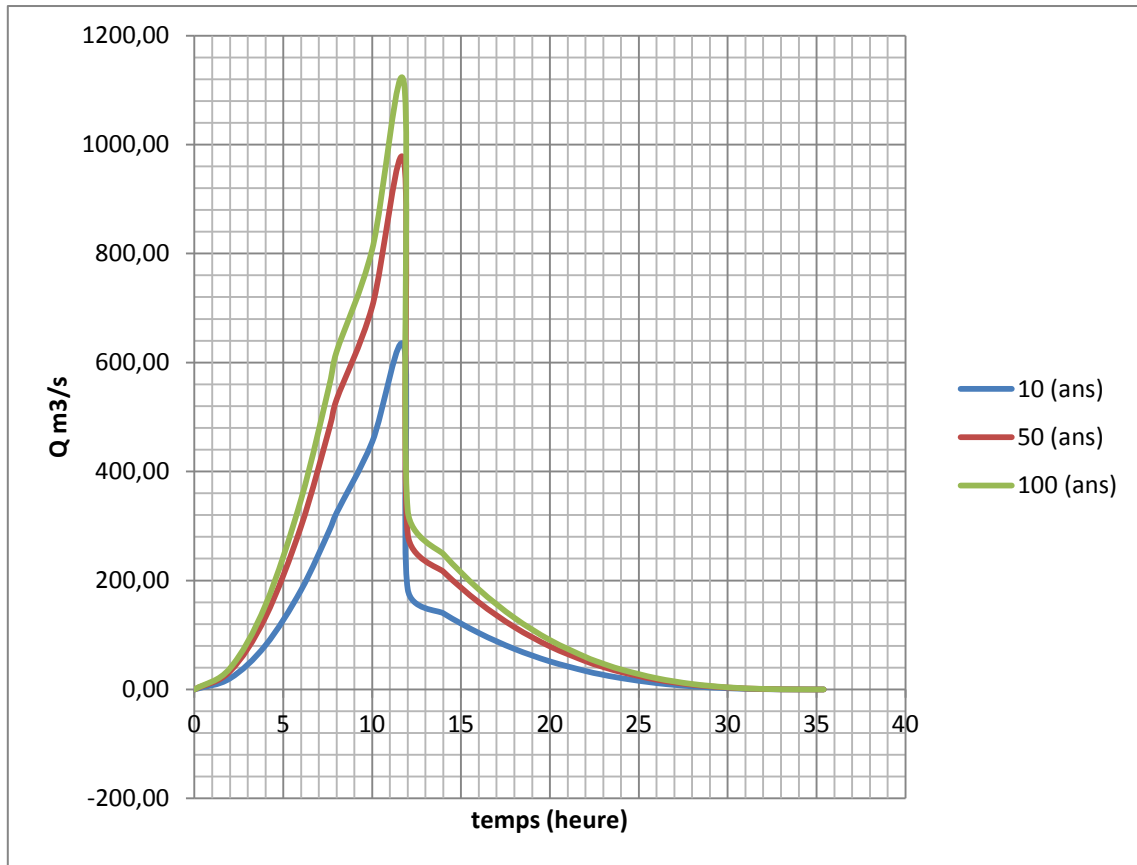


Figure 7 : Hydrogramme de crue Oued Biskra

I.2. Perspective de l'oued à l'état naturel

La simulation a été faite au moyen d'un modèle hydrodynamique HEC-RAS basé sur la résolution des équations de Saint Venant. Ce modèle permet la représentation unidimensionnelle des écoulements lors des inondations. La résolution de ces équations se fait avec un schéma numérique en utilisant la méthode des différences finis. Après simulation de la crue on a pu visualiser les débordements au long de l'Oued durant la période de la crue centennial.

La localisation des zones inondées va permettre de faire le pas vers un aménagement qui sera fait au niveau de l'oued afin de protéger les zones urbanisé inondable.

Aménagement de l'Oued Biskra (aménagement de berge droite pour les tronçons CD, et nettoyage et calibrage pour les tronçons AB et BC).

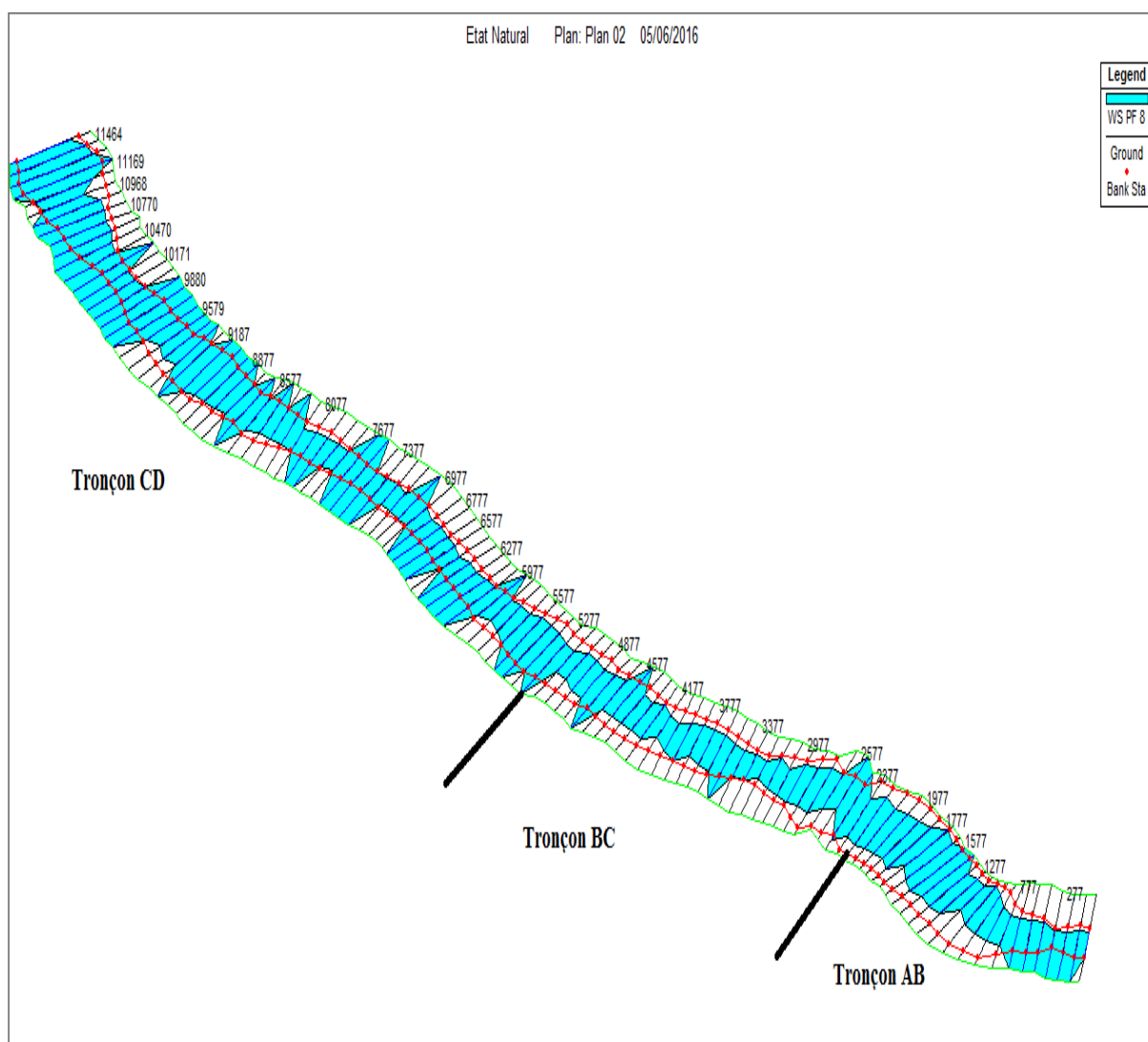


Figure 8 : Perspective de l'oued a l'état naturel et les tronçons à aménager

II. Divers types d'aménagement

II.1. Calibrage

Le calibrage d'un cours d'eau consiste à lui donner une nouvelle section pour répondre à de nouveaux besoins en débits d'eaux de ruissellement ou en évacuation des eaux de drainage souterrain. Les sections trapézoïdales sont en général les plus populaires lors de la réfection des cours d'eau. Un calibrage est un terrassement pour élargir le lit de la rivière et/ou l'approfondir. Ce travail peut s'accompagner d'une rectification de tracé pour augmenter la pente, souvent il s'accompagne aussi d'enlèvement de la végétation.

II.2. Construction des digues fluviales

Les endiguements parallèles aux cours d'eau sont une technique classique pour mettre en place les parcelles riveraines hors d'eau. Ils consistent, surtout en zone rurale, en l'édification de levées de terre compactée. Les techniques de mise en œuvre sont les mêmes que pour très petits barrages. La terre utilisée doit être étanche, elle est mise en place par couches compactées de 30 à 50 cm. La largeur en crête doit être supérieure à 3 m pour permettre la circulation d'un engin d'entretien. Les pentes amont et aval doivent assurer la stabilité au glissement, ce qui conduit à des valeurs maximale de l'ordre 1/2. Dans le cas des digues importantes, il est conseillé de drainer le talus aval, comme pour un véritable barrage. [Degoutte, 2006]

II.3. Nettoyage du lit ordinaire

Un simple nettoyage du lit ordinaire (enlèvement des embâcles et obstacles divers, arasement renouvelé ou arrachage de la végétation dans le lit mineur et sur les berges) peut permettre un meilleur écoulement des débits avant débordement. Il conviendra, toutefois, se souvenir que la vitesse s'accroîtra dans la même proportion que le coefficient K_s de Strickler, d'où un risque de reprise d'érosion qui peut être spectaculaire. L'arrachement de matériaux peut aussi conduire à de nouveaux encombrements à l'aval, créant localement des conditions défavorables mais pouvant, également, annihiler les gains escomptés en amont. Dans les cas où de tels risques sont potentiels, il conviendra donc de limiter les nettoyages. Dans certains cas, il pourra être envisagé l'implantation de seuils en complément, afin de diminuer la pente et, par suite, de réduire les vitesses. Il convient aussi, avant toute intervention de suppression d'obstacle ou de végétation, de se poser la question de leur réelle inutilité et de s'interroger, notamment, sur le rôle qu'ils jouent dans la dynamique fluviale pour l'équilibre du lit et la stabilité des berges. La suppression totale des arbres en rive peut, également, entraîner une sorte d'explosion végétale sur les berges et dans le lit ordinaire : en effet, la mise en lumière provoque la prolifération rapide d'herbes aquatiques dressées et de broussailles qui obstruent à nouveau le lit [Abèle ; Degardin 2001].

II.4. Protection des berges

Pour protéger l'érosion, il faut donc s'opposer au mécanisme en interposant un écran entre la berge et l'eau. On peut distinguer les trois types de techniques de protection de berges qui sont les suivants :

II.4.1. Les techniques végétales de protections des berges

Les techniques en génie végétal comme par exemple les fascines d'hélophytes ou le tressage, qui sont des techniques utilisant des végétaux vivants entiers ou parties. Ces techniques reposent sur l'aptitude des plantes utilisées à se multiplier, à fixer le sol par le développement de leur système racinaire et à dissiper l'énergie hydraulique par perte de charge au sein des textures végétales. Elles sont à privilégier dans les secteurs où les contraintes hydrauliques sont modérées et où les disponibilités foncières en crête de talus externe permettent un retalutage en pente douce.

II.4.2. Matériaux granulaire pour protéger les berges

Les matériaux minéraux utilisés pour protéger des berges de l'érosion sont des enrochements de carrière, des gabions ou des blocs préfabriqués en béton. Ils présentent de nombreux avantages pour la protection des berges parmi lesquels citons :

- ✓ la souplesse vis-à-vis des déformations du sol ou des affouillements.
- ✓ la capacité de drainage.
- ✓ la possibilité d'être posé aussi bien à sec que dans l'eau.

II.4.2.1. Enrochement

L'utilisation de cailloux, de roches et plus récemment de roc concassé s'est montré une solution intéressante pour protéger les cours d'eau et les canaux de l'érosion et réaliser certaines structures hydrauliques. Les roches et les cailloux sont des matériaux souvent disponibles et accessibles près de plusieurs chantiers. Pour être efficace, leur utilisation dans des projets d'hydraulique nécessite une bonne connaissance de leurs propriétés et des lois de l'hydraulique.

Les roches, les cailloux ou la pierre concassée peuvent être utilisés pour protéger le fond des cours d'eau, leurs talus et construire des barrages et des seuils dissipateurs d'énergies.

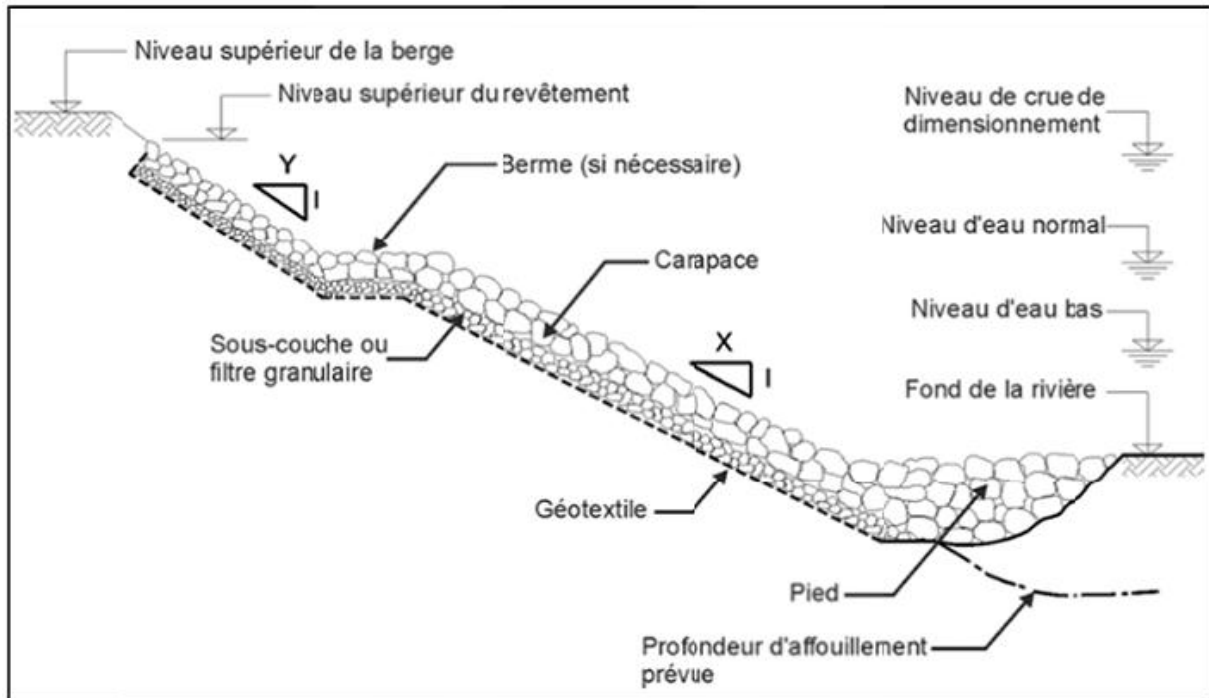


Figure 9 : Eléments constitutifs d'un revêtement en enrochement classique

II.4.2.2. Les blocs préfabriqués en béton

Les blocs préfabriqués en béton sont de dimension décimétrique. Leur faible poids est compensé par des liaisons en fils métalliques ou par des procédés d'imbrication ou d'auto-blocage. Ils conviennent plutôt pour aménager des plages à faible pente sur des rivières ou des lacs. Certains procédés utilisent des blocs possédant des alvéoles permettant le remplissage par la terre végétale.

II.4.2.3. Gabion

Les gabions sous forme de boîtes servent principalement aux murs de soutènement et aux épis, tandis que les matelas de gabion sont utilisés pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillement.

Les gabions peuvent être utilisés pour plusieurs types d'ouvrages, où ils combinent les fonctions de protection contre l'érosion et de soutènements. Les gabions et les matelas sont adaptés aux ouvrages hydrauliques et doivent être conçus pour résister aux actions hydrauliques (vitesse de l'écoulement et hauteur des vagues, notamment) en règle générale, ils sont utilisables pour des vitesses du courant allant jusqu'à 6 m/s et des hauteurs de vagues jusqu'à 1.5 m. Lorsque les gabions risquent d'être exposés à des conditions très abrasives (graviers ou galets charriés par un écoulement rapide), la surface supérieure des gabions doit être protégée par un revêtement de béton ou de bitume.

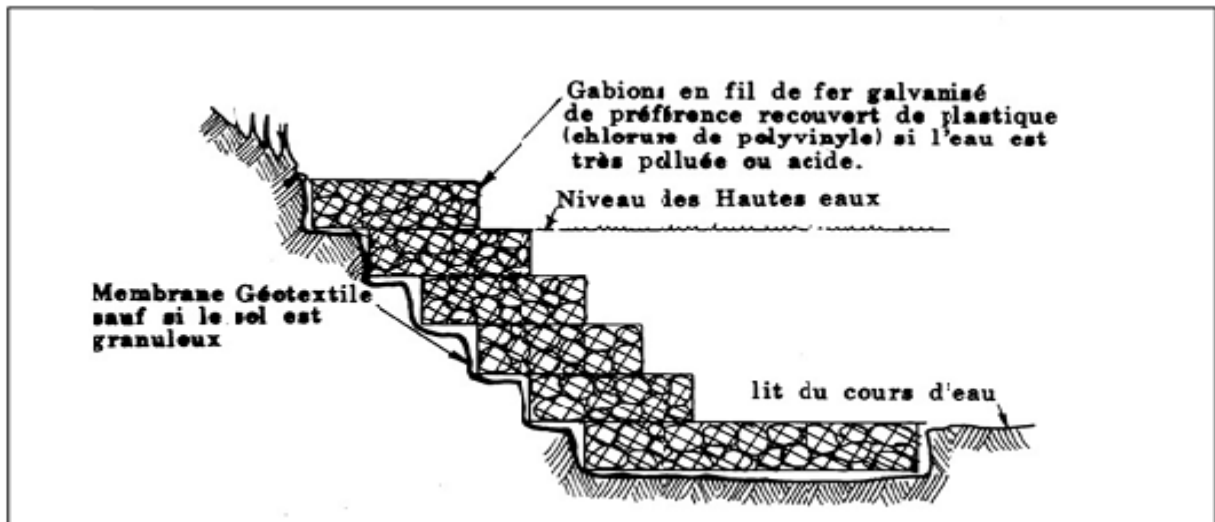


Figure 10 : Elément constitutifs d'un revêtement en gabion

II.4.3. Les épis

Les épis constituent une solution adaptée dans le cas des rivières navigables, ils servent alors à délimiter le chenal de navigation. Ils sont construits dans des rivières relativement peu profondes afin de maintenir, pour un large panel de débits (faible débit, notamment), un chenal étroit et profond. Ces ouvrages sont relativement longs par rapport à leur emplacement et à la largeur totale de la rivière à plein bords.

Les épis ont parfois plusieurs fonctions :

- ✓ stabiliser le bras de rivière pour maintenir le chenal à faible hauteur d'eau dans une position favorable.
- ✓ Resserrer le chenal à faible hauteur pour augmenter sa profondeur.
- ✓ Protéger les berges en éloignant l'écoulement principal. Les vitesses du courant près des berges sont généralement réduites à moins 50% de leur valeur initiale.

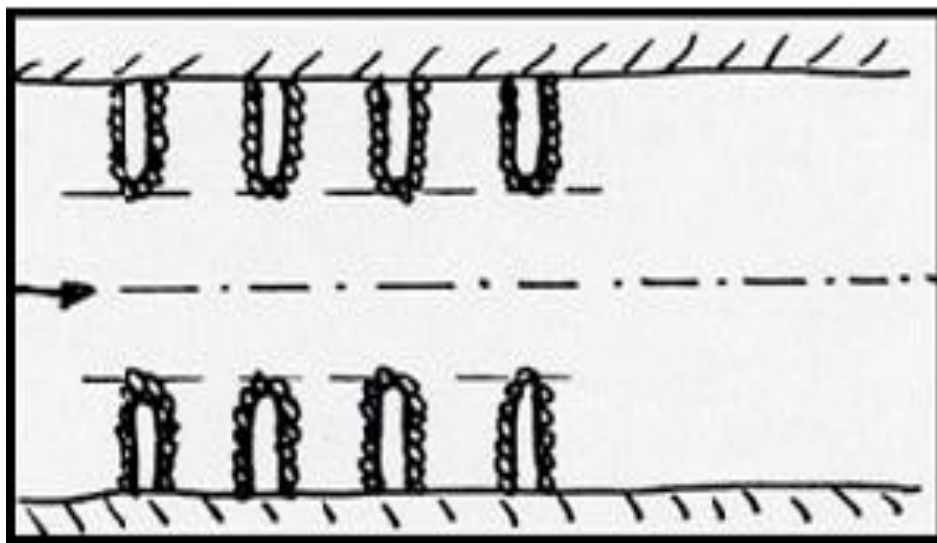


Figure 11 : Schéma des épis

III. Dimensionnement et conception des ouvrages d'aménagements

III.1. Dimensionnement des enrochements pour la protection des berges

La conception et le dimensionnement des enrochements nécessitent au préalable de rechercher la valeur de vitesse moyenne du courant à prendre en compte. Cela nécessite des données sur la hauteur d'eau, le débit et la section mouillée. Diverses méthodes existent pour en déduire les caractéristiques d'un enrochement stable son diamètre moyen équivalent D_{50} .

Formule d'ISBASH

La formule d'ISBASH est relative à la vitesse V maximale de l'écoulement.

$$D_{50} = \frac{b}{\lambda} * \frac{\lambda_e}{\lambda_s - \lambda_e} * \frac{U^2}{2g}$$

Avec : U : vitesse au voisinage du revêtement qui peut être largement supérieure à la vitesse moyenne (V) dans la section .Si cette vitesse n'est pas connue, il est possible, en première approximation, de prendre la vitesse indiquée dans le tableau. Le coude est assimilé à un arc d'anneau circulaire dont on considère l'angle au centre, le rayon de courbure de l'arc de ρ cercle extérieur et la largeur du fond (L).

Tronçon rectiligne	$U/V = 1$
Angle de 25° ou supérieure et $\rho / L > 6.7$	$U/V = 1.1$
Angle de 45° ou supérieure et $\rho / L < 4.7$	$U/V = 1.4$

λ_s : Poids volumique spécifique des grains, il est souvent de l'ordre 26 KN/m³ ou 27 KN/m³.

λ_e : Poids volumique de l'eau .il est égale 10 KN/m³

$b = 1.4$ pour les courants naturels à forte turbulence

$b = 0.7$ pour les courants naturels en régime uniforme

λ : Correction apportée par LAINE dans le cas de mise en œuvre sur un talus :

$$\lambda = \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\tan \alpha^2}{\tan \phi^2}}$$

α : Angle du talus avec l'horizontale

ϕ : Angle d'équilibre des blocs. Il est compris entre 37° et 45° . En général, il est proche de 40° .

III.2. Dimensionnement des gabions pour la protection des berges

Dans un matelas Reno ou un gabion, la présence du grillage qui tend à s'opposer au début des déplacements, augmente la vitesse de 20 à 50%. Pour éviter les déformations excessives, il faut faire en sorte à ne pas dépasser la vitesse admissible pour le matelas ou le gabion pour cela on suivra le tableau suivant [Dégoutte, 2006].

Tableau 9 : Détermination rapide de la granulométrie des matériaux de remplissage et de l'épaisseur de revêtement en fonction de la vitesse d'écoulement

Type	Epaisseur (m)	Diamètre de pierres de remplissage d_{50} (mm)	Vitesse limite (m/s)	Vitesse admissible (m/s)
Matelas Reno	0.15-0.17	85	3.5	4.2
		110	4.2	4.5
	0.23-0.25	85	3.6	5.5
		110	4.5	6.1
	0.3	110	4.2	5.5
		125	5.0	6.4
Gabion	0.5	150	5.8	7.6
		190	6.4	8.0

III.3. Dimensionnement des canaux de calibrage

Tous les canaux doivent être soigneusement conçus de façon à avoir la capacité de débit de projet. Or, la conception d'un canal repose sur l'application de formules mettant en rapport sa capacité de débit, son profil, sa pente et la rugosité de ses parois. La relation de Manning est la formule la plus couramment employée:

$$Q = K_s * S * R^{2/3} * I^{1/2}$$

Avec :

K_s : coefficient de Strickler égal à $1/n$ où n est coefficient de rugosité des parois du canal (m^{1/3}/s);

Q : Débit de projet ;

S : section de l'écoulement ;

R : Rayon hydraulique ($R=S/P$, où P est le périmètre mouillé);

I : pente du radier (en écoulement uniforme).

Etude d'aménagement de l'Oued Biskra

Les valeurs de Ks sont données par le tableau 3 suivant pour les canaux artificiels et naturel.

Tableau 10 : Coefficient de Strickler pour divers types de canaux

Nature des parois	Valeur de K en m ^{1/3} /s
Béton lisse	75-90
Canal en terre, non enherbé	60
Canal en terre, enherbé	50
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	30
Rivière a berges étroites très végétalisées	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15
Lit majeur en urbanisé	10-15
Lit majeur en foret	<10

Choix de la pente des parois latérales d'un canal trapézoïdal

Etant donné que la section choisie pour notre cours d'eau est trapézoïdal, il est indispensable de déterminer les pentes des parois. La valeur qu'il convient de choisir pour la pente des parois latérales d'un canal de terre de section trapézoïdale dépend du type de sol dans lequel les parois sont creusées. La pente des parois peut être d'autant plus importante que le matériau du sol est plus stable. S'il s'agit d'un canal à revêtement d'étanchéité, la pente des parois est également fonction du type de revêtement employé.

Tableau 11 : Pente des parois latérales de canaux trapézoïdaux creusés dans divers types de sols

Type de sol ou revêtement	Pente des parois latérale inférieure ou égale a	
Sable, argile humide	3 : 1	18°20'
Terre meuble, limon, sable limoneux, limon sable	2 : 1	26°30'
Terre ordinaire, argile molle, limon, limon graveleux, limon argileux, gravier	1.5 : 1	33°40'
Terre ou argile raide	1 : 1	45°00'
Sol alluvial, gravier ferme, terre compactée dure	0.5 : 1	63°00'
Revêtement de pierre, béton coulé sur place, bloc en béton	1 : 1	45°00'
Film plastique enterré	2.5 : 1	22°30'

Choix de la pente du fond d'un canal

La pente longitudinale du fond des canaux de terre dépend de caractéristiques topographiques suivantes :

- ✓ en terrains très plats, la pente du fond peut être réduite à zéro (canal horizontal) ou tout au plus maintenue à une valeur minimale de 0.05 % ;
- ✓ en terrains plus accidentés, la pente du fond devrait être limitée à une valeur comprise entre 0.1 et 0.2 %, afin d'éviter un écoulement trop rapide de l'eau dans les canaux et l'érosion de leurs parois.

Si nécessaire, le niveau du fond du canal peut être diminué par la construction de seuils dans le canal. Dans le cas de canaux à revêtement d'étanchéité de briques ou de béton par exemple, la pente du fond peut être plus forte, compte tenu du risque d'érosion moins important.

IV. Etude des variantes

Tout d'abord :

On détermine la pente de projet à donner sur la base d'une réflexion technico- économique :

- ✓ La pente de projet, $I = H_d/L$

H_d : la dénivellation entre le point extrême amont et le point extrême aval

L : la longueur du cours d'eau à considérer

Le choix de la pente de projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique, car elle a une influence directe sur la vitesse et le régime d'écoulement, c'est-à-dire qu'il faut choisir la pente d'une façon à avoir des vitesses inférieures aux vitesses admissibles (limites d'érosion).

Dans notre cas nous avons projeté un seuil déversant pour assurer des pentes admissibles à l'écoulement fluvial et aussi qui sont proches du terrain naturel pour minimiser les travaux de terrassement, Les caractéristiques de seuil sont : hauteur 2 (m) entre le tronçon AB et le tronçon BC.

- ✓ La largeur de projet, B

Tableau 12 : La pente et largeur de projet pour les 3 tronçons

Tronçons	B (m)	L (m)	I (m/m)
AB	250	2077	0.008
BC	250	3200	0.01
CD	250	6187	0.01

L'écoulement dans le cours d'eau est non permanent de fait de la variation des paramètres hydrauliques. L'écoulement est régi par l'équation de **CHEZY** :

$$Q = C * S * \sqrt{R_h * I}$$

Avec : S : section de l'écoulement.

R : Rayon hydraulique.

I : pente du radier (en écoulement uniforme).

C : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s).

$$C = \frac{1}{n} * R_h^{1/6} \quad (\text{Formule de Manning})$$

Avec : n : coefficient varie suivant la nature des parois du canal.

Calcul de la profondeur normal

Pour le calcul de profondeur normale en utilisant l'équation de MANNING-STRIKLER qui est :

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * I^{1/2}$$

$$Q = V * S = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * I^{1/2}$$

Tel que : V : vitesse d'écoulement (m/s)

S : section mouille (m²)

Q : débit du projet,

n (béton) = 0.014 (m0.5/s), n (au fond du canal) = 0.0225(m0.5/s)

Calcul de la profondeur critique

Le calcul de hcr se fait aussi par trois méthodes : Parmi cette méthode on a, la méthode graphique, et la méthode d'AGROSKINE.

✓ Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h. Et puisque la valeur de hcr est la valeur qui corresponde une énergie spécifique et minimale. Donc on construit le graphe de :

$$H_s = F(h) \quad \text{sachant que :} \quad H_s = E_p + E_c$$

E_p : Energie potentielle et est égale à ; (**E_p =h**).

E_c : Energie cinétique et égale à ; (**E_c =V²/2g**).

✓ Méthode analytique d'AGROSKINE :

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha * Q^2 * B_{cr}}{g * S_{cr}} = 1$$

Avec : B : largeur du plan d'eau en surface.

g : l'accélération gravitaire prise égale 9.81.

Remarque 01 :

Pour notre étude, on va utiliser le logiciel « CANAL21 » dont le principe de calcul est basé sur la première méthode (La méthode par approximation successive).

Remarque 02 :

Pour la détermination des pentes projet on est basé sur le levé topographique de la ville de Biskra, qui nous a permis de tracer les profils en long de chaque tronçon.

IV.1. Variante 1

Dans la première variante, il s'agit de l'endiguement de l'oued à l'aide d'une digue constituée d'un remblai soigneusement compacté derrière un mur de soutènement en béton armé dosé à 350 Kg/m³ faisant parement amont pour le tronçon CD, et en terre pour les tronçons BC et AB.

Tronçon AB :

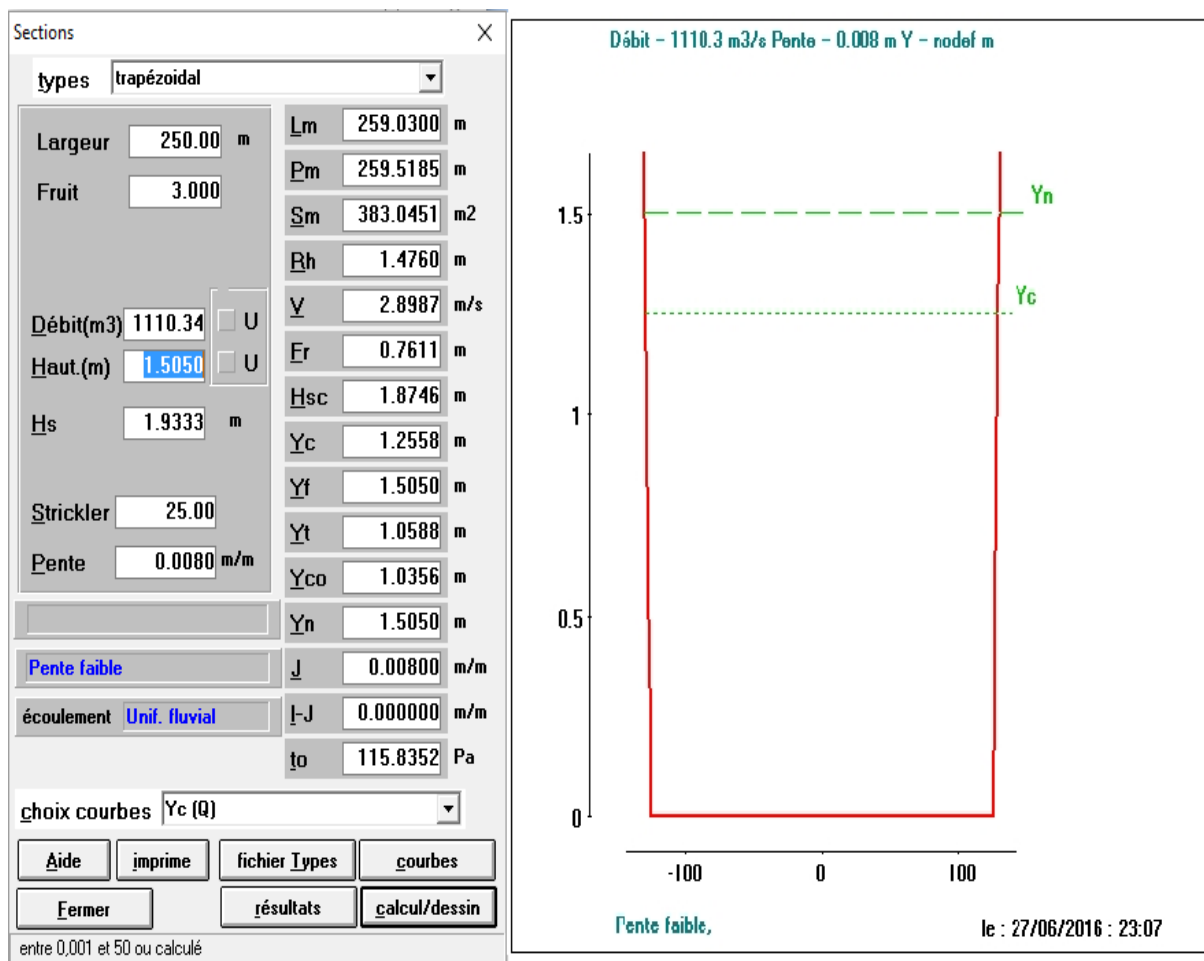


Figure 12 : la profondeur normale et critique pour le tronçon AB

Tronçon BC :

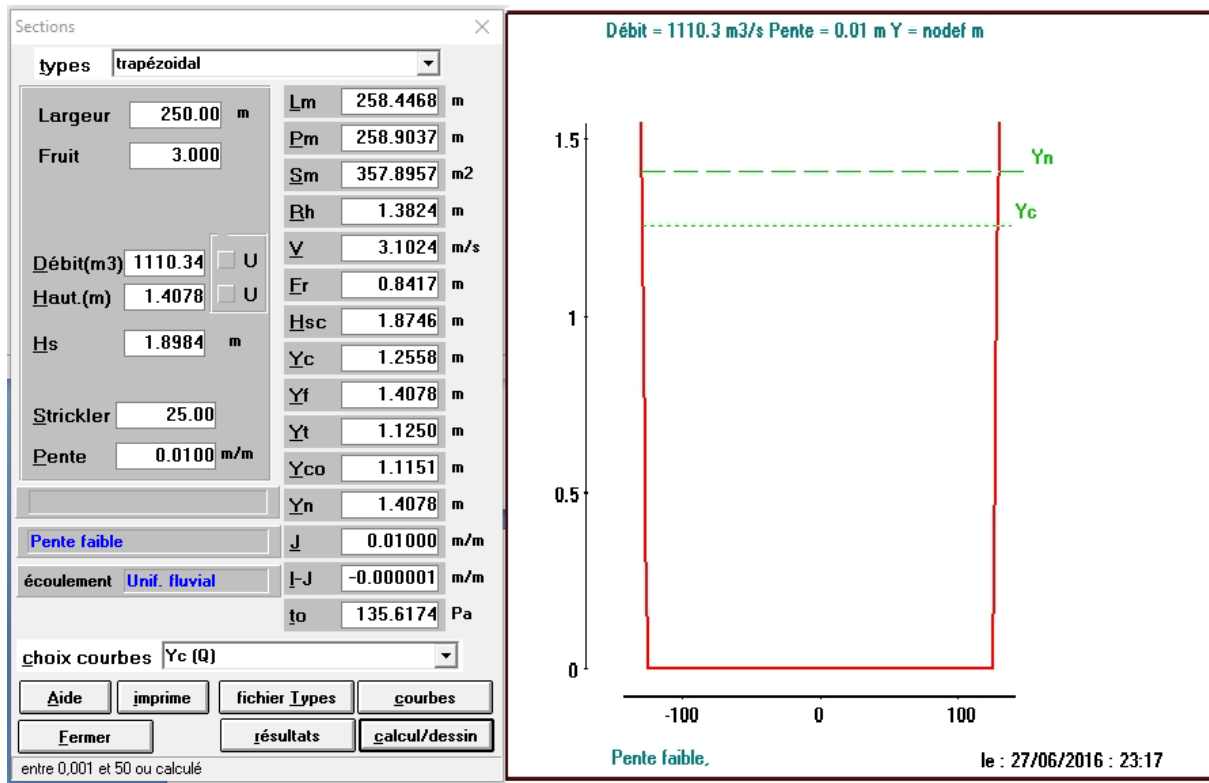


Figure 13 : la profondeur normale et critique pour le tronçon BC

Tronçon CD :

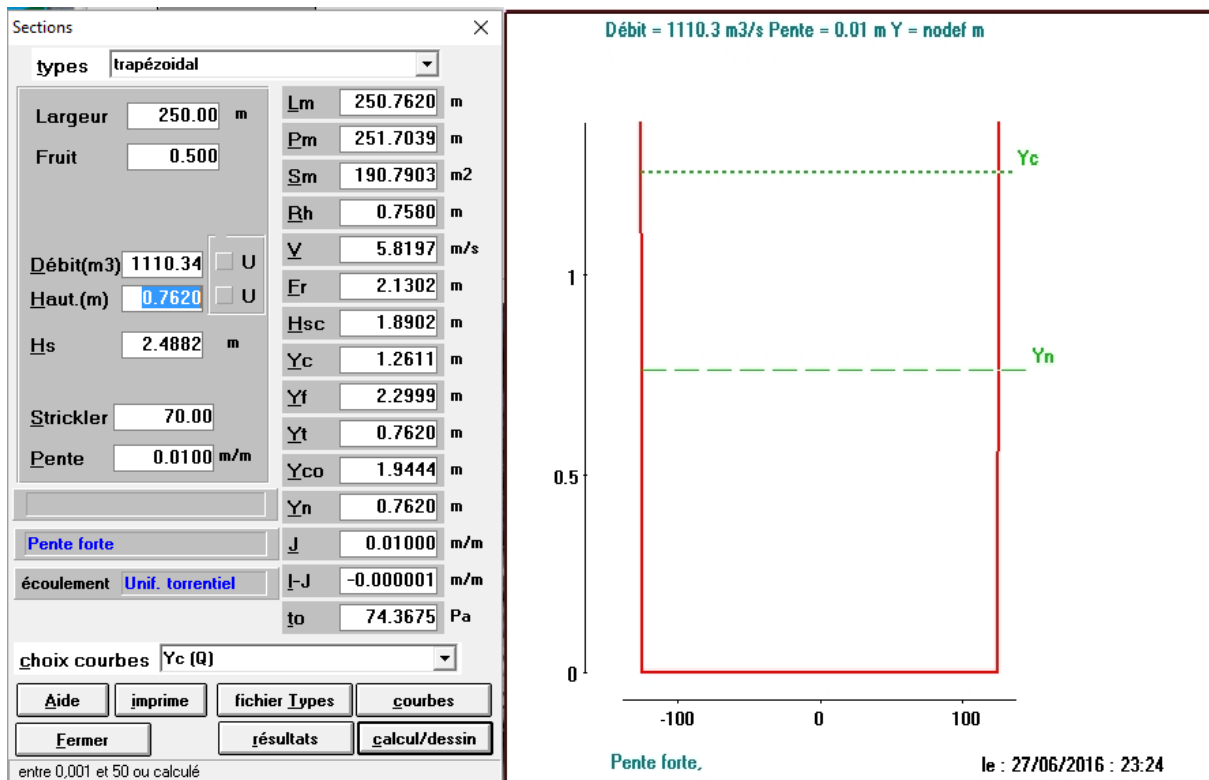


Figure 14 : la profondeur normale et critique pour le tronçon CD

Simulation hydraulique de l'oued de Biskra a l'état aménagé

La figure suivante représente un profil pour une section en travers pour la simulation hydraulique de la crue centennale à l'état aménagé :

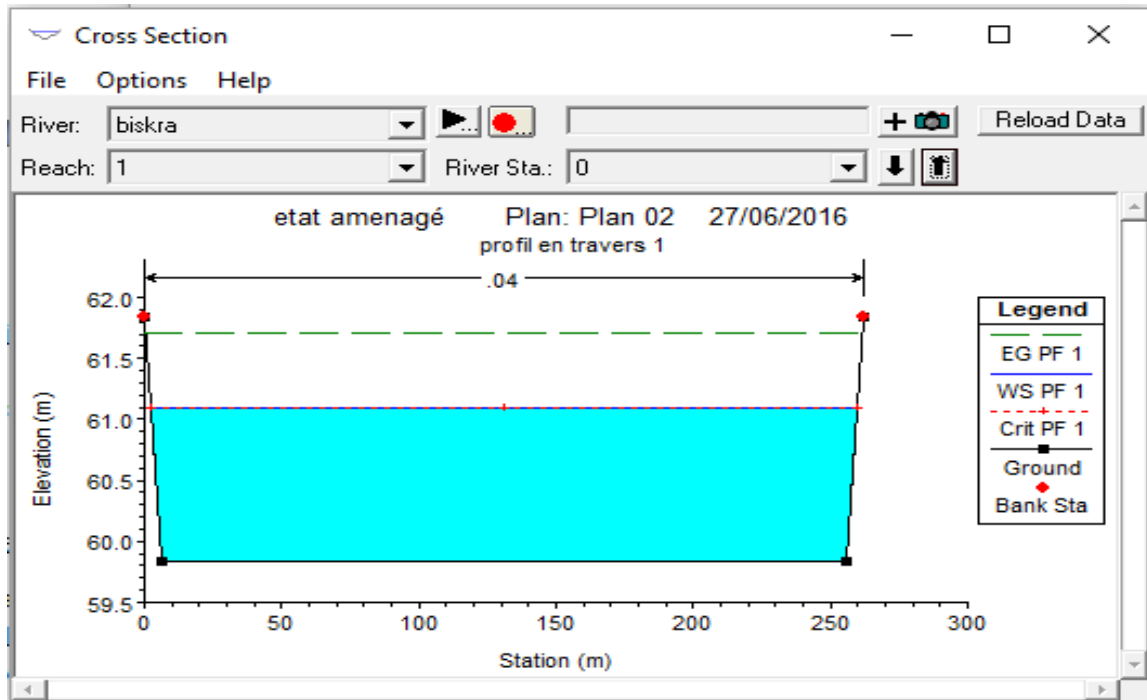


Figure 15 : Le profil pour une section en travers après la simulation

Le profil en long de l'Oued pour la simulation hydraulique de la crue centennale à l'état aménagé est représenté dans la figure suivante :

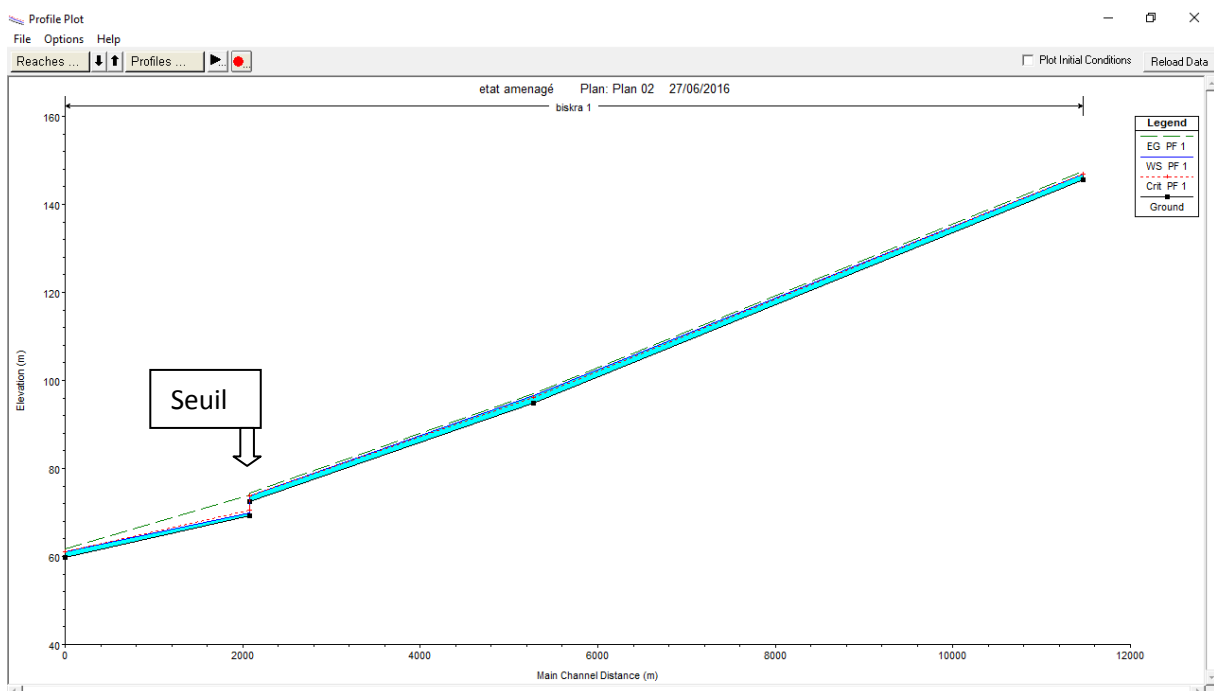


Figure 16 : Profil en long après la simulation à l'état aménagé pour le débit de pointe

IV.2. Variante 2

Dans la second variante, Il s'agit de l'endiguement de l'oued à l'aide d'une digue constitue d'un remblai soigneusement compacté derrière un mur de soutènement en gabion, faisant le parement amont pour le tronçon CD, et en terre pour les tronçons BC et AB.

Tronçon AB :

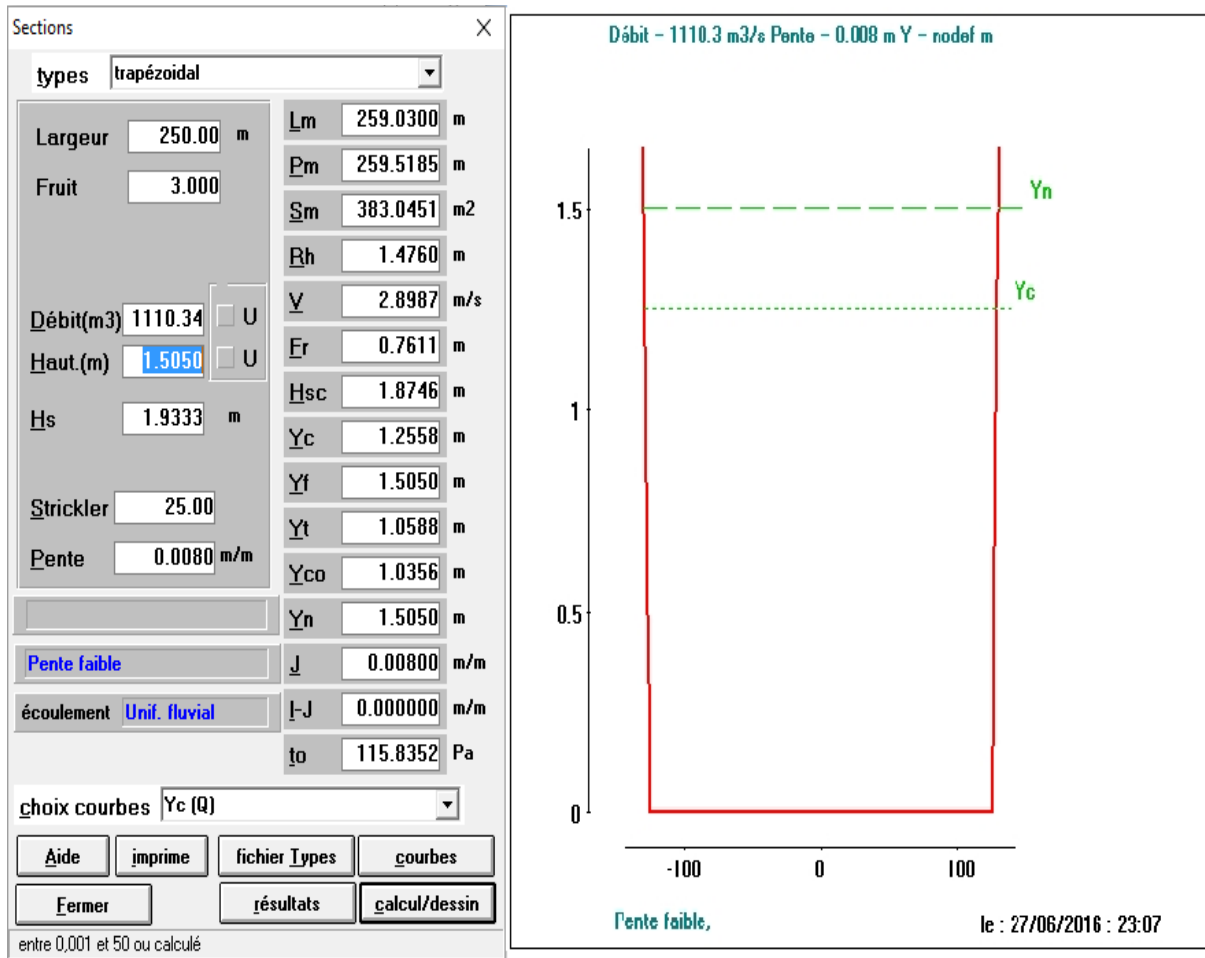


Figure 17 : la profondeur normale et critique pour le tronçon AB

Tronçon BC :

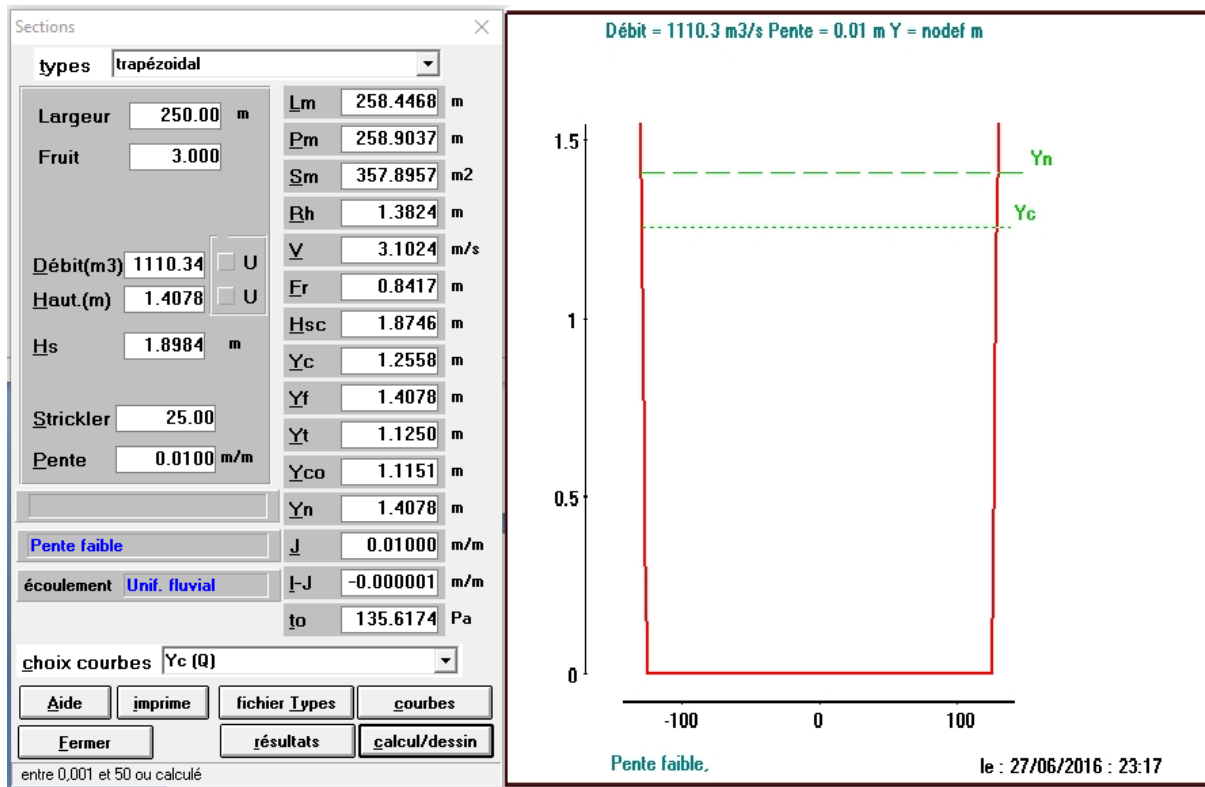


Figure 18 : la profondeur normale et critique pour le tronçon BC

Tronçon CD :

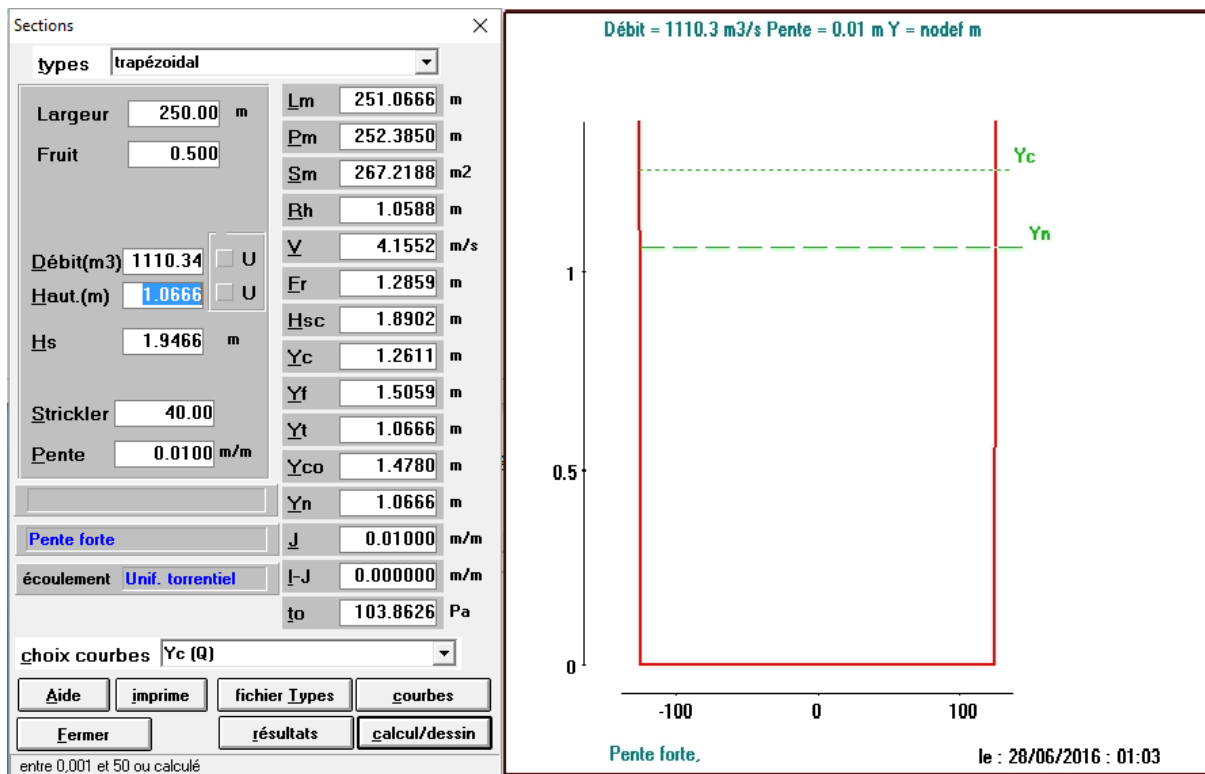


Figure 19 : la profondeur normale et critique pour le tronçon CD

Simulation hydraulique de l'oued de Biskra a l'état aménagé

La figure suivante représente un profil pour une section en travers pour la simulation hydraulique de la crue centennale à l'état aménagé :

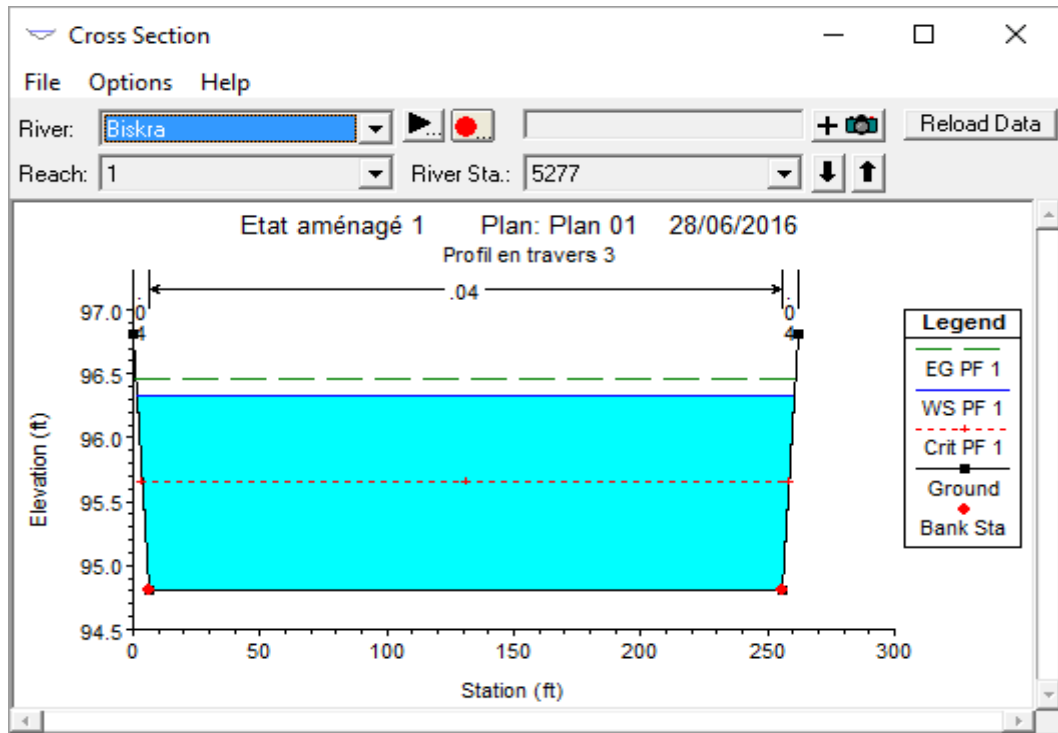


Figure 20 : Le profil pour une section en travers après la simulation

Le profil en long de l'Oued pour la simulation hydraulique de la crue centennale à l'état aménagé est représenté dans la figure suivante :

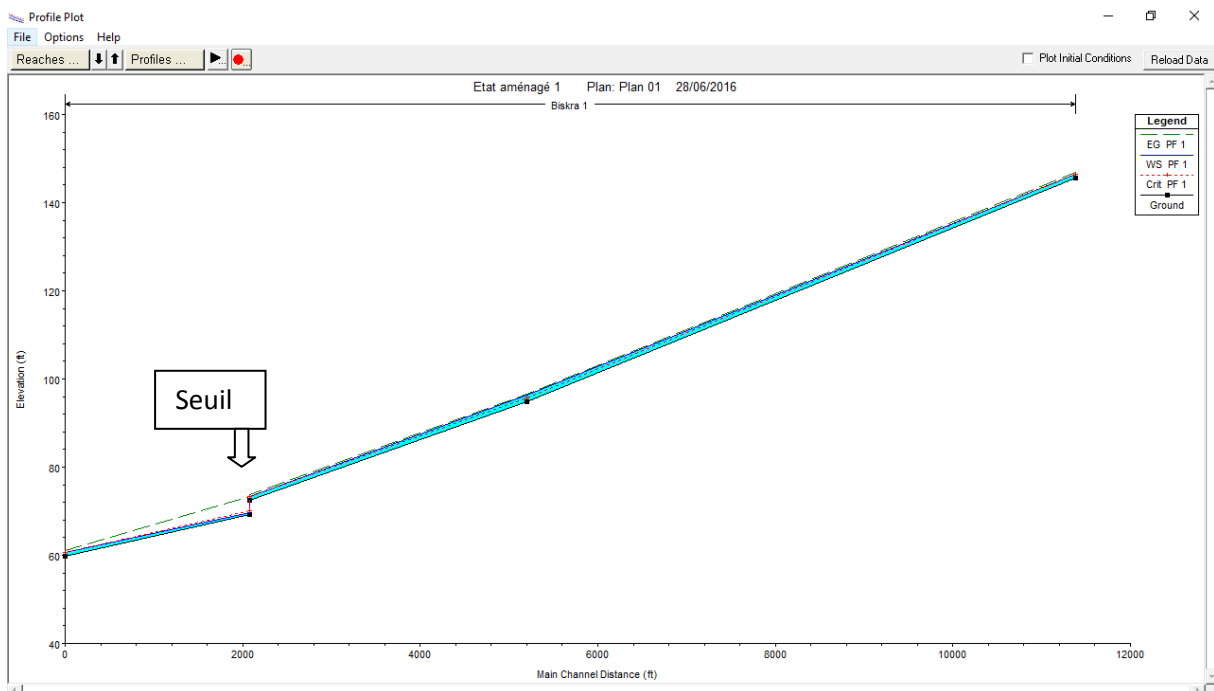


Figure 21 : Profil en long après la simulation à l'état aménagé pour le débit de pointe

Pour choisir une telle variante il faut une étude technico-économique bien détaillée.

Il est difficile de faire une étude technico-économique des deux variantes ; quelque soit les conditions dans la région la variante une (un mur de soutènement en béton) est généralement plus chère que la deuxième (un mur de soutènement en gabion).

V. Etude de Stabilité

V.1. Définition d'un Mur de soutènement

Il existe une différence de niveaux entre deux points a et b d'un terrain, la ligne de raccordement ab n'est généralement pas verticale ; cette ligne ab fait, avec l'horizontale, un angle ϕ appelé angle du talus naturel des terres.

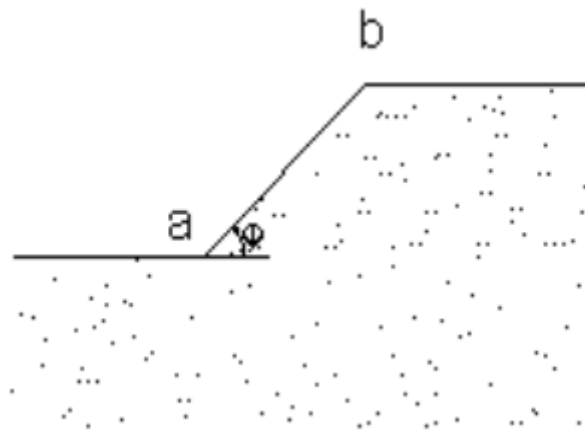


Figure 22 : Mur de soutènement

Cet ouvrage porte le nom de mur de soutènement, il peut être en maçonnerie ou en béton (armé ou non).

V.2. Constitution des Mur de soutènement

Un mur de soutènement en béton armé se compose habituellement des éléments suivant :

- ✓ Un rideau Ri qui reçoit la poussée des terres et qui est terminé à la partie supérieure par une nervure de raidissement n. Ce rideau prend appui sur les contreforts C et il est généralement muni de barbacanes Ba, à raison d'une barbacane tous les 2 ou 3 m, afin d'éviter l'accumulation des eaux à l'arrière du mur, l'accumulation qui aurait pour effet de donner des poussées supplémentaires.
- ✓ Une semelle S qui sert de fondation à l'ouvrage et qui débord en avant du rideau, jusqu'au point A, de manière à assurer une meilleure répartition des pressions sur le sol. Du côté des terres, la semelle est généralement terminée par une nervure B, appelée bêche, qui, par l'ancrage qu'elle réalise dans le sol, s'oppose au glissement de

l'ouvrage, glissement provoqué par la composant horizontale Q de la poussée des terres.

- ✓ Des contreforts C , régulièrement espacés, qui sont destinés à solidariser le rideau et la semelle et à maintenir ainsi les positions relatives de ces éléments.

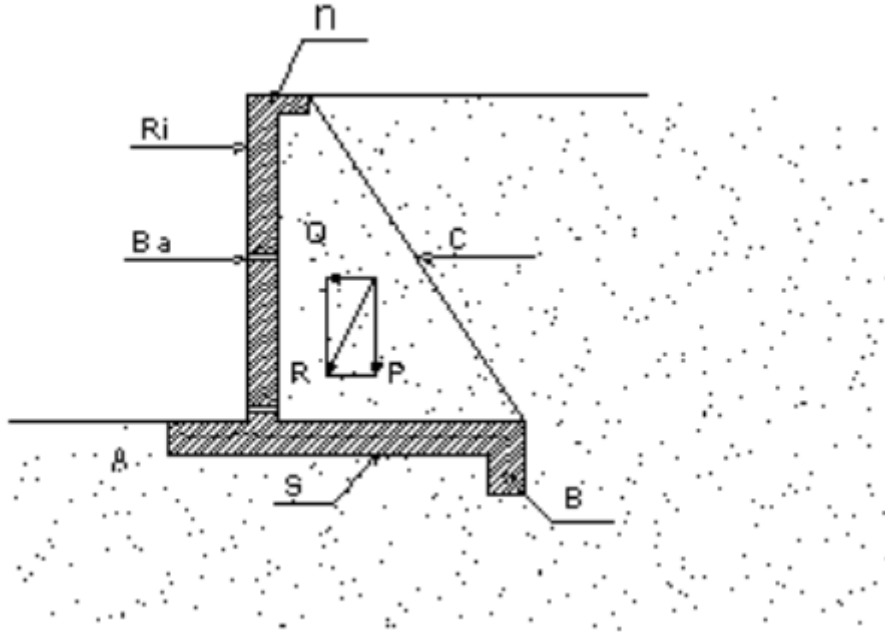
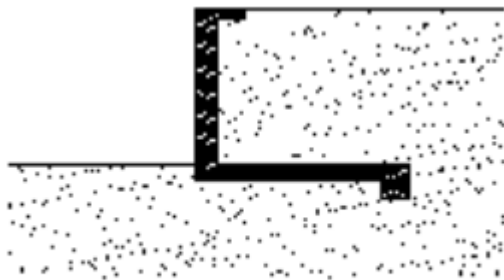


Figure 23 : Un mur de soutènement en béton armé

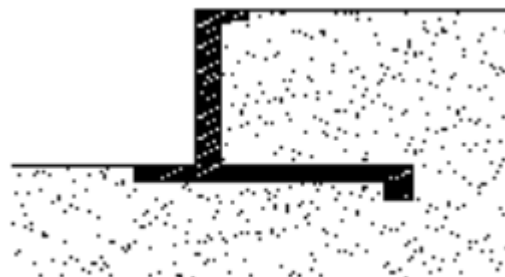
V.2.1. Divers types de mur de soutènement

Les dispositions générales que nous avons examinées ci-dessus peuvent varier suivant la hauteur du mur. On adopte habituellement les dispositions suivantes :

- ❖ Mur de hauteur inférieure à 3 ou 4 m. on peut réaliser soit un mur composé uniquement d'un rideau et d'une semelle intérieure, c'est à dire sans semelle extérieure ni contreforts (A), soit un mur comprenant un rideau, une semelle extérieure et une semelle intérieure (B).



A



B

Ce dernier mode de construction présente, par rapport au précédent, les avantages suivantes :

- ✓ Les terrassements à exécuter (déblais et remblais) sont moins importants puisque la largeur de la semelle intérieure est plus faible.
- ✓ Les efforts sur le terrain sont moins grands et ils sont mieux répartis.
- ❖ Mur de hauteur supérieure à 3 ou 4 m .On utilise les dispositions représentées sur la Figure 12, c'est -à-dire le mur avec contreforts. Si la distance entre les contreforts est de l'ordre de 2 à 3 m, le rideau sera constitué par une dalle d'épaisseur croissante depuis le sommet jusqu'à la base ; l'épaisseur minimale de la dalle ne sera pas inférieure à 8 ou 10 cm et les dimensions de la nervure de raidissement, en dehors du voile, seront de l'ordre de 15*15 cm.

On peut avoir intérêt, surtout si les contreforts sont espacés, à prévoir des poutres intermédiaires horizontales (A et B) et à faire porter le rideau sur ces poutres. Si les poutres sont régulièrement espacées (A) le rideau aura une épaisseur et des armatures différentes dans chacun des éléments compris entre deux poutres successives ; si l'on désire que l'épaisseur du rideau et les armatures restent les mêmes du sommet à la base, on réduira l'écartement des poutres à mesure que l'on se rapprochera de la partie inférieure du mur (B).

- ❖ Mur à semelle intermédiaires. Pour des murs de grande hauteur, on prévoit parfois une semelle intermédiaire (C). Cette disposition permet de réduire au minimum les terrassements, mais par contre complique la construction.

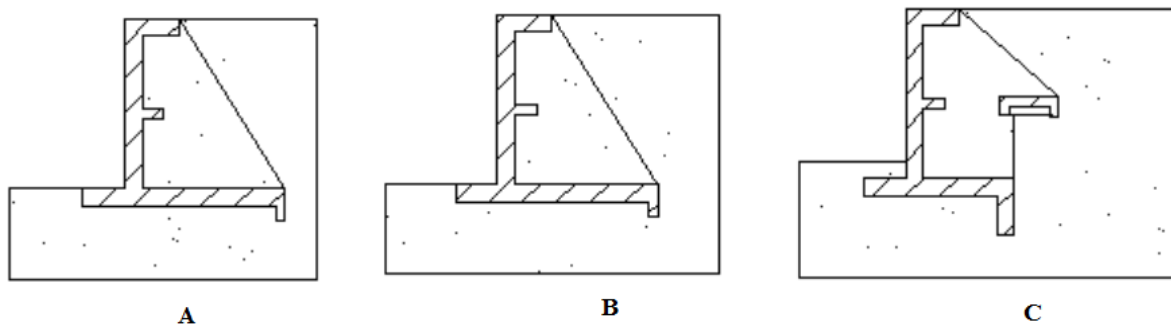


Figure 24

V.2.2. Calcule de stabilité du mur en béton

On fait le calcul pour une tranche comprise entre deux plans verticaux perpendiculaires au mur et distants de 1 m.

On commence par la détermination des forces agissantes sur le mur (Figure 18) :

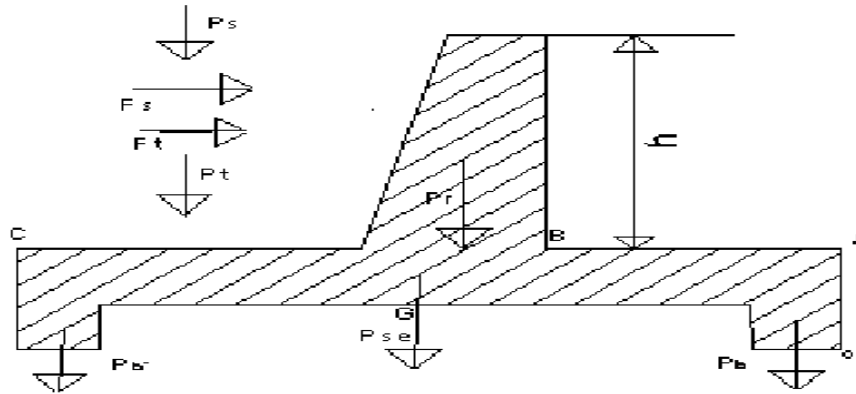


Figure 25

Les forces verticales

- le poids du rideau (P_r).
- le poids de la semelle (P_{se}).
- le poids du remblai supporté par la semelle (P_t).
- le poids des surcharges sur le remblai (P_s).
- le poids de la bêche (P_b).

Tel que le poids volumique de béton : $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$

Les forces horizontales

- La pousse de terre

$$F_t = A * \gamma_t * \frac{h^2}{2}$$

Avec :

A : coefficient numérique en fonction de l'angle ϕ du talus naturel des terres de l'inclinaison du mur et de l'inclinaison du remblai au-dessus du plan horizontale passant par le sommet du mur ; tel que :

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

γ_t : poids spécifique des terres.

h : hauteur de mur.

- La poussé de la surcharge

$$F_s = A * S * h$$

Avec : S = la surcharge.

V.2.2.1. Stabilité au renversement

Pour que le mur est stable au renversement il faudra vérifier que :

$$M_s/M_r > 2$$

Avec :

M_s : le moment stabilisateur ; c'est le moment par rapport à O de tout les forces verticales.

M_r : le moment renversant ; c'est le moment de tout les forces horizontales par rapport au O.

V.2.2.2. Stabilité au poinçonnement

Le poinçonnement en mécanique des sols désigné le fait que la contrainte exercer sur le sol dépasse la contrainte que peut supporté le sol appelé σ_{adm} (contrainte admissible du sol). Sous l'effet de tout les forces qui s'exercent sur le mur de soutènement il va se créer à sa bas des contrainte σ_1 et σ_2 . Pour que le mur soit stable il faut que :

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 > 0 \text{ et que } \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 > \sigma_{adm}$$

Tel que :

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum F_v}{100*B} \pm \frac{6*M_G}{100*B^2}$$

Avec : $\sum F_v$: somme des forces verticales (kg).

B : largeur totale de la semelle (cm)

MG : moment de toutes les forces par rapport à G.

G : centre de gravité de la semelle.

V.2.2.3. Stabilité au glissement

Pour que le mur est stable au glissement il faut que :

$$\frac{F_H}{F_V} < f$$

Avec : F_H : somme de toutes les forces horizontales.

F_V : somme de toutes les forces verticales.

f : Coefficient de frottement béton sur terre ; $0,3 \leq f \leq 0,6$

Résultat du calcul de la stabilité du mur de soutènement en béton

Tableau 13 : Les forces et les moments de la variante 1

Les forces	Valeur en (Kg)	Distance / O en (m)	Distance / G en (m)	M/O	M/G
Pr	1250	0.81	0.165	1.012	0.206
Pse	1462.5	0.975	0	1.426	0
Pb	100	0.1	0.875	0.010	0.087
Pb'	100	1.85	0.875	0.185	0.087
Pt	3410	1.425	0.45	4.859	1.534
Ps	1050	1.425	0.45	1.496	0.472
Ft	530	0.83	0.77	0.440	0.408
Fs	342	1.25	1.15	0.427	0.393

Tableau 14 : Les résultats de stabilité de la variante 1

Stabilité	Formule	Valeur		Décision
Au renversement	Ms/Mr	10.40		Stable
Au poinçonnement	$\sigma_{1,2} = \frac{\sum F_v}{100 * B} \pm \frac{6 * M_G}{100 * B^2}$	0.2949	0.2948	Stable
Au glissement	$\frac{F_H}{F_V}$	0.1		Stable

V.2.3. Calcul de stabilité du mur en gabion

On concédera le mur en gabion comme un mur en béton (Figure 20).

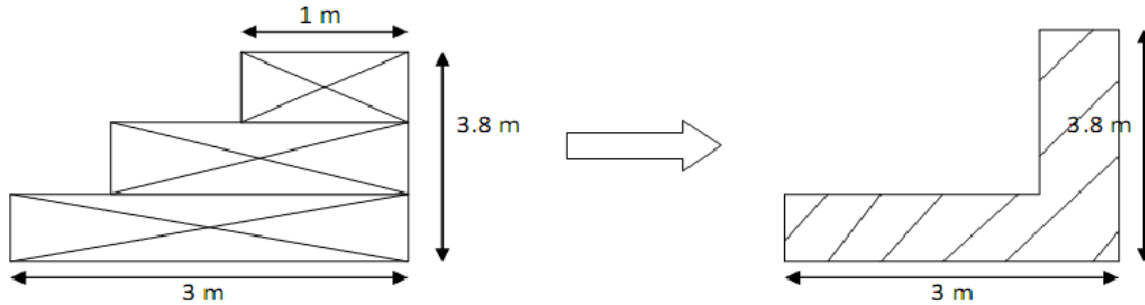


Figure 26

Résultat du calcul de la stabilité du mur de soutènement en gabion

Tableau 15 : Les forces et les moments de la variante 2

Les forces	Valeur en (Kg)	Distance / O en (m)	Distance / G en (m)	M/O	M/G
Pr	3100	0.81	0.165	2.511	0.511
Pse	2325	0.975	0	2.266	0
Pt	6200	1.425	0.45	8.835	2.790
Ps	2000	1.425	0.45	2.850	0.900
Ft	430	0.83	0.77	0.440	0.408
Fs	310	1.25	1.15	0.427	0.393

Tableau 16 : Les résultats de stabilité de la variante 2

Stabilité	Formule	Valeur		Décision
Au renversement	Ms/Mr	19.05		Stable
Au poinçonnement	$\sigma_{1,2} = \frac{\sum F_v}{100 * B} \pm \frac{6 * M_G}{100 * B^2}$	0.545	0.544	Stable
Au glissement	$\frac{F_H}{F_V}$	0.1		Stable

Conclusion Générale

Le présent document traite la partie concernant l'aménagement de l'Oued Biskra afin d'assurer la protection de la région contre les inondations.

Dans le but de protéger la zone d'étude contre tout risque d'inondation nous avons choisit une variante qui consiste à construire un mur de soutènement, dont l'objectif d'évacuer les eaux venantes de la partie amont (bassin versant d'Oued Biskra). Cette solution, présente un avantage parce que la zone est urbanisée et en plus elle écarte carrément les risques de crues sur la ville.

Les 2 variantes sont les deux techniquement valables, par contre économiquement nous favorisons la variante 2 (gabionnage).

Références bibliographiques

Amel Rahai., (2007). «Délimitation Des Zones Inondable». Mémoire de magister de l'Ecole Nationale Polytechnique, Alger. 104 pages

Alili Djamel & Younsi Salah(1988). «Etude de rectification et de recalibrage de l'Oued Djemaa». » Mémoire de fin d'étude de l'Ecole Nationale Polytechnique, Alger. 60 pages

ZERFAOUI Ahmed. « Etude de protection contre les inondations ». Mémoire de fin d'étude de l'Ecole Nationale Supérieur de l'Hydraulique, Blida. (2008). 109 page

Degoutte, G., (2006). «Diagnostic, "aménagement et gestion des rivières- hydraulique et morphologie fluviales appliquées"». Tec & doc -Lavoisier, 394 pages.

Verniers, G., (1995). "Aménagement écologique des berges des cours d'eau : technique de stabilisation ".Presses Universitaires de Namur, Belgique, 77 pages.