

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté des Sciences de la Terre  
Département de Géologie

## Thèse de Doctorat d'Etat

Option

**Hydrologie**

Vulnérabilité aux inondations en milieu urbain. Cas de  
la ville de Annaba (Nord-Est Algérien).

Soutenue par :

**Laroussi BELOULOU**

Devant le jury composé de :

Président : Kaddour BOUKHEMIS

Directrice : Anissa BOUKHEMIS

Co-Directeur : Gérard MOGUEDET

Examineurs : Hocine AMARCHI

Salah CHAAB

Rachid MANSOURI

Pr. Université Badji Mokhtar-Annaba

Pr. Université Badji Mokhtar-Annaba

Pr. Université d'Angers (France)

MC. Université Badji Mokhtar-Annaba

MC. Université Badji Mokhtar-Annaba

MC. Université de Guelma

**Décembre 2008**

## Résumé

Le risque d'inondation est, de très loin, le risque naturel le plus présent sur la ville de Annaba. Pendant longtemps, ce risque a été considéré par les autorités locales sous l'angle du phénomène dangereux (l'aléa), sans autant s'intéresser à la vulnérabilité des éléments exposés (enjeux). Malgré la multiplicité des études qui débouchent, le plus souvent, sur des solutions ponctuelles à caractère structurel, peu d'entre elles adoptent une démarche globale pour garantir un minimum de sécurité.

Dans le cadre de ce travail, nous avons examiné la question des inondations en termes de facteurs naturels, liés aux spécificités climatiques et géomorphologiques de la zone d'étude (pluies torrentielles, pentes fortes génératrices de fortes vitesses d'écoulement, sols imperméables non protégés sur les versants...) et d'impacts anthropiques liés à l'urbanisation et l'aménagement de l'espace (réduction de la perméabilité des sols au niveau des plaines d'accumulation des eaux, constructions sur les versants et à proximité des lits mineurs des cours d'eau). L'objectif recherché est de proposer des solutions permettant de répondre, à la fois, à l'exigence de protection et de prévention et à la préservation des enjeux dans la plaine d'inondation.

Le croisement des résultats des calculs hydrologiques (pluies et crues de projet) et hydrauliques (capacité d'écoulement du lit des oueds et des ouvrages hydrauliques actuels) a mis en lumière que toutes les solutions de confortements de berges, par endroits nécessaires, n'assurent que des protections ponctuelles et ne semblent pas abrégé le calvaire de la population face à des inondations de faible à moyenne intensités (intervalle de récurrence inférieur à 20 ans).

La synthèse de l'ensemble des données et des informations recueillies sur la zone d'étude favorise le recours aux solutions, à la fois, structurelles (corrections des lits d'oueds, construction de bassins de rétention et d'un barrage collinaires d'écrêtement de crues, correction torrentielle) et surtout non structurelles (proposition d'élaboration d'un PPRI pour la ville de Annaba) dans le cadre du développement durable de la Wilaya.

L'ensemble des données peut être intégré dans un Système d'Information Géographique (SIG), qui constitue un outil de représentation, de mise en relation et d'aide à la décision à destination des chercheurs et des autorités en charge de la prévention des risques par l'aménagement urbain et la gestion d'une crise.

**Mots clés :** Annaba, risque d'inondation, pluies torrentielles, crue de projet, capacité d'écoulement, urbanisation, bassin de rétention, barrage écrêteur de crue, corrections, PPRI.

## ملخص

يعتبر خطر الفيضان من أكثر الأخطار الطبيعية تكرارا في مدينة عنابة. هذا الأخير، و من زمن بعيد، كان دوما محل إهتمام السلطات المحلية خاصة من زاوية خطورة الظاهرة مع عدم الأخذ بعين الإعتبار حساسية العناصر المعرضة لهذا الخطر. رغم تضاعف عدد الدراسات التي غالبا ما تؤول إلى تطبيق حلول مؤقتة ذات طابع هيكلية، لا توجد دراسات تتبنى حلا شاملا يضمن أدنى حد من الأمان من هذا الخطر.

في إطار هذه الدراسة، تناولنا مسألة الفيضانات من ناحية العوامل الطبيعية التي لها علاقة بالخصوصيات المناخية و الجيومورفولوجية لمجال الدراسة (أمطار قوية، منحدرات كبيرة المولدة لسرعات سيلان قوية، تربة غير نفوذة و غير محمية على واجهات الأحواض) و آثار العوامل البشرية ذات الصلة بال عمران و تهيئة المجال ( تخفيض نفوذية التربة على مستوى مناطق تراكم المياه، البناءات على المستويات المنحدرة للأحواض و بالقرب من أسرة الأودية ). الهدف المنشود من الدراسة هو إقتراح حلول تجيب و في أن واحد على متطلبات الحماية و الوقاية و المحافظة على المكاسب الموجودة داخل المناطق المعرضة للفيضانات.

إن مقارنة نتائج الحسابات الهيدرولوجية (أمطار و منسوب مياه المعايير) و الهيدروليكية (قدرة أسرة الأودية و قدرة المنشآت المائية على الجريان بينت بأن جميع الحلول الترقيعية لضفاف الأودية و إن كانت في بعض الأحيان ضرورية لاتضمن إلا بعض الأماكن المعينة و لا تبدو قادرة على تخفيض مخاطر الفيضانات ذات الشدة الضعيفة و المتوسطة (فترة التكرار أقل من 20 سنة).

إن خلاصة المعطيات و البيانات المحصل عليها من منطقة الدراسة تشجع اللجوء إلى الحلول الهيكلية (تعديل أسرة الأودية، بناء أحواض حجز المياه و سد لتقليص شدة الفيضانات) و إلى الحلول اللاهيكليّة خاصة (إقتراح إقامة مخطط وقاية من خطر الفيضانات لمدينة عنابة) في إطار التنمية المستدامة لولاية عنابة.

يمكن إدماج جملة المعطيات في نظام المعلومات الجغرافية (SIG) الذي يمثل وسيلة عرض و همزة وصل و مساعدة على إتخاذ القرار في صالح الباحثين و السلطات المكلفة بالوقاية من الأخطار بالتهيئة الحضريّة و تسيير حالات الأزمة.

الكلمات المحورية : عنابة، خطر الفيضان، أمطار شديدة، منسوب المعايير، قدرة الجريان، البناء الحضري، حوض حجز المياه، سد تقليص شدة الفيضانات، تعديلات، مخطط الوقاية من خطر الفيضانات.

## Abstract

The flood risk is, by far, the most common natural risk on the City of Annaba. For a long-time, this risk was considered, but without any interest to the vulnerability of exposed elements, by local authorities as dangerous. In spite of the number of conducted studies on the subject and that resulted in some local physical solutions, none of these studies adopted global measures to guarantee a minimum of safety.

In this work, we examined the question of floods in terms of natural factors related to climatic and geomorphologic specificities of the area of study (torrential rainfalls, steep slopes that generates high flow velocities, impervious and unprotected soils on hillslopes...) and human impacts related to urbanization and space management (reduction of soil permeability in flood plains, constructions on hillslopes and close to river channels...).

The main purpose of this study is to propose solutions that make it possible to respond to protection and prevention requirements as well as to current properties safety in the flood plain.

The combined results of hydrological computations (design rainfall and design flood estimates) and hydraulics calculations (flow capacity of the wadis and current hydraulic works) pointed out that all solutions of river bank adjustments, which may be required in some places, ensure only some local protections but do not seem to shorten the population ordeal of the 20 years and lesser floods).

The synthesis of gathered data and information on the study area supports the idea that combines both structural (river bed corrections, construction of settling and stilling basins and flood routing reservoirs) and non structural solutions (proposal to develop a PPRI for the City of Annaba) within the framework of a durable development of the Wilaya.

The whole data can be integrated into a Geographical Information System (GIS) that constitutes a tool of representation, putting into relation and aid in decision-making dedicated to researchers and authorities in charge of risks prevention by urban planning and crisis management.

**Key words:** Annaba, flood risk, torrential rains, design flood, flow capacity, urbanization, settling basins, flood routing reservoir, structural corrections, PPRI.

## Remerciements

Cette thèse a été pour moi l'occasion de découvrir le monde de la recherche et après plusieurs années de travail j'estime qu'il n'y a rien de plus exaltant pour moi que le travail sur terrain. Je saisis cet espace 'libre' pour remercier, après *ALLAH*, celles et ceux qui ont participé, de près ou de loin, au projet de thèse dont vous pouvez lire aujourd'hui les résultats.

Je tiens tout d'abord à remercier tous les membres du jury de thèse : Dr. Hocine AMARCHI, Dr. Salah CHAAB et Dr. Rachid MANSOURI d'avoir accepté de juger ce travail,

- merci aux Professeurs Anissa BOUKHEMIS et Gérard MOGUEDET de l'Université d'Angers d'avoir accepté la direction de ma thèse; pour leur disponibilité, leur compétence et leur grande ouverture d'esprit. Ils m'ont offert une grande liberté de recherche tout en soulevant des questions clés pour la qualité scientifique du travail,

- merci au Professeur Kaddour BOUKHEMIS de m'avoir toujours encouragé pour mener à terme un travail que j'ai failli abandonner il y a bien longtemps,

- merci au Professeur C. Alain SCHULE de l'Université d'Angers d'avoir se déplacé de Tours, à plusieurs reprises pour me faire bénéficier de son savoir-faire en hydrologie, il y a bien longtemps,

- merci au Professeur Aziz BALLOUCHE et au Dr Françoise PICARD de l'Université d'Angers de m'avoir bien accueilli au Laboratoire Paysage et Biodiversité, UFR Sciences, Département de Géographie,

- merci à Mr Abdallah SAIHIA avec qui j'ai toujours autant de plaisir à faire des levés, topographiques sur le terrain et à discuter des applications de la topographie,

- merci à Mr Chakib BENCHAAAR de m'avoir fait profiter de son expérience dans le domaine de l'hydraulique urbaine, de ses conseils et de ses connaissances de terrain,

- merci à Mr Abderrezak OULARBI, Chef du Département d'Aménagement, pour son soutien matériel et moral,

- merci à tous les étudiants avec qui j'ai eu le plaisir de travailler en graduation, sans eux je n'aurais jamais créé la base de données utilisée dans ce travail,

- merci à mes enfants Seif Allah et Nader de m'avoir accompagné sur le terrain, contre de l'argent de poche, lors des prises de photos et des essais d'infiltration,

- merci aux cadres de l'ANRH (Antenne de Annaba) surtout à Mr Abdelmadjid BOUCHEBCHEB ; ce dernier a toujours exprimé sa disponibilité quand il s'agit de l'acquisition des données de base,

- merci à mon 'compagnon' Djafar ALLEM auprès de qui j'ai toujours trouvé ce qu'il me fallait.

Je réserve une place particulière dans mes remerciements à mon frère *Riad*, le petit informaticien de la famille BELOULOU, pour avoir écrit en langage machine le programme 'AVERSE 2.0' sans lequel je n'aurais jamais terminé à temps les calculs liés au traitement des averses.

Je ne sais pas lequel de nous deux devrait remercier l'autre. Si, c'est sûrement moi : merci donc à mon voisin de bureau tout le temps présent, Saâdane DJORFI. Il a supporté mes humeurs variant au gré de l'encadrement des étudiants et de l'avancement de mon travail.

**Arrivé en fin de page, je tiens à remercier toutes les personnes (collègues ou autres) qui à leur manière se sont investies dans l'encadrement, le suivi et le soutien moral et matériel de la thèse et/ou du thésard. En un mot comme en cent: merci à tous !**

# TABLE DES MATIERES

	<b>Page</b>
LISTE DES FIGURES .....	VI
LISTE DES TABLEAUX .....	IX
LISTE DES PHOTOGRAPHIES .....	XIV
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I: LES INONDATIONS: DEFINITION, TYPOLOGIE ET AMPLEUR.....	8
1. Typologie des crues .....	8
2. Les différents types d'inondations.....	9
3. Ampleur des inondations.....	10
3.1. les inondations à l'échelle mondiale.....	10
3.2. Les inondations en Algérie : un phénomène récurrent.....	14
3.3. Les inondations dans la ville de Annaba et sa périphérie .....	23
CHAPITRE II : PRESENTATION DU CADRE GENERAL DE LA ZONE D'ETUDE....	31
1. Situation géographique de la zone d'étude.....	31
2. Facteurs hydroclimatologiques.....	31
2.1. Pluviométrie.....	32
2.2. Température.....	33
2.3. Evapotranspiration et bilan.....	34
2.3.1. L'évapotranspiration.....	34
2.3.2. Le ruissellement .....	36
2.3.3. L'infiltration et le stockage dans les dépressions .....	36
2.4. Autres facteurs météorologiques .....	37
3. Géomorphologie et hydrographie .....	38
4. Cadre géologique de la zone d'étude.....	40
5. Couvert végétal.....	42

## TABLE DES MATIERES (SUITE)

	<b>Page</b>
CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES DES BASSINS VERSANTS .....	49
1. Forme, orographie, et hydrographie de l'aire d'étude .....	51
2. Temps de concentration des bassins.....	56
3. Propriétés physiques et chimiques des sols.....	58
3.1. Données géologiques et hydrogéologiques.....	50
3.2. Données texturales et hydrochimiques .....	60
3.3. Données hydrodynamiques (essais d'infiltration) .....	62
Conclusion .....	64
CHAPITRE IV : ANALYSE STATISTIQUE DES AVERSES: ETABLISSEMENT DES COURBES HAUTEUR-DUREE-FREQUENCE .....	66
1. Acquisition et préparation des données relatives aux averses de courte durée .....	67
2. Traitement statistique des données relatives aux averses de courte durée.....	68
2.1. Fiabilité des données et caractéristiques de la distribution des fréquences.....	68
2.2. Extension stochastique des séries observées et analyse fréquentielle.....	69
2.3. Etablissement des courbes Hauteur-Durée-Fréquence .....	70
3. Etude des pluies journalières maximales .....	74
3.1. Acquisitions des données pluviométriques .....	74
3.2. Analyse statistique des pluies journalières maximales .....	76
3.2.1. Extension stochastique des données observées.....	76
3.2.2. Extrapolation des pluies journalières aux centres des bassins .....	77
CHAPITRE V : CALCUL DE LA CRUE DE PROJET.....	79
1. Calcul du débit de pointe et l'hydrogramme de crue.....	80
1.2. Calcul du débit de pointe .....	83

## TABLE DES MATIERES (SUITE)

	<b>Page</b>
1.2.1 Méthode du NRCS ou 'CN method' .....	83
1.2.2. Méthode rationnelle.....	87
1.2.3. Formule de Burkli-Ziegler.....	89
2. Comparaison des résultats et choix de la méthode de calcul. ....	90
3. Perception de la notion de risque - Choix de la crue de projet .....	93
CHAPITRE VI: DIAGNOSTIC ET CAPACITE D'EVACUATION DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE ET DU CANAL DE CEINTURE .....	102
1. Le réseau d'assainissement de la ville de Annaba: Situation au 01/2006 (DHW, 2006) .....	102
1.1. Le réseau intra-muros .....	102
1.2. Le réseau extra-muros.....	103
2. Enquêtes sur terrain et état des lieux .....	104
2.1. Bassin de l'oued Kouba (Photos 30 et 31) .....	105
2.2. Bassins de la Plaine Ouest et Canal de ceinture.....	107
3. Vérification de la capacité d'évacuation du réseau .....	116
Chapitre VII : ETUDE DE FAISABILITE DE RETENUES D'EAU SUR LES OUEDS BOUHDID ET KOUBA.....	128
1 . Choix du site.....	129
2. Etude de faisabilité d'une retenue collinaire sur l'oued Ouraïda (amont de Bouhdid)....	130
2.1. Caractéristiques physiques de la cuvette d'accumulation .....	130
2.2. Données de base : analyse et critique.....	133
2.3. Estimation de l'apport en eau de l'oued Bouhdid.....	134
2.5. Estimations des besoins en eau potable de la plaine Ouest.....	136
2.6. Calcul de la capacité utile de la retenue projetée.....	137

## TABLE DES MATIERES (SUITE)

	<b>Page</b>
2.7. Calcul de la durée de vie de la retenue projetée.....	140
2.8. Laminage des crues (crues centennale et exceptionnelle).....	144
2.8.1. Rappels de quelques notions fondamentales.....	144
2.8.2. Laminage des crues de l’oued Bouhdid.....	146
2.9. Profil, revanche et largeur en crête.....	153
2.10. Impacts de la retenue sur le système de protection contre les inondations.....	154
3. Etude de faisabilité d’un bassin de rétention sur l’oued Kouba.....	157
3.1. Caractéristiques du bassin de rétention .....	157
3.2. Impacts du bassin de rétention sur le périmètre de protection de l’oued Kouba.....	161
CHAPITRE VIII : MESURES DE PROTECTION ET DE PREVENTION.....	164
1. Actions à court terme : curage permanent de la ceinture hydrographique.....	164
2. Actions à moyen terme : Reprofilage et bétonnage, réhabilitation des bassins de rétention et des entonnements existants. ....	168
2.1. Oued Kouba .....	168
2.2. Chaabet Zaafrania.....	171
2.3. Oued Forcha.....	172
2.4. Oued Sidi Harb .....	176
2.5. Oued Bouhdid.....	178
2.6. Canal de ceinture .....	181
2.7. Oued Boudjema: un cas particulier.....	183
3. Actions à long terme : Barrage sur l’oued Bouhdid, correction torrentielle et nécessité d’élaborer un PPRI.....	187
3.1. Construction d’un barrage sur l’oued Ouraïda (Bouhdid amont) .....	188
3.2. Correction torrentielle.....	192

## TABLE DES MATIERES (SUITE)

	<b>Page</b>
3.3. Nécessité d'élaborer un PPRI dans la ville de Annaba.....	194
CONCLUSION GENERALE.....	201
LISTE DES REFERENCES.....	208
ANNEXES .....	222

## LISTE DES FIGURES

	<b>Page</b>
Fig. 1- Type de catastrophes naturelles survenues dans le monde de 1990 à 2007.....	11
Fig. 2- Nombre de personnes affectées par les catastrophes naturelles entre 2000 et 2007.....	11
Fig. 3. Hydrogramme de la crue de Décembre 1984.....	18
Fig. 4. Situation de la zone d'étude.....	32
Fig. 5. Bassins versants et réseau Hydrographique.....	39
Fig. 6. Carte géologique du massif de l'Edough, Annaba .....	41
Fig. 7. Carte géologique de la bordure orientale du massif de l'Edough .....	43
Fig. 8. Profil longitudinal de l'oued Kouba .....	54
Fig. 9. Profil longitudinal de l'oued Forcha.....	54
Fig. 10. Profil longitudinal de l'oued Sidi Harb.....	55
Fig. 11. Profil longitudinal de l'oued Bouhdid.....	55
Fig. 12. Profil longitudinal de l'oued En Nil (Amont de l'oued Boudjema)......	56
Fig. 13. Bassin de l'oued Boudjema : Situation des points de mesure.....	59
Fig. 14. Variations de la capacité d'infiltration avec le temps (Site I3- Kherraza-EAI Nedjawa Med Salah: le 09/01/07). .....	63
Fig. 15. Courbes Hauteur-Durée-Fréquence des averses.....	72
Fig. 16. Stations Ain Berda et Pont Bouchet: HDF sans dimension.....	73
Fig. 17. Région de Annaba- Relation Hauteur-Durée-Fréquence.....	74
Fig. 18. Organigramme d'application du calcul du débit de projet.....	81
Fig. 19. Hydrogrammes de crue (distribution du NRCS) de l'oued Kouba.....	95
Fig. 20. Hydrogrammes de crue (distribution du NRCS) de l'oued Forcha au niveau de la confluence avec le canal de ceinture.....	95

## LISTE DES FIGURES (SUITE)

	<b>Page</b>
Fig. 21. Hydrogrammes de crue (distribution du NRCS) de l'oued Sidi Harb au niveau de la confluence avec l'oued Bouhdid.....	96
Fig. 22. Hydrogrammes de crue (distribution du NRCS) de l'oued Bouhdid au niveau de la confluence avec le canal de ceinture.....	96
Fig. 23. Hydrogrammes de crue (distribution du NRCS) de l'oued Boudjema au niveau de la confluence avec le canal de ceinture.....	96
Fig. 24. Plaine Ouest : Plan de situation des sections de mesure.....	116
Fig. 25. Oued Kouba : Plan de situation des sections de mesure.....	117
Fig. 26. Plaine Ouest : Localisation des sections inondables.....	122
Fig. 27. Oued Kouba : Localisation des sections inondables.....	125
Fig. 28. Courbes Altitude-Superficie-Capacité de la retenue projetée sur l'oued Bouhdid.....	131
Fig. 29. Détermination de la capacité initiale de la retenue sur l'oued Bouhdid.....	139
Fig. 30. Courbes du laminage par déversoir rectangulaire - Capacité 0.5 Hm <sup>3</sup> .....	147
Fig. 31. Courbes du laminage par déversoir rectangulaire - Capacité 0.6 Hm <sup>3</sup> .....	148
Fig. 32. Courbes du laminage par déversoir rectangulaire - Capacité 0.7 Hm <sup>3</sup> .....	149
Fig. 33. Courbes du laminage par orifice -Capacité 0.5 Hm <sup>3</sup> .....	150
Fig. 34. Courbes du laminage par orifice -Capacité 0.6 Hm <sup>3</sup> .....	150
Fig. 35. Courbes du laminage par orifice -Capacité 0.7 Hm <sup>3</sup> .....	150
Fig. 36. Laminage de la crue centennale par un réservoir de capacité 0.5 Hm <sup>3</sup> .....	152
Fig. 37. Laminage de la crue millennale par un réservoir de capacité 0.5 Hm <sup>3</sup> .....	152
Fig. 38. Localisation de la retenue proposée sur l'oued Bouhdid.....	154
Fig. 39. Caractéristiques géométriques de la cuvette d'accumulation.....	158
Fig. 40. Oued Kouba : Laminage de la crue centennale .....	159
Fig. 41. Oued Kouba : Laminage de la crue millennale .....	159

## LISTE DES FIGURES (SUITE)

	<b>Page</b>
Fig. 42. Situation de la retenue proposée sur l'oued Kouba.....	160
Fig. 43. Oued Kouba - Carte de localisation des aménagements proposés.....	170
Fig. 44. Localisation des sites de retenues proposées et des ouvrages à réhabiliter ....	175
Fig. 45. Bassin de l'oued Boudjema: Carte d'inventaire des ouvrages proposés.....	186
Fig. 46. Caractéristiques du barrage projeté sur l'oued Bouhdid- Capacité : $0.43 \text{ Hm}^3$ (Fonctionnement à sec : Ecrêtement des crues - Vidange par le fond).....	190
Fig. 47. Caractéristiques du barrage projeté sur l'oued Bouhdid (Fonctionnement à sec: Stockage des eaux et Ecrêtement des crues - Vidange par le fond).....	191

## LISTE DES TABLEAUX

	<b>Page</b>
Tableau 1. Echelle de gravité des dommages liés aux risques naturels .....	13
Tableau 2. Nombre d'habitations construites en zones inondables.....	22
Tableau 3. Pluviométrie journalière enregistrée lors des inondations du 13 au 14/12/2005.....	23
Tableau 4. Nombre moyen de jours de pluie dans la région de Annaba.....	33
Tableau 5. Bilans de THORNTHWAITE: Stations de Annaba-Les Salines et de Séraïdi (Réserve facilement utilisable: 90 mm).....	35
Tableau 6. Calcul de l'infiltration et du stockage dans les dépressions dans la région de Annaba (Année moyenne: 1984/85-2004/2005) .....	37
Tableau 7. Caractéristiques géométriques, orographiques et hydrographiques des principaux bassins du versant Sud de l'Edough.....	52
Tableau 8. Capacité d'infiltration espérée (cm/h) après une période de 6h, 12h et 24h (Modèle de Kostiaikov) .....	63
Tableau 9. Classification des sols en fonction de la capacité d'infiltration (US-NRCS, 1986) .....	64
Tableau 10. Identification des postes pluviométriques de référence.....	68
Tableau 11. Paramètres statistiques descriptifs des averses (mm) .....	69
Tableau 12. Résultats de l'analyse fréquentielle des averses maximales (mm) .....	70
Tableau 13. Résultats de l'analyse par régression de la relation : $H(T, t) = a(T) \times t^{b(T)}$ .....	71
Tableau 14. Résultats de l'analyse par régression de la relation : $H(T, t)/P_{jmax}(T) = a'(T) \times (t/24)^{b'(T)}$ .....	72
Tableau 15. Situation des stations pluviométriques utilisées dans la présente étude.....	75
Tableau 16. Résultats de l'analyse statistique descriptive des pluies journalières maximales dans la région de Annaba (séries observées) .....	75
Tableau 17. Résultats de l'analyse statistique descriptive des pluies journalières maximales dans la région de Annaba (séries synthétiques: N = 100).....	76
Tableau 18. Résultats du test de comparaison des moyennes des pluies journalières Maximales dans la région de Annaba.....	76
Tableau 19. Analyse des fréquences des $P_{jmax}$ (région de Annaba) .....	77

## LISTE DES TABLEAUX (SUITE)

	<b>Page</b>
Tableau 20. Estimation des pluies journalières maximales au centre du bassin (Exemple du bassin de l'oued Boudjema) .....	78
Tableau 21. Pluies journalières maximales probables ajustées au centre du bassin.....	78
Tableau 22. Résultats du calcul de l'intensité de pluie $I(t_c, T)$ dans les bassins étudiés.....	82
Tableau 23. Valeurs du Numéro de la Courbe de Ruissellement (extrait de Mc CUEN, 1986) .....	84
Tableau 24. Occupation des sols et NCR dans le bassin de l'oued Kouba.....	85
Tableau 25. Occupation des sols et NCR dans les bassins de la Plaine Ouest.....	85
Tableau 26. Occupation des sols et NCR dans le bassin de l'oued Boudjema.....	85
Tableau 27. Estimation du Numéro de la courbe de ruissellement dans les bassins étudiés (Groupe de sol : C et/ou D, Conditions hydrologiques moyennes à mauvaises).....	86
Tableau 28. Crue maximale fréquentielle en $m^3/s$ (Méthode du NRCS).....	86
Tableau 29. Valeurs du Coefficient de ruissellement C en fonction du type et de l'occupation du sol (valables pour $T \geq 25$ ans).....	88
Tableau 30. Occupation des sols et C dans le bassin de l'oued Kouba .....	88
Tableau 31. Occupation des sols et C dans les bassins de la Plaine ouest.....	88
Tableau 32. Occupation des sols et C dans le bassin de l'oued Boudjema.....	88
Tableau 33. Coefficients de ruissellement adoptés.....	89
Tableau 34. Crue maximale fréquentielle en $m^3/s$ (Méthode rationnelle) .....	89
Tableau 35. Crue maximale fréquentielle en $m^3/s$ (Equation de Burkli-Ziegler).....	90
Tableau 36. Tableau récapitulatif des débits maxima globaux en $m^3/s$ (Bassins du versant Sud de l'Edough) .....	91
Tableau 37. Valeurs adoptées de la crue de projet ( $m^3/s$ ) - Méthode du NRCS (Bassins du versant Sud de l'Edough) .....	92
Tableau 38. Coordonnées de l'hydrogramme unitaire sans dimension du NRCS.....	93
Tableau 39. Caractéristiques de l'hydrogramme de crue (Bassins du versant Sud de l'Edough) .....	94
Tableau 40. Probabilité pour q'une crue de récurrence 'T' années Survienne au cours des 'n' premières années du projet.....	97
Tableau 41. Evolution du risque et niveau de protection.....	100

## LISTE DES TABLEAUX (SUITE)

	<b>Page</b>
Tableau 42. Ville de Annaba : Débits de dimensionnement des ouvrages hydrauliques...	101
Tableau 43. Plaine Ouest : Caractéristiques hydrauliques du réseau Hydrographique et des aménagements.....	118
Tableau 44. Oued Kouba: Caractéristiques hydrauliques du réseau hydrographique et des ménagements. ....	119
Tableau 45. Plaine Ouest : Caractéristiques de l'écoulement en régime Uniforme (Forme trapézoïdale: $m = 1$ ) .....	120
Tableau 46. Oued Kouba : Caractéristiques de l'écoulement en régime Uniforme ( $m =$ fruit de berge). ....	121
Tableau 47. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue exceptionnelle (Système de protection de la Plaine Ouest de Annaba).....	123
Tableau 48. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue centennale (Système de protection de la Plaine Ouest de Annaba).....	123
Tableau 49. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue exceptionnelle (Système de protection de la Plaine Ouest de Annaba).....	124
Tableau 50. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue centennale (Système de protection de la Plaine Ouest de Annaba).....	124
Tableau 51. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue exceptionnelle (Système de protection de l'oued Kouba, Annaba).....	126
Tableau 52. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue centennale (Système de protection de l'oued Kouba, Annaba).....	126
Tableau 53. Oued Bouhdid : Caractéristiques géométriques de la cuvette.....	121
Tableau 54. Comparaison des débits annuels calculés et observés de l'oued Ressoul à Ain Berda.....	134
Tableau 55. Estimation de la lame d'eau écoulee de l'oued Bouhdid au site de la retenue (relation de Samie) .....	135
Tableau 56. Distribution moyenne des apports en eau de l'oued Ressoul à Ain Berda (série: 1970/71–1998/99 - Apport annuel: $12.0 \text{ Hm}^3$ ) .....	136
Tableau 57. Répartition de la population et besoins en eau potable (Secteur N° 3 : Plaine–Ouest, Annaba) .....	136
Tableau 58. Modulation des besoins en eau potables en pourcent (KROOK, 1972).....	137

## LISTE DES TABLEAUX (SUITE)

	<b>Page</b>
Tableau 59. Variations des paramètres hydroclimatologiques et de la demande en eau dans le bassin de l'oued Bouhdid (Période sèche) .....	138
Tableau 60. Résultats du calcul de l'exploitation de la retenue projetée sur l'oued Bouhdid.....	140
Tableau 61. Estimation de la durée de vie de la retenue de capacité 0.5 Hm <sup>3</sup> (Méthode de Brune) .....	142
Tableau 62. Estimation de la durée de vie de la retenue de capacité 0.6 Hm <sup>3</sup> (Méthode de Brune) .....	143
Tableau 63. Estimation de la durée de vie de la retenue de capacité 0.7 Hm <sup>3</sup> (Méthode de Brune) .....	143
Tableau 64. Résultats du laminage des crues par la retenue sur l'oued Bouhdid.....	151
Tableau 65. Largeur minimale en crête (H en m et C en Hm <sup>3</sup> ) .....	153
Tableau 66. Caractéristiques de la retenue projetée sur l'oued Bouhdid (Fonctionnement à sec en hautes eaux, vidange par le fond) .....	155
Tableau 67. Calcul de la profondeur normale d'écoulement à l'aval de la retenue proposée correspondant à la crue millennale (Forme trapézoïdale : m = 1)...	156
Tableau 68. Calcul de la profondeur normale d'écoulement à l'aval de la retenue proposée correspondant à la crue centennale (Forme trapézoïdale : m = 1)....	156
Tableau 69. Caractéristiques géométriques du bassin de rétention proposé sur l'oued Kouba.....	158
Tableau 70. Caractéristiques du bassin de rétention proposé sur l'oued Kouba.....	160
Tableau 71. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue exceptionnelle (Système de protection de l'oued Kouba, Annaba).....	161
Tableau 72. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue centennale (Système de protection de l'oued Kouba, Annaba).....	162
Tableau 73. Oued Kouba - Dimensionnement des ouvrages proposés (Crue exceptionnelle) .....	169
Tableau 74. Oued Kouba: Caractéristiques du bassin de rétention proposé (Crue exceptionnelle) .....	170
Tableau 75. Bassin de l'oued Forcha : Caractéristiques des retenues proposées.....	175
Tableau 76. Oued Bouhdid : Dimensionnement des ouvrages proposés (Crue exceptionnelle) .....	181

## LISTE DES TABLEAUX (SUITE)

	<b>Page</b>
Tableau 77. Canal Kef N'Sour : Caractéristiques de l'écoulement suite l'aménagement proposé par BG.....	183
Tableau 78. Bassin de l'oued Boudjemaa – Caractéristiques des bassins de rétention des eaux (BR : bassin de rétention ; S : seuil hydraulique) .....	187
Tableau 79. Caractéristiques du barrage projeté sur l'oued Bouhdid-Capacité: 0.6 Hm <sup>3</sup> (Fonctionnement à sec en hautes eaux - Vidange par le fond).....	189
Tableau 80. Caractéristiques hydrochimiques des eaux de l'oued Bouhdid à l'amont du bassin de rétention existant.....	192

## LISTE DES PHOTOGRAPHIES

	<b>Page</b>
Photo 1. Alger - Bab el Oued: à la recherche de biens récupérables.....	15
Photo 2. Skikda – inondations de Novembre 1957 (Allées vers le stade du 20 Août).....	16
Photo 3. Skikda – inondations de Novembre 1957 (Entrée Ouest de la ville en provenance de Stora) .....	17
Photo 4. Skikda – inondations du 28 au 31/12/1984 (Allées: Evacuation des personnes à l’aide de zodiacs). .....	17
Photo 5. Tindouf : Camp des réfugiés sahraouis détruit.....	19
Photo 6. Béchar : inondations du 10 Octobre 2008 (Débordement de l’oued Béchar).....	20
Photo 7. Ghardaïa : inondations du 01-10-2008 (Destruction massive causée par les eaux boueuses) .....	21
Photo 8. Inondation du 15 et 16 Février 1907.....	24
Photo 9. Inondation du 13 au 14/12/2005 : (Plaine Ouest - débordement du canal de ceinture) .....	24
Photo 10. Inondation du 13 au 14/12/2005 (Entrée Boulevard Saf Saf) .....	25
Photo 11. Inondation du 13 au 14/12/2005 (Pénétrante Ouest - Oued Edheb).....	25
Photo 12. Inondation du 13 au 14/12/2005 (Entrée Ouest - RN 44 et Cité Rym).....	26
Photo 13. Oued Kouba-Cité Valmascort (Erosion par sapement de berge).....	27
Photo 14. Oued Kouba-Cité Valmascort (Risque d’effondrement du mur).....	28
Photo 15. Oued Sidi Harb (Constructions à proximité des berges) .....	28
Photo 16. Oued Bouhdid - Constructions à proximité des berges (Siège de L’entreprise HYDRO-TRANSFERT EST).....	29
Photo 17. Bassin de l’oued Boudjemaa – Terrains hydromorphes (marécageux).....	40
Photo 18. Bassin de l’oued Boudjemaa- Couvert végétal non protecteur.....	44
Photo 19. Oued Kouba au Nord de la Pénétrante Ouest – dépôts contenant des embâcles.....	45
Photo 20. Chaabet Zaafrania: Dépôts de vase dans le bassin de rétention .....	45

## LISTE DES PHOTOGRAPHIES (SUITE)

	<b>Page</b>
Photo 21. Oued Bouhdid: Perte de capacité par la sédimentation du bassin de rétention .....	46
Photo 22. Oued Bouhdid au Rond Point de la Cité 5 Juillet - Sédimentation importante en rive droite .....	46
Photo 23. Oued Forcha : Seuil d'atterrissement colmaté.....	47
Photo 24. Oued Sidi Harb – Bassin de rétention : Niveau des sédiments à 20 cm du seuil.....	47
Photo 25. Vue générale des bassins étudiés.....	50
Photo 26. Chaabet Zaafrania- Réalisation par l'entreprise des Grands Travaux Hydrauliques (GTH) du bassin de rétention aval .....	51
Photo 27. Exploitation Agricole Individuelle (AEI) Nedjawa Med Salah (Kherraza): Remontée de la nappe phréatique (Niveau d'eau à 1.5 m) .....	60
Photo 28. Chabbya-Ethan: Remontée de la nappe phréatique (niveau d'eau à 0.5 m).....	61
Photo 29. Essai d'infiltration – Oued En Nil au niveau du pont de EAI Nedjawa Med Salah .....	62
Photo 30. Oued Kouba au Nord de la pénétrante Ouest (Etat du chenal et principaux aménagements hydrauliques) .....	105
Photo 31. Canal de Chaabet Sidi Aissa à l'amont de la Cité Génisider (Grille saccagée) .....	106
Photo 32. Aménagement du bassin de Chaabet Zaafrania.....	107
Photo 33. Canal de ceinture.....	108
Photo 34. Oued Forcha (avant curage) .....	109
Photo 35. Oued Sidi Harb.....	110
Photo 36. Oued Bouhdid avant curage du canal.....	111

## LISTE DES PHOTOGRAPHIES (SUITE)

	<b>Page</b>
Photo 37. Canal de ceinture –Cité du 5 Juillet .....	112
Photo 38. Canal de ceinture – Cité du 5 Juillet- Entonnement aval. ....	112
Photo 39. Bassin de l’oued Boudjemaa -Etat des drains avant curage.....	113
Photo 40. Oued En Nil au niveau de la route liant Essarouel à Kherraza (amont).....	114
Photo 41. Oued En Nil au niveau de la route liant Essarouel à Kherraza (aval).....	114
Photo 42. Réseau hydrographique très pollué (eaux usées et déchets).....	115
Photo 43. Site de la retenue sur l’oued Bouhdid.....	130
Photo 44. Oued Kouba à l’amont de Sidi Aissa : Site du bassin de rétention proposé.....	157
Photo 45. Oued Bouhdid à l’amont du pont de la Cité 5 Juillet - TCA (Après opération de curage).....	165
Photo 46. Oued Bouhdid à l’aval du pont de la Cité 5 Juillet-TCA après opération de curage (Après opération de curage).....	164
Photo 47. Oued Forcha- Amont du pont de la Rue Bicha Youcef (Après opération de curage).....	166
Photo 48. Oued Forcha- Amont du pont de l’avenue Belaid Belgacem (Après opération de curage).....	166
Photo 49. Oued Sidi Harb à la confluence avec Oued Bouhdid (Après opération de curage).....	167
Photo 50. Canal de ceinture à l’aval du Rond Point Saf Saf (Après opération de curage).....	167
Photo 51. Oued Boudjemaa à l’aval du pont autoroutier de Boukhadra (Après opération de curage).....	168
Photo 52. Chaabet Zaafrania - Vue Générale de l’aménagement.....	171
Photo 53. Aménagement de Chaabet Zaafrania (Principaux ouvrages réalisés).....	172
Photo 54. Forcha Ouest: Seuil à curer.....	172

## LISTE DES PHOTOGRAPHIES (SUITE)

	<b>Page</b>
Photo 55. Forcha Ouest : Grille saccagée à réhabiliter. ....	173
Photo 56. Oued Forcha Centre : Grille à réhabiliter.....	173
Photo 57. Oued Forcha Centre: Seuil à curer, grille à réhabiliter.....	174
Photo 58. Oued Forcha Est : Grille et seuil à réhabiliter.....	174
Photo 59. Oued Sidi Harb : Bassin de rétention à réhabiliter.....	176
Photo 60. Oued Sidi Harb (Affluent Ouest): Tronçon à curer et à reprofiler .....	177
Photo 61. Oued Sidi Harb (entre le cimetière et le pont de l'avenue Belaid Belgacem): Tronçon à bétonner .....	177
Photo 62. Oued Bouhdid : Bassin de rétention avant colmatage.....	178
Photo 63. Oued Bouhdid - Bassin de rétention comblé de sédiments (A réhabiliter).....	178
Photo 64. Oued Bouhdid : Recalibrage du lit de l'oued à 11m avec une pente de 1.5 % (Forme trapézoïdale avec $m = 1$ et $K_s \geq 40$ ) .....	179
Photo 65. Oued Bouhdid – Recalibrage du lit de l'oued à 9 m avec une pente de 0.3 % (Forme trapézoïdale : $m = 0.5 : 1$ à $1 : 1$ et $K_s = 40 - 60$ ).....	180
Photo 66. Canal de ceinture : Amont du pont du rond point de la Cité Saf Saf (Rive gauche plus élevée que la rive droite).....	182
Photo 67. Canal de ceinture : Tronçon Kef N'Sour - RN 44.....	182
Photo 68. Oued Boudjemaa : Pont de l'autoroute de Boukhadra (un bouchon Hydraulique).....	184
Photo 69. Oued Boudjemaa au pont de la SNTF .....	185

## INTRODUCTION GENERALE

Les cours d'eau représentent, pour les riverains, à la fois une richesse et une menace (BRAVARD et PETIT, 1997). Cette dualité a longtemps été considérée comme globalement bénéfique, mais aujourd'hui il semble que cet équilibre se soit rompu.

D'après les informations de l'International Disaster Database (IDD: la base de données en matière de catastrophes internationales) du Centre de Recherche sur l'Epidémiologie des Désastres (CRED), les inondations sont au cours des deux dernières décennies au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde. Elles représentent 34% des catastrophes enregistrées à l'échelle mondiale entre 1990 et 2007 (CRED, 2007).

Le Groupe Intergouvernemental sur l'Evolution du Climat (GIEC, 2002), établi par l'Organisation Mondiale de la Météorologie et le Programme des Nations Unies pour l'Environnement en 1983, prévoit une hausse de la fréquence des inondations dans les années et les décennies à venir. Cet accroissement paraît être lié, d'une part, au développement anarchique de l'urbanisation en zone inondable dans les grands pays émergents d'Asie et certains pays en voie de développement, et d'autre part au réchauffement climatique de la planète.

Quant à savoir si ces événements ont un caractère exceptionnel ou s'ils sont les signes précurseurs d'un changement climatique dû au réchauffement global, nul ne peut encore le confirmer. Ce qui est certain, c'est que bien souvent les inondations provoquent d'importants dégâts parce que l'homme s'est installé dans des zones sensibles qui ont été urbanisées sous la pression démographique.

La problématique des inondations introduit de façon implicite trois concepts fortement indissociables : l'aléa, la vulnérabilité et le risque qu'il importe de définir. L'aléa désigne un événement menaçant ou une probabilité d'occurrence dans une région ou au cours d'une période donnée d'un phénomène pouvant engendrer des dommages (Département des Affaires Humaines de l'Organisation des Nations Unies-ONU/DAH, 1992). Il est défini par une probabilité qui prend en compte l'occurrence et l'intensité du phénomène considéré et

qui est fonction de la durée et de l'espace considéré (DAUPHINE, 2001). Un aléa ne peut donc provoquer des dommages que s'il existe des enjeux qui y sont exposés. Ainsi l'aléa 'inondation' est fonction du pouvoir destructeur de ce phénomène et de sa potentialité à être présent dans un milieu de manière à y occasionner des nuisances (Organisation de la Coopération et le Développement Economique-OCDE, 1982).

La vulnérabilité exprime le niveau de conséquences prévisibles d'un phénomène sur les enjeux. Ces derniers sont les domaines affectés par les risques (les hommes, leurs biens et les milieux dans lesquels ils vivent), Ils varient selon la nature de l'aléa. La notion de vulnérabilité a eu son sens élargi depuis plus d'une dizaine d'années (D'ERCOLE, 1994) à une vulnérabilité traduisant 'la fragilité d'un système dans son ensemble et de manière indirecte, sa capacité à surmonter la crise provoquée par un aléa. Plus un système est apte à se rétablir après une catastrophe, c'est-à-dire plus il est résilient, moins il est vulnérable' (DAUPHINE, 2001). La résilience mesure donc la capacité d'une société à absorber le changement et à persister au-delà d'une perturbation.

La notion de risque, comme celle de vulnérabilité, prend en compte l'estimation quantitative de la probabilité d'un effet négatif sur une cible exposée à une contrainte. Ainsi, si l'on s'intéresse à l'aléa 'inondation', il n'y aura de risque pour l'homme que si des installations humaines (voies de communication, habitation, industrie etc.) sont menacées. Le risque est ainsi défini comme 'l'espérance mathématique de dommages à l'environnement au cours d'une période de référence et dans une région donnée, pour un aléa particulier' (ONU/DAH, 1992). D'une manière moins simpliste, le risque dépend de l'aléa et de la vulnérabilité (DAUPHINE, 2001). Le risque, comme l'aléa, a un profil temporel et/ou spatial (KAMPPINEN et WILENIUS, 2001). Il est situé dans le temps et il a donc une réalité temporelle, car il peut avoir des impacts immédiats ou décalés.

La protection contre le risque 'inondations' est une action importante pour le développement durable. Une protection appropriée contre les crues était, est et restera une condition fondamentale pour une société avertie (Office Fédéral des Eaux et de la Géologie-OFEG, 2001). Depuis toujours, l'homme a aménagé les cours d'eau et a développé des systèmes d'assainissement urbain et agricole afin de réduire les risques d'inondation. Les mesures prises pour une réduction de la vulnérabilité sont le plus souvent des mesures

structurelles : réalisation d'endiguement, de recalibrage, de rectification, etc. Néanmoins, ces aménagements ont souvent des incidences perverses à l'aval.

Récemment, la politique en matière de protection contre les crues dévastatrices a cependant pris une nouvelle orientation. La synthèse des différentes études relatives aux risques naturels en général (typologie et fréquence des aléas, extension géographique, gravité des dommages, moyens prévention et de protection etc.) montre qu'il n'existe pas de sécurité absolue face à un aléa. Les inondations répétitives et plus violentes survenues au cours de ces deux dernières décennies ont poussé les spécialistes à réexaminer les concepts de protection contre les crues; les nouvelles orientations se rattachent beaucoup plus à la culture et à la prévention du risque dans le cadre d'un développement durable.

Le développement est durable à condition que dans l'utilisation de l'espace il ait pris en compte les dangers naturels et la minimisation de leurs impacts. Cela n'est envisageable que si les cours d'eau disposent de suffisamment d'espace pour assurer leurs multiples fonctions. La réduction des dommages engendrés par les événements climatiques extrêmes implique qu'on doit examiner de près la question de prévention du risque dans le cadre d'un développement durable. Les résultats doivent être pris en compte dans la planification de mesures d'urgence et dans les plans directeurs d'urbanisme et d'aménagement. Dans ce cadre, une protection adéquate contre les crues doit tenir compte des autres aspects du développement durable, notamment les préoccupations environnementales et socio-économiques. Ces soucis doivent être intégrées suffisamment tôt dans la planification (OFEG, 2001).

Cette nouvelle vision du risque se concrétise de plus en plus dans les pays développés par l'élaboration de Plans de Prévention du Risque Inondation (PPRI). Elle est à l'état embryonnaire, sinon absente, dans les pays sous développés et certains pays en voie de développement. Ces derniers ont tendance à oublier ou ne pas véhiculer la mémoire des catastrophes et continuent à développer des pratiques les exposant aux aléas dangereux. La construction dans les espaces de liberté pour les crues ou sur les versants instables, le non respect des règles élémentaires de l'urbanisme et le rejet des eaux usées dans des canaux à ciel ouvert en pleine ville sont quelques exemples de pratiques exposant le citoyen à des risques potentiels.

A cette absence de mémoire des crises s'oppose une demande sociétale, justifiée par un besoin de plus en plus fort de maîtriser son environnement. Dans les pays développés, la société interpelle directement les scientifiques et les pouvoirs publics pour qu'ils apportent des éléments de réponse à la compréhension des phénomènes, à l'identification des causes, des défaillances et, dans le contexte assurantiel, à la désignation des responsables. Dans les pays sous développés et en voie de développement, la réaction de la société civile est souvent exprimée sous forme de manifestations, parfois violentes, contre les pouvoirs publics.

En Algérie, ces réactions répétées (blocage des voies de circulations, rassemblements massifs dans les quartiers touchés, etc.) interpellent parfois les autorités compétentes et les incitent à prendre des mesures d'urgence ou dans le court et le moyen termes pour réduire les impacts des intempéries sur les populations. Depuis les inondations catastrophiques du 11 et 12 Novembre 1982, les pouvoirs publics de la ville de Annaba n'ont épargné aucun effort pour réduire la vulnérabilité liée à ce phénomène naturel difficilement contrôlable et qui constitue une menace permanente pour les citoyens, notamment ceux qui occupent la Plaine Ouest et à un degré moindre ceux de la Plaine Nord-Est.

Au cours des vingt dernières années, ces parties de la ville, ont connu une poussée démographique considérable au point que certaines agglomérations se sont développées sur des zones sujettes à des débordements d'oueds et de leurs affluents, les rendant ainsi très vulnérables aux fréquentes inondations.

En effet, les pouvoirs publics au niveau de la wilaya de Annaba ont chargé les instances compétentes (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques-ANRH, Université, Direction de l'Hydraulique de la Wilaya-DHW, Assemblée Populaire Communale-APC, etc..) d'analyser les causes et d'évaluer les conséquences de cette crue. En avril 1984, une étude d'avant-projet intitulé '*Protection contre les inondations de la ville de Annaba*' a été réalisée par SCANDIACONSULT International, un bureau d'étude étranger. Une série de mesures structurelles qualifiées alors de 'hautement prioritaires' ont été décrites dans cet avant-projet. Les résultats de l'étude ont été présentés dans le rapport d'avant-projet détaillé publié en Mai 1985.

S'inspirant des données et des recommandations de SCANDIACONSULT, d'une part, et des résultats des travaux (Implantation de seuils pour la lutte contre l'érosion) entrepris, en 1983, par les services de la DHW de Annaba, d'autre part, le Bureau National des Etudes Forestières-BNEF (1991) proposa un programme d'aménagement du bassin versant de l'Edough. Ce programme entre dans le cadre de la lutte contre les inondations de la ville de Annaba. Les actions proposées consistent à la correction torrentielle en relevant la pente des cours d'eau, au reboisement et à la Défense et Restauration des Sols (DRS).

Malgré toutes les études entreprises et les ouvrages réalisés ou en cours de réalisation au titre des différents programmes, les dégâts occasionnés par les intempéries de Décembre 2005 (inondation du 13 et 14/12/2005) ont fait apparaître les effets réduits des mesures mises en œuvre et la nécessité d'entreprendre des actions d'urgence, d'une part, et penser à une stratégie durable de protection contre les inondations des cités et quartiers les plus vulnérables de la ville, d'autre part.

L'analyse synthétique des travaux antérieurs fait ressortir que toutes les études utilisaient la formule rationnelle comme base de calcul de la crue de projet. Dans cette formule empirique, plus adéquate pour le calcul des réseaux d'assainissement urbains, le débit est déterminé à partir de l'intensité de l'averse dont la distribution temporelle est mal connue dans la région de Annaba. Cette distribution est, le plus souvent, établie à partir des enregistrements journaliers aux pluviomètres. Les résultats ainsi obtenus sont, fort malheureusement, très différents. D'où la nécessité de revoir de façon globale la problématique des inondations dans la ville de Annaba qui devient de plus en plus préoccupante dans un espace urbain en pleine extension dans toutes les directions et ayant tendance à devenir de plus en plus imperméable. Il s'agit d'insister sur les causes, aussi bien naturelles que humaines, des inondations et de revoir les procédures de calcul en usant des données plus fiables.

L'objectif principal de la thèse est d'améliorer les connaissances sur les causes des inondations dans la ville de Annaba, d'une part, et d'autre part, de présenter un outil d'aide à la décision et un appui aux collectivités locales et territoriales qui accompagnent les différents projets d'aménagement dans cette ville et sa périphérie. Etant la quatrième métropole d'Algérie et aux enjeux très importants, la ville de Annaba s'expose au risque

inondation et constitue une agglomération vulnérable en raison de sa population importante estimée en 2003 à 26 000 habitants (URBAN, 2004) et sa position géographique: coincée à l'Ouest entre les piémonts du massif, très arrosé, de l'Edough, la Méditerranée au Nord-Est et l'oued Seybouse à l'Est (carte topographique de Annaba au 1/200000, Feuille NJ-32-II).

Cette thèse est structurée en huit chapitres dont l'agencement reflète la démarche utilisée et les étapes d'analyse. Le premier chapitre intitulé "**LES INONDATIONS : DEFINITION, TYPOLOGIE ET AMPLEUR**" traite de la typologie des crues et des inondations et leurs effets nuisibles sur les populations et les biens. On décrit les origines et les caractéristiques des inondations afin de mettre en lumière leur caractère variable et destructeur à travers quelques événements historiques survenus dans le monde.

Le deuxième chapitre, consacré à la "**PRESENTATION DU CADRE GENERAL DE LA ZONE D'ETUDE**" en resituant l'aire d'étude dans les cadres géographique, géomorphologique et hydroclimatologique de la région, permet de dégager les grands traits caractérisant le système hydrographique étudié.

En accord avec les objectifs de la thèse, le troisième chapitre est consacré à l'identification des "**CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES DES BASSINS VERSANTS**" des différents cours d'eau qui traversent la ville. Les paramètres les plus significatifs dans la genèse des crues sont déterminés et analysés à partir du fond de plan au 1/15000 du Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (PDAU) intercommunal et des cartes au 1/25000 de Annaba et de Séraïdi (paramètres morphométriques et hydrauliques) et par des essais sur terrain (paramètres hydrodynamiques). Une attention particulière est donnée au bassin de l'oued Boudjemaa caractérisé par un terrain plat, en partie marécageux, et situé à l'entrée Ouest de la ville de Annaba, le long d'un important axe autoroutier très dynamique, la RN 44 reliant Constantine à Annaba.

Le quatrième chapitre réservé à l' "**ANALYSE STATISTIQUE DES AVERSES : ETABLISSEMENT DES COURBES HAUTEUR-DUREE-FREQUENCE**", a pour objectif de développer et de rassembler les outils informatiques et statistiques qui permettent de traiter et d'interpréter un ensemble représentatif d'épisodes pluvieux enregistrés dans la région de Annaba afin d'établir de façon relativement satisfaisante la relation "Pluie-Durée-Fréquence" des averses extrêmes génératrices de crues pour Annaba et sa région.

Le cinquième chapitre est consacré au "**CALCUL DE LA CRUE DU PROJET**". Il représente, au même titre que le précédent, une étape clé de ce travail dans la mesure où les espaces à protéger ou à mettre en valeur sont souvent exposés au risque d'inondation. En l'absence totale d'instruments de mesures hydrométriques dans le périmètre d'étude, les débits de pointe probables sont jusqu'à présent estimés par des modèles empiriques universellement acceptés dont les résultats permettent d'orienter les études hydrotechniques.

Une des conditions essentielles de la réussite de tout programme d'aménagement réside dans la qualité des diagnostics qui servent de base à la conception des actions qui en découlent. Le sixième chapitre intitulé "**DIAGNOSTIC ET CAPACITE D'EVACUATION DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE ET DU CANAL DE CEINTURE**" analyse les informations relevées lors d'une série d'enquêtes et de mesures sur le terrain réalisée au cours de la présente étude. Ces observations ont permis d'établir un diagnostic et de procurer des données fiables et actualisées. L'introduction des données collectées sur le terrain dans le modèle hydraulique permet de dégager les faiblesses du réseau hydrographique et de définir les corrections appropriées.

Sachant que la capacité d'évacuation du réseau hydrographique est insuffisante, à l'aval, suite à des contraintes topographiques ou à des aménagements hydrauliques inadéquats, le septième chapitre intitulé "**ETUDE DE FAISABILITE DE RETENUES D'EAU SUR LES OUEDS BOUHDID ET KOUBA**", est consacré à l'étude de faisabilité d'ouvrages d'écrêtement de crue à l'amont des oueds Bouhdid et Kouba dans le but de réduire le risque à l'aval.

Le huitième et dernier chapitre "**MESURES DE PROTECTION ET DE PREVENTION**" est réservé à la proposition d'une série de mesures structurelles et préventives visant à limiter la vulnérabilité liée aux inondations dans le court, le moyen et le long termes.

Enfin, la "**CONCLUSION GENERALE**" synthétise les résultats de ce travail et suggère quelques perspectives de recherche complémentaires dans l'objectif d'affiner les connaissances initiales et nouvellement produites et de poursuivre la réflexion sur l'élaboration d'un Plan de Prévention du Risque Inondation pour la ville de Annaba et sa périphérie dans le contexte global du développement durable.

## **CHAPITRE I**

### **LES INONDATIONS: DEFINITION, TYPOLOGIE ET AMPLEUR**

La crue est un phénomène naturel et saisonnier qui correspond à une élévation du niveau des eaux. Elle ne provoque pas de perturbations majeures lorsque son ampleur est modérée. Mais une crue est susceptible de présenter des risques lorsque le débit et le volume d'eau sont tels qu'il y a débordement par rapport au lieu d'écoulement habituel (le lit mineur) : on parle alors d'inondation. L'eau se répand dans les zones d'expansion des crues, qui correspondent au lit majeur du cours d'eau, souvent largement urbanisées. Il est donc très important de bien différencier les notions de crue et d'inondation.

#### **1. Typologie des crues**

Une crue se définit par différents critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe (ou débit maximum) et son volume (KLEMES, 1975). Les crues peuvent être classées en trois grands types en fonction de leur importance et l'intervalle de récurrence :

- les crues décennales sont des crues moyennes à fortes (statistiquement, chaque année, il y a une chance sur dix pour qu'un tel événement se produise ou soit dépassé),
- les crues centennales sont des crues fortes à très fortes (statistiquement, chaque année, il y a un risque sur cent pour qu'un tel événement se produise ou soit dépassé),
- les crues millenales sont des crues exceptionnelles (statistiquement, chaque année, il y a une chance sur mille pour qu'un tel événement se produise ou soit dépassé).

La désignation centennale ou millennale caractérise une probabilité moyenne d'apparition de la crue chaque année, mais ne renseigne pas sur la durée qui sépare deux événements. Ainsi, la crue de projet est une crue de récurrence donnée (fonction de l'environnement et d'impératifs technologiques) servant à calculer les dimensions des ouvrages hydrauliques et la résistance des ouvrages de génie civil (Glossaire International d'Hydrologie).

## **2. Les différents types d'inondations**

Submersions temporaires, naturelles ou artificielles, d'un espace terrestre, les inondations peuvent être la conséquence de crues ou simplement de fortes averses. L'inondation des zones urbanisées n'est pas toujours liée à la proximité d'un cours d'eau. Les principaux facteurs qui déterminent la durée et la brutalité des inondations sont la pluviométrie (répartition temporelle et spatiale), l'état hygroscopique ou degré de saturation des sols, le degré d'imperméabilisation, le couvert végétal et les pratiques culturales, le drainage (organisation et densité du chevelu hydrographique), l'aménagement et l'entretien du réseau hydrographique, etc.

Une inondation peut être également décrite par sa genèse, par la hauteur d'eau moyenne ou maximale, la superficie de l'aire inondée et la durée de submersion (Glossaire International d'Hydrologie, Association Internationale des Sciences hydrologiques-AISH, Dictionnaire Français d'Hydrologie). En plus des inondations accidentelles liées aux ruptures d'ouvrages (barrages et retenues collinaires), on distingue :

### **▪ Les inondations de plaine**

Elles sont générées par des crues lentes et progressives (l'eau monte de quelques centimètres par heure). Elles se produisent souvent après une longue période de pluies, lorsque les sols sont saturés d'eau, plutôt durant la période des hautes eaux (en hiver). Elles ne créent pas de danger pour les vies humaines, sauf en cas d'imprudence (noyade de petits enfants dans les dépressions, dérapage de véhicules etc.), mais peuvent s'étaler sur plusieurs semaines, et occasionner des dégâts très importants (interruption des communications, dommages aux biens et aux activités).

### **▪ Les inondations dues à des crues torrentielles**

Elles ont pour origine la brusque montée des eaux (plusieurs mètres en quelques heures) de torrents ou de rivières suite à des pluies abondantes. Elles ne peuvent être prévues plusieurs jours à l'avance. Elles concernent plus particulièrement les régions montagneuses. Elles sont souvent dévastatrices et meurtrières.

## ▪ Les inondations par ruissellement

Ce type d'inondation peut se produire en tout point de la zone inondable suite à des pluies particulièrement abondantes (pluies orageuses) ou à des infiltrations dans les habitations construites dans le lit majeur des cours d'eau. Dans les zones urbanisées, les sols imperméabilisés ne permettent pas à l'eau de percoler. Les eaux de pluie ruissellent, s'accumulent dans les points bas, saturant les réseaux d'évacuation, en partie colmatés par la boue, entraînant une remontée d'eaux par les égouts. Elles ont pour conséquence la submersion de la voirie et des constructions.

## ▪ Les inondations par remontée de nappe

Le risque d'inondation dû à une crue peut être accru par un risque de remontée des eaux des nappes phréatiques. Dans certains endroits et sous certaines conditions une élévation exceptionnelle du niveau de ce type de nappe entraîne un type particulier d'inondation dit 'inondation par remontée de nappe'. On admet que ce phénomène est fréquemment observé dans la zone de convergence des écoulements en raison de la présence d'un substratum imperméable. L'excès d'eau ne peut que s'émerger en surface ; d'où l'apparition de zones hydromorphes (étangs, mares temporaires et marécages) dans certaines zones de dépression.

## ▪ La submersion de zones littorales

De fortes marées submergent les zones littorales. Outre l'action propre de la mer, ce phénomène peut provoquer le débordement des cours d'eau qui débouchent à la mer.

## 3. Ampleur des inondations

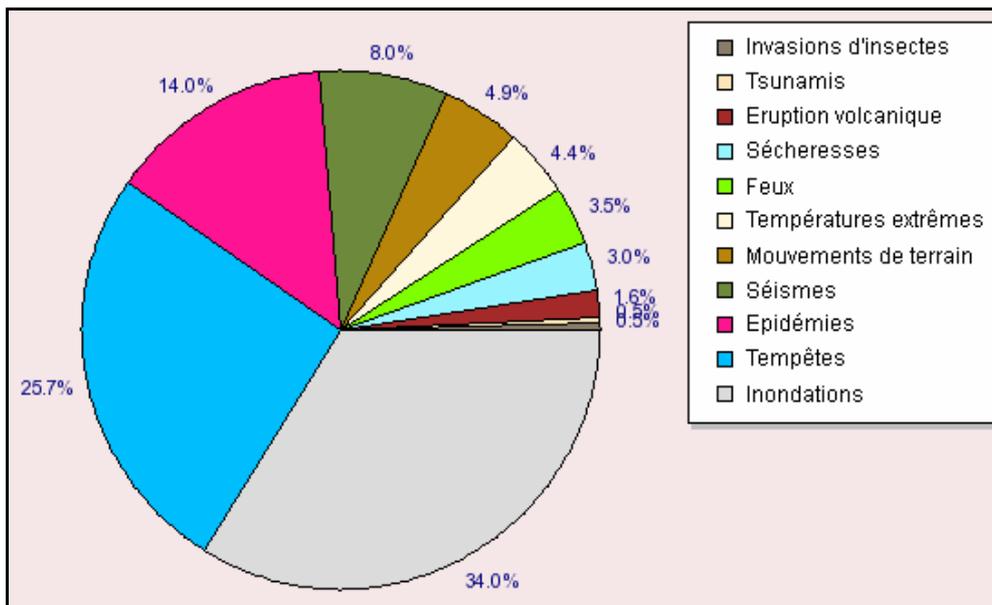
### 3.1. Les inondations à l'échelle mondiale

Au cours des deux dernières décennies, les inondations ont constitué les catastrophes les plus récurrentes (figure 1). A l'échelle mondiale, elles représentent 34% des catastrophes naturelles enregistrées entre 1990 et 2007 (CRED, 2007).

L'inondation peut être un risque majeur aux conséquences humaines et matérielles extrêmement préjudiciables. Selon l'étude annuelle du Centre de Recherche sur

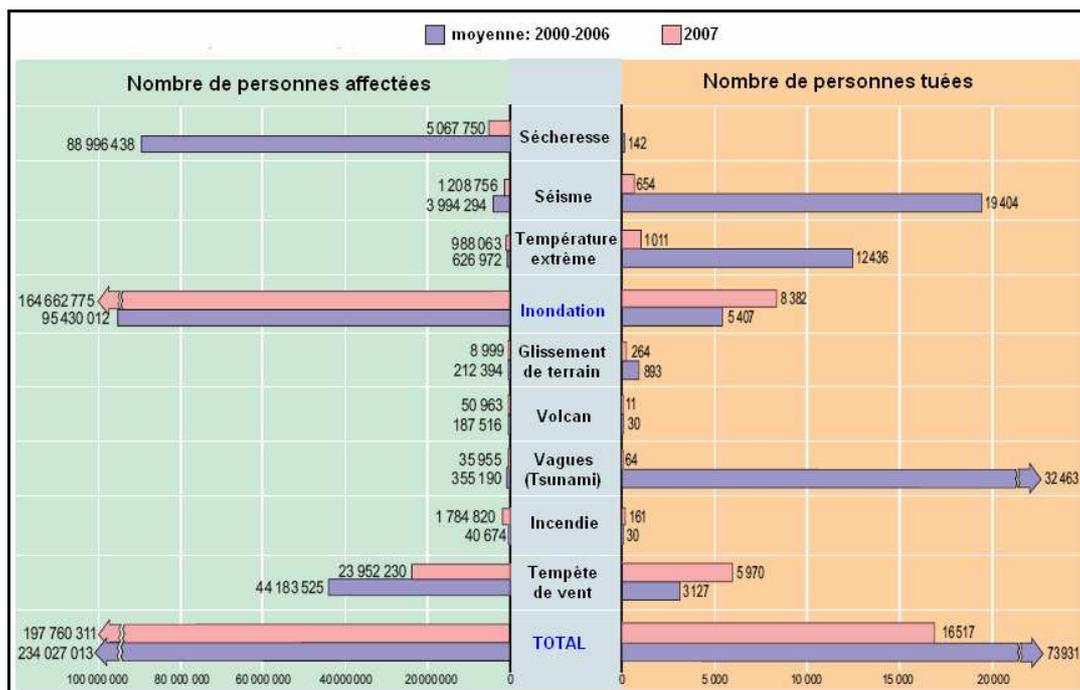
l'Epidémiologie des Désastres (CRED), le nombre de personnes touchées par les catastrophes s'est considérablement accru, atteignant près de 200 millions en 2007 contre 135 millions en 2006. Sur ce total, la grande majorité (164 millions) ont été victimes d'inondations. Entre 2000 et 2006, 95 millions de personnes étaient touchées en moyenne chaque année par cet aléa (figure 2).

Fig. 1- Type de catastrophes naturelles survenues dans le monde de 1990 à 2007



Source : CRED, 2007

Fig. 2- Nombre de personnes affectées par les catastrophes naturelles entre 2000 et 2007



Source : CRED, 2007

Selon le Dartmouth Flood Observatory (DFO, 2007), le bilan de l'année 1996 fait état de 6210 décès, 12.8 millions de personnes évacuées, 4.7 millions d'hectares submergés et 12.2 milliards de dollars américains de dommages. Selon la même source, le bilan de l'année 2007 est beaucoup plus lourd : 12429 décès, 35.6 millions de personnes déplacées et 22 milliards de dollars de dommages. Ces chiffres montrent bien que les dommages occasionnés par les catastrophes naturelles, les inondations en particulier, deviennent de plus en plus importants aussi bien sur le plan humain que matériel.

L'inventaire global des événements de crues extrêmes qui se sont produites au cours de ces deux dernières décennies (1985-2007) indique que les cyclones tropicaux engendrent les inondations les plus dévastatrices et les plus violentes (DFO, 2007). En 2005, l'ouragan Katrina a causé la mort de 1053 personnes et des dommages évalués à 60 milliards de dollars dans la Nouvelle Orléans (USA) qui a été à 80 % inondée. En 2006, le typhon Bilis est la cause des dégâts considérables en Chine et, à un degré moindre, aux Philippines (629 décès, 2.45 millions de personnes déplacés et 3.328 milliards de dollars de dommages).

Les pluies torrentielles liées aux orages, le plus souvent associées à des mouvements de masses (coulées boueuses), peuvent également engendrer des catastrophes. Le bilan des dégâts occasionnés par les inondations du 24 Juillet au 5 Août 2005 survenues en Inde (Etat de Maharastra) ont été évalués à 987 décès, 160 milles personnes déplacées et 3.5 milliards de dollars de dommages : 283000 maisons et 22500 hectares de cultures détruits (Annexe 1).

Les inondations brutales peuvent causer des dégâts considérables et des dommages environnementaux, parfois très difficiles à évaluer. Souvent, les catastrophes causées par l'eau font régresser le processus de développement pendant des dizaines d'années. En moyenne, pendant les années 90, les pertes économiques imputables à des phénomènes météorologiques extrêmes qui ont provoqué des catastrophes liées à l'eau ont été six fois supérieures à celles des années 60. Les pays en voie de développement sont touchés de façon disproportionnée, leurs pertes par unité du Produit Intérieur Brut (PIB) étant environ cinq fois plus importantes que celles des pays riches et 13 fois plus de victimes. Ces pertes sont parfois supérieures à une ou plusieurs années de développement économique durement gagné et désespérément nécessaire. Au Mozambique, par exemple, les inondations récentes survenues entre le 3 Janvier et le 10 Mars 2007 ont entraîné un recul de 23 % du PIB alors qu'au Honduras, les dommages occasionnés par l'ouragan Mitch de Novembre 1998 représentaient

plus de 69% du PIB et près de 73% de la dette extérieure; la plupart des infrastructures (ponts et routes) étant sévèrement affectées et nécessitant plusieurs années pour être remplacées (CRED, 2002, Stratégie Internationale de Prévention des Catastrophes des Nations Unies – UN/SIPC, 2005 et UN/ISDR, 2001).

Bien qu'aucune procédure standard n'existe pour évaluer les impacts économiques dont les estimations sont d'ailleurs entachées d'incertitudes, plusieurs institutions ont développé des méthodologies pour identifier puis quantifier ces pertes (CRED, 2008). En France, par exemple, la Mission d'Inspection Spécialisée de l'Environnement (MISE), a établi en 1999 une échelle de gravité des dommages liés aux risques naturels (tableau 1). Cette échelle, reprise par le Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable (MEDD, 2003), consiste à hiérarchiser les événements naturels en six classes depuis l'incident jusqu'à la catastrophe majeure.

**Tableau 1- Echelle de gravité des dommages liés aux risques naturels**

Classe	Définition	Dommages	
		humains	Matériels
1	Incident	Aucun blessé	Moins de 0,3 million d'euros
2	Accident	1 ou plusieurs blessés	Entre 0,3 et 3 millions d'euros
3	Accident grave	1 à 9 morts	Entre 3 et 30 millions d'euros
4	Accident très grave	10 à 99 morts	Entre 30 et 300 millions d'euros
5	Catastrophe	100 à 999 morts	Entre 300 millions d'euros et 3 milliards d'euros
6	Catastrophe majeure	≥ 1000 morts	3 milliards d'euros ou plus

**Source : MISE in MEDD, 2003**

La classe retenue de l'événement est celle qui correspond à l'impact humain ou matériel le plus élevé (ex : 3 morts et 50 millions d'euros correspondent à un événement de classe 3 ; 120 morts et 50 millions d'euros correspondent à un événement de classe 4). Les dommages matériels sont les dommages qui peuvent être couverts par une garantie d'assurance (catastrophe naturelle), mais aussi les dommages aux biens publics, aux infrastructures, aux réseaux, à l'environnement qui font rarement l'objet de tels contrats.

Dans les zones inondables, l'échelle de gravité des dommages, allant de pair avec les données hydrométriques, peut être utilisée dans les analyses 'Coût-Avantage' ou 'Coût-Bénéfice'. Ces analyses, qui sont généralement un préalable à l'évaluation du consentement à payer, permettent de chiffrer le coût d'un ouvrage de protection (calibré pour un aléa d'une intensité donnée) et les bénéfices qu'il induit (indemnisation moindre car les dégâts sont moindres). Elles permettent de trouver le juste calibrage des ouvrages de protection comparativement aux bénéfices escomptés. Autrement dit, la confrontation des dommages aux données hydrométriques relatives aux crues de différentes fréquences (hauteur de submersion) permet d'établir la relation 'Dommages-Probabilités', relation fortement utile dans les calculs économiques liés aux risques d'inondations. Le coût espéré des dommages peut être inclus en tant qu'annuité dans l'évaluation des coûts du projet hydrotechnique.

### **3.2. Les inondations en Algérie : un phénomène récurrent**

L'Algérie est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes et les glissements de terrains. Ces phénomènes provoquent des catastrophes et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Ces crues, variables dans le temps et dans l'espace, sont violentes, parfois rapides et soudaines (flash flooding) et surtout imprévisibles. Les inondations attribuables aux crues d'oueds et aux tempêtes de pluies se produisent dans toutes les régions du pays (Annexe 1).

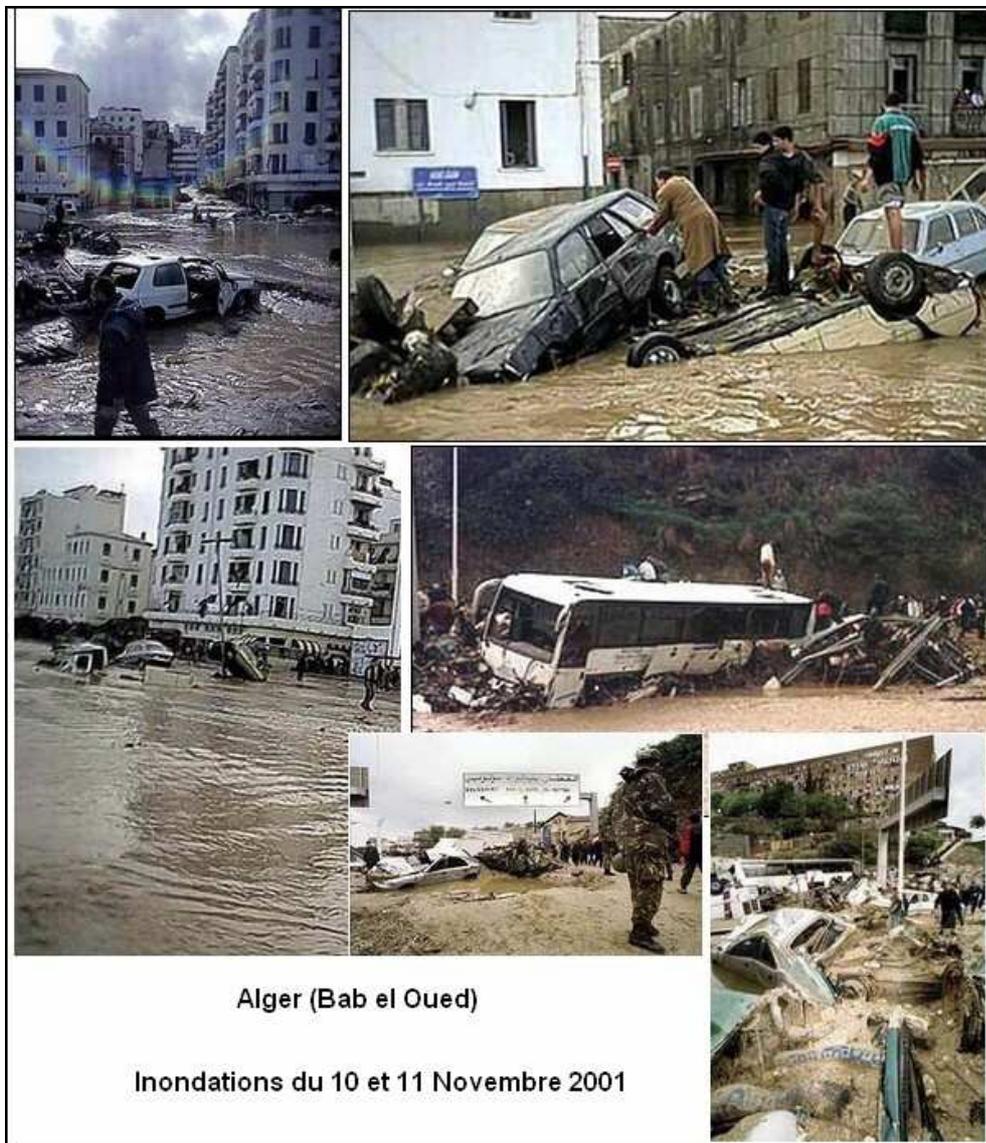
Pour illustrer le caractère catastrophique et la variabilité spatiale et temporelle de ces phénomènes en Algérie, on décrit ci-dessous quelques cas significatifs des inondations répertoriés dans diverses sources : CNES (2003), BORSALI et al. (2005), BOULGHOBRA (2006), ARGENCE et al. (2006) et presse nationale et internationale (Annexe 1). Des exemples d'inondations dues à des systèmes d'orage comprennent entre autres celles qui ont dévasté Alger (Bab el Oued) en Novembre 2001, Skikda en Décembre 1984, Béchar en Octobre 2007 et Tindouf en Février 2006.

#### **▪ Les inondations de Novembre 2001 à Alger**

Les pluies abattues sur Alger (Bab el Oued) entre le 9 et le 11 Novembre 2001 (262 mm dont 204 mm en 24 heures) ont provoqué l'une des inondations les plus dramatiques qu'a connue l'Algérie. Le bilan de la catastrophe s'est soldé par plus de 700 morts, 115 disparus et

des milliers de blessés. Les dommages aux biens (effondrement des constructions, coupures des routes et de l'électricité, renversement de voitures, arbres et poteaux électriques arrachés, liaisons ferroviaires interrompues entre Alger et les autres villes) ont été estimés à 30 milliards de dinars algériens (300 millions de dollars). Ces pluies torrentielles (130 mm enregistrées à la station de Bouzereah durant la matinée du 10 Novembre), accompagnées de violentes rafales de vent et de coulées de boue, ont provoqué tellement de dégâts que les autorités algériennes ont déclenché le plan ORSEC pour venir au secours des victimes (évacuation des milliers de familles) et ont appelé à la solidarité internationale (photo 1).

**Photo 1- Alger - Bab el Oued:**  
(à la recherche de biens récupérables)



Source : GIOVANOLA et HERITIER, 2002

▪ **Les inondations de Décembre 1984 à Skikda**

Qualifiées d'exceptionnelles, les inondations du 28 au 31 Décembre 1984 ont été parmi les plus graves enregistrées après celles de Novembre 1957 (photos 2 et 3) durant lesquelles la plupart des records de pluviosité ont été battus dans le bassin de l'oued Saf Saf (172.3 mm en 24 heures à Zardezas, 137.5 mm à Ramdane Djamel et 100 mm à Skikda).

**Photo 2- Skikda – inondations de Novembre 1957**

(Allées vers le stade du 20 Août)



Source : <http://ecolerusicade.free.fr/inond.html>

**Photo 3- Skikda – inondations de Novembre 1957**  
(Entrée Ouest de la ville en provenance de Stora)



Source : <http://ecolerusicade.free.fr/inond.html>

Les inondations de 1984 ont été également engendrées par des pluies abondantes et continues sur plusieurs jours. Les précipitations quotidiennes maximales ont atteint 137 mm à Zardezas, 97.6 mm à El Harrouch et 111.2 mm à Ramdane Djamel (archives de l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique-ANRH). Ces pluies exceptionnellement fortes ont été à l'origine de la montée, et par la suite, du débordement des eaux de l'oued Saf Saf et ses principaux affluents à l'aval du barrage (photo 4).

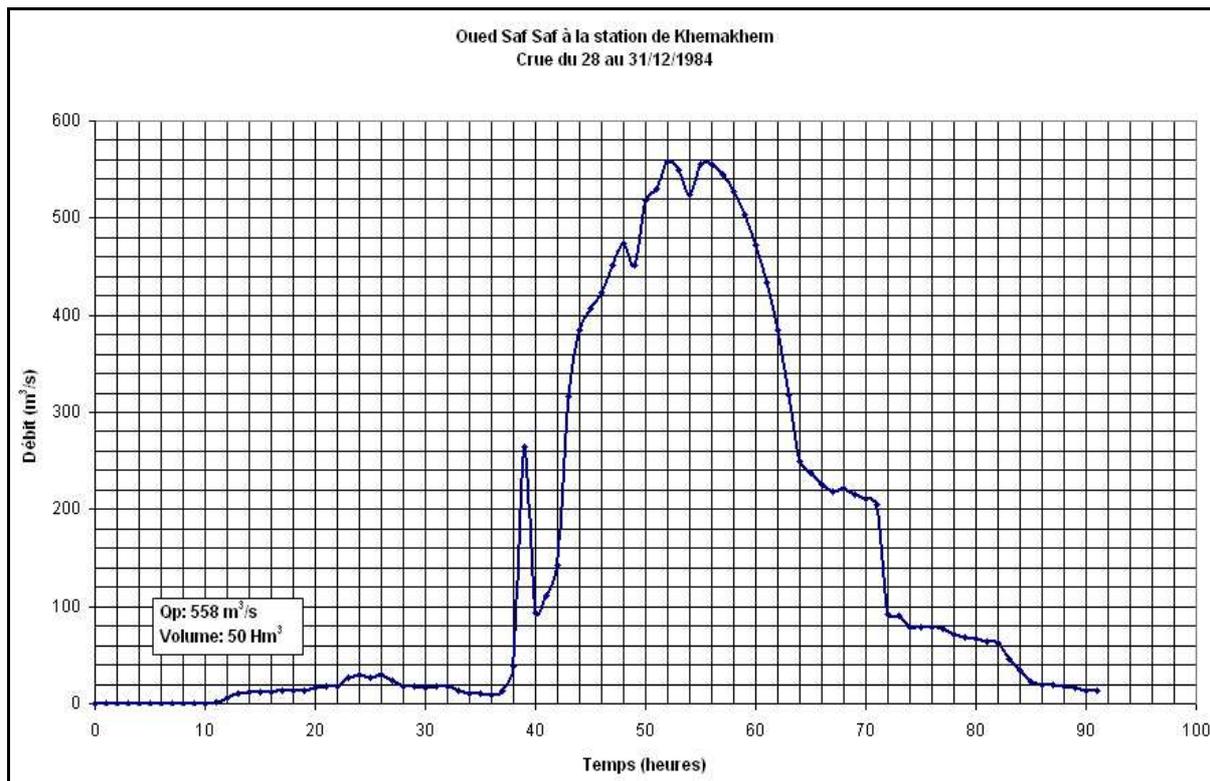
**Photo 4- Skikda – inondations du 28 au 31/12/1984**  
(Allées: évacuation des personnes à l'aide de zodiacs).



Source: un amateur, 1984

L'analyse de l'hydrogramme de la crue enregistré à l'amont du barrage des Zardezas (superficie du bassin à la station de Khemakhem : 322 km<sup>2</sup>) entre le 28 et 31 Décembre (figure 3) reflète bien la puissance de cette crue, le débit maximum observé et le volume de la crue étant 558 m<sup>3</sup>/s et 50 Hm<sup>3</sup>, respectivement. Ce volume équivaut l'apport en eau de l'oued Saf Saf en une année normale estimé à 50.5 Hm<sup>3</sup>/an (moyenne calculée sur 66 ans, série 1939-2004).

**Fig. 3. Hydrogramme de la crue de Décembre 1984**



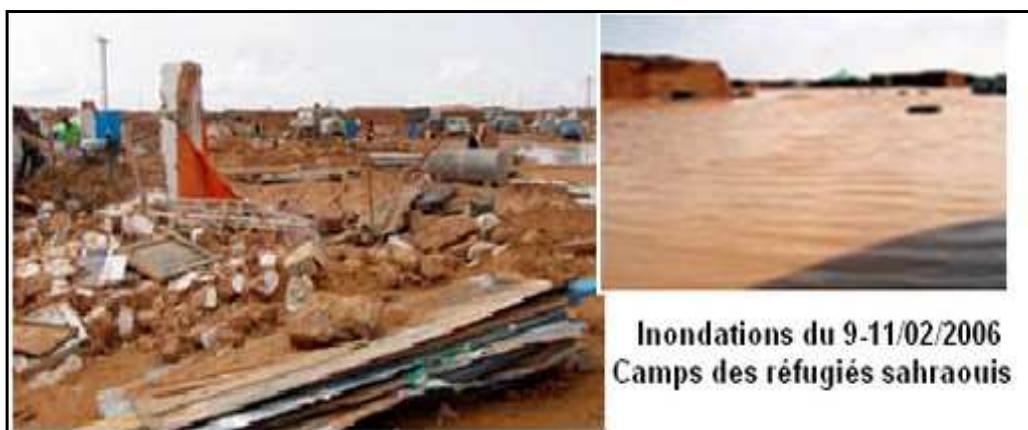
**Source de données de base: ANRH**

La catastrophe a été aggravée par un dysfonctionnement des portes de vidange du barrage de Zardezas à l'amont du bassin suite à des lâchées sécuritaires. Les archives relatives à la gestion du barrage font ressortir que le débit maximum évacué était de l'ordre de 1004 m<sup>3</sup>/s. Ces inondations, excessivement violentes, ont dévasté la ville de Skikda dont une grande partie est située aux embouchures de l'oued Saf Saf et de son affluent Zeramna (photo 4). Le bilan dressé par la cellule de crise a fait état de 11 morts et d'importants dégâts matériels évalués alors à 50 millions de DA (infrastructures de base fortement endommagées, édifices effondrés suite à des mouvements de masse, immersion de 400 hectares et enclavement de la ville pendant 10 jours).

## ▪ Les inondations du Sud

Des inondations plus isolées ou de grandes envergures ont également marqué le Sud du pays; c'est ce qui s'est produit dans les régions d'Illizi, Adrar et Tamanrasset en Mars 2005, à Tindouf en Février 2006, à Béchar en Octobre 2007 et 2008 et à Ghardaïa en Octobre 2008. Des averses torrentielles et brèves engendrent une concentration des eaux ruisselées dans les lits d'oueds et torrents, le plus souvent à sec (flash flooding), et peuvent provoquer des débordements particulièrement destructeurs. A titre d'exemple, il a suffi d'une pluie quotidienne de 79 mm (soit la quantité enregistrée en deux ans) pour détruire 50 à 60% des infrastructures aux camps des réfugiés sahraouis à Tindouf entre le 9 et 11 février 2006 (photo 5). D'après l'évaluation de l'agence du Haut Commissariat des Nations Unies pour les réfugiés (HCR) à Tindouf, au moins 70% des stocks de la nourriture des familles ont été ruinés. Le Croissant Rouge Sahraoui (CRS) a lancé un appel à la communauté internationale pour des dons en tentes, médicaments, nourriture et couvertures.

**Photo 5. Tindouf : Camp des réfugiés sahraouis détruit**

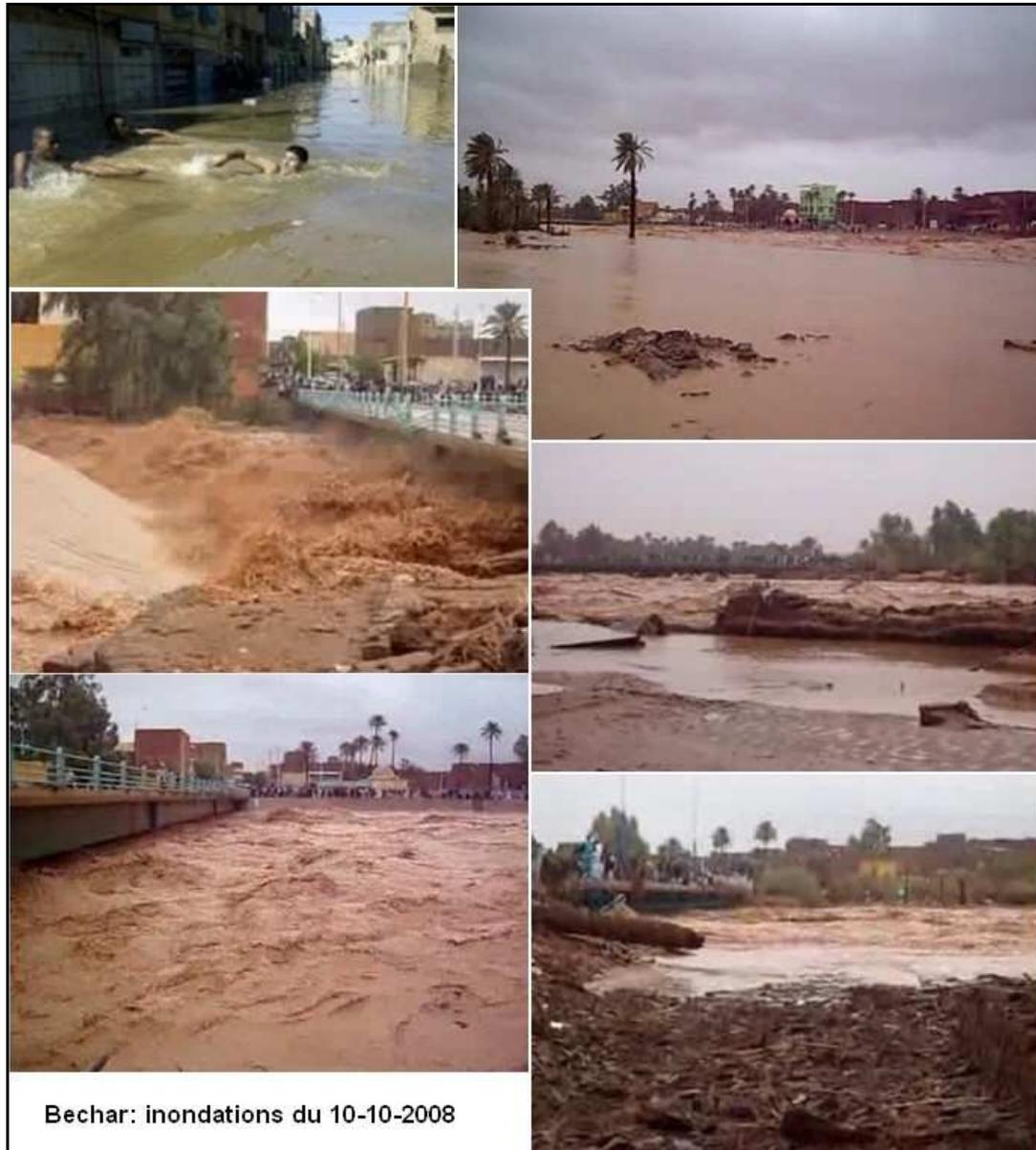


Source : <http://www.reliefweb.int/>

Suite à de très fortes intempéries qui ont duré plus de 3 jours (oueds Mâadar, Zouzfana et Bechar en crues), la wilaya de Béchar a subi le 18 Octobre 2007 des dommages considérables. En plus des deux victimes emportées par les eaux, les infrastructures de base ont été fortement endommagées (lignes téléphoniques coupées, circulation automobile arrêtée, routes bloquées suite à l'effondrement de plusieurs dalots et ponts, infiltrations des eaux dans plusieurs habitations). En moins d'une année, la ville de Bechar a été frappée, encore une fois,

par l'inondation du 10 Octobre 2008 causant la mort de 8 personnes et des dommages importants. Cette dernière a été la plus grande depuis 1959 (photo 6).

**Photo 6- Béchar : inondations du 10 Octobre 2008**  
(Débordement de l'oued Béchar)



Source : <http://www.youtube.com/watch>

Ces pluies 'diluviennes' ont également provoqué un arrêt de l'approvisionnement des produits alimentaires à partir du Nord pendant plusieurs jours, ce qui a engendré un renchérissement sur les prix de ces produits alimentaires, notamment les légumes (El Watan, Edition du 24 Octobre 2007).

Dans la majorité des cas, la météorologie est un facteur déterminant dans la genèse des crues. En effet, ces inondations sont, en général, engendrées par des épisodes pluvieux généralisés (pluies orageuses) longs (plusieurs heures, voire plusieurs jours) ou spontanées ; vingt minutes seulement ont suffi aux pluies ‘diluviennes’ du 01-10-2008 pour causer la mort de plus de 34 personnes et transformer en ruines la vallée du M’zab à Ghardaïa (photo 7), totalement inondée par des eaux boueuses (El Watan, Edition du 04-10-2008).

**Photo 7- Ghardaia: inondations du 01-10-2008**  
(Destruction massive causée par les eaux boueuses)



Source : <http://video-aol.com/video-detail>

Le cumul pluviométrique atteint lors de ces événements est très supérieur aux capacités de stockage des obstacles à l'écoulement (barrages, retenues collinaires et bassins de rétention), aux capacités de rétention des sols et aux capacités d'évacuation des oueds ; le débit de l'oued M'Zab, enregistré le 1<sup>er</sup> Octobre 2008, a été de l'ordre de 900 m<sup>3</sup>/s (crue centennale) et la hauteur de submersion a atteint par endroits les 8m.

Les dommages aux personnes et aux biens surviennent lorsque l'occupation du sol et le type de construction en zone inondable ne sont pas adaptés aux submersions. Ces dommages sont en augmentation en Algérie et cela n'est pas imputable au seul changement climatique ou à l'aménagement des bassins versants. Le développement inconsidéré de l'urbanisation dans les zones inondables a mené à la situation délicate dans laquelle se trouvent de nombreux quartiers. A titre d'exemple, le tableau 2, qui présente le nombre de constructions en zones inondables dans quelques wilayates de l'Est Algérien, fournit une idée de la gravité de la situation que peut générer le double phénomène des inondations et de l'urbanisation incontrôlée.

**Tableau 2- Nombre d'habitations construites en zones inondables**

<b>Wilaya</b>	<b>Nombre de constructions</b>
Skikda	4009
Annaba	30 cités et quartiers
Guelma	360
Constantine	620
El Tarf	2370
Souk Ahras	La plupart des communes présentent des habitations construites en zones inondables.

**Source : CNES, 2003**

Les risques d'inondations pèsent sur les sociétés humaines à travers le monde entier, mais avec une intensité variable. En Algérie, l'Etat dépense chaque année plusieurs centaines de millions, voire des milliards, de dinars pour réparer les dégâts dus aux inondations. Les constats post catastrophes ont mis en lumière que les pertes dues aux inondations sont loin d'être d'origine exclusivement hydrométéorologiques mais sont aggravées par un cumul de déficits et de 'laisser-faire' dans les pratiques de la gestion de l'espace urbain à travers le pays : constructions dans les zones d'expansion des crues, dans les lits et à proximité des oueds et chaabets, etc.

### 3.3. Les inondations dans la ville de Annaba et à sa périphérie

La mémoire des Annabis retient plusieurs aléas hydrométéorologiques ayant causé des dégâts humains et matériels considérables. Bien que peu documentées, des inondations de grande envergure ont été enregistrées en 1907, 1958, 1967, 1973, 1982, 1996 et 2005 (photos 8-12).

Les plus graves sont celles de Novembre 1982. En plus des 26 victimes, les dégâts ont été très importants. Les eaux avaient emporté de nombreuses baraques (gourbis) situées sur le parcours des oueds Sidi Harb et Forcha. La crue était telle que les dommages causés aux habitations et au réseau de communication étaient incommensurables.

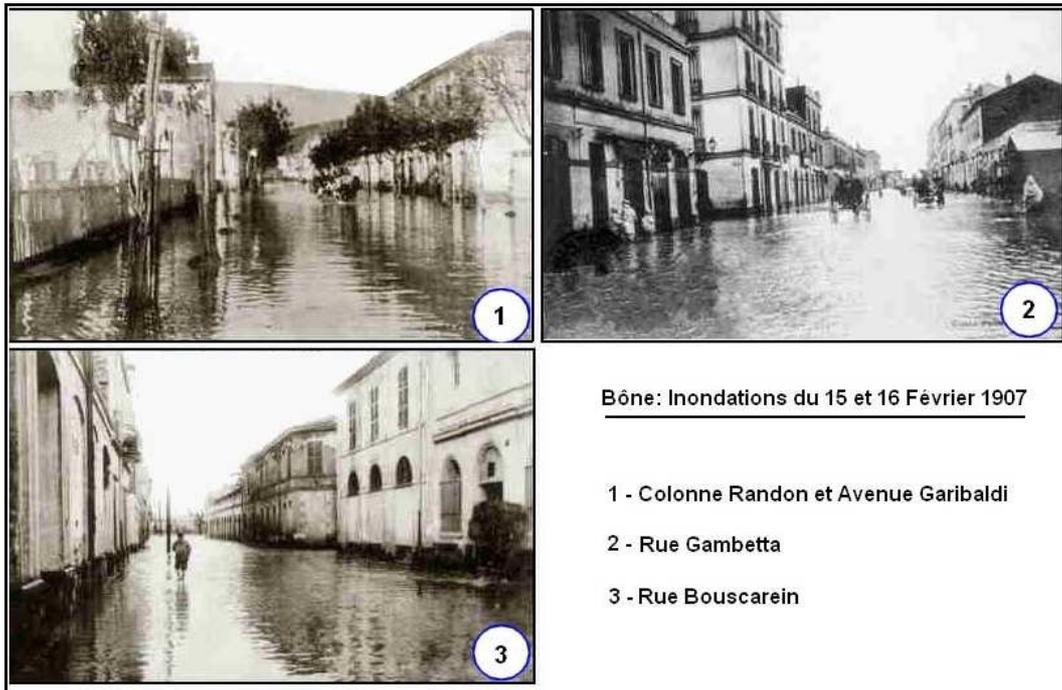
A Annaba, les grandes crues se sont toujours produites entre Octobre et Avril et sont caractérisées par une durée de submersion qui s'étale dans le temps (plus de 2 jours). Le tableau 3 illustre la distribution spatiale des pluies enregistrées lors des inondations du 13 au 14 Décembre 2005.

**Tableau 3- Pluviométrie journalière enregistrée lors des inondations du 13 au 14/12/2005.**

Station	Date	Pluie (mm)	Observations
Annaba-les Salines	13/12/2005	61.5	-
Séraïdi	13/12/2005	135.9	-
Chaffia Barrage	13/12/2005	116.0	-
Lac des Oiseaux	13/12/2005	65.0	58.5 mm entre 18 :30 et 8 :45
Ain Berda	-	-	Non enregistrée
Guelma	13/12/2005	65.5	24.5 mm le 14/12/05
El Kerma	13/12/2005	5.5	25.3 mm le 12/12 et 32.5 mm le 14/12
Berrahal	13/12/2005	56.0	10.6 mm le 14/12/2005.
Pont Bouchet	13/12/2005	8.7	61.8 mm le 12/12
Boukemouza	13/12/2005	104.5	-
Ain Charchar	13/12/2005	66.5	11.5 mm le 12/12/2005

**Source : ANRH, Antenne de Annaba**

**Photo 8- Inondation du 15 et 16 Février 1907**



Source : <http://www.photos-algerie.fr/>

**Photo 9- Inondation du 13 au 14/12/2005**  
(Plaine Ouest - débordement du canal de ceinture)



Source : Protection civile, 2005

**Photo 10- Inondation du 13 au 14/12/2005**  
(Entrée Boulevard Saf Saf)



Source : Protection civile, 2005

**Photo 11- Inondation du 13 au 14/12/2005**  
(Pénétrante Ouest - Oued Edheb)



Source : Protection civile, 2005

**Photo 12- Inondation du 13 au 14/12/2005**  
(Entrée Ouest - RN 44 et Cité Rym)



**Source : Protection civile, 2005**

Les inondations dans la ville de Annaba et sa périphérie sont principalement liées aux crues (débordement d'oueds), aux ruissellements urbains et probablement à la remontée de la nappe phréatique (à l'aval de Kef N'Sour et dans le bassin de l'oued Boudjema). Ces inondations sont souvent provoquées par la concomitance des ondes de crue des différents affluents du versant Sud de l'Edough dues à des épisodes pluvieux abondants, généralisés et étalés dans le temps en amont des bassins (durée des averses largement supérieures au temps de concentration des eaux), à un ruissellement important (dû à des versants élevés à pentes fortes et un couvert végétal protecteur de plus en plus dégradé).

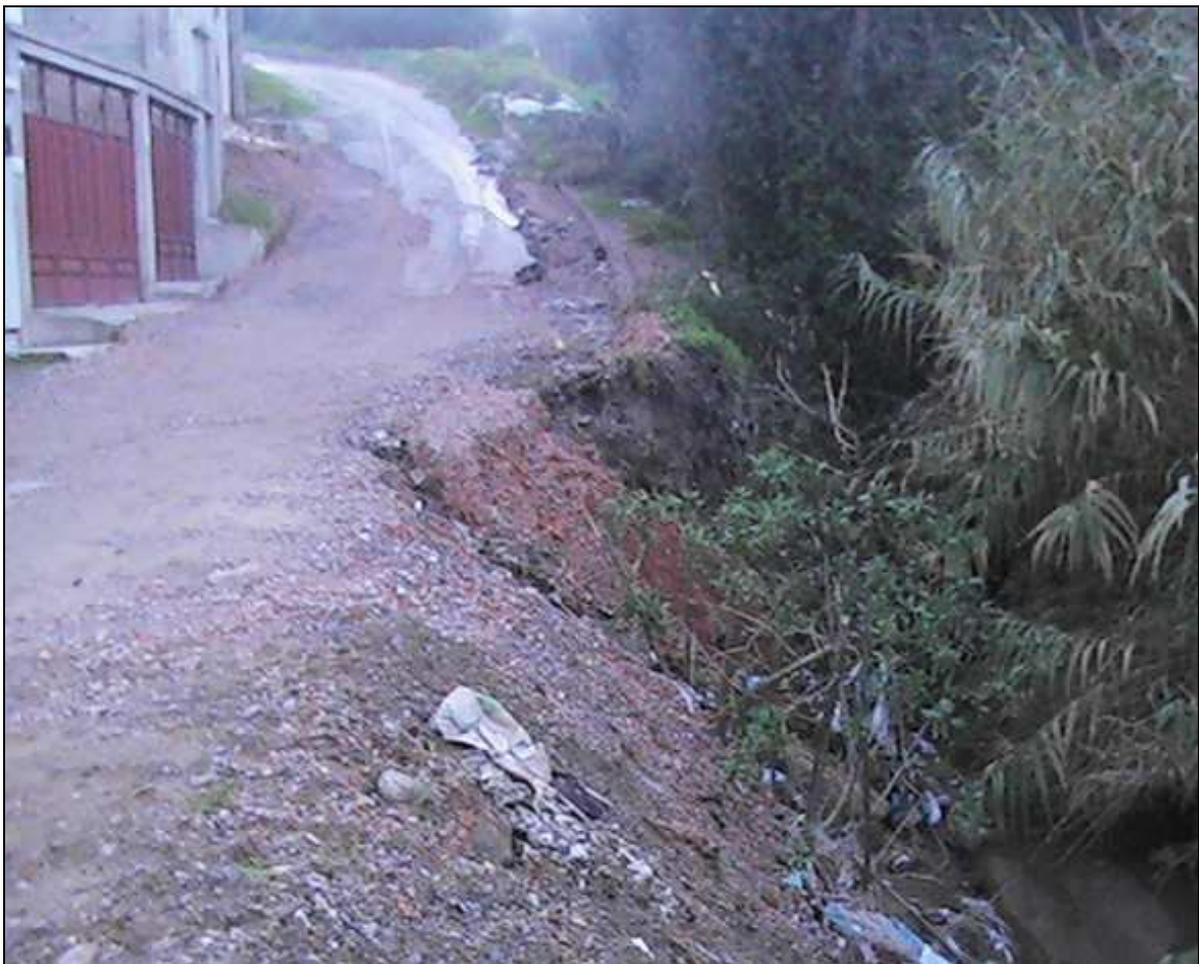
Les inondations provoquées par une crue majeure peuvent également être aggravées par une remontée des eaux par le réseau d'égouts (mis en charge et le plus souvent colmatés par les sédiments et les déchets). Ces phénomènes, complexes, accentués à Annaba par des galeries et des ponceaux souterrains qui jalonnent la ville, sont actuellement en cours d'évaluation par le bureau d'étude suisse BONARD et GARDEL (BG) dont les premiers constats ont fait état de 27 % de tampons non apparents (donc non accessibles), 32 % des

regards à réhabiliter et un degré de colmatage des collecteurs anormalement élevé allant, par endroits, jusqu'à provoquer des débordements au niveau des regards (BG, 2007).

L'urbanisation accélérée dans les zones naturelles d'expansion des crues de l'oued Kouba au Nord et l'ancien cours de Oued Edheb et de ses affluents à l'Ouest (Forcha, Sidi Harb et Bouhdid) a également fortement réduit la capacité de stockage de ces zones et a fait augmenter ainsi le risque de crue en amont de Kef N'Sour par rehaussement de la ligne d'eau et surtout en aval par augmentation du débit de transit (tronçon Kef N'Sour – Jetées). Corrélativement elle place en situation de grande vulnérabilité les constructions édifiées sur ces surfaces dont la vocation naturelle était de servir d'exutoire à de forts volumes d'eau. Les photos 13 à 16 illustrent les risques auxquels sont exposées certaines constructions situées à proximité du lit mineur des différents oueds qui traversent Annaba.

**Photo 13. Oued Kouba-Cité Valmascort**

(Erosion par sapement de berge)



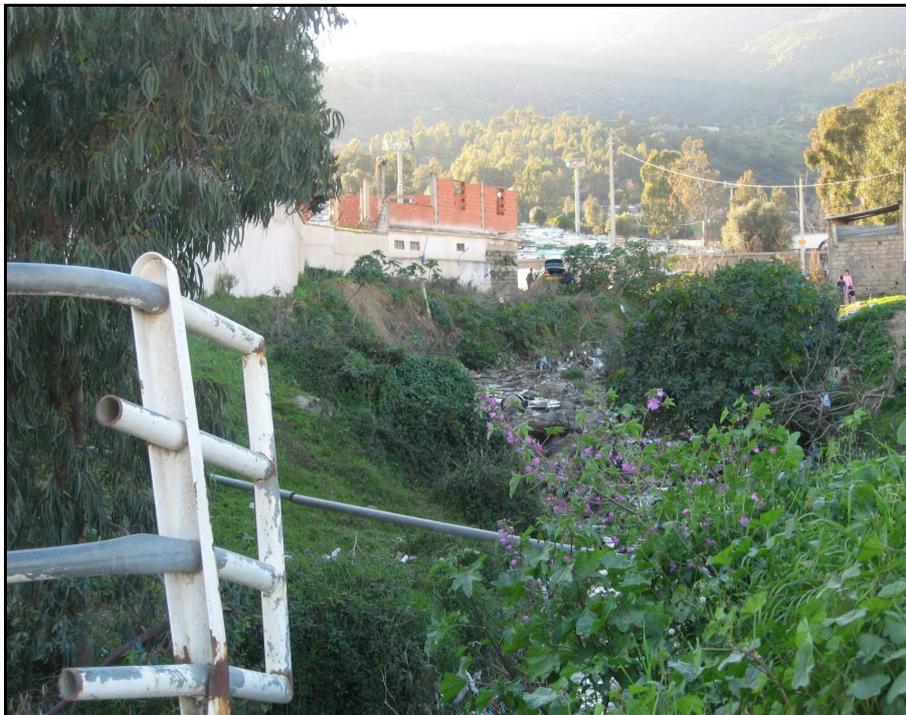
**Source : L. Beloulou (Octobre 2007)**

**Photo 14. Oued Kouba-Cité Valmascort**  
(Risque d'effondrement du mur)



Source : L. Beloulou (Octobre 2007)

**Photo 15. Oued Sidi Harb - Constructions à proximité des berges**



Source : L. Beloulou (Février 2008)

**Photo 16. Oued Bouhdid - Constructions à proximité des berges**  
(Siège de l'Entreprise HYDRO-TRANSFERT EST)



**Source : L. Beloulou (Février 2008)**

Enfin, l'inondation est considérée comme un événement climatique extrême. Souvent qualifiée de risque naturel, elle est lourde de conséquences (pertes humaines, sociales, économiques et environnementales) tant pour les pays développés que pour les nations en développement bien que tous ne soient pas affectés de la même manière. La capacité à gérer l'impact de l'inondation varie également d'un pays, d'une région, d'une communauté et d'un groupe de population à l'autre.

En Algérie, le discours officiel a toujours préféré expliquer par la 'volonté divine' des catastrophes dans lesquelles l'absence de contrôle de la croissance de la ville avait, pourtant, une grande part. En plus, les populations ne savent rien des plans ORSEC (plans d'évacuation de la ville en cas de catastrophe) auxquels elles ne sont pas (ou rarement) associées et aucune donnée n'est disponible (pour le grand public) sur les mesures prises pour protéger les villes.

Pour la ville de Annaba, prise comme un exemple, la vulnérabilité à l'inondation est complexe. Elle est définie par un ensemble de conditions et de procédures résultant de facteurs physiques, sociaux, économiques et environnementaux qui accroissent la fragilité des annabis exposés à ce type d'aléa. Comprendre cette vulnérabilité est essentiel pour se prémunir du phénomène d'inondation et envisager une mitigation ainsi que des politiques et des programmes d'assistance.

Pour mieux appréhender les principales causes des inondations dans cette ville, les facteurs hydroclimatologiques (pluviométrie, bilans d'eau), physiographiques (géomorphologie, géologie) et autres caractérisant la région sont classiquement décrits dans le chapitre suivant. La synthèse des informations recueillies permettront de faire ressortir, du moins à grande échelle, les facteurs favorisant le phénomène d'inondation et faciliteront le choix des coefficients dans les formules de calcul de la crue du projet.

## **CHAPITRE II**

### **PRESENTATION DU CADRE GENERAL DE LA ZONE D'ETUDE**

Classiquement, dans toute étude hydrologique, une description du milieu est incontournable. En fonction du but recherché, l'étude est de plus en plus affinée de façon à faire ressortir les différents éléments explicatifs de la thématique traitée. Il faut donc, dès l'abord, développer quelques considérations générales sur la région de Annaba, de manière à mieux faire comprendre sa situation et ses caractéristiques hydroclimatologiques et géomorphologiques qui peuvent avoir une influence directe ou indirecte sur les modalités de l'écoulement. La combinaison des paramètres climatiques (pluviométrie, température, vent, etc...) et le contexte géologique (lithologie et tectonique) et orographiques (relief) du bassin versant permettent d'apprécier le caractère torrentiel des cours d'eau lorsqu'ils débouchent dans la basse vallée de Annaba.

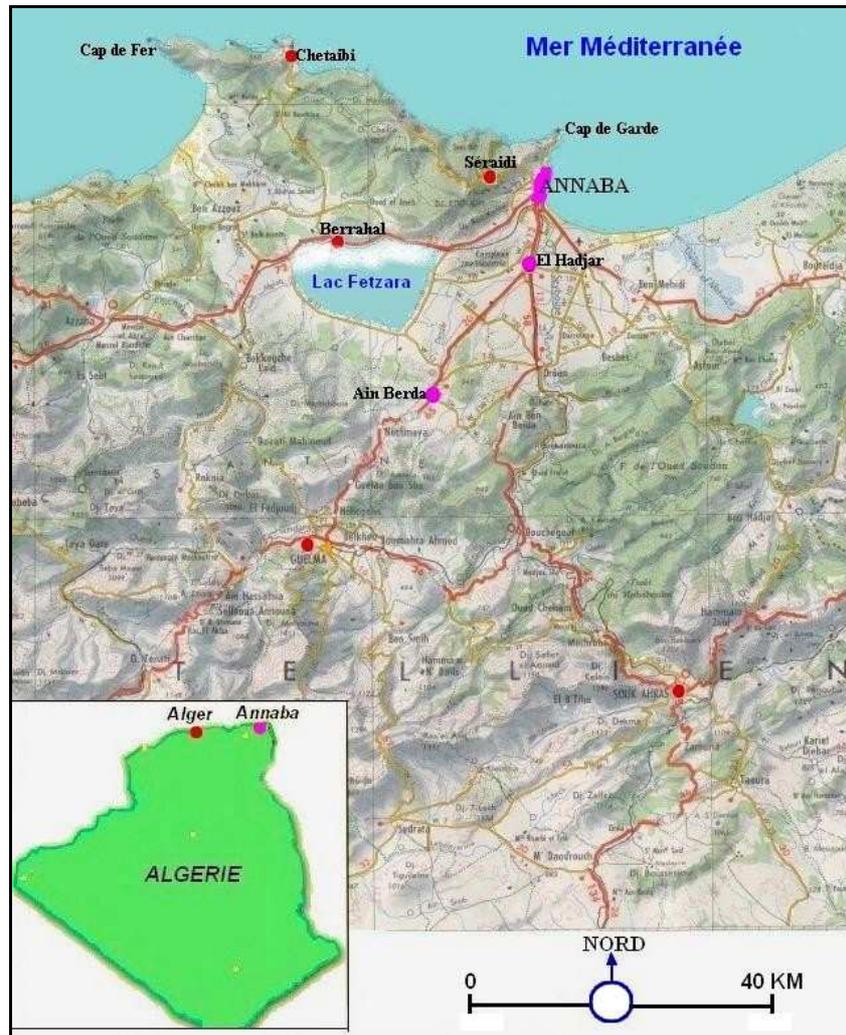
#### **1. Situation géographique de la zone d'étude**

Les bassins étudiés font partie du versant Sud du massif de l'Edough. De par sa situation géographique, ce massif appartient administrativement dans sa quasi-totalité au territoire de la wilaya de Annaba, au Nord-Est de l'Algérie (Fig. 4). Les oueds Kouba, Forcha, Sidi Harb, Bouhdid et Boudjemaa, les cours d'eau les plus développés, drainent, respectivement, d'Est en Ouest un territoire de l'ordre de 90 à 100 km<sup>2</sup>. Sur le plan administratif, ce secteur chevauche sur les communes de Séraïdi, El Bouni et Annaba.

#### **2. Facteurs hydroclimatologiques**

Faisant partie de la chaîne du littoral, le versant Sud de l'Edough est soumis au climat méditerranéen caractérisé par deux saisons distinctes : la saison humide et la saison sèche. Dans la zone d'étude, les contrastes géomorphologiques font que les facteurs hydroclimatologiques, dont les principaux sont décrits dans ce qui suit, se répartissent de façon très irrégulière dans le temps et dans l'espace.

Fig. 4. Situation de la zone d'étude



Source: Carte d'Algérie au 1/500000 de Constantine-Feuille NJ-32-SO, Institut National de Cartographie et de Télédétection, 1963

## 2.1. Pluviométrie

Le massif de l'Edough reçoit des quantités de pluies relativement importantes. Le relief agit comme un rempart qui provoque la condensation et la précipitation d'une partie de la vapeur d'eau amenée par le vent soufflant de la mer, avec des maxima pluviométriques sur les massifs montagneux les plus élevés et les plus proches de la mer et des minima pluviométriques sur les versants sous le vent de ces massifs.

Dans la région de Annaba, la pluviométrie moyenne annuelle (série : 1984/85 – 2004/05 en Annexe 2), inégalement répartie au cours d'une même année et d'une année à l'autre, suit un gradient croissant de Annaba-les Salines (670mm) vers Séraïdi (1145mm).

L'accroissement de la pluviométrie de Annaba vers Séraïdi est principalement lié au gradient altimétrique également croissant (Annaba-les Salines : 3m, Séraïdi : 860m). Pendant les années fortement excédentaires (année hydrologique 2003-2004 par exemple : coefficient pluviométrique de l'ordre de 1.3), la pluviométrie atteint 878 et 1521 mm/an respectivement à Annaba et à Séraïdi (Annexe A2). Cette irrégularité pluviométrique constitue une donnée fondamentale du climat méditerranéen.

Au niveau des stations de Annaba-les Salines et de Séraïdi, stations jugées représentatives des basses et hautes altitudes, respectivement, près de 75 % des pluies tombent entre les mois de Novembre et Avril, période la plus pluvieuse. Le mois de Décembre enregistre le maximum de pluie (118mm à Annaba-les Salines et 202mm à Séraïdi).

Les pluies tombent le plus souvent sous forme d'averses d'intensités et d'extension géographiques variables. Le nombre moyen de jours de pluvieux est de l'ordre de 110 jours/an (tableau 4).

**Tableau 4. Nombre moyen de jours de pluie dans la région de Annaba**

Station	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août	Année
Annaba-Les Salines	8	9	14	15	15	12	11	11	8	4	1	3	111
Séraïdi	9	9	14	15	14	11	11	11	6	4	1	3	109

**Source : Office National de la Météorologie**

Les pluies torrentielles (pluie journalière supérieure ou égale à 30mm) s'observent généralement aux mois d'Octobre, Novembre et Décembre. Ces pluies, qui dépassent parfois les 130 mm/j à Séraïdi et les 60 mm/j à Annaba sont à l'origine d'un certain nombre de débordements au niveau de la ville de Annaba et de sa périphérie. Les quantités de pluies enregistrées aux pluviomètres le 13/12/2005 (135.9mm à Séraïdi et 61.5mm à Annaba) étaient à l'origine des inondations du 13 au 14 décembre 2005.

## **2.2. Température**

Contrairement aux précipitations, les températures subissent un gradient thermique décroissant avec l'altitude. En effet, la température moyenne est de l'ordre de 15 et 18 °C aux

stations de Séraïdi et Annaba-les Salines, respectivement. Les minima s'observent durant la période hivernale (Décembre - Février). La moyenne des minima s'échelonne entre 4 °C à Séraïdi et 8 °C à Annaba. Au cours du mois de Janvier, mois le plus froid, les thermomètres enregistrent des moyennes de l'ordre de 6 °C à Séraïdi et 10.5 °C à Annaba.

### **2.3. Evapotranspiration et bilan**

Les phénomènes d'évaporation interviennent dans le cycle hydrologique dès le moment où les précipitations, sous forme liquide ou solide, atteignent la surface du sol. Qu'elle provienne des pluies récentes infiltrées dans la zone d'aération (zone non saturée) ou qu'elle remonte par capillarité de la nappe phréatique, l'humidité du sol peut être reprise directement par l'évaporation ou indirectement par la transpiration de la couverture végétale.

L'établissement du bilan d'eau d'une région, pour une période donnée, a pour but la connaissance de la répartition plus ou moins grossière des précipitations entre les composantes suivantes : l'évapotranspiration, le ruissellement et l'infiltration. A l'échelle mensuelle, les résultats du bilan évaporométrique de THORNTHWAITE permettent de dégager la période durant laquelle les précipitations seraient excédentaires suite à une saturation des sols, ce qui favorise le ruissellement qui peut générer des inondations.

#### **2.3.1. L'évapotranspiration**

L'évapotranspiration est définie comme étant la somme des quantités d'eau exprimées en mm, évaporées par la surface du sol et transpirées par les plantes. Dans cette étude, elle est déterminée par la méthode du bilan évaporométrique de THORNTHWAITE au niveau des deux stations de référence précitées. Le bilan est établi pour l'année moyenne (séries de données: 1984/85-2004/05) en affectant une valeur de 90mm à la réserve facilement utilisable. Les résultats obtenus pour les stations prises en considération, sont consignés au tableau 5.

Le bilan d'eau établi par la formule de THORNTHWAITE montre à travers les exemples de Annaba et Séraïdi que, dans la région, l'évapotranspiration potentielle (ETP) moyenne annuelle varie grossièrement entre 800 et 900mm. Le maximum mensuel, observé au mois de Juillet à Séraïdi et au mois d'Août à Annaba, est de l'ordre de 150mm. Le minimum s'observe durant la période hivernale (Janvier: 16 à 24mm).

**Tableau 5. Bilans de THORNTHWAITE: Stations de Annaba-Les Salines et de Séraïdi  
(Réserve facilement utilisable: 90 mm)**

<b>Station</b>	<b>Annaba-les Salines</b>	<b>Séraïdi</b>
Précipitations P (mm)	666.1	1144.9
Evapotranspiration potentielle ETP (mm)	884.4	816.4
Evapotranspiration réelle ETR (mm)	458.8	487.2
Déficit agricole DA (mm)	425.6	329.2
Excédent EXC (mm)	207.3	657.6
ETR/P (%)	69	42.6
EXC/P (%)	31	57.4
Mois déficitaires	4 mois: Juin - Septembre	4 mois: Juin - Septembre
Mois excédentaires	5 mois: Décembre - Avril	6 mois: Novembre - Avril
Début de la reconstitution de la réserve	Novembre	Octobre
Réserve pleine	Décembre	Novembre
Début d'épuisement de la réserve	Mai	Mai
Réserve à sec	Juin	Juin

**Source des données de base: Office National de la Météorologie**

La reconstitution de la réserve du sol s'effectue, à partir d'Octobre ou de Novembre. Le sol atteint la saturation dès les mois de Novembre et de Décembre. Elle commence à s'épuiser à partir du mois de Mai pour se vider complètement en Juin. Pendant la période de saturation des sols (Novembre-Avril), les conditions sont favorables à la genèse des crues en cas de fortes averses.

En année moyenne, l'écoulement (infiltration et ruissellement), qui commence à apparaître entre Novembre à Séraïdi et en Décembre à Annaba, représente respectivement, près de 57 et 31 % des pluies totales annuelles. Les quantités importantes d'eau (207 mm en 5 mois à Annaba et 658 mm en 6 mois à Séraïdi) enregistrées aux stations de référence, permettent d'apprécier l'importance du volume d'eau régularisé par les bassins aux exutoires naturels (la mer) des oueds Boudjemaa à l'Ouest et Kouba à l'Est. Ce surplus d'eau contribue à la réalimentation de la nappe superficielle et les marécages au niveau de la plaine Ouest, d'une part, et au ruissellement des différents cours d'eau, d'autre part.

Dans la région de Annaba, l'évapotranspiration réelle annuelle varie considérablement d'une année et d'un endroit à l'autre. Elle représente en moyenne près 43 %

et 69 % des pluies annuelles tombées au cours d'une année moyenne à Séraïdi et Annaba, respectivement.

On doit enfin noter que la région d'étude se démarque, selon l'état de la réserve facilement utilisable, par un déficit agricole variable, selon l'année et le lieu, entre 330 et 425mm. Grossièrement, ce déficit s'étale du mois de Juin au mois de Septembre. Le maximum de 140 à 145mm s'observe le plus souvent au mois de Juillet. Au cours de cette période (période d'été), les crues et, par conséquent, les inondations sont très peu probables. Néanmoins, les sols sont à sec et le couvert végétal souffre de la sécheresse ce qui favorise le phénomène d'érosion lors des premières pluies d'automne.

### **2.3.2. Le ruissellement**

Le ruissellement est l'excès de pluie qui n'arrive pas à s'infiltrer dans le sol, coule à sa surface, s'organise en filets et rejoint rapidement le cours d'eau où il peut provoquer des débits de crue élevés après des temps de réponse relativement courts (de l'ordre d'une heure pour les petits bassins). Dans la présente étude, ce paramètre fondamental du bilan hydrologique, ne peut être déterminé avec précision faute de moyens de mesure de l'écoulement de surface dans la zone d'étude. Dans cette situation, le débit des oueds à l'exutoire à l'aval de la confluence du canal de ceinture et oued Boudjemaa a été estimé par extrapolation du coefficient de ruissellement moyen établi, à partir des mesures hydrométriques sur une longue période (série: 1970/71-2002/03), pour l'oued Ressoul à Ain Berda, soit 0.15. Ainsi, l'apport moyen en eau de surface, très irrégulièrement réparti dans la région, a été estimé à partir des précipitations annuelles moyennes observées aux stations de Annaba (666 mm/an) et de Séraïdi (1145 mm/an). Grossièrement, cet apport s'élève à 135mm.

### **2.3.3. L'infiltration et le stockage dans les dépressions**

Pour déterminer l'infiltration  $I$  (mm), on utilise l'équation du bilan hydrologique qui s'écrit ; les autres éléments étant connus:

$$P = ETR + (I+S) + R$$

où  $R$  et  $S$  sont, respectivement, le ruissellement et le stockage dans les dépressions en (mm).

Si l'on considère que l'évapotranspiration réelle moyenne représente 69% à la station de Annaba et 43 % à la station de Séraïdi, et que le ruissellement compte pour 15 % des pluies tombées sur le bassin, alors la lame retenue dans le bassin représente, par simple différence, 16 et 42 % des pluies, respectivement (tableau 6).

**Tableau 6. Calcul de l'infiltration et du stockage dans les dépressions dans la région de Annaba (Année moyenne: 1984/85-2004/2005)**

Paramètre du bilan	P	ETR	R + I	R	I + S
<b>Station de Séraïdi</b>					
Valeur (mm/an)	1145	487	658	172	486
Valeur (%)	100	43	57	15	42
<b>Station de Annaba</b>					
Valeur (mm/an)	666	459	207	100	107
Valeur (%)	100	69	31	15	16
<b>Valeurs adoptées dans la zone d'étude</b>					
Valeur (mm)	900	470	430	135	295
Valeur (%)	100	52	48	15	33

Si on admet, enfin, que les stockages dans les dépressions représentent 20 % des quantités d'eau retenues dans le bassin (Mc CUEN, 1982), l'infiltration moyenne s'élève à 236 mm/an.

Sachant que la méthode des bilans hydrologiques demeure une méthode de référence possible à l'échelle du bassin pour connaître certains éléments, il ne faut pas pour autant sous estimer ses faiblesses liées à la fois à des erreurs de mesure de la pluviométrie, des incertitudes sur le calcul de l'évapotranspiration et surtout des difficultés d'estimation des réserves. Ceci dit, les résultats enfin retenus (tableau 6) constituent des ordres de grandeurs qu'il faut prendre avec précaution.

#### **2.4. Autres facteurs météorologiques :**

Basé sur le recueil de données de l'Atlas Climatique National publié par l'ONM pour la période 1975-1984, la région de Annaba est une région à la fois humide et ensoleillée. Le nombre moyen d'heures d'ensoleillement varie de 5 h/j en Janvier à 11.5 h/j au mois de

Juillet. Pendant la période estivale (Juin - Août), la région de Annaba reçoit plus de 10 heures de soleil par jour. Au cours de cette période de l'année, l'action de l'ensoleillement et de l'humidité relative de l'air (proche de 70 %) entraîne un taux d'évaporation relativement élevé (565 mm, soit plus du tiers de la quantité d'eau évaporée annuellement à Annaba-les Salines).

Selon la même source, les vents dominants, vitesse moyenne comprise entre 6 et 10 m/s, sont les vents du Sud-Ouest (Octobre - Mars) et du Nord (Mai- Septembre). Les vents violents (vitesse supérieur à 130 km/h) surgissent, mais de façon très rare, aux mois d'Octobre, Janvier et Février. Ces vents, parfois associés à des orages, contribuent énormément aux dommages causés par les inondations. A l'échelle de l'année, le vent moyen souffle avec une vitesse de 3.2 m/s.

Le climat méditerranéen, habituellement plaisant par son ensoleillement et sa douceur, peut, en fin de compte, devenir excessif: les régions du nord du pays sont régulièrement soumises à des épisodes de pluie intense, notamment en automne et en hiver. Annaba en Novembre 1982, Skikda en Décembre 1984 et Alger (Bab el Oued) en Novembre 2001 gardent en mémoire des événements qui montrent à quel point les pluies méditerranéennes peuvent être dévastatrices.

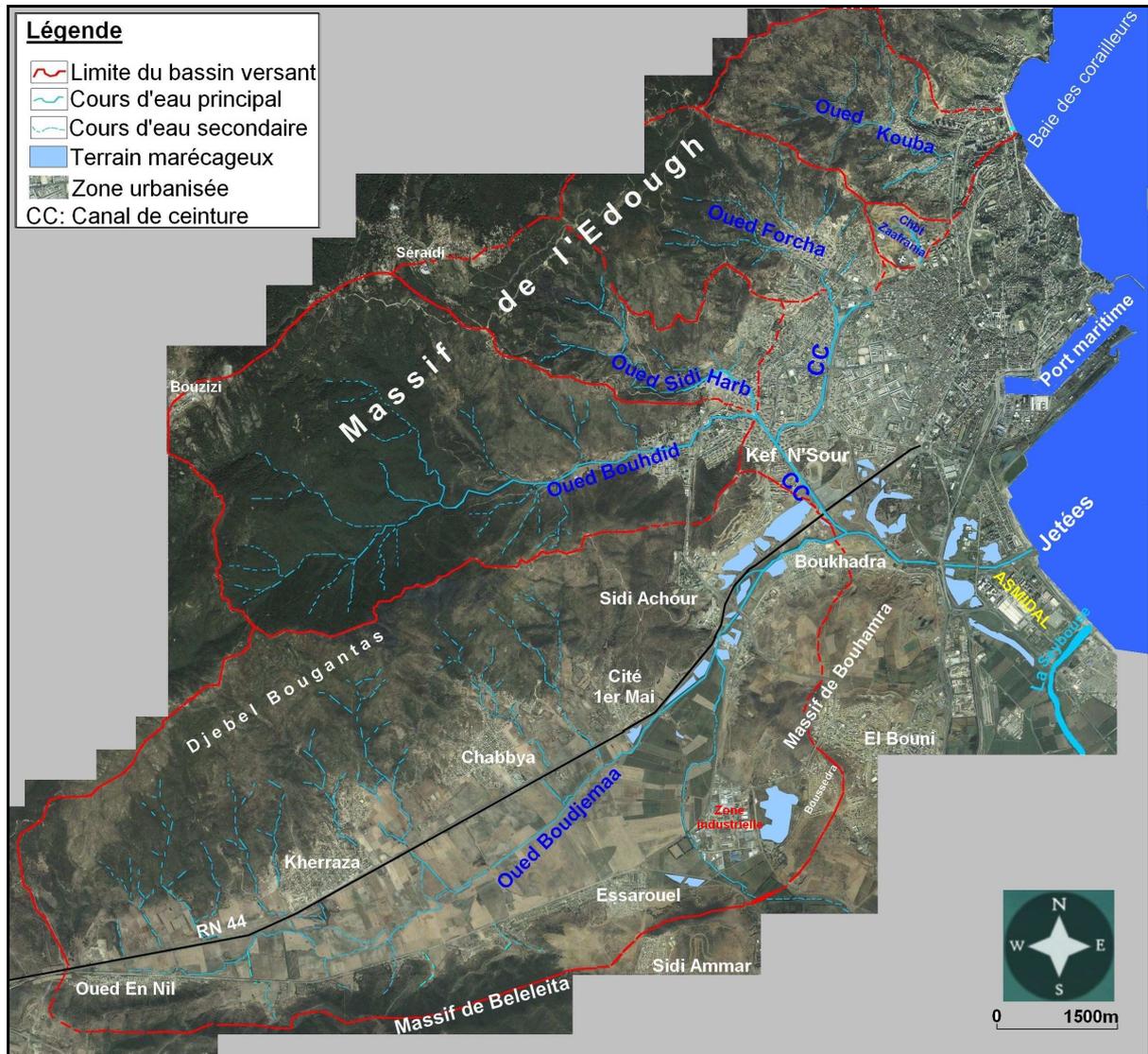
### **3. Géomorphologie et hydrographie**

Les bassins du versant Sud de l'Edough à proximité de la ville de Annaba se caractérisent par une vaste dépression entrecoupée par une série de koudiats et de collines définissant trois zones distinctes (Fig. 5): la plaine Nord drainée par l'oued Kouba et ses affluents, la plaine Ouest (Chaabet Zaafrania et oueds Forcha, Sidi Harb et Bouhdid) et la plaine de Kherraza au Sud-Ouest (bassin de l'oued Boudjema).

Ces différentes dépressions caractérisées par des pentes faibles à très faibles sont surplombées par des versants à pentes fortes et raides favorisant ainsi le développement d'un réseau hydrographique dense et ramifié à écoulement torrentiel temporaire sur les versants.

L'ensemble des drains (chaabets) convergent vers l'aval pour donner naissance à des oueds bien individualisés dont l'écoulement trouve des difficultés à atteindre l'exutoire naturel, la mer (entre la cité Seybouse et ASMIDAL pour les bassins versants de l'Ouest et la Baie des corailleurs pour le bassin de l'oued Kouba).

Fig. 5. Bassins versants et réseau hydrographique



Source : [www.flashearth.com](http://www.flashearth.com)

A l'Ouest et au Sud-Ouest de la ville, les pentes à l'aval de Kef N'Sour sont trop insuffisantes pour permettre l'évacuation des eaux provenant de l'amont. Ce qui fait que les débordements sont très fréquents, d'où la création de grandes étendues hydromorphes: marécages de Bussedra-Essarouel, marécages de Bidari-Sidi Achour et marécages de Boukhadra (photo 17).

Photo 17- Bassin de l'oued Boudjemaa – Terrains hydromorphes (marécages)

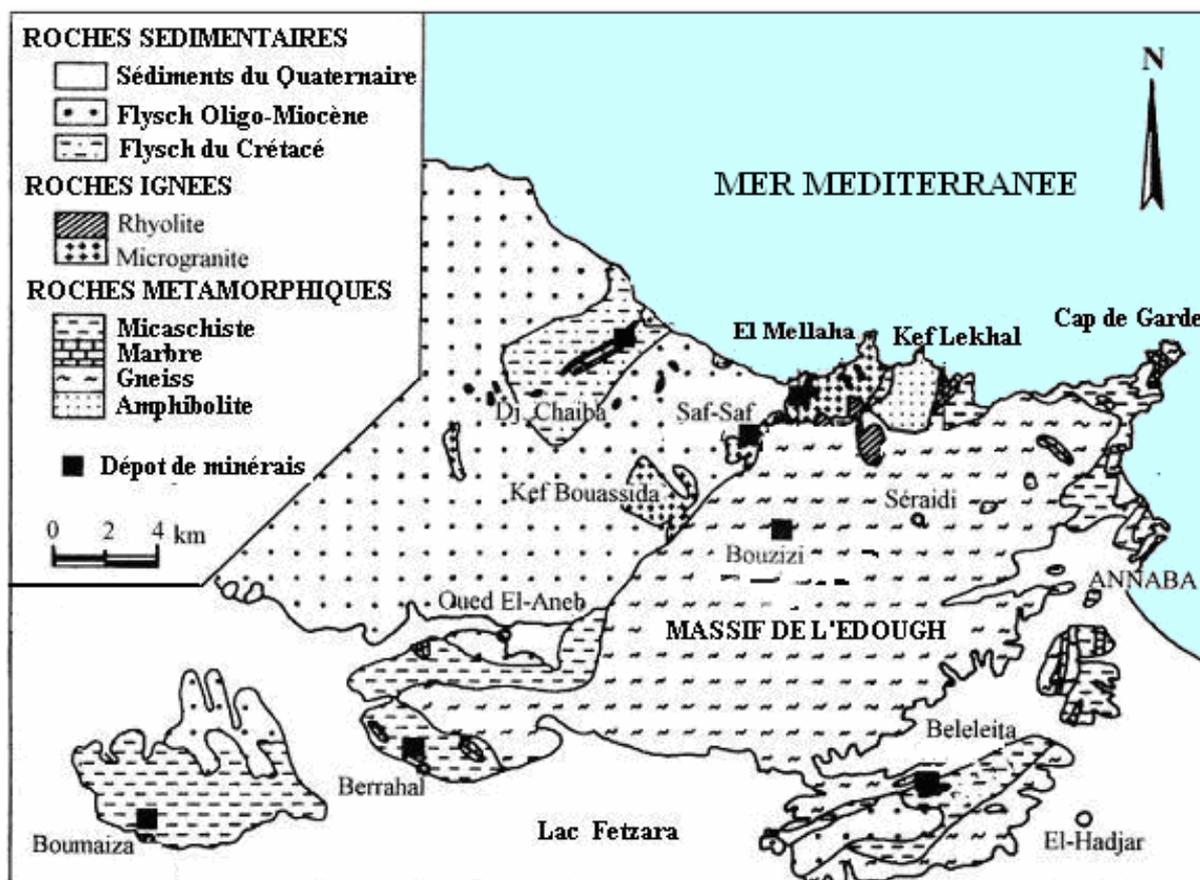


Source : L. Beloulou (Janvier, 2007)

#### 4. Cadre géologique de la zone d'étude

Le massif de l'Edough fait partie du littoral Alpin oriental. L'Edough se présente comme une antiforme de gneiss et micaschiste de 50 km de long sur 20 km de large avec une orientation axiale N60°. Pour VILA (1980), le massif cristallophyllien de l'Edough constitue le substratum des zones externes de la chaîne des Maghrebides (Fig. 6).

Fig. 6. Carte géologique du massif de l'Edough, Annaba



Source : LAOUAR et al., 2002

Il existe trois unités lithostratigraphiques dans la région d'étude (GLEIZE, 1981): l'unité gneissique de base, l'unité intermédiaire micaschisteuse et l'unité supérieure de micaschiste, quartzites et gneiss clairs. Cette succession lithostratigraphiques résulte de l'observation de superpositions géométriques actuelles et, en partie, de l'analyse des contacts entre les diverses unités, considérées par GLEIZE comme tectoniques.

L'unité gneissique de base forme le cœur de la structure anticlinale du massif de l'Edough. Elle affleure au Cap de Garde au Nord de la ville de Annaba. Cette unité de base, de 70m d'épaisseur, est constituée essentiellement de gneiss riches en biotite et en sillimanite.

L'unité intermédiaire est constituée essentiellement par une alternance de bancs de marbres et micaschistes à disthène et grenat. Le contact tectonique, parallèle à la foliation régionale, n'a été observé qu'au Cap de Garde en position verticale. En cas d'altération, ces formations sont marquées par la libération du magnésium et du calcium.

L'unité supérieure, appelée également 'série des alternances', est constituée essentiellement des niveaux de micaschistes et du banc quartziteux très plissé et de puissance verticale. Le contact entre la série des alternances et les micaschistes se fait par un passage d'apparence progressive. Par contre, le contact entre cette série et l'unité de base est brutal.

Le Tertiaire présente une épaisseur importante dans la région de Annaba avec trois systèmes. L'Eocène inférieur (série transgressive) est formée de calcaires massifs à faciès épinéritique. L'Oligocène comporte des niveaux argilo gréseux numidiens de 150m d'épaisseur qui forme le relief des montagnes du Sud de la plaine de Annaba. Le Mio-Pliocène constitue le remplissage graveleux et sablo argileux du bassin de la plaine de Annaba. Ces formations, d'origine continentale, incluent des horizons graveleux et des niveaux de travertins qui constituent le réservoir de la nappe profonde.

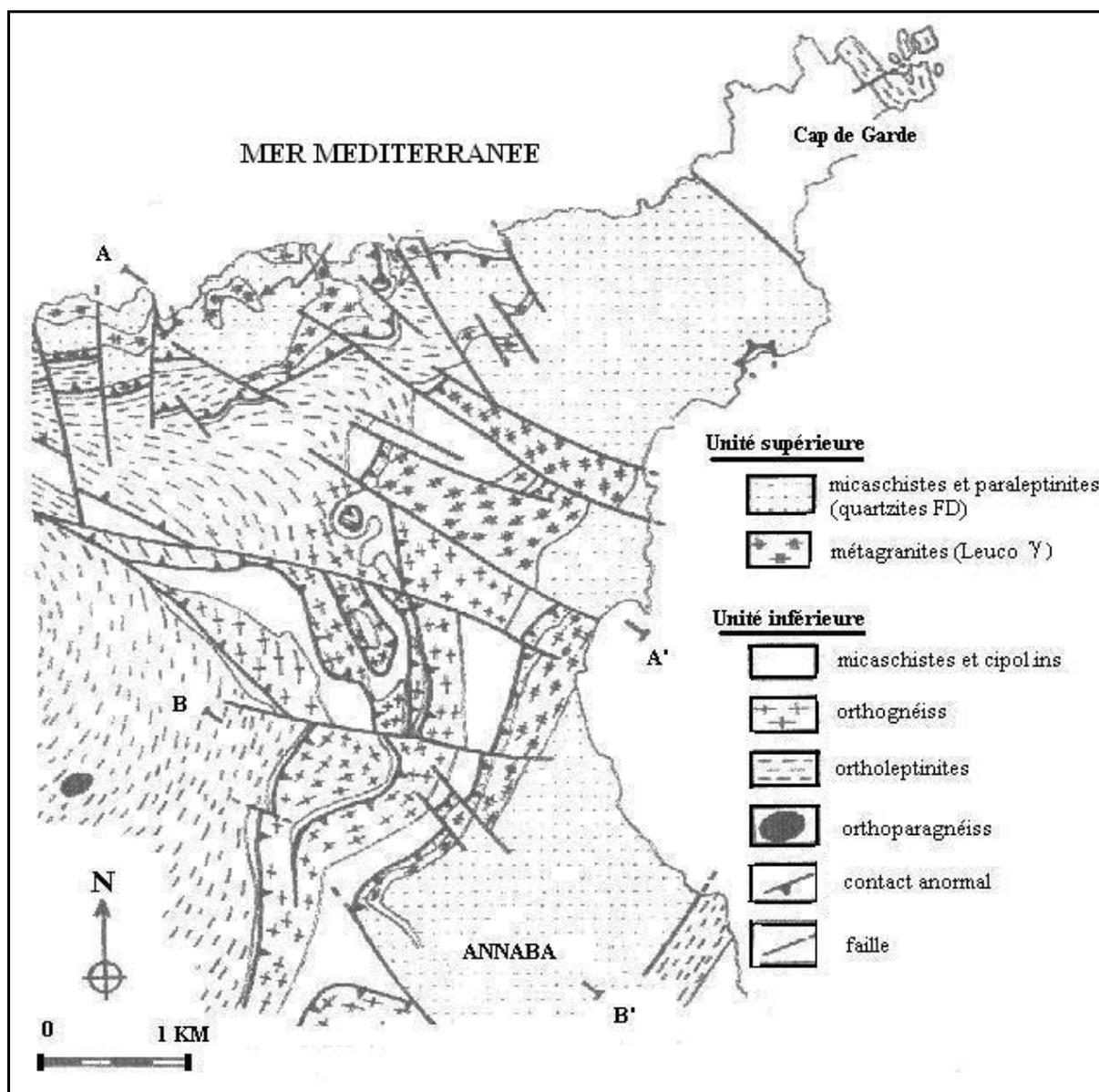
Le Quaternaire est décrit par trois niveaux. Le Quaternaire ancien est identifié par les formations alluviales (argiles, limons, sables, graviers et galets) de la haute terrasse (altitude variable entre 75 et 150m). Le Quaternaire moyen correspond à la basse terrasse (20 à 50m) qui est constituée par des argiles et des sables. Développée sur toute la région, cette dernière est occupée par les terres cultivées. Le Quaternaire récent correspond aux sables des cordons dunaires littoraux et aux limons alluvionnaires de la Seybouse.

En résumé, le massif de l'Edough se distingue par la série des alternances des roches cristallophylliennes (gneiss, micaschistes, etc.). Cette série, très tectonisée (Fig. 7), se caractérise par une fissuration bien marquée le long des failles donnant naissance à un réseau hydrographique dense et à l'émergence de quelques sources. Ce sont des roches imperméables.

## **5. Couvert végétal**

L'interaction des différents facteurs climatiques, géologiques et orographiques caractérisant Annaba et sa région, fait que le versant Sud de l'Edough se distingue par un couvert végétal forestier (forêts, maquis, reboisements, broussailles), autrefois très dense dans les vallées d'oueds, poussant sur des formations altérées qui reposent sur des socles cristallophylliens (massif de l'Edough).

Fig. 7. Carte géologique de la bordure orientale du massif de l'Edough



Source : GLEIZE et al., 1988

A présent, la couverture végétale se trouve en grande partie dégradée au point que la roche mère est mise à nue. Les incendies, le surpâturage et le défrichement en sont les principales causes (Photo 18).

Dans la plaine de Kherraza, le couvert végétal forestier est très peu développé. Cette vaste plaine est dominée par les terrains de parcours et les cultures de plein champ (blé, orge, fourrages...), les espèces arbustives étant presque inexistantes. Au niveau des Plaines Ouest et Nord, complètement urbanisées, la couverture végétale se résume aux différents 'espaces

verts' définis par les programmes d'urbanisme et à la végétation développée dans certains secteurs du lit des cours d'eau. Cette dernière, bien alimentée par les eaux d'égouts, freine l'écoulement et peut avoir un effet local de rehaussement non négligeable de la ligne d'eau lors des crues.

**Photo 18. Bassin de l'oued Boudjema- Couvert végétal non protecteur**



Source : L. Beloulou (Janvier 2007)

Une telle situation entraîne une augmentation du ruissellement, et par conséquent, de la charge solide sur les parties basses (cas de la plaine Ouest, la plaine de Kherraza, et la baie des corailleurs). Caractérisés par une granulométrie fine et des pentes très faibles (terrains

plats), ces parties de la ville constituent de véritables zones d'inondation et d'accumulation des sédiments (photos 19 à 24).

**Photo 19. Oued Kouba au Nord de la Pénétrante Ouest – dépôts contenant des embâcles**



Source : L. Beloulou (Janvier 2008)

**Photo 20. Chaabet Zaafrania: Dépôts de vase dans le bassin de rétention**



Source: BG, 2005

**Photo 21. Oued Bouhdid: Perte de capacité par la sédimentation du bassin de rétention**



**Source : L. Beloulou (Juin 2007)**

**Photo 22. Oued Bouhdid au Rond Point de la Cité 5 Juillet - Sédimentation importante en rive droite**



**Source : L . Beloulou (Juin 2007)**

**Photo 23. Oued Forcha : Seuil d'atterrissement colmaté**



Source : L . Beloulou (Octobre 2007)

**Photo 24. Oued Sidi Harb – Bassin de rétention : Niveau des sédiments à 20 cm du seuil**



Source : L . Beloulou (Janvier 2008)

Les caractéristiques géographiques, hydroclimatologiques et géologiques, ainsi esquissées, font ressortir que la région de Annaba, constituée par des terrains durs sur les versants (socle cristallophyllien fortement tectonisé et série numidienne) et des formations meubles (alluvions) au niveau des plaines d'accumulation, donc relativement imperméables et dépourvus d'un couvert végétal protecteur, souffre au cours de la saison pluvieuse d'un excès d'eau résultant, d'une part de la pluviométrie abondante reçue sur les versants, d'autre part des débordements des oueds et de la stagnation plus ou moins prolongée des eaux d'inondation dans toutes les dépressions (marécages). Ce ruissellement est d'autant plus important que le couvert forestier est incendié. Une étude sur les effets des incendies de forêt sur les courbes des fréquences cumulées des crues dans un bassin versant méditerranéen a mis en évidence l'augmentation de la valeur moyenne du numéro de la courbe de ruissellement et une diminution du temps de réponse du bassin versant (CANDELA et al.).

Comprendre les processus à l'origine des crues et des inondations suppose enfin d'analyser dans le détail les différents éléments concourant à la formation et à l'augmentation temporaire des débits des différents oueds. Le chapitre suivant vise à caractériser chaque bassin versant selon des indicateurs physiques: forme, relief (pentes), hydrogéologie etc..., car ce sont autant de facteurs qui permettent d'appréhender les conditions de ruissellement et d'érosion dans la zone d'étude.

## CHAPITRE III

### **CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES DES BASSINS VERSANTS**

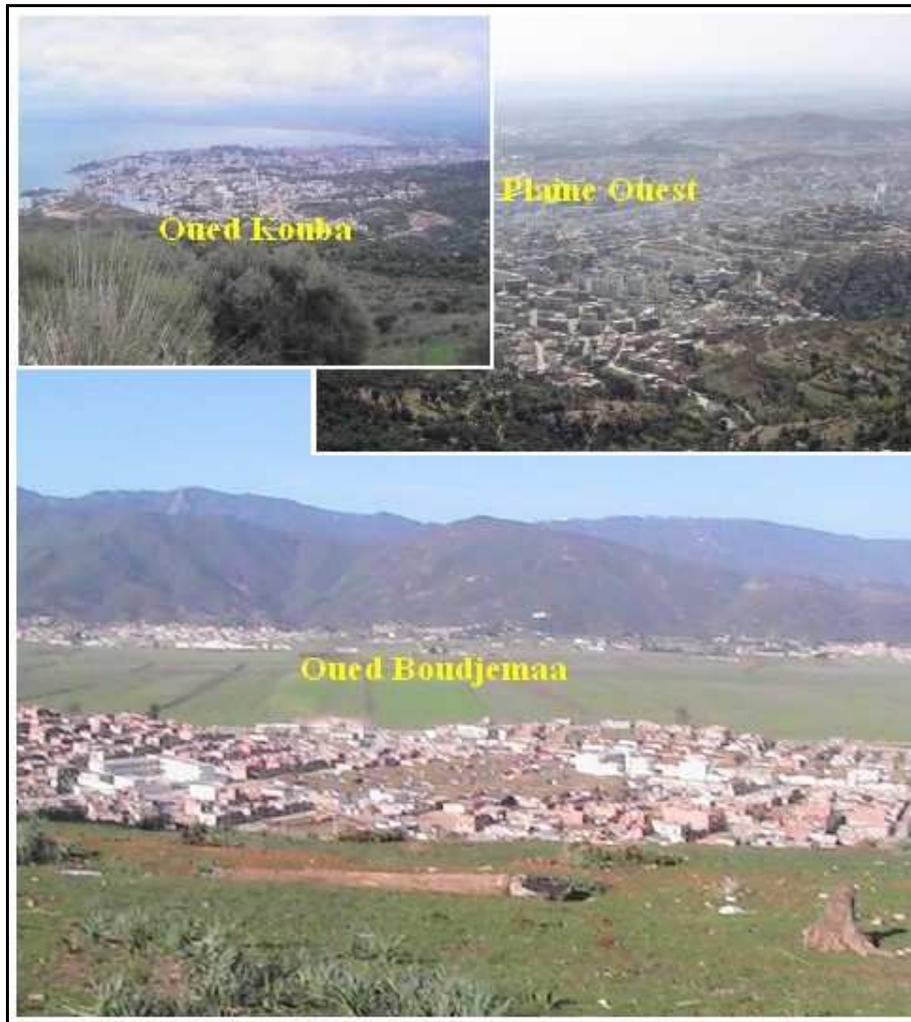
L'étude hydrologique d'un bassin versant ne disposant que de très peu d'informations physiques repose essentiellement sur des procédés cartographiques. Une première approche concerne la morphométrie des bassins versants. A partir des cartes topographiques de l'Institut National de Cartographie et de Télédétection (INCT), les bassins sont appréhendés selon trois catégories d'indices. Les *indices de forme* s'attachent à décrire la forme d'un bassin. Les *indices de volume* servent à décrire son relief et à analyser la répartition des altitudes (DELCAILLAU, 2004). Les *indices de réseaux* sont utilisés pour mesurer l'organisation hiérarchique du réseau hydrographique.

La surface, l'altitude moyenne et la longueur du drain principal suffisent désormais pour caractériser les écoulements sur la base de modèles empiriques. Ces trois indicateurs physiques sont des paramètres auxquels on fait référence encore aujourd'hui pour présenter un bassin versant (DOUVINET et al., 2007). Ils servent de base aux formules empiriques définissant le temps de concentration d'un bassin versant.

Le croisement des propriétés physiques des bassins versants (pentes et altitudes), des caractéristiques des sols (texture, perméabilité, état de saturation de la zone d'aération), de l'action de l'homme (déboisement, feux de forêts, urbanisation) et de l'intensité et la répartition des pluies dans le bassin versant permettra d'expliquer la réponse hydrologique des cours d'eau et d'évaluer, par conséquent, le risque d'inondation.

Dans la présente étude, les paramètres morphométriques les plus significatifs dans la genèse des crues (forme, relief et hydrographie) caractérisant les bassins des oueds Kouba au Nord, Chaabet Zaafrania, Forcha, Sidi Harb et Bouhdid à l'Ouest et Boudjemaa au Sud-Ouest (voir carte des bassins Fig. 5 et photo 25) ont été reconstitués à partir de fonds topographiques couvrant la totalité de la zone étudiée (plan au 1/15000 du PDAU intercommunal de Annaba et cartes topographiques aux 1/25000 et 1/50000 de Annaba et Séraïdi).

**Photo 25. Vue générale des bassins étudiés**



**Source : L. Beloulou (Janvier 2007)**

Les mesures de longueur et de surface ont été effectuées par les procédés classiques (curvimètre digital, papier quadrillé, planimètre digital) sur les cartes topographiques de l'INCT. La plupart des méthodes utilisées pour le calcul des différents indices se trouvent encore aujourd'hui dans les ouvrages d'hydrologie et de géomorphologie de référence (ZAVOIANU, 1985 ; LLAMAS, 1993 ; LAMBERT, 1996 ; COSANDEY et ROBINSON, 2000).

On doit signaler que, lors des investigations périodiques de terrain, on a constaté que des travaux d'aménagements hydrauliques importants (réalisation de deux bassins de rétention, reprofilage et revêtement de Chaabet Zaafrania) avaient déjà démarré dans le bassin de Zaafrania au Nord de la pénétrente Ouest (Photo 26). On a jugé qu'il n'était pas nécessaire

en conséquence de procéder à une étude approfondie de ce bassin. Seuls les résultats de l'étude entreprise par le bureau d'étude suisse BONNARD ET GARDEL (BG, 2005) seront présentés. Compte tenu des contraintes spatiales, l'aménagement proposé semble être le mieux approprié.

**Photo 26. Chaabet Zaafrania- Réalisation par l'entreprise des Grands Travaux Hydrauliques (GTH) du bassin de rétention aval**



Source : L. Beloulou (Juin 2006)

### **1. Forme, orographie, et hydrographie de l'aire d'étude**

Le bassin de Chaabet Zaafrania inclus, les oueds étudiés drainent une superficie de l'ordre de 91 km<sup>2</sup> répartie comme suit:

- Secteur Nord : Oued Kouba : 6.25 km<sup>2</sup>.

- Secteur Ouest : Chaabet Zaafrania : 1.10 km<sup>2</sup>, Oued Forcha : 8.81 km<sup>2</sup>, Oued Sidi Harb : 5.88 km<sup>2</sup> et Oued Bouhdid : 19.23 km<sup>2</sup> ;

- Secteur Sud-Ouest : Oued Boudjemaâ : 50.00 km<sup>2</sup>.

Dans l'ensemble, les valeurs du coefficient de compacité (Tableau 7) font ressortir que la quasi-totalité des sous bassins présentent une forme allongée ( $C > 1.12$ ). La forme plus ou moins ramassée du bassin de l'oued Forcha ( $C = 1.1$ ), par contre, favorise la genèse de crues violentes et de forte magnitude

**Tableau 7. Caractéristiques géométriques, orographiques et hydrographiques des principaux bassins du versant Sud de l'Edough**

	Paramètre	Boudjemaâ	Bouhdid	Sidi Harb	Forcha	Kouba
Caractéristiques géométriques et orographiques	Superficie : A (km <sup>2</sup> )	50.000	19.23	5.88	8.81	6.25
	Périmètre : P (km)	32.150	19.13	10.5	11.75	10.2
	Compacité : C (sd)	1.27	1.23	1.20	1.11	1.20
	Longueur du bassin: L <sub>bv</sub> (Km)	11.100	6.68	3.0	3.0	3.6
	Aititude maximale: Z <sub>max</sub> (m)	586.0	1008	855	749	525
	Aititude minimale: Z <sub>min</sub> (m) *	2.0	6	6	4	0
	Dénivelée du bassin : D <sub>bv</sub> (m)	584.0	1002	849	745	525
	Pente du bassin : I <sub>bv</sub> (m/km)	46.7	365	280	200	210
	Taux d'urbanisation : T <sub>urb</sub> (%)	13.36	14.1	9.01	14.44	12.8
	Caractéristiques hydrographiques	Densité de drainage : D <sub>d</sub> (km/km <sup>2</sup> )	6.0	5.0	4.2	4.3
Longueur du cours principal: L <sub>tp</sub> (km)		11.130	9.000	5.000	5.250	3.825
Côte à la source :Z <sub>tp</sub> (m)		26.0	980	855	470	415
Côte à l'exutoire: Z <sub>min</sub> (m)		2.0	6	6	4	0
Dénivelée du cours principal: D <sub>tp</sub> (m)		24	974	849	466	415
Pente du cours principal: I <sub>tp</sub> (m/m)		0.0022	0.077	0.140	0.062	0.160
Temps de concentration : T <sub>c</sub> (h)		8.5	2	1	1	0.50

**Source : L. Beloulou**

L'analyse hypsométrique et la répartition des pentes mettent en lumière que les bassins du versant Sud de l'Edough se caractérisent en général par un relief fort à très fort (dénivelées comprises entre 400 et 1000m) à pentes généralement fortes (pente variable entre 200 à 365 m/km). Toutefois, le bassin de l'oued Boudjemaâ, dominé par la dépression

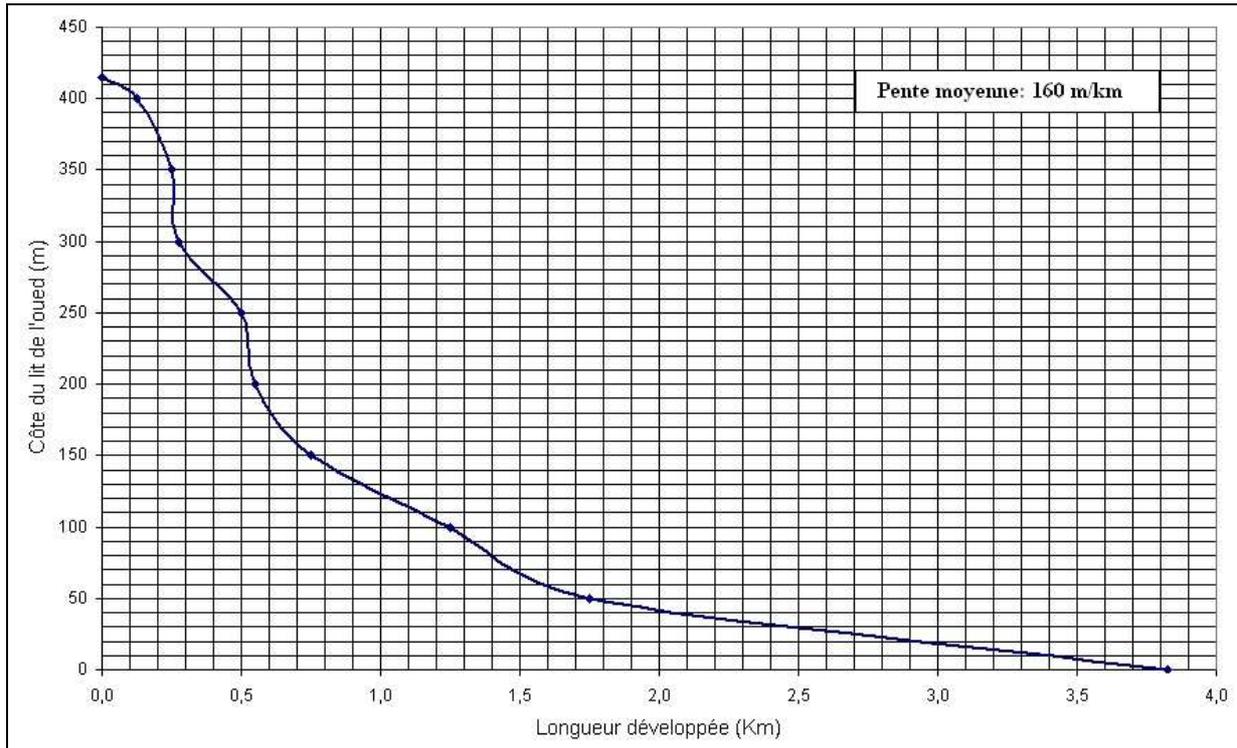
de Kherraza se démarque par une pente moyenne faible (de l'ordre de 50 m/Km). Les pentes les plus raides sont observées souvent sur les versants, notamment au niveau des parties sommitales des lignes de partage des eaux; les valeurs maximales marquent l'amont du bassin de Bouhdid (falaises de Kef Es Sbaa dans la région de Bouzizi : 1008m).

Le développement du réseau hydrographique est lié à la nature lithologique des formations superficielles, la végétation, le climat et le type de relief en place. Les versants bordant la ville de Annaba sont drainés par un réseau hydrographique à caractère torrentiel et intermittent. Le couvert végétal peu dense et dégradé, le relief fort et les pluies intenses et très fréquentes durant la période pluvieuse confèrent aux bassins du versant Sud de l'Edough un réseau relativement dense à très dense : 3 à 6 km/km<sup>2</sup> (Tableau 7). Dans la partie-plaine du bassin de l'oued Boudjemaa (Plaine de Kherraza), les lits des différentes chaabets, parfois obturés par des voies de circulations (pistes et routes carrossables), deviennent moins développés et se transforment par endroits en marécages (Cité Rym, Boukhadra et Essarouel, par exemple).

Les oueds drainant le versant Sud de l'Edough résultent de la confluence d'un certain nombre de ravines, de torrents et de chaabets d'importance inégale et à écoulement, le plus souvent temporaire (Fig. 5). A l'amont de la ville, les lits de la majorité de ces oueds se trouvent en général encaissés entre deux berges abruptes qui charrient jusqu'au fond de la partie plaine des bassins les produits de l'altération (alluvions sablo-argileux). A quelques centaines de mètres aux entrées de la ville, ces oueds se caractérisent par des lits relativement bien développés, par endroit aménagés, qui constituent, en cas de débordement, une menace pour les habitants de cette partie de la ville

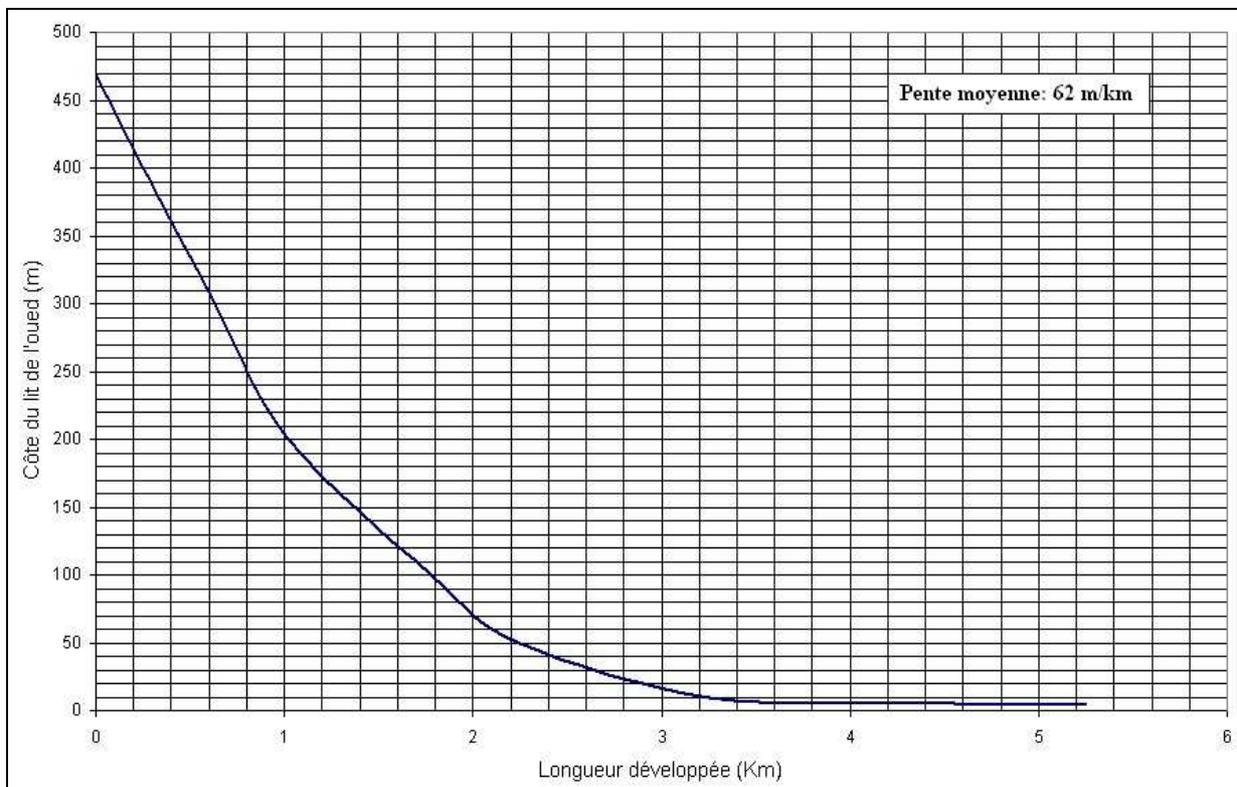
Les profils longitudinaux des principaux cours d'eau (figures 8 à 12) montrent des pentes très fortement inclinées en amont des bassins : pentes supérieures à 460 m/km au niveau du versant Sud de Djebel Bougantas par exemple. Ces pentes décroissent progressivement pour se réduire à quelques mètres par kilomètre à proximité de la ville (pente inférieure à 2.5 %). Dans le bassin de l'oued Boudjemaa, ces pentes décroissent, par endroits, pour se réduire à quelques centimètres par mètre au niveau des exutoires des sous bassins dans la plaine de Kherraza: 0.0 à 0.004 m/m.

**Fig. 8. Profil longitudinal de l'oued Kouba**



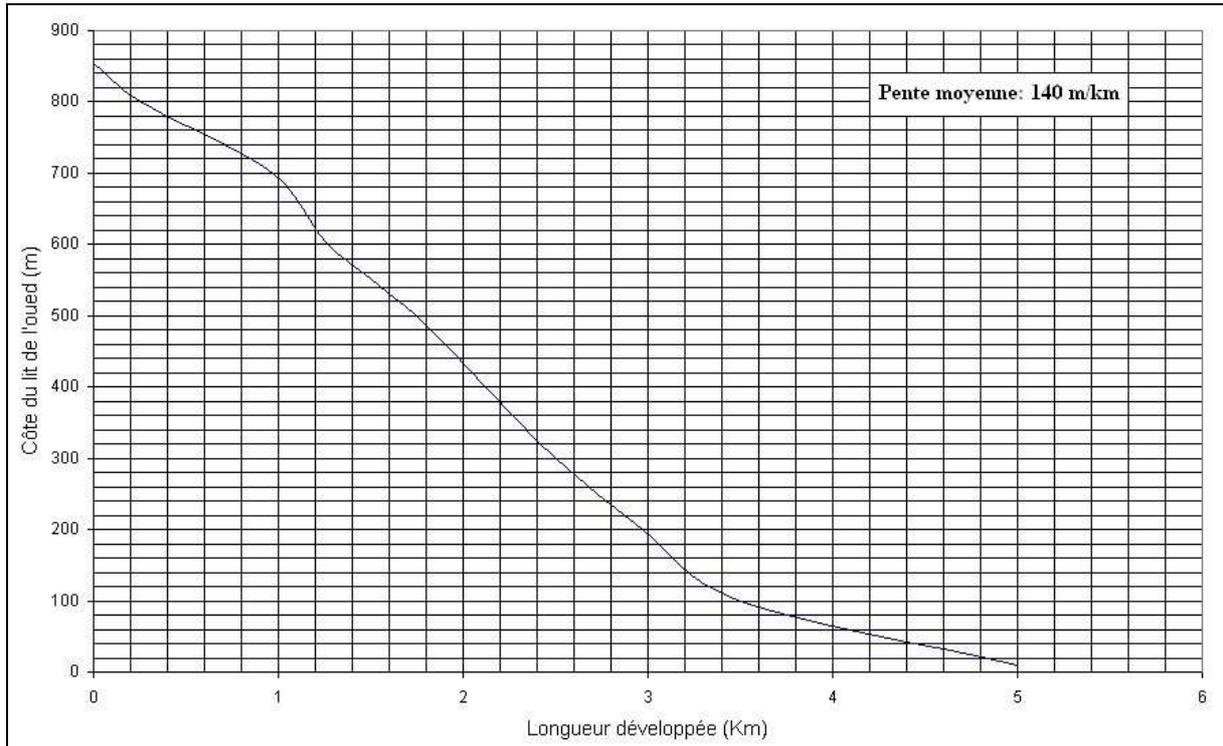
Source : L. Beloulou

**Fig. 9. Profil longitudinal de l'oued Forcha**



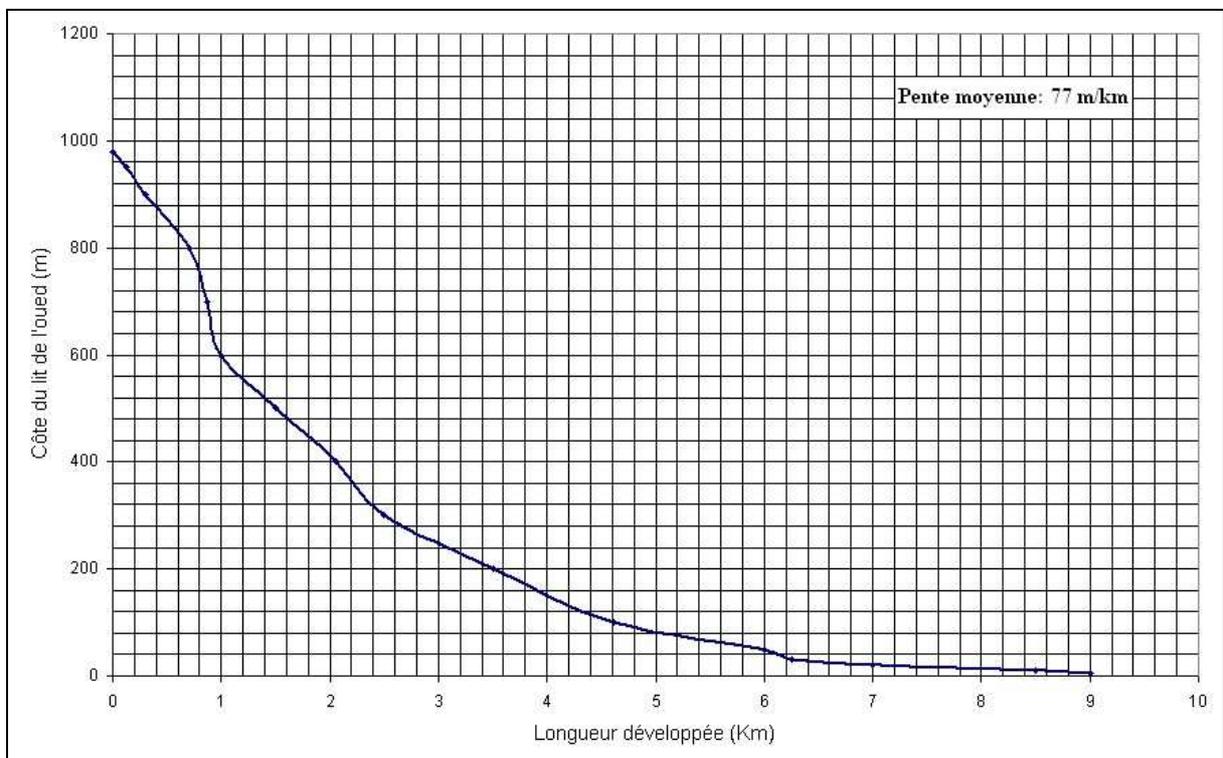
Source : L. Beloulou

**Fig. 10. Profil longitudinal de l'oued Sidi Harb**



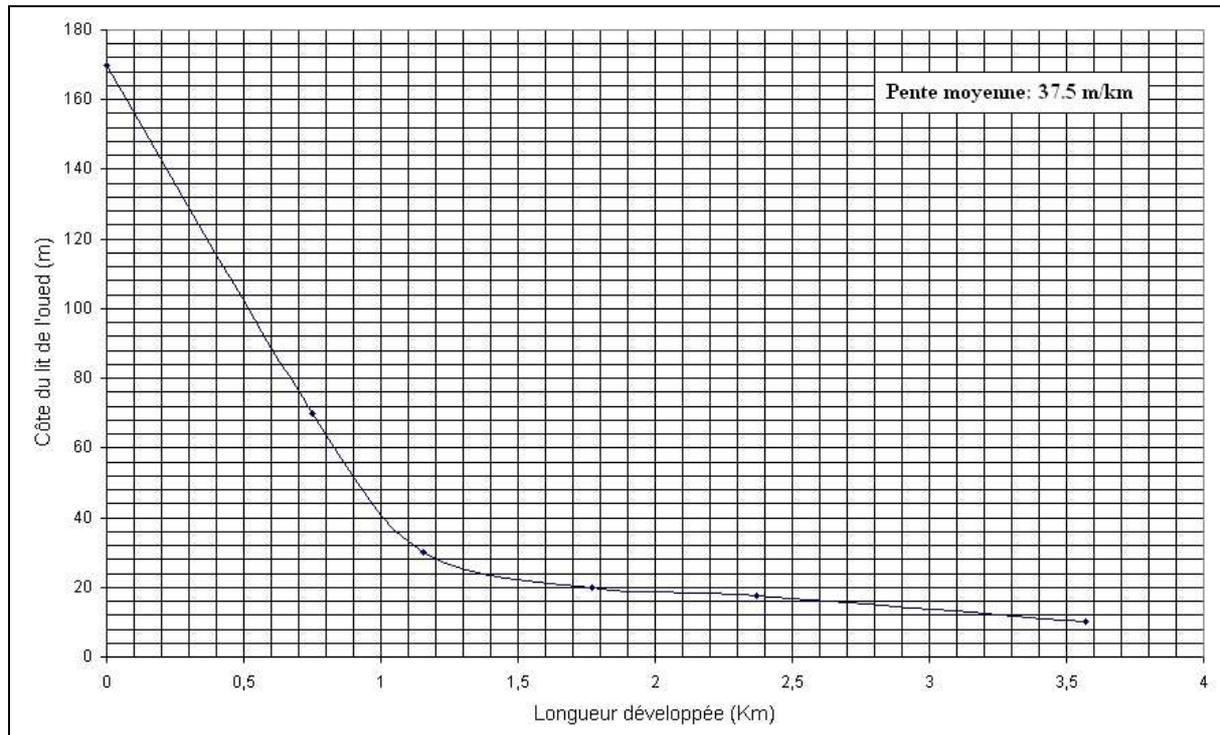
**Source : L. Beloulou**

**Fig. 11. Profil longitudinal de l'oued Bouhdid**



**Source : L. Beloulou**

**Fig. 12. Profil longitudinal de l'oued En Nil (Amont de l'oued Boudjema)**



**Source : L. Beloulou**

La configuration du réseau hydrographique, par endroit modifiée par l'homme (élargissement des lits des oueds et chaabets, chenaux obturés et/ou déviés par des voies de circulation) et le relief accidenté sont autant de facteurs qui font que l'Ouest et, à un degré moindre, le Nord de la ville de Annaba constituent des véritables zones d'inondations et d'accumulation des sédiments.

A l'exception du bassin de Chaabet Zaafrania (taux d'urbanisation supérieur à 50 %), la surface urbanisée, estimée par planimétrie à partir du fond de plan du PDAU, demeure très faible à l'échelle du bassin (de l'ordre de 12 à 13 %). Dans certains sous bassins de la région de Kherraza (bassin versant de l'oued Boudjema), le taux d'urbanisation est insignifiant sinon nul (cas du sous bassin de l'oued Gaoussa).

## **2. Temps de concentration des bassins**

Le temps de concentration du bassin ( $T_c$ ), défini comme étant le temps mis par la goutte de pluie tombée sur le point le plus éloignée du bassin pour atteindre l'exutoire, est

l'un des paramètres les plus déterminants dans l'étude des crues. Ce paramètre dépend de plusieurs facteurs notamment, la taille, la forme, le relief du bassin, d'une part, et les caractéristiques hydrauliques des axes de drainage, d'autre part. Ainsi, la majorité des équations empiriques proposées (Annexe 3) découlent de l'analyse de régression entre le temps de concentration (variable expliquée) et les paramètres physiographiques du bassin (variables explicatives).

Sachant que les pluies les plus dévastatrices sont celles caractérisées par une durée supérieure au temps de réponse du bassin, les incertitudes sur le temps de concentration causeront une erreur sur le débit de pointe de la crue. BONDELIED et al. (1982) ont montré que 75% de l'erreur totale dans l'estimation du débit est due à des erreurs sur le  $T_c$ . L'application de ces équations dans des régions différentes de celles où elles ont été développées s'avère, dans la plupart des cas, hasardeuse (KIBLER & ARON, 1983; McCUEN *et al*, 1984; GOITOM, 1989). Une sous estimation du temps de réponse du bassin entraîne une surestimation du débit de projet. Cette dernière a pour conséquence un surdimensionnement des structures hydrauliques d'où une augmentation du coût de construction.

Conscient de ces difficultés, le temps de concentration des bassins de la zone d'étude a été estimé par recoupement entre plusieurs méthodes établies pour différentes régions du monde (KIRPICH, PASSINI, VENTURA, BRANSBY-WILLIAMS, PAPADAKIS, SOGREAH, LOUKAS, National Resources Conservation Service, etc.). Compte tenu des disparités très marquées dans les résultats du calcul, une valeur est adoptée puis ajustée, pour chaque sous bassin en tenant compte des conditions géomorphologiques, hydrographiques et hydrauliques réelles du terrain. Les valeurs adoptées sont reportées au tableau 7 ci dessus.

Dans la zone d'étude, les valeurs du temps de concentration sont relativement faibles (30 à 120 minutes) dans les secteurs Nord et Ouest où les fortes pentes et les sols imperméables dominant, ce qui entraîne une restitution immédiate de l'eau tombée, en écoulements torrentiels. Sur les versants, ces éléments donnent aux oueds en crue, une grande vitesse d'écoulement, un pouvoir d'érosion important et une forte capacité de transport de sédiments. Dans la plaine de Kherraza, l'oued Boudjemaa, long mais sans affluents notables, s'insère dans une large vallée aux pentes très faibles et aux terrains également imperméables

où se manifestent des phénomènes d'amortissements des crues, ce qui favorise la stagnation des eaux de pluie et l'accumulation des sédiments (temps de concentration élevé : 8.5 heures).

### **3. Propriétés physiques et chimiques des sols**

L'étude des sols a pour but la détermination des caractéristiques des formations superficielles ayant d'une façon directe ou indirecte une influence sur les modalités de l'écoulement de surface. Cette étude est basée sur un ensemble d'informations récemment recueillies, en grande partie au niveau de la dépression de Kherraza (zone de convergence des écoulements), dont la synthèse permet de mieux apprécier l'aptitude des sols au ruissellement.

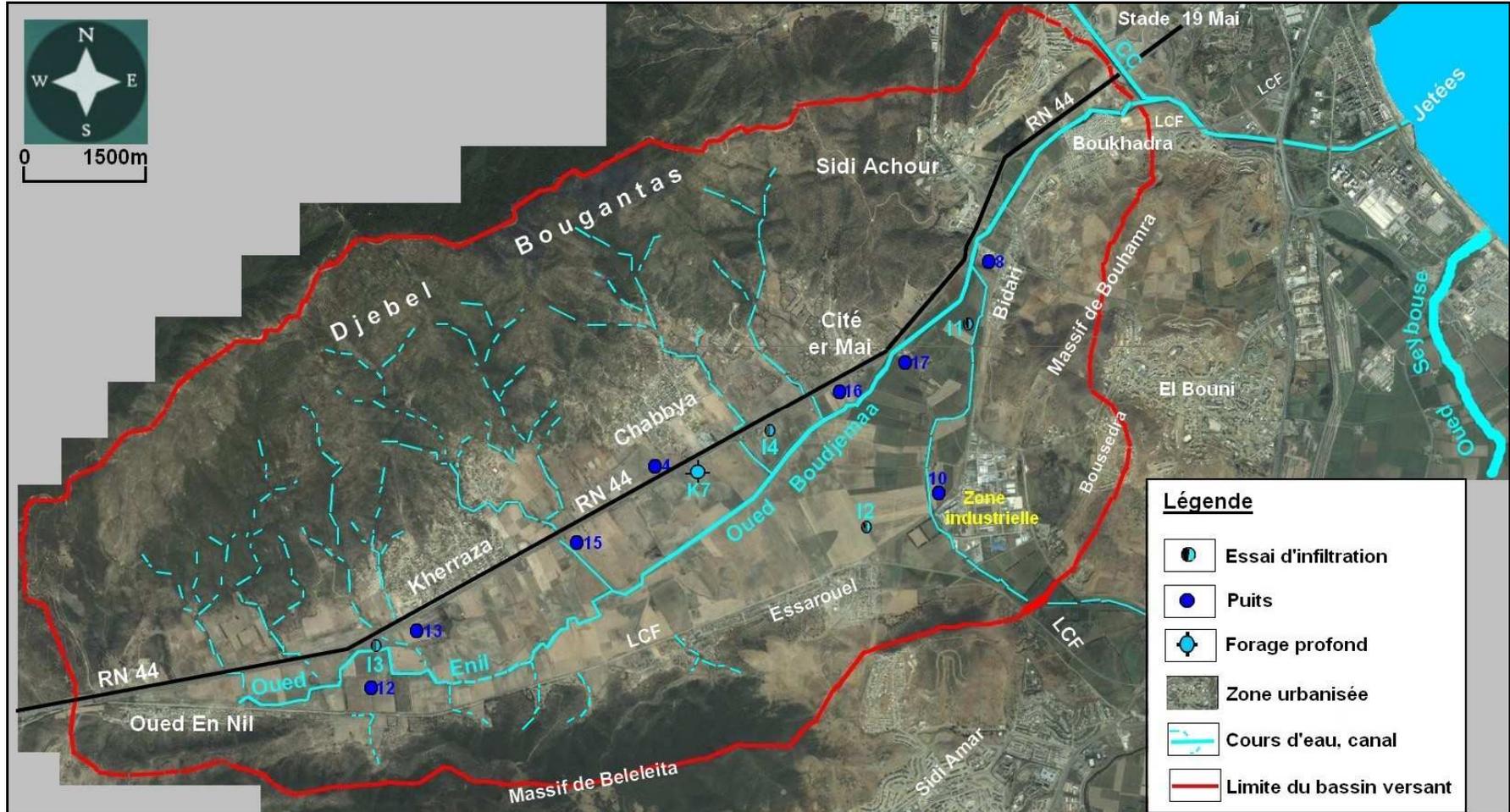
#### **3.1. Données géologiques et hydrogéologiques**

L'examen des coupes lithologiques de la majorité des forages profonds (7 logs stratigraphiques) dans le champ captant de Kherraza (Fig. 13) fait ressortir que, d'une manière générale, les couches superficielles sont dominées par les formations argileuses (argiles grises, noires ou brunes, argiles sableuses, argiles limoneuses...).

Ces couches argileuses, dont l'épaisseur varie de 5 m (au forage K7) à plus de 30 m (aux autres forages), constituent la partie terminale du toit de la nappe captive de Kherraza. L'ensemble repose sur un substratum métamorphique formé essentiellement de gneiss altéré et de cipolins. On pense que l'alimentation de la nappe est assurée par les eaux infiltrées à travers la fissuration constatée au niveau des versants. Toutefois, cette réalimentation reste faible; les possibilités aquifères sont limitées (débits d'exploitation inférieur à 10 l/s par forage) malgré des profondeurs très importantes (70 à 100m).

La nappe phréatique, bien identifiée dans le bassin de l'oued Boudjemaa, couvre la majorité de la plaine de Kherraza et s'étend sur tout le système alluvionnaire de l'oued. Contenue dans les alluvions récentes, cette nappe de faible épaisseur (10 m environ) est exploitée par un ensemble de puits destinés à l'alimentation en eau potable ou à l'irrigation

Fig. 13. Bassin de l'oued Boudjema : Situation des points de mesure



Source: [www.flashearth.com](http://www.flashearth.com)

Les relevés piézométriques effectués sur 17 puits de particuliers situés le long de la plaine de Kherraza (Annexe 4) montrent que la profondeur à l'eau varie de 0 m à 3.60m en Décembre 2005 et 0 et 1.65 m au mois de Mars 2006 (MESSAOUDI, 2006). Ceci laisse supposer que la remontée du niveau de la nappe phréatique en période des hautes eaux (photos 27 et 28) est probablement à l'origine de la formation de certains marécages observés surtout dans le secteur Bidari-Sidi Achour, zone de convergence de l'écoulement souterrain.

### **3.2. Données texturales et hydrochimiques**

Au cours de la présente étude 4 échantillons de sol ont été prélevés et examinés ( $\approx$  500 grammes) afin d'en analyser les caractéristiques granulométriques dans la plaine de Kherraza. Après lavage, il s'est avéré qu'il s'agit de sols caractérisés par une texture plus ou moins fine (argiles et limon argileux) renfermant, par endroits, des particules de sable très fins et quelques cailloutis en faibles proportions (Chaabet Kherraza au niveau de la RN 44). Au Nord de la ligne de chemin de fer à Essarouel, les sols sont en revanche particulièrement argileux (argiles noires plastiques).

**Photo 27. Exploitation Agricole Individuelle (EAI) Nedjawa Med Salah (Kherraza)  
Remontée de la nappe phréatique : Niveau d'eau à 1.5 m**



**Source : L . Beloulou (Janvier 2007)**

**Photo 28. Chabbya-Ethan: Remontée de la nappe phréatique  
(niveau d'eau à 0.5 m)**



**Source : L . Beloulou (Janvier 2007).**

Au cours des entretiens sur les pratiques culturales et les rendements espérés des récoltes, les agriculteurs locaux ont pointé du doigt le caractère plus ou moins salin des horizons superficiels dans la plaine de Kherraza; les rendements sont en conséquence très limités.

Les analyses chimiques des échantillons d'eau de la nappe phréatique en hautes eaux (Mars, 2006) montrent des valeurs très élevées des sels dissous (Total Dissolved Solids ou TDS) dans l'eau le long de l'oued Boudjemaa:  $820 \leq \text{TDS} \leq 2800 \text{ mg/l}$  dans 12 puits sur 17 (MESSAOUDI, 2006). Au niveau de la plaine Ouest (Bouhdid et Forcha), les eaux de la nappe phréatique sont relativement moins chargées, aussi bien en hautes qu'en basses eaux ( $535 \leq \text{TDS} \leq 1320 \text{ mg/l}$ ). La salinité de l'eau, définie par la concentration des sels dissous, est essentiellement associée aux formations alluvionnaires encaissantes et au phénomène d'évaporation, très intense, en basses eaux. Le sodium accumulé dans le sol agit au niveau de la défloculation du sol argileux, ce qui entraîne une diminution de la macro-porosité (air) et du taux d'infiltration de l'eau.

### 3.3. Données hydrodynamiques (essais d'infiltration)

Dans le but de mieux comprendre la vitesse de percolation des précipitations, quatre essais à l'infiltromètre à double anneaux (Photo 29) ont été réalisés sur les sols en place dans quatre sites jugés, sur le plan spatial, représentatifs de la zone étudiée (Fig. 13). Les fiches des essais d'infiltration sont données en Annexe 4.

**Photo 29. Essai d'infiltration – Oued En Nil au niveau du pont de l'EAI Nedjawa Med Salah (Kherraza)**



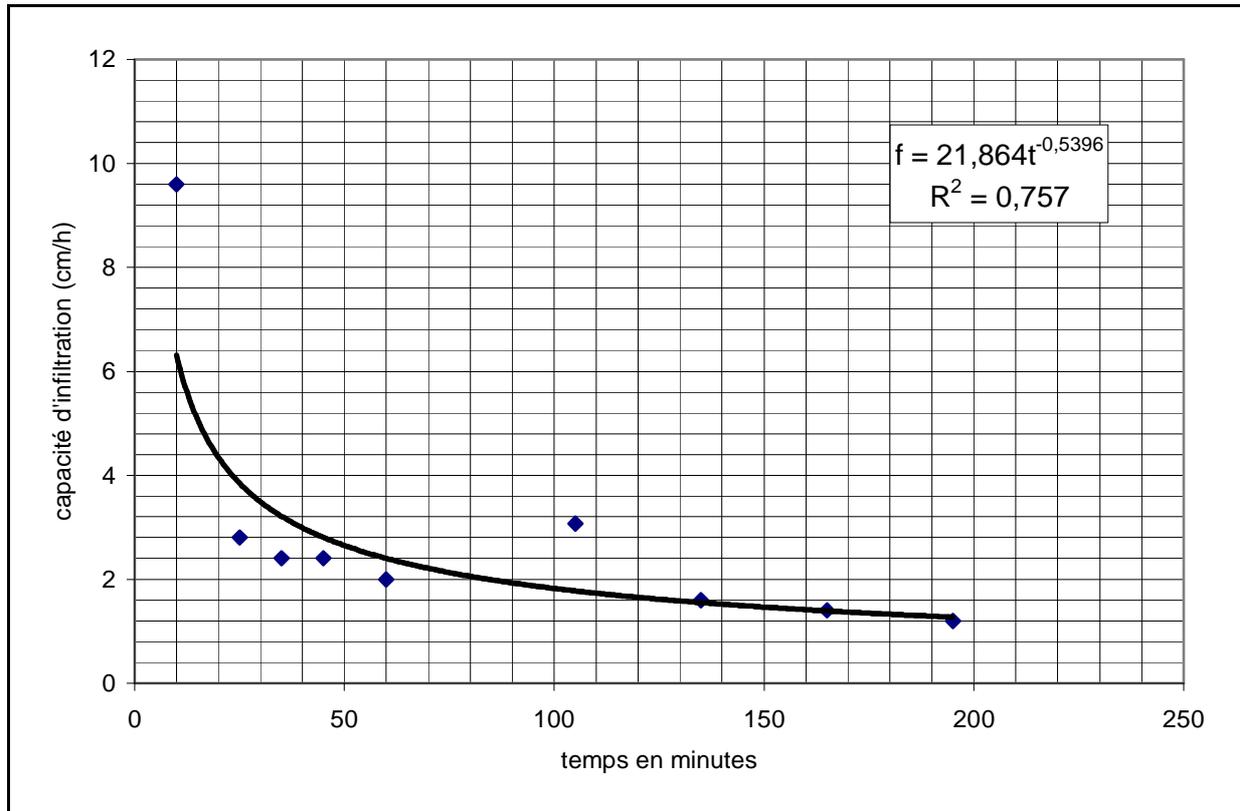
Source L . Beloulou (Janvier 2007)

Les données collectées sur le terrain ont fait l'objet d'une analyse statistique afin de mieux apprécier les variations spatiales et temporelles de la capacité d'infiltration des sols dans le bassin de l'oued Boudjema. Sachant que les données de mesure s'étalent sur une période d'essai relativement courte (entre 2 et 4 heures) pour permettre une imbibition totale du sol, les observations ont été ajustées à un modèle d'infiltration de Kostiakov (RAVI et WILLIAMS, 1998). Ce modèle qui exprime la relation fonctionnelle entre la capacité d'infiltration d'un sol ( $f$ ) et le temps écoulé ( $t$ ) depuis le début de l'expérience, qui pourrait être assimilé au début d'un épisode pluvieux, prend la forme:

$$f = a \times t^b$$

où  $a$  et  $b$  sont des constantes d'ajustements variables selon le type de sol (Fig. 14).

**Fig. 14. Variations de la capacité d'infiltration avec le temps  
(Site I3- Kherraza-EAI Nedjawa Med Salah: le 09/01/07)**



Source : L. Beloulou (janvier 2007)

Ainsi, la capacité d'infiltration espérée après une période de 6, 12 et 24 heures a été calculée dans le but d'apprécier le pouvoir des sols, après saturation, à permettre une percolation profonde des eaux de pluie (tableau 8).

**Tableau 8. Capacité d'infiltration espérée (cm/h) après une période de 6h, 12h et 24h  
(Modèle de Kostiakov)**

Site	Après 6 h	Après 12 h	Après 24 h	Qualité de l'ajustement	
				R <sup>2</sup> (%)	Ajustement
1- Bidari	données inexploitable: argiles noires saturées en eau et marécages				
2-Essarouel	données inexploitable: argiles noires plastiques saturées en eau				
3-EAI Nedjawa	0.9	0.6	0.4	76	bon
4- Chabbya	0.10	0.06	0.03	78	bon

Sur la base des données contenues dans le tableau 8, il est déduit qu'après une journée d'imbibition, les sols dans la plaine de Kherraza présentent des capacités d'infiltration

relativement faibles : elles s'échelonnent entre 4 mm/h au niveau de l'EAI Nedjawa Mohamed Salah et 0.3 mm/h dans la région de Chabbya (au Sud de la RN 44). Si l'on adopte la classification de l'US-NRCS on obtiendrait la distribution indiquée au tableau 9.

**Tableau 9. Classification des sols en fonction de la capacité d'infiltration (US-NRCS, 1986)**

f (cm/h)	Groupe de sol : Caractéristiques	Secteur
$\leq 0.13$	D :. sols qui se gonflent rapidement lorsque trempés dans l'eau, argiles plastiques lourdes, certains sols salins,	Chabbya
0.13 – 0.40	C :. limon argileux, limon sableux peu profond, sols faibles en matières organiques, sols généralement riches en argile,	Oued En Nil

Il faut noter que les résultats de deux essais (Bidari et Essarouel) n'ont pas été pris en compte car les valeurs obtenues semblent trop grandes pour caractériser la nature granulométrique des sols argileux observée au niveau du site.

L'examen des différents résultats permet de conclure que, d'une façon générale, la capacité d'infiltration des sols est beaucoup plus faible au niveau de la plaine dont la partie superficielle du remplissage alluvionnaire est formée d'éléments à texture plus fine (argiles, limons argileux). Par contre, sur les versants constitués essentiellement de roches métamorphiques relativement imperméables, la vitesse de percolation dépend du degré de fissuration des couches superficielles.

## Conclusion

Les sorties de reconnaissance et d'investigation sur le terrain effectuées au cours de la réalisation de ce travail ont permis de dégager les grands traits marquant le périmètre étudié. Ce dernier se caractérise par :

- un relief très accidenté à pentes fortes, parfois raides (grandes dénivelées), notamment sur les versants,
- un couvert végétal dégradé (incendié) sinon absent; la couverture végétale se résume à une broussaille et forêt clairsemée sur les versants ou à une végétation herbacée très basse au niveau de la plaine de Kherraza (pâturage, jachères...),

- végétation très dense au niveau des lits des oueds en amont de la ville
- des formations superficielles meubles à dominance argileuse (alluvions du Quaternaire) reposant sur le socle métamorphique,
- l'existence de terrains d'épandage, notamment dans la partie aval de la plaine de Kherraza (Boussedra-Bidari et entrée Ouest de la ville),
- des cours d'eau obturés ou transformés, par endroits, par la construction de voies de circulation (routes et chemin de fer),
- aménagement de certains chenaux (oued En Nil, Oued Boudjema, Chaabet Kherraza, Oued Bouhdid, Chaabet Zaafrania et Oued Kouba...).

Par conséquent, les facteurs naturels confèrent aux plaines Nord, Ouest et Sud-Ouest de la ville de Annaba des conditions favorables à la stagnation des eaux de pluies et du ruissellement provenant des versants, donc vulnérables aux phénomènes d'inondation. Aux descriptions physiques du bassin versant s'ajoutent l'intensité et la fréquence des averses torrentielles qui amplifient les risques d'inondation et les phénomènes de coulées de boues auxquels sont confrontés des milliers d'habitants de la zone d'étude. C'est ce que nous allons étudier dans le chapitre suivant.

## CHAPITRE IV

### **ANALYSE STATISTIQUE DES AVERSES: ETABLISSEMENT DES COURBES HAUTEUR-DUREE-FREQUENCE**

L'étude des averses et leurs impacts sur la population revêt une importance primordiale pour l'étude des projets de lutte contre les inondations et des assainissements urbain et agricole. Exprimée le plus souvent sous forme de courbes *Hauteur (ou Intensité) - Durée-Fréquence*, elle présente les valeurs maximales probables de pluie afférentes à différents intervalles de temps et fournissent les éléments de base utiles pour l'estimation des débits d'eau de pointe. Dans la pratique, cet intervalle est souvent défini par le temps de concentration du bassin versant.

Le but du présent travail n'est pas une étude exhaustive des méthodes statistiques et probabilistes utilisées, mais une présentation des différentes étapes de transformation de la donnée pluviométrique brute en valeur estimée statistique facilement utilisable. Ce chapitre discute de la démarche suivie dans l'établissement et la généralisation de la loi 'Hauteur Durée Fréquence' des pluies dans la région de Annaba à travers les observations enregistrées aux postes pluviométriques de Pont Bouchet et Ain Berda. Les résultats fournissent les éléments indispensables pour la détermination des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique (Musy, 1998).

En raison de l'absence d'équipements de mesure des écoulements de surface du réseau hydrographique drainant le versant Sud de l'Edough, le recours aux modèles empiriques pour le calcul du ruissellement s'est imposé. En pratique, toutes les méthodes d'estimation utilisent comme données de base les caractéristiques physiographiques du bassin, notamment le temps de concentration, l'occupation du sol et la pluviométrie. Les caractéristiques des bassins étant décrites dans les chapitres précédents, il convient d'examiner, par une approche purement probabiliste, la distribution des pluies extrêmes (pluies journalières maximales et averses de courtes durées) qui constituent le principal aléa facteur d'inondation dans la région de Annaba.

Bien que l'intensité des précipitations soit le principal paramètre dans de nombreuses applications hydrologiques et hydrauliques, il existe peu d'études sur ce sujet, du moins au niveau de l'extrême NE de l'Algérie. Les rares études publiées et qui méritent d'être évoquées remontent à plusieurs décennies: GUILMET (1963) et BODY (1981).

Les travaux de GUILMET constituent une première approche à l'étude des averses de courte durée au niveau des postes pluviométriques des cinq grandes villes d'Algérie dont Annaba (ex Bône). Basés sur les observations d'une dizaine d'années (1951-1961), les résultats, exprimés en terme de fréquence absolue (nombre de cas pour que la pluie atteigne ou dépasse une valeur donnée pendant une durée de référence fixée a priori), restent insuffisants pour décrire de façon probabiliste la notion d'Intensité-Durée-Fréquence. Les données traitées ne s'apprêtaient pas à une généralisation tant sur le plan probabiliste que structurelle (structure de l'averse).

Quant aux résultats des travaux de BODY, ils découlent de la synthèse d'une analyse fréquentielle (distribution de GALTON) et corrélatrice (loi de type MONTANA). Ces résultats, essentiellement basés sur l'étude des pluies journalières maximales observées à travers le territoire national, demeurent tout de même entachés d'incertitudes; les valeurs des pluies calculées, comparées aux données observées sur des courtes périodes (durée < à 12 heures), sont souvent sous estimées.

## **1. Acquisition et préparation des données relatives aux averses de courte durée**

L'établissement de la loi 'Hauteur-Durée-Fréquence' s'effectue sur la base des enregistrements des pluviographes qui sont dépouillés, manuellement ou par un lecteur de courbes, au niveau des services de l'ANRH. La digitalisation est faite par la méthode de dépouillement à intensités constantes et les données, reportées dans des tableaux appropriés, sont archivées. Les deux stations de référence, dont les données sont traitées dans le cadre de cette thèse, ont des relevés sur plus 20 ans (tableau 10).

Basées sur une approche probabiliste, les courbes HDF illustrent la distribution des fréquences des valeurs maximales de hauteur (ou d'intensité) de pluie sur une durée donnée. L'obtention de ces courbes nécessite successivement la transformation des valeurs brutes en une série de valeurs maximales annuelles sur différentes durées (ie. 5, 10, 15 min...), puis

l'ajustement consolidé ou non des lois de probabilité à ces séries de valeurs extrêmes (LAM, 2004).

**Tableau 10. Identification des postes pluviométriques de référence**

Nom de la station	Pont Bouchet	Ain Berda
Code de la station	140631	140606
X <sub>Lambert</sub> (Km)	950.250	937.300
Y <sub>Lambert</sub> (Km)	402.800	383.200
Altitude (m)	3.0	130.0
Appareil de mesure	Type : Précis mécanique – Bague : 400 cm <sup>2</sup>	
Période d'observations	1977/78-2000/2001	1978/79-1999/2000
Nombre d'averses traitées	364	322
Distance /Annaba-Ville (Km)	6.8	20.4

A partir des dépouillements à intensités constantes fournis dans les archives de l'ANRH, on a calculé, au moyen du logiciel 'AVERSE 2.0' développé par l'auteur (cf description du logiciel, screen shots et feuilles de calcul en Annexe 5), les hauteurs maximales de pluies enregistrées au cours d'un épisode pluvieux de durée constante fixée à l'avance, d'origine variable et que la pluie soit continue ou discontinue (LABORDE, 2000). En pratique, les durées de référence choisies varient de 5 minutes à 24 heures. Pour chaque pas de temps on a sélectionné une valeur maximale par averse et par année. Une série annuelle est ainsi obtenue, ce qui constitue les données de base pour le traitement statistique (Annexe 5).

## **2. Traitement statistique des données relatives aux averses de courte durée**

### **2.1. Fiabilité des données et caractéristiques de la distribution des fréquences**

Du point de vue mathématique, l'étude de la distribution des fréquences d'une variable aléatoire implique la vérification d'un certain nombre d'hypothèses de base, notamment le caractère aléatoire, homogène et représentatif des valeurs prises par la variable en question. En effet, les données pluviométriques collectées au niveau des services de l'ANRH ont fait l'objet d'une série de tests dits non paramétriques. La détection des valeurs éventuellement anormales (en anglais : outliers) a été effectuée sur ordinateur par un programme de calcul (Hydrological Frequency Analysis-HFA) fournissant un rapport dans lequel on trouve les résultats et l'interprétation du test de GRUBBS et BECK (1972). Après élimination des valeurs aberrantes,

l'indépendance et l'homogénéité ont été vérifiées à l'aide des tests de WALD-WOLFOWITZ (1943) et de MANN-WITHNEY (1947), respectivement.

La fiabilité des données étant vérifiée, les séries pluviométriques ont fait l'objet d'un traitement statistique descriptif afin d'en faire ressortir les principales caractéristiques de la distribution des pluies intenses dans la région de Annaba, notamment, la moyenne (m), l'écart type (s), le coefficient d'asymétrie ( $G_1$ ) et les extrêmes (Tableau 11).

**Tableau 11. Paramètres statistiques descriptifs des averses (mm)**

Durée de l'averse (min)	Station de Ain Berda					Station de Pont Bouchet				
	m	s	min	max	$G_1$	m	s	min	max	$G_1$
5	4.4	1.8	1.6	9.1	0.8	4,8	2,9	0,8	13,5	1,0
10	7.4	2.3	4.0	14.5	1.3	7,6	3,8	1,1	14,0	0,0
15	10.2	3.6	4.5	22.5	1.9	9,4	4,4	1,5	18,3	0,1
20	12.0	3.9	5.5	22.5	0.9	10,9	4,8	2,1	19,5	0,0
30	14.5	6.0	7.5	33.3	1.6	12,9	6,2	3,1	27,5	0,4
45	16.7	6.1	9.5	33.3	1.0	14,9	6,8	4,5	28,0	0,3
60	17.8	6.5	9.6	33.3	0.9	16,4	7,0	6,1	29,0	0,4
90	19.5	6.4	12.2	33.3	0.8	18,5	7,2	9,1	38,0	0,9
120	21.9	7.7	15.0	38.3	0.9	20,3	7,5	11,5	44,0	1,4
180	24.9	9.6	13.5	53.0	1.5	23,1	9,2	7,4	48,5	1,0
240	26.7	9.3	13.5	53.0	1.2	26,5	11,0	15,0	60,0	1,7
360	30.4	11.1	15.5	66.5	1.7	31,8	15,9	16,9	84,0	2,1
540	37.0	12.9	18.2	66.5	0.8	37,8	19,3	16,9	98,0	1,8
720	41.6	16.1	19.0	86.5	1.0	40,9	20,6	16,9	104,5	1,7
900	45.3	17.3	19.0	86.5	0.6	44,0	23,1	16,9	111,0	1,7
1080	48.5	17.4	19.0	86.5	0.4	46,4	25,0	16,9	116,5	1,6
1440	52.9	19.7	19.0	103.5	0.6	51,5	26,5	16,9	128,5	1,4

## 2.2. Extension stochastique des séries observées et analyse fréquentielle

Dans le but d'améliorer les résultats de l'analyse fréquentielle des pluies les plus intenses, on a procédé à une extension stochastique des données observées en utilisant un générateur de données Gamma intégré au logiciel Statgraphics; la loi Gamma à deux paramètres s'avérant la mieux adaptée pour l'ajustement des pluies intenses au niveau de l'extrême Nord-Est de l'Algérie (SITOUR et al., 1998). Pour chaque station et pour chaque durée de référence, une matrice de 100 par 100 observations des pluies maximales a été

stochastiquement générée. On a ensuite procédé à l'analyse des fréquences en admettant que chaque colonne de la matrice pourrait représenter une série annuelle de pluies maximales. Les pluies de récurrence 10, 50 et 100 ans ont été calculées par la loi de PEARSON-Type III pour l'ensemble des 100 séries synthétiques. Pour tenir compte de la sécurité des personnes et des biens vulnérables, seule la valeur maximale absolue du quantile calculé, choisie parmi les 100 valeurs de fréquence, est retenue pour chaque durée de référence (tableau 12) afin d'établir les courbes Hauteur-Durée-Fréquence.

**Tableau 12. Résultats de l'analyse fréquentielle des averses maximales (mm)**

t (min)	Station de Ain Berda			Station Pont Bouchet		
	T=10 ans	T=50 ans	T=100 ans	T=10 ans	T=50 ans	T=100 ans
<b>5</b>	11.1	14.9	16.5	11.3	14.6	15.3
<b>10</b>	14.4	19.2	21.2	14.9	19.4	20.5
<b>15</b>	16.7	22.2	24.6	17.5	22.9	24.4
<b>20</b>	18.6	24.6	27.4	19.6	25.8	27.5
<b>30</b>	21.6	28.5	31.7	23.1	30.5	32.7
<b>45</b>	25.1	33.0	36.8	27.1	36.0	38.9
<b>60</b>	27.9	36.6	40.9	30.4	40.5	44.0
<b>90</b>	32.4	42.4	47.5	35.6	47.9	52.2
<b>120</b>	36.1	47.1	52.7	39.9	53.9	59.0
<b>180</b>	41.9	54.5	61.2	46.9	63.7	70.2
<b>240</b>	46.6	60.4	68.0	52.6	71.7	79.3
<b>360</b>	54.1	70.0	78.8	61.7	84.8	94.2
<b>540</b>	62.9	81.0	91.5	72.5	100.2	112.0
<b>720</b>	69.9	89.9	101.6	81.2	112.8	126.6
<b>900</b>	76.0	97.4	110.3	88.7	123.7	139.2
<b>1080</b>	81.3	104.0	117.9	95.4	133.3	150.4
<b>1440</b>	90.4	115.4	130.9	106.9	150.1	170.0

### 2.3. Etablissement des courbes Hauteur-Durée-Fréquence

Pour rendre beaucoup plus expressives les données du tableau 12, on a établi les courbes théoriques "Hauteur-Durée-Fréquence" des averses pour les stations de Ain Berda et Pont Bouchet, prises comme stations de référence en adoptant un modèle de type MONTANA :

$$H(T,t) = a(T) \times t^{b(T)}$$

où  $H(T,t)$  est la hauteur de pluie de récurrence  $T$  années et  $a(T)$  et  $b(T)$  sont des coefficients d'ajustement dits coefficients régionaux ou de MONTANA. Les résultats de l'analyse par régression sont consignés au tableau 13.

**Tableau 13. Résultats de l'analyse par régression de la relation**

$$H(T, t) = a(T) \times t^{b(T)}$$

Station	Ain Berda			Pont Bouchet		
	10 ans	50 ans	100 ans	10 ans	50 ans	100 ans
Durée de retour	10 ans	50 ans	100 ans	10 ans	50 ans	100 ans
a(T)	6.14	8.36	9.14	6.00	7.50	7.67
b(T)	0.369	0.361	0.366	0.395	0.412	0.426
R <sup>2</sup> (%)	97.5	96.5	97.2	98.5	97.6	96.5
S <sub>e</sub>	0.11	0.13	0.12	0.08	0.11	0.15

Dans le tableau 13,  $R^2$  et  $S_e$  représentent respectivement le coefficient de détermination (dont la racine carrée donne le coefficient de corrélation) et l'erreur standard d'estimation.

Les courbes HDF ainsi établies (Fig. 15) permettent de synthétiser les renseignements relatifs aux caractéristiques des averses dans la région de Annaba.

Pour exploiter davantage les résultats relatifs à ces deux stations, on a procédé au tracé des courbes sans dimensions. Ces courbes traduisent la relation :

$$H(t, T)/P_{jmax}(T) = a'(T) \times (t/24)^{b'(T)}$$

où  $t$  = la durée de référence (en heure),

$T$  = la période de récurrence (en années),

$P_{jmax}(T)$  = la pluie journalière maximale de même fréquence,

$a'(T)$  et  $b'(T)$  = constantes régionales.

Les résultats de la régression sont reportés au tableau 14 et les courbes représentatives de la relation ci-dessus sont données sur la figure 16.

Fig. 15. Courbes Hauteur-Durée-Fréquence des averses

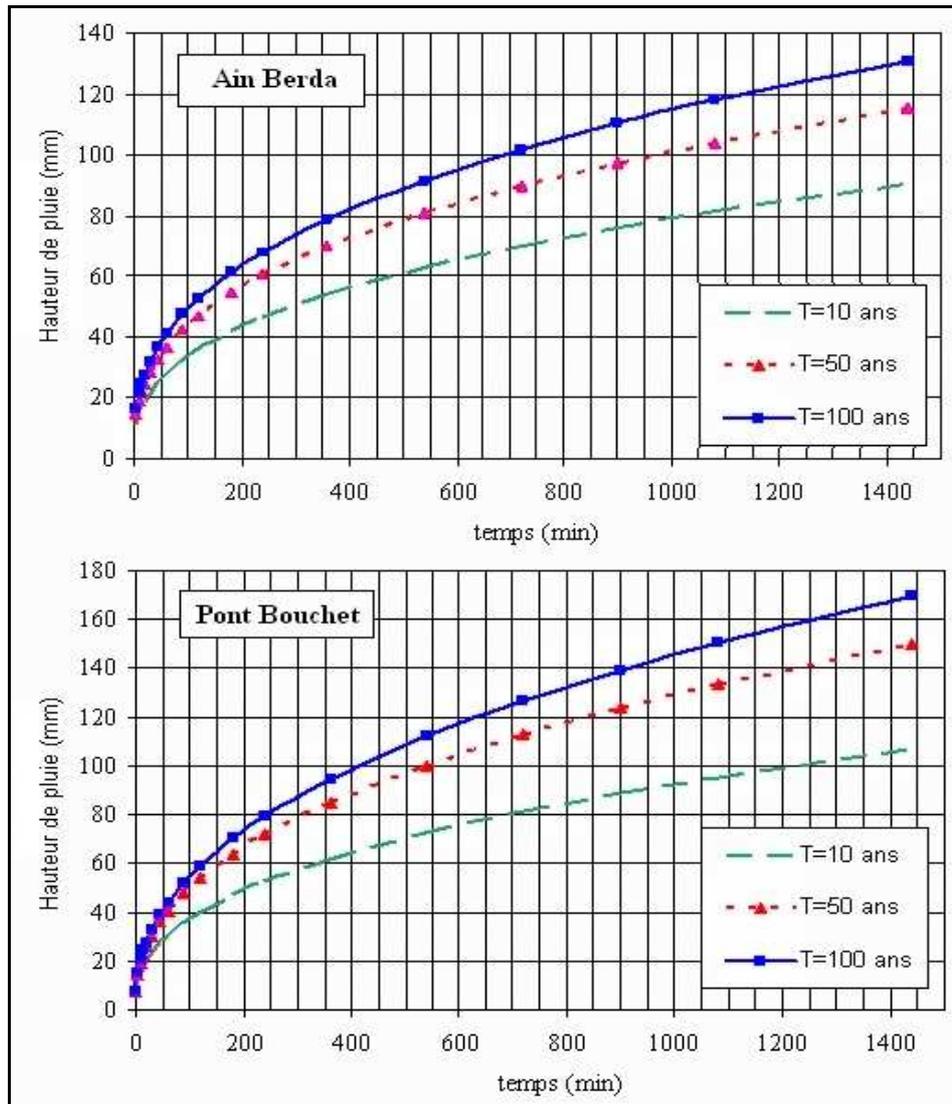
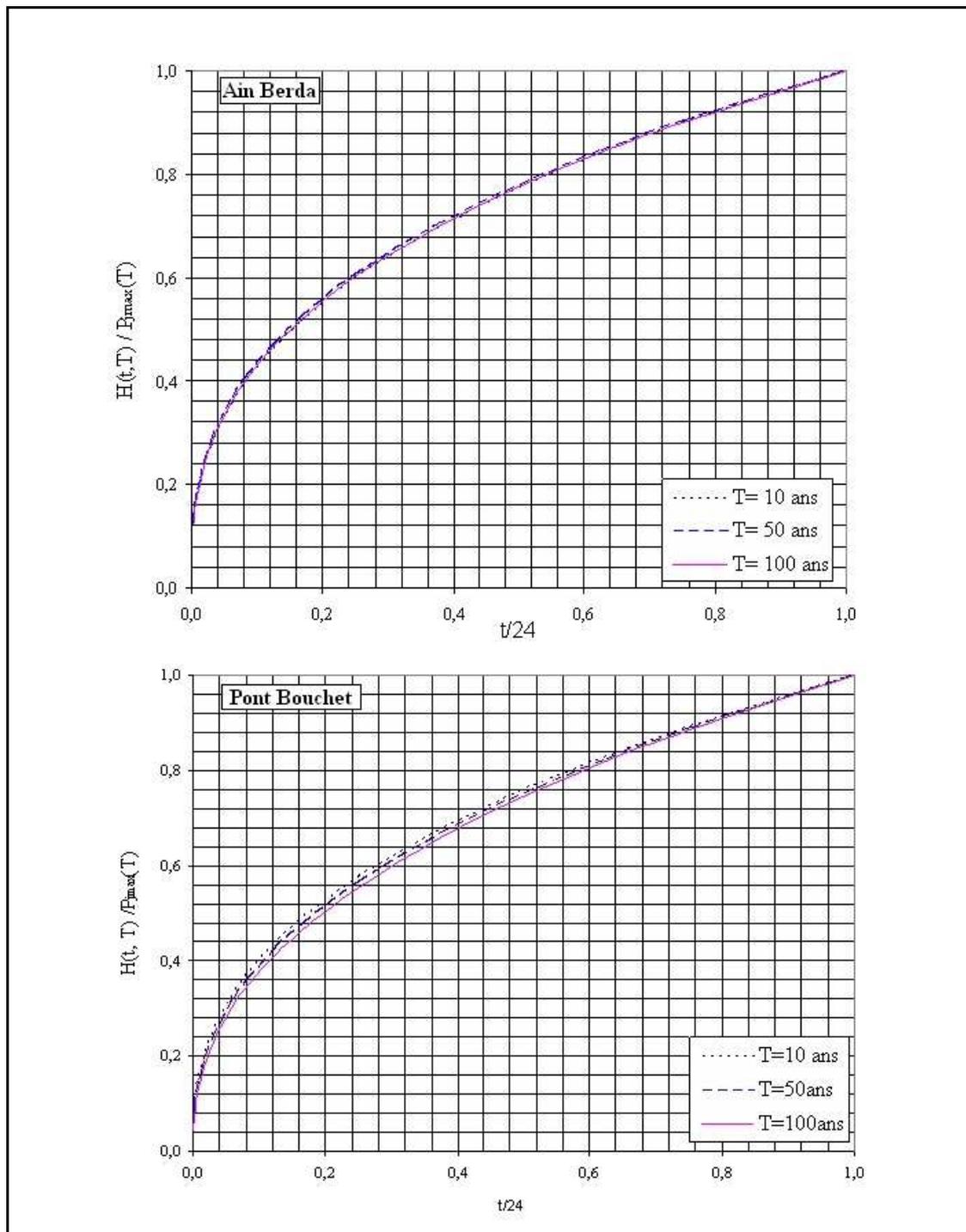


Tableau 14. Résultats de l'analyse par régression de la relation

$$H(t, T)/P_{jmax}(T) = a'(T) \cdot (t/24)^{b'(T)}$$

Station	Ain Berda			Pont Bouchet			
	Durée de retour	10 ans	50 ans	100 ans	10 ans	50 ans	100 ans
<b>a'(T)</b>		0.994	0.994	0.993	1.012	1.012	1.013
<b>b'(T)</b>		0.366	0.357	0.362	0.402	0.418	0.432
<b>R<sup>2</sup> (%)</b>		99.97	99.97	99.96	99.80	99.81	99.79
<b>S<sub>e</sub></b>		0.012	0.011	0.013	0.037	0.038	0.041

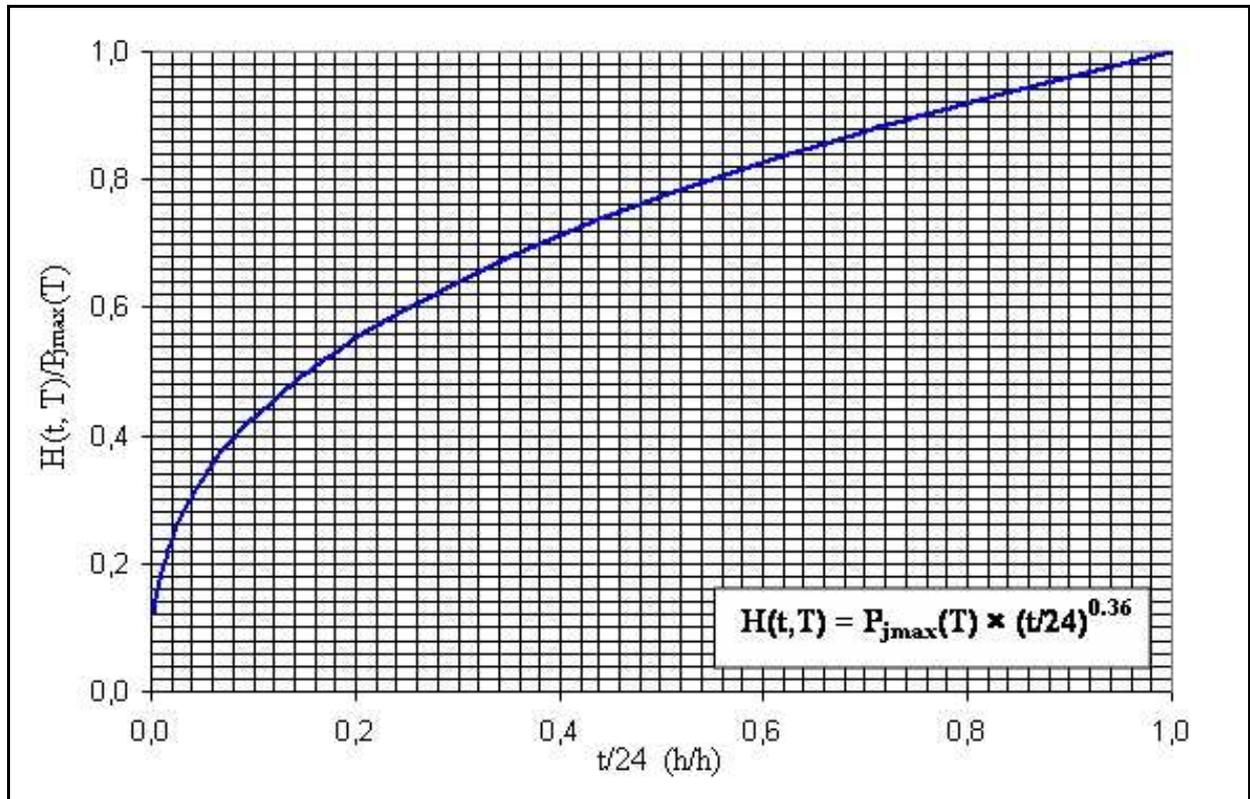
Fig. 16. Stations Ain Berda et Pont Bouchet: HDF sans dimension



Un résultat intéressant est que les courbes correspondant aux trois fréquences se superposent de façon à ce qu'elles permettent d'admettre que les averses de fortes intensités se répartissent de façon uniforme dans le temps, du moins dans la région de Annaba (Fig. 16).

De ce fait, on pourrait sans risque extrapoler les résultats aux stations non équipées de pluviographes au moyen de la courbe enveloppe établie pour la région de Annaba (Fig.17).

**Fig. 17. Région de Annaba- Relation Hauteur-Durée Fréquence**



### 3. Etude des pluies journalières maximales

#### 3.1. Acquisitions des données pluviométriques

Les mesures aux pluviomètres des pluies journalières aux stations les plus proches de la zone d'étude ont été collectées auprès des services de l'ANRH et de l'ONM. Pour chaque année, la pluie journalière maximale est définie comme étant la plus grande quantité d'eau enregistrée en 24 heures entre 8 :00 du jour J et 8 :00 du jour J+1. Ainsi, les données relatives aux stations de Pont Bouchet, Ain Berda, Annaba-Les Salines, Séraïdi, Berrahal et Cap de Garde dont les coordonnées sont consignées au tableau 15 ont été compilées et traitées statistiquement pour en faire sortir les caractéristiques numériques les plus significatives notamment, les valeurs extrêmes, la moyenne, l'écart type et le coefficient d'asymétrie (tableau 16).

**Tableau 15. Situation des stations pluviométriques utilisées dans la présente étude**

Station	Code	X (Km)	Y (Km)	Z (m)	Equipement	Période d'obs.	Distance (*)
Ain Berda	140606	937.300	383.200	130.0	PV+PG	1984.85-2004.05	24.0
Pont Bouchet	140631	950.250	402.800	3.0	PV+PG	1984.85-2004.05	7.0
Berrahal	031302	924.000	403.010	33.0	PV	1984.85-2004.05	22.0
Séraïdi	031402	943.000	412.500	840.0	PV	1984.85-2004.05	7.0
Cap de Garde	031401	952.450	418.950	161.0	PV	1907.08-1974.75	14.0
Annaba-Les salines	60360	956.120	404.412	3.0	PV + PG	1984.85-2004.05	10.0

(\*) Distance à vol d'oiseau (Km) entre le chef lieu de l'agglomération et le centre de la zone d'étude ; valeurs approximatives estimées sur la carte au 1/200 000 de Annaba (Feuille NJ-32-II).

**Tableau 16. Résultats de l'analyse statistique descriptive des pluies journalières maximales dans la région de Annaba (séries observées)**

Station	Berrahal	Annaba	Pt Bouchet	Séraïdi	Ain Berda	Cap de Garde
<b>m</b>	58,3	45,5	48,9	82,6	54,8	45,2
<b>s</b>	31,9	14,7	21,4	34,1	25,9	16,0
<b>G1</b>	2,5	0,1	1,0	0,3	0,9	0,7
<b>min</b>	33,8	19,5	23,6	41,0	18,5	17,5
<b>max</b>	162,0	74,2	101,0	133,4	111,0	88,0

Les séries annuelles des pluies quotidiennes maximales obtenues pour les 6 stations considérées ont été réexaminées et passées dans les divers programmes de l'analyse fréquentielle (Statgraphics et HFA) pour subir le même traitement statistique que les séries de courte durée (contrôle de fiabilité, d'homogénéité et d'indépendance des données). Etayée par les résultats du test d'adéquation (test *D* de KOLMOGOROV-SMIRNOV), la loi de distribution des probabilités de Pearson III (ou loi Gamma) a été retenue pour l'ajustement des données observées. Cette loi, comme toutes les autres (lois de GAUSS, GALTON, GUMBEL, FRECHET et Log-PEARSON III), est loin d'être un modèle parfait, néanmoins elle est la mieux adaptée: erreurs moyennes sur le quantile calculé plus faibles.

## 3.2. Analyse statistique des pluies journalières maximales

### 3.2.1. Extension stochastique des données observées

Les séries des données observées étant considérées courtes (20 ans d'observations pour la plupart des stations) et discontinues pour la station de Cap de Garde, on a procédé à une extension stochastique des données en utilisant, comme pour les averses de courtes durées, un générateur de données aléatoires Gamma. Une série de 100 valeurs a été simulée pour chacune des stations. Les paramètres statistiques des pluies journalières maximales synthétiques sont résumés au tableau 17.

**Tableau 17. Résultats de l'analyse statistique descriptive des pluies journalières maximales dans la région de Annaba (séries synthétiques : N = 100)**

Station	Ain Berda	Annaba	Berrahal	Séraïdi	Pont Bouchet	Cap de Garde
<b>m</b>	56.2	45.8	55.8	82.2	51.7	43.3
<b>s</b>	25.3	13.7	28.9	30.7	22.0	14.2
<b>min</b>	8.1	16.9	9.8	24.5	9.8	12.5
<b>max</b>	158.5	80.9	149.5	171.2	137.0	87.3
<b>G<sub>1</sub></b>	1.1	0.43	0.83	0.57	0.85	0.49

Afin de vérifier l'homogénéité des données observées et simulées on a procédé à une comparaison statistique des moyennes au moyen du test « t » de STUDENT. Les résultats du test (tableau 18) ont montré que les deux séries sont comparables du point de vue statistique; le risque de se tromper est de 5 %.

**Tableau 18. Résultats du test de comparaison des moyennes des pluies journalières maximales dans la région de Annaba.**

Station	Ain Berda	Annaba	Berrahal	Séraïdi	Pont Bouchet	Cap de Garde
Données observées						
N	20	20	20	20	20	58
m	54.8	45.5	58.3	82.3	48.9	45.2
s	25.9	14.7	31.9	33.9	21.4	16.0
Données synthétiques						
N	100	100	100	100	100	100
m	56.2	45.8	55.8	82.2	51.7	43.3
s	25.3	13.7	28.9	30.7	22	14.2
Test de comparaison des moyennes au seuil de signification de 5 %						
t <sub>calc.</sub>	0.240	0.078	- 0.331	- 0.021	- 0.527	- 0.765

Les résultats de l'analyse fréquentielle des données observées et simulées sont portés au tableau 19.

**Tableau 19. Analyse des fréquences des  $P_{jmax}$  (région de Annaba)**

Station	Ain Berda	Annaba	Berrahal	Séraïdi	Pont Bouchet	Cap de Garde
Test d'ajustement de Kolmogorov - Smirnov ( $D_{0,05,20} = 0.294$ )						
$D_{max}$	0.1483	0.1224	0.2354	0.1681	0.1190	0.0728
Pluies journalières maximales (mm)						
T (années)	<b>Données observées</b>					
10	89	65	101	128	77	67
50	120	81	141	166	102	84
100	132	87	157	181	112	91
1000	171	105	207	228	142	111
<b>Données synthétiques</b>						
10	90	64	95	123	81	62
50	120	79	130	157	107	77
100	131	84	145	171	116	83
1000	168	101	189	211	147	101
<b>Données adoptées</b>						
10	<b>90</b>	<b>65</b>	<b>100</b>	<b>125</b>	<b>80</b>	<b>65</b>
50	<b>120</b>	<b>80</b>	<b>135</b>	<b>160</b>	<b>105</b>	<b>80</b>
100	<b>130</b>	<b>85</b>	<b>150</b>	<b>175</b>	<b>115</b>	<b>85</b>
1000	<b>170</b>	<b>105</b>	<b>200</b>	<b>220</b>	<b>145</b>	<b>105</b>

### 3.2.2. Extrapolation des pluies journalières aux centres des bassins

Les bassins étudiés font partie du versant sud de l'Edough. Aucun bassin n'est doté d'équipements de mesure des précipitations ni des écoulements. Par conséquent, on est contraint d'extrapoler les observations enregistrées aux stations limitrophes. En effet, les pluies journalières fréquentielles, calculées plus haut, ont été extrapolées vers le centre de chaque bassin suivant la méthode dite du cadran adoptée par le US-Weather Service (in LINSLEY et al., 1982 ). Cette méthode consiste à affecter un coefficient de pondération lié à la distance séparant la station lacunaire (station fictive au centre du bassin) et les stations de base les plus proches. En fonction de la distance au centre, les stations de base et les termes correctifs varient d'un bassin à l'autre. La procédure de calcul est illustrée à travers l'exemple du bassin de l'oued Boudjema. Ainsi, la pluie journalière maximale fréquentielle au centre de ce bassin a été calculée à partir des pluies journalières observées aux stations de base de

Berrahal, Pont Bouchet, Cap de Garde et Séraïdi. Les résultats obtenus sont consignés au tableau 20.

**Tableau 20. Estimation des pluies journalières maximales au centre du bassin (Exemple du bassin de l'oued Boudjema)**

Stations de base	Terme correctif	Période de retour (années)			
		10	50	100	1000
Berrahal	0.213	100	135	150	200
Pont Bouchet	0.378	80	105	115	145
Séraïdi	0.378	125	160	175	220
Cap de Garde	0.267	65	80	85	105
$P_{jmax}(T)$ calculée	-	94.0	121.6	132.9	168.8
$P_{jmax}(T)$ adoptée		<b>95</b>	<b>120</b>	<b>135</b>	<b>170</b>

Les valeurs adoptées des pluies journalières maximales probables pour chaque bassin sont enfin présentées au tableau 21. Elles constituent les données de base pour le calcul de l'intensité de pluie, et par conséquent, celui des débits de pointe.

**Tableau 21. Pluies journalières maximales probables ajustées au centre du bassin**

Bassin versant de l'oued	Intervalle de récurrence (années)			
	10	50	100	1000
Kouba	90.0	115.0	125.0	155.0
Forcha	105.0	142.0	158.0	173.0
Sidi Harb	104.0	142.0	157.0	170.0
Bouhdid	110.0	150.0	165.0	180.0
Boudjema	95.0	120.0	135.0	170.0

En conclusion, les courbes HDF ne sont pas une fin en soi, mais sont construites dans un but bien précis: fournir une information complète et cohérente à l'utilisateur (municipalités, gouvernements, ingénieurs, compagnies d'assurance et organisations de gestion du risque...). Elles représentent pour une probabilité donnée (exprimée en terme de période de retour), la variation de la hauteur annuelle maximum des pluies à l'intérieur d'un intervalle de temps. Sans dimensions ces courbes peuvent être extrapolées pour calculer à partir des relevés journaliers, les quantités de pluies tombées au cours d'une durée beaucoup plus courte. Indispensables dans le domaine de l'assainissement urbain et agricole, elles sont utilisées entre autres pour le calcul de débits de projet des ouvrages hydrauliques (objet du chapitre suivant) via la modélisation de pluies synthétiques et l'estimation des débits de crue.

## CHAPITRE V

### **CALCUL DE LA CRUE DE PROJET**

Les bassins du versant Sud de l'Edough sont sujets à des crues rapides et dévastatrices, dont les conséquences peuvent être catastrophiques (mise en danger des vies humaines et des infrastructures). Les eaux des oueds, très chargées en matières en suspensions, peuvent monter et déborder en quelques heures, sous l'effet de précipitations torrentielles dépassant parfois plusieurs dizaines de mm en 24 h.

Pour protéger les populations, les stratégies relèvent souvent de la prédétermination des crues rares faisant référence à l'évaluation statistique des débits associés à différentes périodes de retour, ou de la prévision à court terme. La première a pour objectif de mettre en place des Plans de Protection des Risques d'Inondations (PPRI), destinés à règlementer l'urbanisation et l'aménagement dans les zones inondables; la seconde permet d'anticiper les événements critiques et mettre les populations à l'abri avant et pendant la crue.

Dans les deux cas, les modèles 'Pluie-Débit' sont des outils très utilisés, parce que les données hydrométriques sont souvent inexistantes sinon moins accessibles que les données pluviométriques. L'intérêt des modèles n'est pas seulement de reproduire des débits qui n'ont pas été observés sur un bassin donné (reconstitution sur des longues périodes, simulation d'événements extrêmes, etc.), mais aussi de simuler les effets de modifications du bassin ou du climat sur les écoulements, et enfin, d'être appliqué à des bassins non jaugés (BOUVIER et al., 2008).

En dépit des progrès réalisés dans les méthodes disponibles pour l'évaluation des crues (RODIER ET AUVRAY, 1965 ; PUECH ET CHABI, 1984), l'incertitude des estimations reste grande et le surdimensionnement systématique des ouvrages semble encore la seule protection, encore qu'économiquement désastreuse, contre les caprices des cieux (GRESILLON *et al.*, 1979). Le fonctionnement hydrologique des bassins versants reste donc assez mal connu, même si les études de terrains menées depuis une trentaine d'années – notamment sur de petits bassins expérimentaux- ont permis d'apporter des réponses partielles à des questions fondamentales posées à l'hydrologie, intégrées aujourd'hui dans la

problématique des ‘chemins de l’eau’ au sein d’un bassin versant (AMBROISE, 1998). Dans le même ordre d’idée, on peut également citer ROGER A. PIELKE, JR. de l’*Environmental and Societal Impacts Group, National Center for Atmospheric Research au Colorado*, qui dans ses ‘*Nine fallacies of floods*’ a écrit ‘*We know the wrong things about the nature of the problem*’ (*Climatic Change: 42, p 413, 1999*).

Face à cet échec relatif des chercheurs dans les apports en connaissances nouvelles applicables sur le terrain, les hydrologues praticiens continuent à user des méthodes anciennes auxquelles on fait encore référence dans les manuels d’hydrologie et d’hydraulique actuels (GERLACH et al, 2003 ; Texas Department of Transportation-TxDOT, 2004; WOLFE, 2006, etc.) pour l’estimation de la crue de projet ou crue de référence. Cette crue, appelée également crue de dimensionnement, correspond à un événement rare ou exceptionnel et doit être évacuée dans les conditions normales d’écoulement, sans provoquer aucun dommage.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les méthodes permettant d’estimer, donc de prédéterminer, une crue connaissant le volume de précipitations susceptibles de la générer ou après son estimation en se basant sur sa probabilité d’occurrence, exprimée le plus souvent en terme de période de retour. Ces méthodes de prédétermination utilisent les résultats d’analyse obtenus dans les chapitres précédents : caractéristiques hydrauliques du bassin (superficie, pente, occupation du sol et temps de concentration) et les courbes HDF de la zone d’étude.

## **1. Calcul du débit de pointe et l’hydrogramme de crue**

Les cours d’eau drainant la ville de Annaba et sa périphérie ne sont pas équipés de moyens de mesure des écoulements de surface. De ce fait, le recours aux méthodes empiriques pour l’analyse du ruissellement s’impose. Dans cette étude, on a utilisé trois méthodes pour estimer la crue du projet: la méthode du *National Resources Conservation Service (NRCS)* des Etat Unis, la méthode rationnelle et l’équation de Burkli-Ziegler. Ces différents modèles empiriques, brièvement expliqués dans ce qui suit, utilisent un indice de ruissellement qui dépend des caractéristiques du sol: le coefficient de ruissellement (C) pour la formule rationnelle et l’équation de Burkli-Ziegler et le Numéro de la Courbe de Ruissellement (NCR) pour la relation ‘Pluie-Débit’ de l’US-NRCS (ex SCS), appelée en anglais, ‘*the Curve Number method*’. Dans ces trois méthodes, la relation ‘Pluie-Débit’ peut être exprimée sous une forme générale par la relation suivante :

$$Q_p(T) = \alpha \times \frac{P(t,T)}{t} \times A$$

dans laquelle :

$Q_p(T)$  : débit de pointe ou débit maximum,

$P(t,T)$  : hauteur de pluie enregistrée au cours d'une durée  $t$ ,

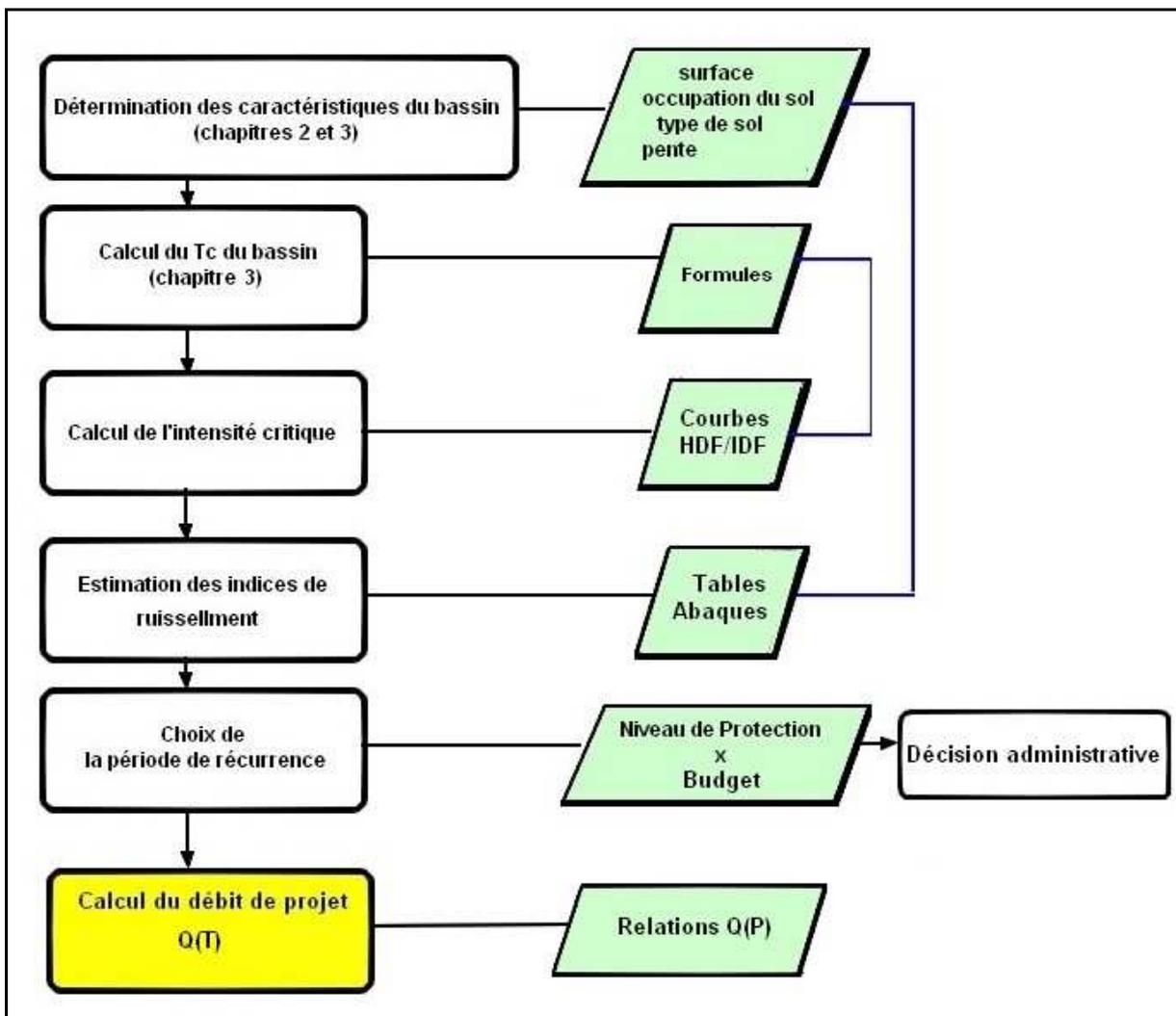
$A$  : superficie du bassin versant

$T$  : période de retour (années),

$\alpha$  : coefficient qui tient compte des unités et des caractéristiques du bassin.

Il faut noter que l'application de cette relation suppose l'égalité des intervalles de récurrence de la pluie et du débit calculé. La procédure de calcul du débit de pointe est illustrée par l'organigramme de la figure 18.

Fig. 18. Organigramme d'application du calcul du débit de projet



## 1.1 Calcul de l'intensité des averses

Après avoir extrapolé les pluies journalières maximales au centre de chaque bassin, l'intensité des pluies  $I(t_c, T)$ , observées au cours d'un temps égal au temps de concentration du bassin, a été calculée en usant de la relation antérieurement établie pour la région de Annaba :

$$H(t_c, T) = P_{jmax}(T) \times (t_c/24)^{0.36}$$

dans laquelle :

$H(t_c, T)$ : lame d'eau précipitée au cours d'un temps égal au temps de concentration du bassin ( $t_c$  en heures),

$T$  : période de récurrence de la valeur calculée en années

$P_{jmax}(T)$  : pluie journalière maximale de même fréquence  $T$ .

Définie par le rapport de la hauteur à la durée de la pluie, l'intensité des précipitations a été calculée pour chaque bassin dans la zone d'étude et les valeurs obtenues sont reportées au tableau 22.

**Tableau 22. Résultats du calcul de l'intensité de pluie  $I(t_c, T)$  dans les bassins étudiés**

T (années)	Fréquence	$P_{jmax}(T)$ : mm	$H(t_c, T) = P(t_c, T)$ : mm	$I(t_c, T)$ : mm/h
BV de l'oued Kouba ( $t_c = 30$ minutes)				
10	0.10	90	22.3	44.7
50	0.02	115	28.5	57.1
100	0.01	125	31.0	62.0
1000	0.001	155	38.5	76.9
BV de l'oued Forcha ( $t_c = 60$ minutes)				
10	0.10	105	33.4	33.4
50	0.02	142	45.2	45.2
100	0.01	158	50.3	50.3
1000	0.001	173	55.1	55.1
BV de l'oued Sidi Harb ( $t_c = 60$ minutes)				
10	0.10	104	33.1	33.1
50	0.02	142	45.2	45.2
100	0.01	157	50.0	50.0
1000	0.001	170	54.1	54.1
BV de l'oued Bouhdid ( $t_c = 120$ minutes)				
10	0.1	110	45.0	22.5
50	0.02	150	61.3	30.7
100	0.01	165	67.4	33.7
1000	0.001	180	73.6	36.8
BV de l'oued Boudjemaâ ( $t_c = 510$ minutes)				
10	0.1	95	65.4	7.7
50	0.02	120	82.6	9.7
100	0.01	135	92.9	10.9
1000	0.001	170	117.0	13.8

## 1.2. Calcul du débit de pointe

### 1.2.1 Méthode du NRCS ou 'CN method'

Dans cette méthode, le débit de pointe est déterminé en utilisant la notion de *Numéro de la Courbe de Ruissellement (NCR)*. Si le temps de concentration du bassin est connu, on calcule, selon le relief, le débit de pointe pour un hydrogramme de forme curviligne (ou triangulaire) dont plus ou moins 3/8 du volume passent pendant la période de montée des eaux par l'une des équations :

- bassins montagneux:  $Q_p(T) = 900 \times A \times P_n(t_c, T) / t_c$

- bassins plats et marécageux:  $Q_p(T) = 450 \times A \times P_n(t_c, T) / t_c$

- bassins intermédiaires:  $Q_p(T) = 726 \times A \times P_n(t_c, T) / t_c$

où

$Q_p(T)$  : débit de pointe de la crue (cubic feet per second : cfs) de fréquence T,

A : superficie du bassin (miles squared : mi<sup>2</sup>),

$P_n(t_c, T)$  : pluie nette ou fraction de la pluie génératrice du ruissellement (inches : in) de fréquence T,

$t_c$  : temps de concentration du bassin égal à 3/2 du temps de pointe ( $t_p$ ) de l'hydrogramme de crue (heures).

#### ▪ Estimation de la pluie nette ou du ruissellement direct

L'estimation de la pluie nette (appelée également ruissellement direct, pluie en excès ou pluie efficace) constitue l'opération la plus délicate. Dans cette méthode on utilise la relation 'Pluie-Débit' du NRCS développée aux Etats Unis et largement utilisée par les hydrologues dans le monde entier et plus particulièrement dans les pays anglo-saxons. Les quantités  $P_n$ ,  $P_t$  et S étant exprimées en pouces (inches), cette relation s'écrit :

$$P_n = \frac{(P_t - 0.2 \times S)^2}{P_t + 0.8 \times S}$$

dans laquelle :

$P_n$  : ruissellement direct (ou pluie en excès ou pluie nette),

$P_t$  : hauteur totale des pluies tombées sur le bassin pendant un temps t,

S : rétention potentielle du sol.

Les études sur terrain réalisées par le NRCS indiquent que la rétention potentielle maximale (en inches) peut être estimée par la relation:

$$S = \frac{1000}{NCR} - 10$$

où NCR est le numéro de la courbe du ruissellement. On admet que la valeur de NCR est une fonction de l'utilisation et de l'humidité antécédente du sol et des autres facteurs qui affectent le ruissellement et la rétention du sol.

Le débit ruisselé dépend également des paramètres météorologiques et des caractéristiques du bassin versant. En effet, parmi les facteurs météorologiques, la quantité des précipitations est probablement le facteur le plus significatif dans l'estimation du débit. La nature, l'utilisation et l'état hydrologique de la couverture du sol sont les facteurs liés aux caractéristiques du bassin.

Le NRCS a développé un indice appelé "le Numéro de la Courbe de Ruissellement (NCR)" pour représenter l'effet hydrologique combiné des facteurs liés au bassin. Les valeurs du NCR peuvent être tirées des tables établies par le NRCS (Annexe) dont un extrait est donné au tableau 23. Ces facteurs peuvent être déterminés à partir des investigations sur le terrain, des cartes d'occupation des sols et des études des sols, etc.

**Tableau 23. Valeurs du Numéro de la Courbe de Ruissellement (extrait de Mc CUEN, 1986)**

Occupation du sol	Condition hydrologique <sup>(1)</sup>	Groupe de sol	
		C	D
<b>Surface urbanisée</b>			
Lotissements	Moyenne	90	92
Bâtiments	Moyenne	83	87
<b>Surface rurale <sup>(2)</sup></b>			
forêt, maquis et broussaille	Mauvaise	77	83
	Moyenne	73	79
	Bonne	70	77
Pâturages, jachères, ...	Mauvaise	86	89
	Moyenne	79	84
	Bonne	74	80

<sup>(1)</sup> réfère à l'état et la capacité de drainage du bassin

<sup>(2)</sup> englobe les terrains nus, les parcours, la broussaille, le maquis et la forêt.

▪ **Estimation du Numéro de la Courbe de Ruissellement (NCR) de la zone d'étude**

L'occupation des sols dans les bassins étudiés et les valeurs du NCR correspondantes (valeurs extraites des travaux du NRCS in McCUEN, 1986) sont données pour chaque bassin versant aux tableaux 24 à 26.

**Tableau 24. Occupation des sols et NCR dans le bassin de l'oued Kouba**

Occupation du sol (Groupe de sol : D) (*)	Surface (%)	Condition hydrologique		
		bonne	moyenne	mauvaise
Surface urbanisée (12.8 % de la surface du bassin)				
Urbanisé (Bâtiment)	5	87		
Urbanisé (Lotissement)	89	92		
Voirie (surfaces dures)	4	92		
Urbain (Espace vert : pente > 7 %)	2	80	84	89
Surface rurale (87.2 % de la surface du bassin)				
Rural	87.2	77	79	83

(\*) Occupation du sol extraite du POS de Annaba (2004).

**Tableau 25. Occupation des sols et NCR dans les bassins de la Plaine Ouest**

Description/Occupation du sol (*)	Pente du BV (%)	Urbanisé (**) (%)	Rural (%)	NCR <sub>urb</sub>	NCR <sub>rur</sub>
Urbanisé (bâtiments, lotissements), Rural (forêt, broussailles, maquis) ; Sols du Groupe C, D.	> 6	12.7	87.3	91	75

(\*) Extraite de la carte des bassins versants de la commune de Annaba (BG, 2005).

(\*\*) Taux d'urbanisation moyen ; un centre urbain peut s'étaler sur deux bassins.

**Tableau 26. Occupation des sols et NCR dans le bassin de l'oued Boudjema**

Description/Occupation du sol (*)	Pente du BV (%)	Urbanisé (%)	Rural (%)	NCR <sub>urb</sub>	NCR <sub>rur</sub>
Urbanisé (bâtiments, lotissements), Rural (forêt, pâturages, terrains nus, marécages) ; Sols du Groupe C, D.	≈ 5	13.4	86.6	88	79

(\*) Extraite du fond de plan du PDAU intercommunal de Annaba (2004) et de la carte topographique au 25 000ème de Bône et de Séraïdi.

▪ **Estimation du débit de pointe pour les différentes fréquences**

Les Numéros de la Courbe de Ruissellement (NCR) sont déterminés par pondération pour l'ensemble des bassins et sont récapitulés au tableau 27.

**Tableau 27. Estimation du Numéro de la courbe de ruissellement dans les bassins étudiés (Groupe de sol : C et/ou D, Conditions hydrologiques moyennes à mauvaises)**

Bassin versant	Urbanisé (%)	Rural (%)	NCR <sub>urb</sub>	NCR <sub>rur</sub>	NCR adopté
Oued Kouba	12.8	87.2	92	82	<b>83</b>
Oued Forcha	12.7	87.3	90	80	<b>81</b>
Oued Sidi Harb					
Oued Bouhdid					
Oued Boudjema	13.4	86,6	88	79	<b>80</b>

Les débits de pointe correspondant à des périodes de récurrence de 10, 50, 100 et 1000 ans sont enfin calculés à l'aide des équations ci-dessus. Les résultats obtenus sont donnés au tableau 28 et en Annexe 6.

**Tableau 28. Crue maximale fréquentielle en m<sup>3</sup>/s (Méthode du NRCS)**

Bassin versant	Intervalle de récurrence (T en années)			
	10	50	100	1000
Oued Kouba	10.7	22.6	28.2	47.3
Oued Forcha	19.4	40.5	51.1	61.6
Oued Sidi Harb	12.6	27.1	33.7	39.7
Oued Bouhdid	43.7	83.0	99.3	116.2
Oued Boudjema	27.1	41.5	50.7	73.5

Sur la base des résultats ci-dessus, les bassins versants étudiés se comportent comme des bassins versants ruraux (87 % de surface rurale) caractérisés par un ruissellement important (NCR>80). La différence dans les résultats du calcul du débit de pointe est fortement expliquée par la surface du bassin et le relief, notamment les pentes.

### 1.2.2. Méthode rationnelle

Considérée comme l'un des plus anciens modèles pour l'estimation des débits maxima, la méthode rationnelle est le modèle empirique le plus universellement utilisé dans le monde. Etant la plus connue, la formule rationnelle doit son origine à l'ingénieur irlandais MULVANEY, responsable de drainage agricole au 19<sup>ème</sup> siècle (1850). Malgré de nombreuses hypothèses simplificatrices et les critiques relatives à la précision des résultats, elle continue à être utilisée de nos jours notamment dans les calculs des réseaux d'assainissement urbains à cause de sa simplicité. Elle est basée sur l'idée que le débit maximum ruisselé à l'exutoire d'un bassin est obtenu lorsque toute la superficie du bassin contribue à l'écoulement. La forme la plus utilisée de la méthode rationnelle est :

$$Q(T) = C \times I(t_c, T) \times A$$

dans laquelle

$Q(T)$  : débit maximum de la crue de fréquence (T),

$I(t_c, T)$  : intensité de pluie de fréquence (T),

$t_c$  : temps de concentration du bassin

$A$  : superficie du bassin versant

$C$  : coefficient de ruissellement du bassin qui dépend essentiellement des caractéristiques du sol (couverture, perméabilité et pente).

Lorsque la superficie est exprimée en  $\text{km}^2$ , l'intensité de pluie en  $\text{mm/h}$  et le débit en  $\text{m}^3/\text{s}$ , la formule rationnelle prend la forme:

$$Q(T) = 0,278 \times C \times I(t_c, T) \times A.$$

Bien que cette formule paraisse simple d'usage, elle est cependant totalement dépendante du choix du coefficient de ruissellement qui dépend essentiellement de l'occupation du sol et bien d'autres facteurs tels que l'état initial d'humidité des sols et la pente. Les valeurs du coefficient de ruissellement sont obtenues, de la même manière que celles du NCR, à partir des tables présentées dans les manuels d'hydrologie urbaine et d'hydraulique (Annexe) dont un extrait est donné au tableau 29.

**Tableau 29. Valeurs du Coefficient de ruissellement C en fonction du type et de l'occupation du sol (Valables pour T ≥ 25 ans )**

Groupe de sol	C			D		
	0 – 2	2 – 6	> 6	0 – 2	2 - 6	>6
<b>Urbanisé</b>						
Lotissements, Bâtiments	0.38	0.42	0.49	0.41	0.45	0.54
<b>Rural</b>						
forêt, maquis et broussailles	0.12	0.16	0.2	0.15	0.2	0.29
Pâturages, jachères	0.3	0.42	0.52	0.37	0.5	0.62

Dans cette étude, les valeurs du coefficient de ruissellement (C) adoptés pour chaque bassin sont récapitulées aux tableaux 30 à 32.

**Tableau 30. Occupation des sols et C dans le bassin de l'oued Kouba**

Occupation du sol (*)	Surface (%)	Valeurs de C	C : recommandé
<b>Urbanisée (12.8 % du BV)</b>			
Urbanisé (Bâtiment)	4.00	0.5 – 0.7	0.90
Urbanisé (Lotissement)	71.20	0.85	
Urbain (Espace vert : pente > 7 %)	1.60	0.39	
Voirie (surfaces dures)	3.20	0.95	
<b>Rural (87.2 % du BV)</b>			
Forêts, broussaille, maquis	87.20	0.29	0.29

(\*) Occupation du sol extraite du POS de Annaba (2004).

**Tableau 31. Occupation des sols et C dans les bassins de la Plaine ouest**

Description/Occupation du sol (*)	Pente du BV (%)	Urbanisé (**)	Rural (%)	C <sub>urb</sub>	C <sub>rur</sub>
Urbanisé (bâtiments, lotissements), Rural (forêt, broussailles, maquis) ; Sols du Groupe C, D.	> 6	12.8	87.3	0.52	0.29

(\*) Extraite de la carte des bassins versants de la commune de Annaba (BG, 2005).

(\*\*) Taux d'urbanisation moyens, les centres urbains chevauchent entre les bassins.

**Tableau 32. Occupation des sols et C dans le bassin de l'oued Boudjemaa**

Description/Occupation du sol (*)	Pente du BV (%)	Urbanisé (%)	Rural (%)	C <sub>urb</sub>	C <sub>rur</sub>
Urbanisé (bâtiments, lotissements), Rural (forêt, pâturages, terrains nus, marécages) ; Sols du Groupe C, D.	≈ 5	13.4	86.6	0.43	0.32

(\*) Extraite du fond de plan du PDAU intercommunal de Annaba (2004) et de la carte topographique au 25 000ème de Bône et de Séraïdi.

Selon les conditions réelles du terrain (occupation détaillée des sols), un coefficient de ruissellement composite a été calculé pour chaque bassin (tableau 33).

**Tableau 33. Coefficients de ruissellement adoptés**

Bassin versant	Urbanisé (%)	Rural (%)	C <sub>urb</sub>	C <sub>rur</sub>	C adopté
Oued Kouba	12.80	87.20	0.90	0.29	0.37
Oued Forcha	12.70	87.30	0.52	0.29	0.32
Oued Sidi Harb					
Oued Bouhdid					
Oued Boudjema	13.40	86.60	0.43	0.32	0.33

Enfin, les débits maxima calculés pour les périodes de retour de 10, 50, 100 et 1000 ans sont consignés au tableau 34.

**Tableau 34. Crue maximale fréquentielle en m<sup>3</sup>/s (Méthode rationnelle)**

Bassin versant	Intervalle de récurrence (T en années)			
	10	50	100	1000
Oued Kouba	28.7	36.7	39.9	49.5
Oued Forcha	26.2	35.4	39.4	43.2
Oued Sidi Harb	17.3	23.7	26.2	28.3
Oued Bouhdid	38.5	52.4	57.7	62.9
Oued Boudjema	35.3	44.6	50.1	63.3

### 1.2.3. Formule de Burkli-Ziegler

L'équation de Burkli-Ziegler est une modification de la formule rationnelle qui introduit de façon explicite la forme du bassin dans la procédure de calcul. Par contre, la formule rationnelle considère implicitement la forme du bassin à travers la détermination du temps de concentration/intensité des pluies. Cependant, la méthode de Burkli-Ziegler insiste davantage sur l'influence de la pente du bassin dans l'estimation du débit de pointe. Développée en Europe, cette équation est recommandée pour l'estimation des débits de crue pour les bassins non jaugés. Exprimée dans le système d'unités anglo-saxon, elle prend la forme (in WATT and TOLLAND, 2005) :

$$Q(T) = C \times I(t_c, T) \times A \times (I_{b,v}/A)^{0.25}$$

dans laquelle :

$Q(T)$  : débit maximum de la crue de fréquence (T) en cfs ( $1\text{m}^3/\text{s} = 35.3$  cfs),

$I(t_c, T)$  : intensité de pluie de fréquence (T) en in/h ( $1\text{in} = 25.4\text{mm}$ ),

$t_c$  : temps de concentration du bassin en heures,

A : superficie du bassin versant en acres ( $1\text{acre} = 0.4047\text{ha}$ ),

C : coefficient de ruissellement; identique à celui de la formule rationnelle.

$I_{bv}$  : la pente du bassin (‰).

Appliquée au calcul du débit de pointe dans les bassins étudiés, cette méthode conduit aux résultats reportés au tableau 35.

**Tableau 35. Crue maximale fréquentielle en  $\text{m}^3/\text{s}$   
(Equation de Burkli-Ziegler)**

Bassin versant	Pente du bassin (m/km)	Intervalle de récurrence (T en années)			
		10	50	100	1000
Oued Kouba	210	17.2	22.0	23.9	29.6
Oued Forcha	200	14.2	19.2	21.4	23.4
Oued Sidi Harb	280	11.3	15.4	17.1	18.5
Oued Bouhdid	365	19.9	27.1	29.8	32.6
Oued Boudjemaa	≈ 50	8.6	10.9	12.3	15.4

## 2. Comparaison des résultats et choix de la méthode de calcul

Le choix d'une méthode particulière d'estimation des crues de projet reste un des aspects les plus critiques dans la phase de dimensionnement d'un ouvrage hydrotechnique. Malheureusement, les critères ou recommandations dans ce domaine sont très limités voire inexistantes. Même si l'objectif est de tenter d'éclairer les implications relatives à certains choix, il n'en reste pas moins que la décision finale comportera inévitablement une large part d'intuition et de subjectivité, fonction de l'expérience du projecteur.

En effet, les modèles empiriques utilisés pour l'évaluation de la crue de projet dans les bassins du versant Sud de l'Edough donnent des résultats différents (tableau 36).

**Tableau 36. Tableau récapitulatif des débits maxima globaux en m<sup>3</sup>/s  
(Bassins du versant Sud de l'Edough)**

Méthode	Intervalle de récurrence (années)			
	10	50	100	1000
BV – Oued Kouba				
NRCS	10.7	22.6	28.2	47.3
Rationnelle	28.7	36.7	39.9	49.5
<i>Burkli-Ziegler</i>	17.2	22.0	23.9	29.6
BV- Oued Forcha				
NRCS	19.4	40.5	51.1	61.6
Rationnelle	26.2	35.4	39.4	43.2
<i>Burkli-Ziegler</i>	14.2	19.2	21.4	23.4
BV- Oued Sidi Harb				
NRCS	12.6	27.1	33.7	39.7
Rationnelle	17.3	23.7	26.2	28.3
<i>Burkli-Ziegler</i>	11.3	15.4	17.1	18.5
BV- Oued Bouhdid				
NRCS	43.7	83.0	99.3	116.2
Rationnelle	38.5	52.4	57.7	62.9
<i>Burkli-Ziegler</i>	19.9	27.1	29.8	32.6
BV – Oued Boudjema				
NRCS	27.1	41.5	50.7	73.5
Rationnelle	35.3	44.6	50.1	63.3
<i>Burkli-Ziegler</i>	8.6	10.9	12.3	15.4

D'après ces résultats, on s'aperçoit que la formule de Burkli-Ziegler donne, en général, des valeurs beaucoup plus faibles que celles obtenues par les deux autres méthodes. L'introduction d'une façon explicite du paramètre de forme du bassin ( $I_{bv}/A$ ) dans la formule rationnelle, a permis une correction à la baisse, variable entre 24 et 65 %, du débit calculé par la méthode rationnelle. Des corrections aussi réductrices ne peuvent être acceptées pour des bassins montagneux ruisselants.

La formule rationnelle est extrêmement sensible au choix du coefficient de ruissellement (C). Ce dernier, supposé constant au cours de l'averse, varie considérablement avec sa durée et sa fréquence car la capacité d'infiltration diminue avec le temps, ce qui augmente le volume d'eau ruisselé. En plus du choix quelque peu subjectif de C, la méthode rationnelle, qui admet que l'interception et les stockages des eaux dans les dépressions sont négligeables, est plus sollicitée dans les calculs des réseaux urbains où l'imperméabilité des

terrains drainés est très marquée et où l'hypothèse d'uniformité spatiale des pluies peut être justifiée. Applicables dans les bassins de faible superficie, il convient de noter également que cette dernière ne fournit pas de façon directe les informations nécessaires pour le laminage de l'hydrogramme (US-DCM, 2006). Ces réserves nous conduisent à adopter les résultats obtenus par la méthode du NRCS qui présente un caractère synthétique des facteurs de l'écoulement.

Compte tenu des incertitudes inhérentes aux modèles de calcul de la crue maximale qu'aucun artifice mathématique ne peut les faire disparaître, le choix du résultat à utiliser pour les calculs de projets incombe à l'ingénieur concepteur et dépend entièrement de son flair et de ses connaissances des caractéristiques du périmètre d'étude. Ainsi, les débits de pointe retenus dans cette étude sont donnés aux tableau 37 .

**Tableau 37. Valeurs adoptées de la crue de projet (m<sup>3</sup>/s) - Méthode du NRCS (Bassins du versant Sud de l'Edough)**

Intervalle de récurrence (années)			
10 ans	50 ans	100 ans	1000 ans
<b>Oued Kouba</b>			
11.0	23.0	28.0	50.0
<b>Oued Forcha</b>			
20.0	40.0	50.0	60.0
<b>Oued Sidi Harb</b>			
13.0	27.0	34.0	40.0
<b>Oued Bouhdid</b>			
45.0	85.0	100.00	120.00
<b>Oued Boudjemaa</b>			
27.0	42.0	50.0	73.0

Le débit de pointe étant calculé, il convient de compléter l'analyse et de déterminer les caractéristiques de l'hydrogramme de crue et en évaluer le volume (V). L'hydrogramme unitaire synthétique (UHG) du NRCS résulte d'une analyse exhaustive des données mesurées sur le terrain. Il a été établi pour un grand nombre de bassins versants avant d'être transformé en UHG sans dimension. Un UHG sans dimension moyen, traduisant la relation  $Q(t)/Q_p = f(t/T_p)$ , a été ensuite développé (tableau 38). Ce dernier peut être utilisé si l'on connaît le temps de pointe ( $t_p$ ) et le débit de pointe ( $Q_p$ ) à l'exutoire du bassin versant.

**Tableau 38. Coordonnées de l'hydrogramme unitaire sans dimension du NRCS**

$t/t_p$	$Q(t)/Q_p$	$t/t_p$	$Q(t)/Q_p$	$t/t_p$	$Q(t)/Q_p$	$t/t_p$	$Q(t)/Q_p$
0.0	0.000	0.8	0.930	1.7	0.460	3.0	0.055
0.1	0.030	0.9	0.990	1.8	0.390	3.2	0.040
0.2	0.100	1.1	0.990	1.9	0.330	3.4	0.029
0.3	0.190	1.2	0.930	2.0	0.280	3.6	0.021
0.4	0.310	1.3	0.860	2.2	0.207	3.8	0.015
0.5	0.470	1.4	0.780	2.4	0.147	4.0	0.011
0.6	0.660	1.5	0.680	2.6	0.107	4.5	0.005
0.7	0.820	1.6	0.560	2.8	0.077	5.0	0.000

**Source : Mc CUEN, 1986**

L'hydrogramme synthétique du NRCS présente les caractéristiques suivantes:

- temps de base :  $T_b \approx 5T_p$
- près de 3/8 du volume total (V), soit 37.5 %, passe pendant la montée des eaux
- temps de décrue :  $T_d \approx 1.67 T_p$
- forme curviligne.

Si l'on admet que, pour des fins pratiques, l'hydrogramme de crue présente les mêmes caractéristiques que celles de l'UHG synthétique, les caractéristiques de l'hydrogramme de crue des oueds étudiés sont données au tableau 39 et sur les figures 19 à 23.

### **3. Perception de la notion de risque - Choix de la crue de projet**

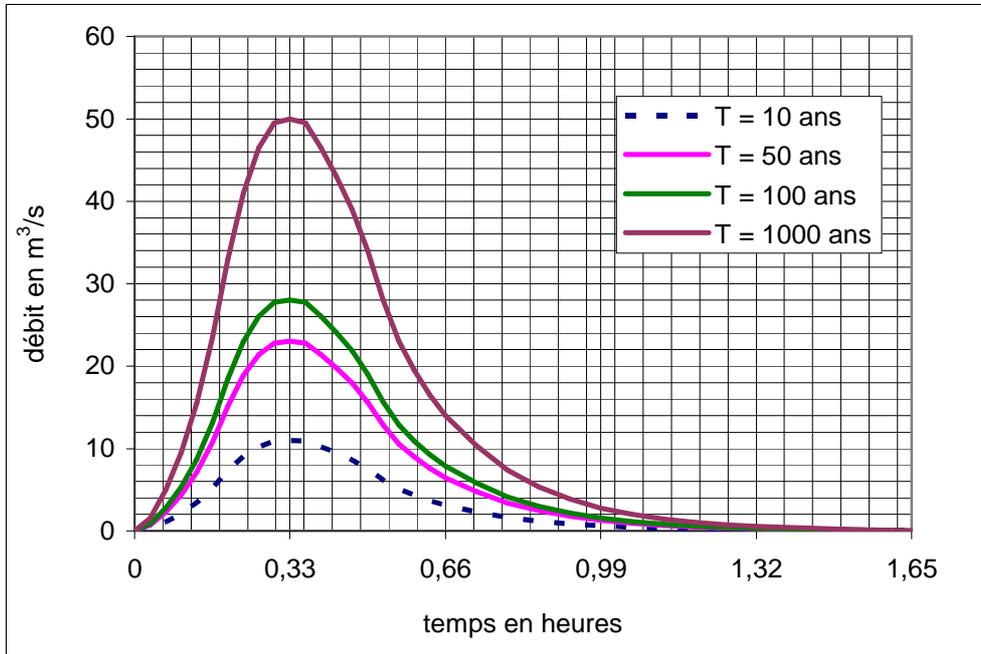
La perception du risque varie d'une société et d'un pays à l'autre suivant le mode de vie et le degré de développement. Néanmoins, le terme le plus connu du grand public est sans doute le mot '*centennal et/ou millennial*'. En effet, les gens imaginent que les crues sont périodiques et donc qu'une crue centennale, par exemple, revient précisément tous les 100 ans et c'est souvent ce qui les induit en erreur. En pratique, il est assez difficile de faire comprendre qu'une crue centennale a 1 chance sur 100 de se produire chaque année et qu'il est donc possible d'observer plusieurs crues centennales dans un même siècle. De même il est possible de n'observer aucune crue centennale en 100 ans.

**Tableau 39. Caractéristiques de l'hydrogramme de crue  
(Bassins du versant Sud de l'Edough)**

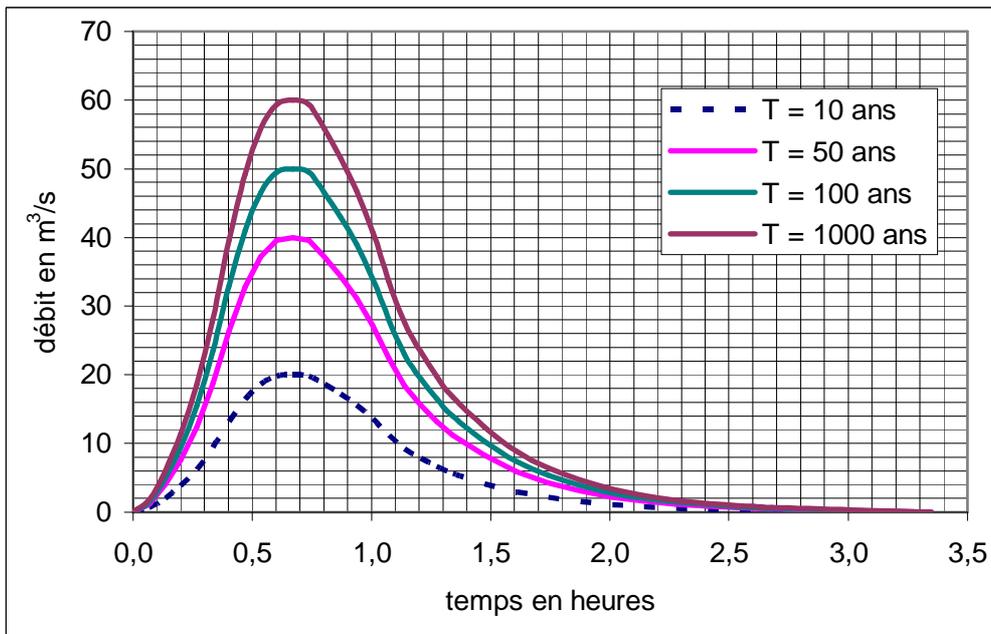
Caractéristique	Kouba	Forcha	Sidi Harb	Bouhdid	Boudjema
$T_c$ (h)	0.5	1.0	1.0	2.0	8.5
$T_p$ (h)	0.33	0.67	0.67	1.33	5.67
$T_b$ (h)	1.67	3.33	3.33	6.67	28.33
A (ha)	625	881	588	1923	5000
<b>T = 10 ans</b>					
$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	11	20	13	45	27
$q_p$ (l/s/ha)	17.6	22.7	22.1	23.4	5.4
V (1000 m <sup>3</sup> )	17.5	64.4	41.9	287.8	736.3
<b>T = 50 ans</b>					
$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	23	40	27	85	42
$q_p$ (l/s/ha)	36.8	45.4	45.9	44.2	8.4
V (1000 m <sup>3</sup> )	36.5	128.9	87.0	543.7	1145.3
<b>T = 100 ans</b>					
$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	28	50	34	100	50
$q_p$ (l/s/ha)	44.8	56.8	57.8	52.0	10.0
V (1000 m <sup>3</sup> )	44.4	161.1	109.6	639.7	1363.5
<b>T = 1000 ans</b>					
$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	50	60	40	120	73
$q_p$ (l/s/ha) (*)	80.0	68.1	68.0	62.4	14.6
V (1000 m <sup>3</sup> )	79.4	193.3	128.9	767.6	1990.7

(\*)  $q_p$  : débit spécifique de pointe

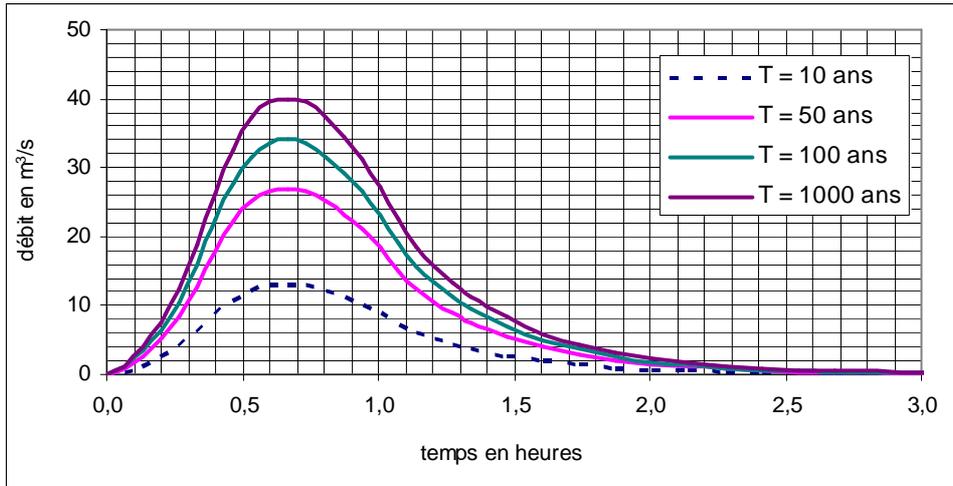
**Fig. 19. Hydrogrammes de crue (distribution du NRCS) de l'oued Kouba**



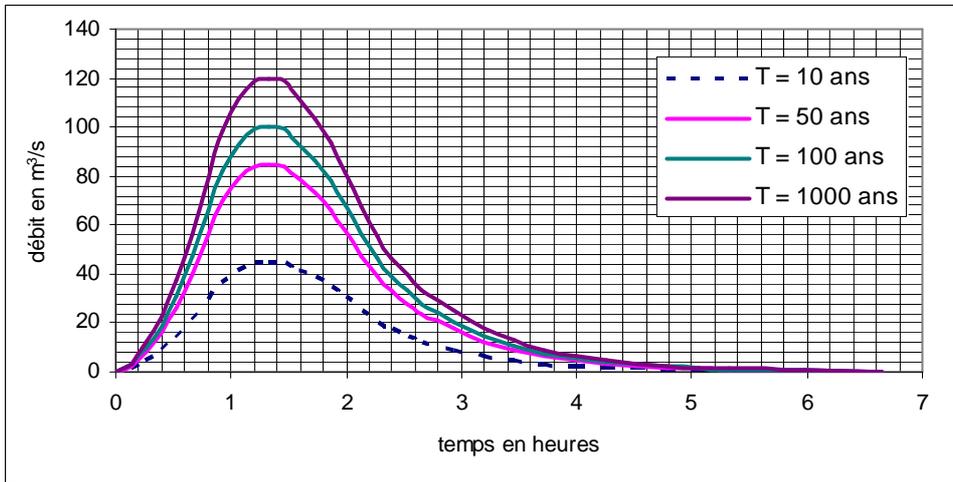
**Fig. 20. Hydrogrammes de crue (distribution du NRCS) de l'oued Forcha au niveau de la confluence avec le canal de ceinture**



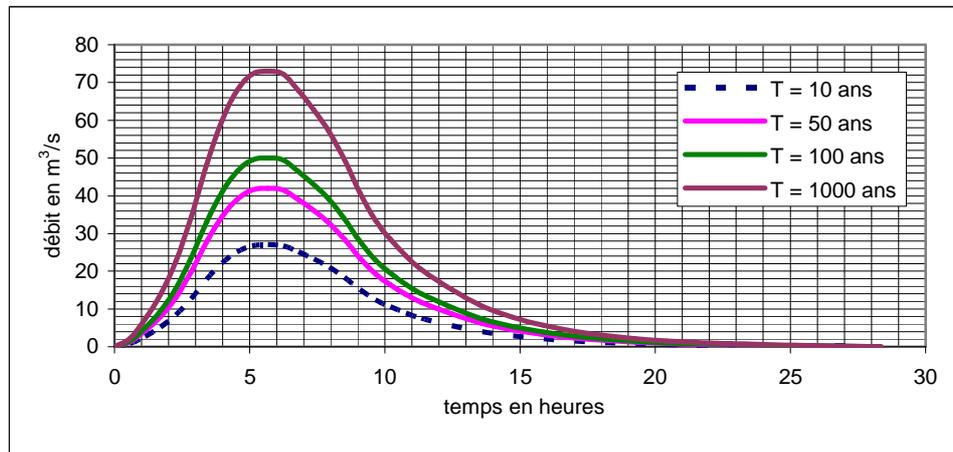
**Fig. 21. Hydrogrammes de crue (distribution du NRCS) de l'oued Sidi Harb au niveau de la confluence avec l'oued Bouhdid**



**Fig. 22. Hydrogrammes de crue (distribution du NRCS) de l'oued Bouhdid au niveau de la confluence avec le canal de ceinture**



**Fig. 23. Hydrogrammes de crue (distribution du NRCS) de l'oued Boudjemaa au niveau de la confluence avec le canal de ceinture**



Les crues surviennent de façon aléatoire, c'est la raison pour laquelle on ne peut pas prévoir quelle sera l'intensité de la crue suivante, ni même dire avec certitude si on observera, par exemple, une crue exceptionnelle au cours des 5 ou 10 prochaines années. On peut par contre estimer la probabilité  $P(T, n)$  d'observer une crue rare de récurrence  $T$  années dans un laps de temps donné  $n$  années, la durée de vie du projet, par la relation:

$$P(T, n) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

A la base de cette équation, qu'on trouve dans les divers documents d'hydrologie qui traitent de l'analyse fréquentielle (WMO, 1994 ; MEYLAN et MUSY, 1999 ; ANCTIL et al., 2005 ), des chercheurs du CEMAGREF proposent une nouvelle approche permettant de caractériser le risque en cinq classes (GENDREAU et al., 2003). On considère qu'une personne est susceptible de connaître un événement si elle a 50% de chance de connaître l'événement sur une durée donnée  $n$ , appelée souvent la durée de vie du projet (tableau 40). On caractérise les crues par leur débit de pointe  $Q_p(T)$ ,  $T$  étant la période de récurrence.

**Tableau 40. Probabilité pour qu'une crue de récurrence 'T' années survienne au cours des 'n' premières années du projet**

Durée de vie du projet (n)	Période de récurrence (T)												
	1	2	5	7	10	20	25	29	50	72	100	144	1000
1	1.000	0.500	0.200	0.143	0.100	0.050	0.040	0.034	0.020	0.014	0.010	0.007	0.001
2	1.000	0.750	0.360	0.265	0.190	0.098	0.078	0.068	0.040	0.028	0.020	0.014	0.002
3	1.000	0.875	0.488	0.370	0.271	0.143	0.115	0.100	0.059	0.041	0.030	0.021	0.003
4	1.000	0.938	0.590	0.460	0.344	0.185	0.151	0.131	0.078	0.054	0.039	0.027	0.004
5	1.000	0.969	0.672	<b>0.537</b>	0.410	0.226	0.185	0.161	0.096	0.068	0.049	0.034	0.005
10	1.000	0.999	0.893	0.786	0.651	0.401	0.335	0.296	0.183	0.131	<b>0.096</b>	0.067	<b>0.010</b>
15	1.000	1.000	0.965	0.901	0.794	0.537	0.458	0.409	0.261	0.189	0.140	0.099	0.015
20	1.000	1.000	0.988	0.954	0.878	0.642	0.558	<b>0.504</b>	0.332	0.244	0.182	0.130	0.020
25	1.000	1.000	0.996	0.979	0.928	0.723	0.640	0.584	0.397	0.295	0.222	0.160	0.025
30	1.000	1.000	0.999	0.990	0.958	0.785	0.706	0.651	0.455	0.343	0.260	0.189	0.030
40	1.000	1.000	1.000	0.998	0.985	0.871	0.805	0.754	0.554	0.428	0.331	0.243	0.039
50	1.000	1.000	1.000	1.000	0.995	0.923	0.870	0.827	0.636	<b>0.503</b>	0.395	0.294	0.049
75	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.979	0.953	0.928	0.780	0.650	0.529	0.407	0.072
100	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.994	0.983	0.970	0.867	0.753	0.634	<b>0.502</b>	0.095

Si on se réfère aux résultats des calculs, purement mathématiques, présentés au tableau 40 (chiffres en gras), les cinq classes, dont les limites ne sont pas bien distinctes, sont définies comme suit :

▪ **Classe 1:  $1 \text{ an} \leq T \leq 7 \text{ ans}$**

Il y a de fortes chances (50%) pour qu'une crue de cette classe ait **prochainement** lieu. Ces crues sont fréquentes, d'intensité faible et peuvent être à l'origine de **désagréments** (ou situations contrariantes à la vie normale de la population).

▪ **Classe 2:  $7 \text{ ans} < T \leq 29 \text{ ans}$**

Au cours des 5 prochaines années, il y a un peu plus d'une chance sur deux (54 %) pour qu'une crue de cette classe ou d'une classe supérieure ait lieu. Ces crues sont peu fréquentes, d'intensité modérée et peuvent être à l'origine de perturbations (coupure de l'électricité et moyens de communication et de transport).

▪ **Classe 3:  $29 \text{ ans} < T \leq 72 \text{ ans}$**

Au cours des 20 prochaines années, il y a 1 chance sur 2 pour qu'une crue de cette classe ou d'une classe supérieure ait lieu. Ces crues sont rares, d'intensité importante et peuvent être à l'origine de sinistres (dommages importants aux biens des personnes, atteinte à l'infrastructure de base, effondrement des habitations et des petits ouvrages de liaisons, pertes humaines possibles).

▪ **Classe 4:  $72 \text{ ans} < T \leq 144 \text{ ans}$**

Au cours des 50 prochaines années, il y a 1 chance sur 2 pour qu'une crue de cette classe ou d'une classe supérieure ait lieu. Ces crues sont très rares, d'intensité considérable et peuvent être à l'origine de catastrophes (bouleversements, destructions importants et pertes en vies humaines).

▪ **Classe 5:  $144 \text{ ans} < T$**

Au cours des 100 prochaines années, il y a 1 chance sur 2 pour qu'une crue de cette classe ait lieu. Ces crues sont exceptionnelles, d'intensité immense et peuvent être à l'origine

de grandes catastrophes (décès d'un grand nombre de personnes, destructions massives, dommages importants aux biens et à l'environnement dépassant les capacités de réaction de la société).

Cette nouvelle description du risque d'inondation permet de mettre en relation la probabilité d'occurrence d'une crue, son intensité et les dommages qu'elle est susceptible d'occasionner. En terme de besoin de protection, on peut dire que les événements de la première classe ne doivent pas en principe inquiéter les riverains, sauf si l'espace a été utilisé de façon inconsidérée (installation dans le lit ou à proximité des rives d'oued). Les événements de la dernière classe sont extrêmement violents, il est a priori difficile de s'en protéger, on ne peut qu'essayer d'atténuer leur impact. Pour les événements de classe intermédiaire, l'opportunité d'une protection doit être discutée (réalisation d'ouvrages de défense contre les crues et/ou réglementation de l'urbanisme en zones inondables).

Il n'est pas sûr que cette nouvelle approche facilite l'appropriation des notions probabilistes par le grand public, mais elle a le mérite de proposer un nouvel angle d'approche et d'associer probabilité d'occurrence et probabilité de dommages (KREIS, 2004). On observe également que la crue centennale fait partie de la classe 5, les agglomérations qui sont présentes dans l'enveloppe de la crue centennale sont donc dans une situation délicate.

Dans les pays de l'Amérique du Nord, notamment aux Etats-Unis et au Canada, la protection contre le risque inondation fait intervenir le concept de la Crue Maximale Probable (CMP). En effet, ce concept a été développé suite à l'enregistrement d'une crue (sur le fleuve Miami, dans l'Ohio, en 1913) de loin supérieure à toutes les précédentes, et que les méthodes conventionnelles n'ont pu expliquer convenablement. On en a conclu alors que ces crues extraordinaires peuvent se produire sur toute rivière et que l'analyse fréquentielle ne donne pas une représentation suffisamment sûre du risque effectif de crue (KLEMES, 1975).

La crue maximale probable (CMP) est donc la plus importante à prendre en compte pour la sécurité des personnes, puisqu'il s'agit d'une crue dont la probabilité de dépassement est théoriquement nulle (DUMAS, 2006). Elle se calcule à partir de la précipitation maximale probable (PMP), expression universellement admise pour qualifier une quantité de précipitations proche de la limite physique supérieure qu'on peut attendre pendant une durée donnée sur un bassin (OMM, 1994). Pour les grands barrages ou pour ceux dont la rupture

peut causer des pertes économiques importantes ou des pertes de vies (risque très élevé), la crue de conception est souvent définie comme étant la CMP.

A ce titre, l'Association Canadienne des Barrages (ACB, 2001) présente une approche générale pour assurer un niveau de sécurité contre les inondations et propose une classification des risques en fonction des conséquences graduelles exprimées en termes de dommages (dégâts) et de pertes de vie. Faisant intervenir le concept de Crue Maximale Probable (CMP), quatre catégories de risques sont définies (tableau 41):

**Tableau 41 - Evolution du risque et niveau de protection**

Description du risque	Niveau de protection
Risque très élevé	Crue Maximum Probable (CMP)
Risque élevé	$Q(T=1000 \text{ ans}) \leq Q(T) \leq \text{CMP}$
Risque faible	$Q(T=100 \text{ ans}) \leq Q(T) \leq Q(T=1000 \text{ ans})$
Risque très faible	$Q(T) < Q(T=100 \text{ ans})$

**Source : ACB, 2001**

Quelle que soit la classification adoptée, l'évaluation de la relation 'Risque-Dommage' constitue l'opération la plus délicate dans la mesure où on ne dispose pas d'enregistrements des niveaux d'eau atteints et d'inventaires précis des dégâts occasionnés lors des crues historiques survenues à Annaba. Toutefois, en fonction du risque acceptable dont le choix est une exigence de conception qui dépend de l'importance de la structure de protection, les travaux d'aménagement à entreprendre consistent à réaliser des ouvrages hydrauliques en mesure de véhiculer, en un point précis du bassin, la crue d'une période de retour donnée.

Dans ce cas, c'est la valeur du risque hydrologique acceptée par le concepteur qui définit la période de récurrence de la crue de projet de l'ouvrage. Il faut enfin souligner que la décision finale pour le choix de la crue de projet est toujours le résultat d'un compromis entre l'importance économique du projet, le financement disponible et le risque encouru. Plus on voudra diminuer le risque, plus la crue de projet sera grande (période de retour plus élevée) et plus le coût de l'ouvrage sera important.

Si on se réfère au tableau 40 (chiffres en italique et soulignés), on s'aperçoit qu'on a une chance sur dix pour qu'on subisse la crue centennale ( $Q_{100}$ ) au cours des 10 premières années du projet alors qu'on aurait dix fois moins de chance pour la crue millennale ( $Q_{1000}$ ). Sachant que l'inondation de Novembre 1982 est qualifiée de catastrophique (dégâts matériels et humains importants) et qu'elle correspond à une période de récurrence de 20 ans (BG, 2007) il est, par conséquent, recommandé de dimensionner des ouvrages en mesure de supporter la crue centennale et de les vérifier pour la millennale qu'on qualifie de crue exceptionnelle dans ce rapport. Par conséquent, les caractéristiques de la crue de projet (ou crue de dimensionnement) adoptés dans cette étude sont donnés au tableau 42.

**Tableau 42. Ville de Annaba : Débits de dimensionnement des ouvrages hydrauliques**

Caractéristique	Bassin versant				
	Kouba	Forcha	Sidi Harb	Bouhdid	Boudjemaa
T = 100 ans					
$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	28.0	50.0	34.0	100.0	50.0
$q_p$ (l/s/ha)	44.8	56.8	57.8	52.0	10.0
V (1000 m <sup>3</sup> )	44.4	161.1	109.6	639.7	1363.5
T = 1000 ans					
$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	50.0	60.0	40.0	120.0	73.0
$q_p$ (l/s/ha) (*)	80.0	68.1	68.0	62.4	14.6
V (1000 m <sup>3</sup> )	79.4	193.3	128.9	767.6	1990.7

L'insertion de ces valeurs dans le modèle hydraulique permet de dégager, en fonction des résultats du diagnostic (objet du chapitre suivant), les actions à suivre pour réduire la vulnérabilité aux inondations dans la ville de Annaba.

## CHAPITRE VI

### **DIAGNOSTIC ET CAPACITE D'EVACUATION DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE ET DU CANAL DE CEINTURE**

La vérification de la capacité d'évacuation du réseau hydrographique a pour objet l'identification des points noirs pouvant être à l'origine des débordements lors des épisodes pluvieux les plus intenses. Il ne s'agit pas d'une étude hydraulique de détail qui nécessite beaucoup de données topographiques à l'échelle du 1/500 ou 1/1000 (profils longitudinaux très précis, tronçons bien délimités, etc.). Dans ce rapport, la capacité du chenal est exprimée en terme de profondeur normale et de section d'écoulement nécessaires pour faire passer un débit donné (le débit de dimensionnement) à travers une section d'une géométrie précise.

#### **1. Le réseau d'assainissement de la ville de Annaba: Situation au 01/2006 (DHW, 2006)**

La défaillance du réseau d'assainissement de la ville de Annaba se situe au niveau de la collecte et de l'épuration des eaux usées, d'une part, et de la maîtrise et de l'évacuation des eaux pluviales, d'autre part. La collecte et l'évacuation des eaux pluviales s'effectuent par un réseau de canalisations, d'ouvrages intra-muros et d'émissaires à ciel ouvert.

##### **1.1. Le réseau intra-muros**

Les eaux pluviales des secteurs Nord sont évacuées en partie vers la mer à travers les déversoirs d'orage et vers l'oued Kouba.

Le secteur central est drainé par un réseau de canalisations qui collecte les eaux pluviales pour les diriger vers la mer par le biais de la station de pompage SP-2 (Gare SNTF).

Le secteur 8 Mai - 11 Décembre est doté d'un réseau qui achemine les eaux pluviales vers le canal de ceinture par le biais de la station de pompage SP-7 de Bouzered Hocine.

La cité Plaine Ouest est drainée par un réseau 'hors normes' réalisé par différents opérateurs et services (SONADE, HYDRO-TRANSFERT EST, GTH,...). Des solutions provisoires, devenues nécessaires sous la pression d'une urbanisation rapide, ont été

proposées. L'une des solutions consiste à réaliser, dans cette cité, un réseau séparatif avec deux stations de relevage destinées à évacuer les eaux usées vers la station de pompage SP-1 à Sidi Brahim.

## **1.2. Le réseau extra-muros**

Ce réseau est destiné à collecter les eaux pluviales provenant des bassins versants extérieurs pour les évacuer en mer. Il s'agit principalement des oueds Kouba et Refes Zahouane pour le secteur Nord et du Canal de ceinture et de ses cours supérieurs: Oued Forcha, Bouhdid et Sidi Harb. Ce réseau hydrographique a fait l'objet d'un important programme d'aménagement (réalisation de seuils et de galeries, revêtement de lit et de berges d'oued). En plus des actions prévues à court terme, les actions en cours sur le programme sectoriel sont les suivantes :

- curage du réseau hydrographique de Annaba et des ouvrages sur 22950 mètres linéaires (ml): travaux en voie d'achèvement,
- bétonnage des oueds Sidi Harb, Bouhdid et Kouba sur 3320 ml: travaux achevés à 100 %,
- curage du réseau d'eaux pluviales de la Cité Rym sur 5200 ml avec la rénovation et l'extension du réseau d'eaux usées et pluviales sur 5400 ml, réalisation de 70 regards de visite et réhabilitation de 700 regards existants: travaux en cours.
- connexion inter stations de relevage SP-4 (Rizi Amor) et SP-3 (Elysa): conduite en Ciment Armé Ordinaire (CAO) de diamètre nominal (DN 800 mm sur 600 ml et conduite de refoulement en fonte (DN 400 mm) sur 2000 ml : travaux en voie d'achèvement.
- réhabilitation des tronçons défectueux des réseaux d'assainissement des Cités Seybouse et Plaine Ouest sur 4800 ml en CAO (DN 400, 500, 600 et 800 mm), de 80 regards de visite et de 40 avaloirs: travaux en cours.
- réhabilitation des collecteurs principaux d'assainissement du couloir de Sidi Achour sur 820 ml: travaux à 55%.
- réalisation, sur le budget de la wilaya, de plus de 121 avaloirs dans les différents quartiers de la ville,

Au titre de l'année 2006 du plan de développement 2005 – 2009, les opérations suivantes ont été lancées :

- aménagement des fossés de la pénétrante Ouest: pose de collecteurs en CAO (DN 1500 mm sur 400 ml et DN 800 sur 400 ml).
- prolongement de la galerie de Kouba Géni-Sider sur 420 ml
- aménagement des cours amont de l'oued Forcha : pose de conduites CAO (DN 2000mm sur 1200 ml) et réalisation de 3 ouvrages d'entonnement.
- réalisation d'une galerie sur 400 ml sur Oued Moukaouama (oued Forcha Est).
- réhabilitation des équipements de 4 stations de relevage à Annaba : SP-1, SP-2, SP-3 et SP-7 ; avec constitution d'un lot de pièces de rechange.
- rénovation du réseau d'assainissement de la Cité Choumarel (Plaine Ouest) sur 2200 ml en CAO (DN 400 et 500mm).
- réalisation d'un collecteur d'assainissement de la Cité 19 Mai 56 sur 600 ml en CAO (DN 400).
- rénovation des réseaux vétustes à travers la ville sur 1800 ml en CAO (DN 400 et 500 mm).
- aménagement du bassin de rétention existant de Zaafrania et réalisation d'un autre bassin en amont: (travaux achevés).

Pour la DHW de Annaba, l'étude du schéma directeur, actuellement en cours par le bureau d'étude suisse BONARD et GARDEL, permettra la définition d'un programme d'aménagement pluriannuel pour la protection de la ville de Annaba contre les inondations.

## **2. Enquêtes sur terrain et état des lieux**

Selon les investigations effectuées sur le terrain au cours de la présente étude et les informations collectées au niveau des services de la DHW de Annaba, on relève les faits suivants:

## 2.1. Bassin de l'oued Kouba (Photos 30 et 31):

- une partie de l'oued Kouba a été aménagée d'amont en aval : un canal trapézoïdal en béton au niveau du CEM Babou, un collecteur  $\phi 1200$  sous l'autoroute (la pénétrante Ouest), un collecteur  $\phi 1500$  le long de la même autoroute (eaux provenant des Cités Police, Beni Mhafer et Gassiot) et des galeries en béton traversant les Cités Genisider (Chaabet Sidi Aissa) et Kouba (Oued Kouba) vers la mer (Plages Rizzi Amor).

**Photo 30. Oued Kouba au Nord de la pénétrante Ouest**  
(Etat du chenal et principaux aménagements hydrauliques)



Source : L. Beloulou (Mars – Novembre 2006)

- à l'amont de la Cité Génisider (Les Jasmins), une grande partie de Chaabet Sidi Aissa est aménagée: un canal trapézoïdal en béton avec, rupture de pente, constitue le prolongement amont du collecteur souterrain qui se déverse dans la galerie de l'oued Kouba ; à l'entrée du collecteur la grille a été saccagée,

**Photo 31. Canal de Chaabet Sidi Aissa à l'amont de la Cité Génisider  
(Grille saccagée)**



**Source : L. Beloulou (Novembre 2006)**

- en amont et à l'entrée de la Cité Kouba, les eaux usées sont déversées dans les chenaux et dans le canal trapézoïdal ; ces derniers se transforment progressivement en déchèteries illicites,

- un léger encombrement du canal en béton par des grosses masses de terres (produits de l'érosion sur les versants); d'où une perte de la section d'écoulement,

- la plupart des canaux en terre (oueds) présente une végétation très dense sur les berges (roseaux et arbres), ce qui augmente la résistance des chenaux à l'écoulement et favorise, par conséquent, les débordements,

- le réseau d'assainissement des eaux pluviales est mal entretenu (avaloires et grilles colmatés par des sédiments, des blocs ou des débris de bois et certaines matières en plastique).

## 2.2. Bassins de la Plaine Ouest et Canal de ceinture

### ▪ Bassin de Chaabet Zaafrania (travaux réalisés à 100 %).

- réhabilitation du bassin de rétention de Chaabet Zaafrania et réalisation d'un dépotoir de charriage de fond à l'amont.
- rectification et revêtement du canal entre les deux structures sans rampe d'accès des engins au canal,
- réalisation et réhabilitation de deux déversoirs : un déversoir 'droit' qui se déverse, via une galerie souterraine, dans le canal de ceinture à l'ouest du rond point de Pont Blanc, le déversoir 'gauche' qui dirige l'eau vers le réseau de la ville (Photo 32).

Photo 32. Aménagement du bassin de Chaabet Zaafrania



Source : L. Beloulou (Juin 2006 - Juin 2007)

▪ **Canal de ceinture (Photo 33).**

- une partie importante du canal de ceinture a été aménagée en béton entre 1994 et 1996 par l'Entreprise Nationale de Réalisation Générale des Travaux Hydrauliques (GTH). Il s'agit du tronçon situé entre la confluence de l'oued Bouhdid et le canal de ceinture à l'amont de Kef N'Sour.

- opération de curage achevée le long du canal.

**Photo 33. Canal de ceinture**



Source : L. Beloulou (Juin - Octobre 2007)

▪ **Oued Forcha (Photo 34)**

- revêtement en béton du tronçon situé entre le pont qui mène vers le CHU Dorbane et le canal de ceinture,

- seuils d'atterrissement à l'amont des galeries colmatés et obturés par une végétation très dense, grilles en très mauvais état,

**Photo 34. Oued Forcha (avant curage)**

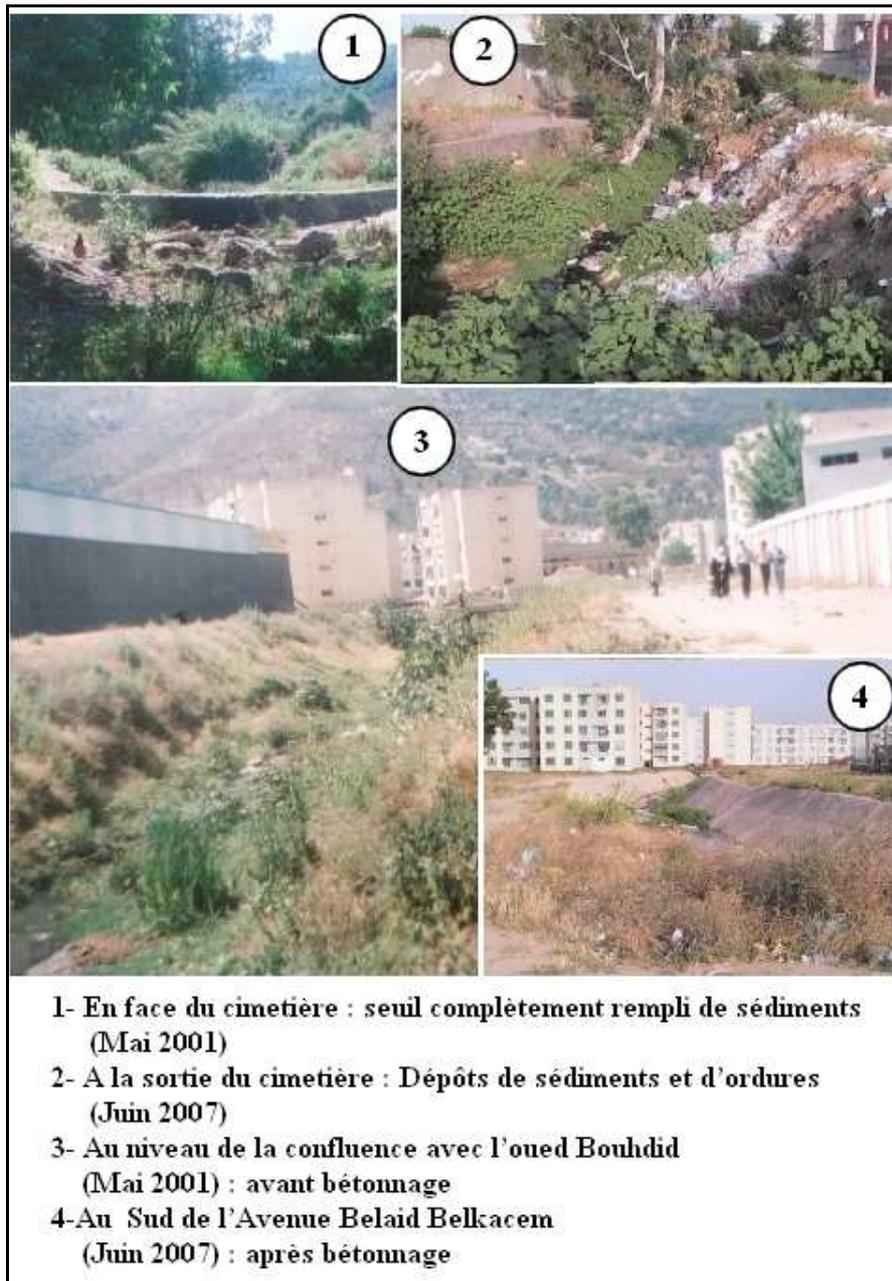


Source : L. Beloulou (Juin - Octobre 2007)

▪ **Oued Sidi Harb (Photo 35)**

- bassin de rétention en grande partie envasé et de capacité très limitée
- cours inférieur (au Sud du Boulevard Belaid Belkacem) revêtu en béton
- seuil au niveau du cimetière complètement enseveli par les sédiments
- à l'aval du cimetière, le cours d'eau est très mal entretenu

**Photo 35. Oued Sidi Harb**



Source : L. Beloulou

▪ **Oued Bouhdid (Photo 36)**

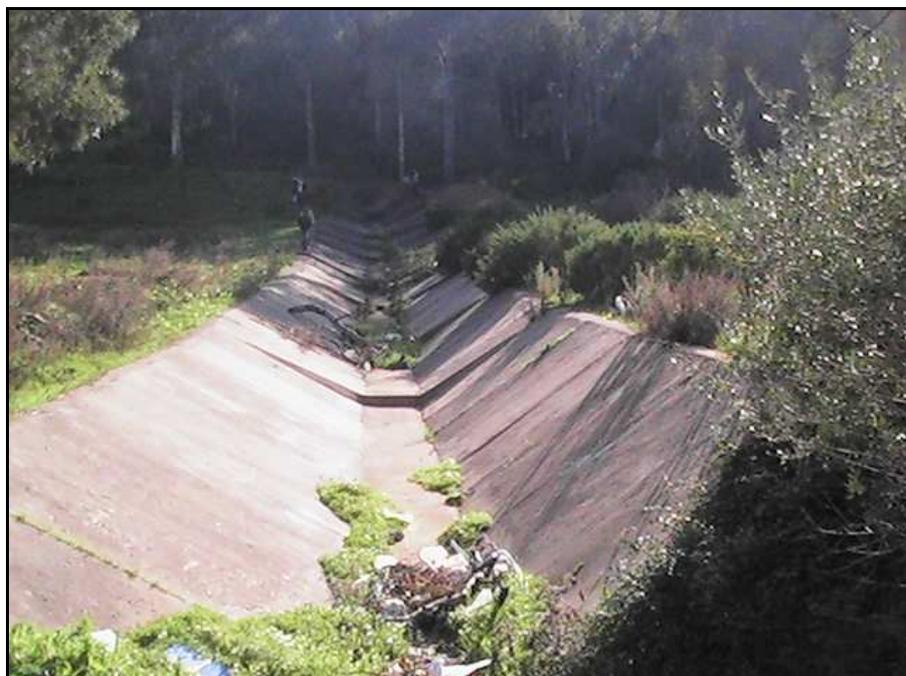
- en partie revêtue en béton : tronçon situé entre la confluence avec l'oued Sidi Harb et l'amont du pont liant la cité du 5 Juillet (ex les Hongrois) à la TCA
- dépôts de sédiments et végétation importante dans le lit au niveau du même tronçon,
- opération de curage complétée sur le cours inférieur (tronçon confluence Bouhdid-Sidi Harb et confluence Bouhdid-Canal de ceinture)
- bassin de rétention, à l'amont du périmètre urbanisé, entièrement envasé ; une partie de la cuvette d'accumulation s'est transformée en terrain de football sur la rive gauche,
- canal de ceinture au Sud de la Cité du 5 Juillet mal entretenu, entonnement et galerie encombrés d'ordures (photos 37 et 38).

**Photo 36. Oued Bouhdid avant curage du canal**



Source : L. Beloulou (Juin 2007)

**Photo 37. Canal de ceinture –Cité du 5 Juillet**



**Source : L. Beloulou (Janvier 2008)**

**Photo 38. Canal de ceinture – Cité du 5 Juillet- Entonnement aval.**



**Source : L. Beloulou (Janvier 2008).**

▪ **Bassin de l'oued Boudjema** (photos 39 à 41)

- aménagement de certains chenaux : élargissement de Oued En Nil, curage de l'oued Boudjema à la confluence avec le canal de Kef N'Sour, correction de certaines chaabets au niveau de la RN 44 (Kherraza, Chabbya etc.)
- végétation très dense dans le lit de l'oued Boudjema à partir de l'entrée Ouest de la ville
- cours d'eau obstrués ou transformés, par endroits, par la construction de voies de circulation (routes et chemin de fer) et par du remblai,

**Photo 39. Bassin de l'oued Boudjema -Etat des drains avant curage**



Source : L. Beloulou (Janvier 2007)

**Photo 40. Oued En Nil au niveau de la route liant Essarouel à Kherraza (amont)**



**Source : L. Beloulou (Février 2008)**

**Photo 41. Oued En Nil au niveau de la route liant Essarouel à Kherraza (aval)**



**Source : L. Beloulou (Février 2008)**

Au terme de ce diagnostic, il faut souligner que des eaux ménagères et usées sont déversées dans le réseau hydrographique de la ville, d'où une atteinte directe à l'environnement. A ces eaux polluantes s'ajoutent les dépôts de toutes sortes d'ordures, non seulement dans les chenaux à ciel ouvert, mais aussi dans les regards et les avaloirs du système d'assainissement des eaux pluviales (Photo 42). Ce comportement, aussi honteux qu'irréfléchi, de certains citoyens a pour conséquence directe une amplification du risque d'inondation lié au rétrécissement des sections d'écoulement, à l'augmentation de la résistance des chenaux et au bouchage des voies de circulation des eaux.

**Photo 42. Réseau hydrographique très pollué (eaux usées et déchets)**



Source : L. Beloulou (Juin 2006 – Janvier 2008)

### 3. Vérification de la capacité d'évacuation du réseau

Les différents calculs relatifs à la crue du projet ayant été traités au chapitre 5, il convient alors de vérifier la capacité d'évacuation du réseau hydrographique traversant la ville de Annaba et des aménagements hydrauliques (canal de ceinture, galeries, etc.). Pour ce faire, on a procédé à une série de levés topographiques (levés de berges) au niveau du réseau de drainage à l'entrée, dans et à la sortie de la ville (figures 24 et 25). La section d'écoulement (S), la largeur (B), la pente du radier (I) et l'état du chenal ( $K_s$ ) ont été soigneusement déterminés au niveau de 27 sections d'écoulements (14 points de mesure sur l'oued Kouba, 12 sur le canal de ceinture et ses cours supérieurs (oueds de la Plaine Ouest) et 1 point sur l'oued Boudjemaa à l'aval de la confluence avec le canal de Kef N'Sour, au pont de la SNTF).

Il y a lieu de noter que les mesures au niveau de certains tronçons notamment sur les oueds Kouba, Boudjemaa et Kef N'Sour, ont été parfois très difficiles, voire même impossibles à réaliser suite à des accès dangereux. Ce qui fait que certaines données consignées aux tableaux 43 et 44 ont été linéairement extrapolées à la hauteur (H) du niveau de débordement le plus bas (Annexe 7).

Fig. 24. Plaine Ouest : Plan de situation des sections de mesure

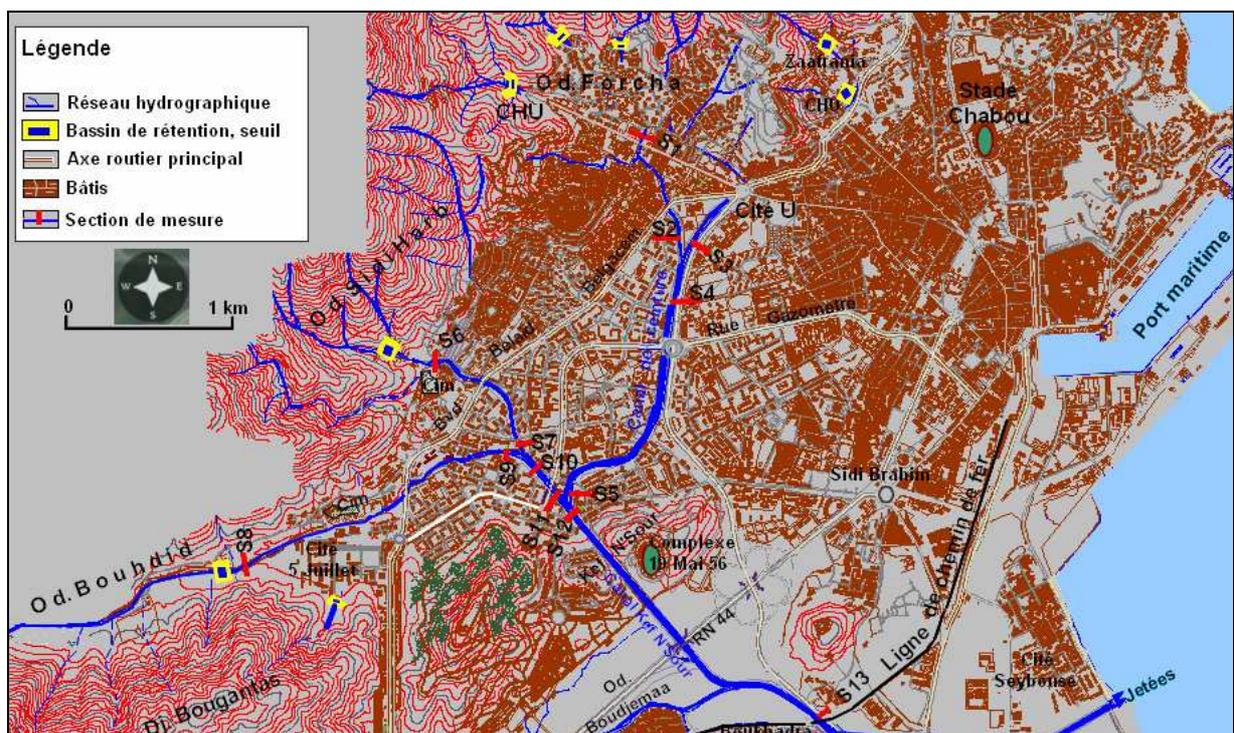
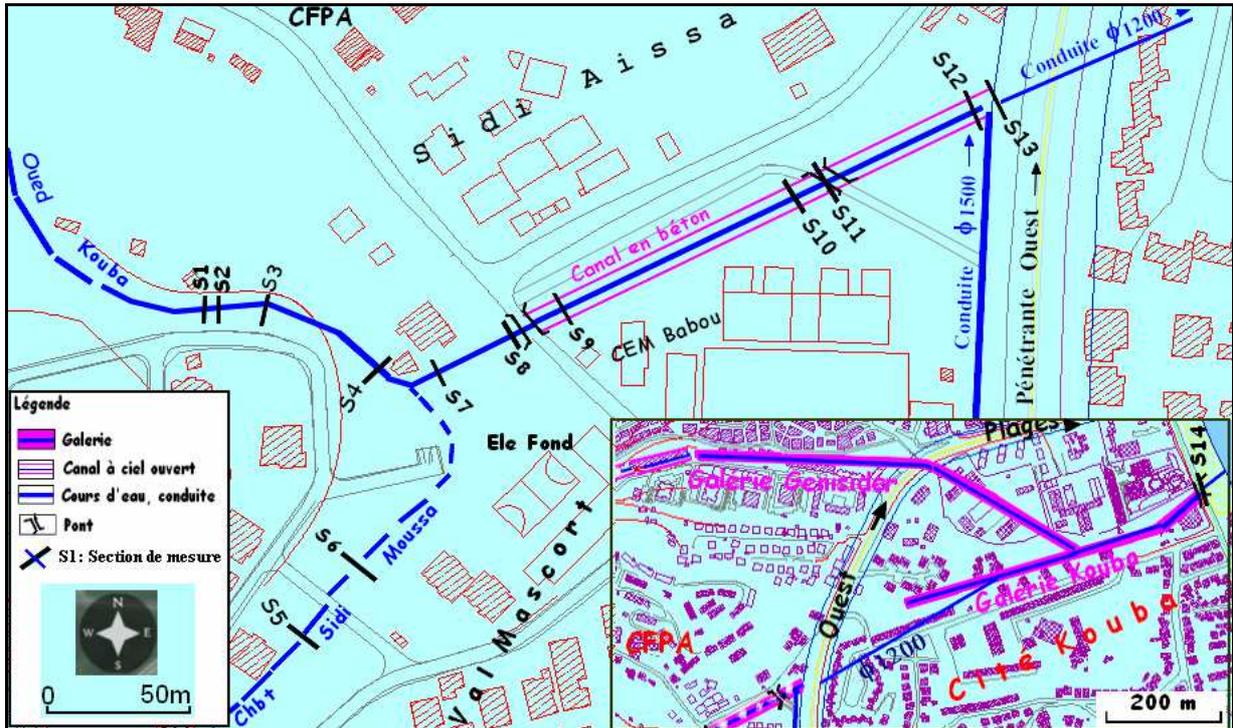


Fig. 25. Oued Kouba : Plan de situation des sections de mesure



La capacité d'évacuation des différents cours d'eau (aménagés ou non) au niveau des sections étudiées a été calculée en admettant que les collecteurs sont, selon la géométrie actuelle du chenal ou de la structure hydraulique, de forme trapézoïdale (avec fruit de berge  $M = 1$  à  $1.31m$ , selon le cas), rectangulaire et circulaire et en usant de la théorie de l'écoulement en régime uniforme. L'équation de Manning-Strickler est appliquée pour le calcul de la vitesse d'écoulement dans les canaux à ciel ouvert. Son expression est la suivante :

$$V = K_s \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

où  $V$  dénote la vitesse d'écoulement (m/s),  $R$  est le rayon hydraulique (m) défini par le rapport de la section mouillée ( $S$ ) au périmètre mouillé ( $P$ ),  $I$  est la pente du radier du chenal supposée égale à la pente de la ligne d'énergie (m/m) et  $K_s$  est le coefficient de résistance des parois du chenal de Manning-Strickler (tabulé). Les valeurs adoptées de  $K_s$  varie entre 60 pour un canal revêtu et propre et 15 pour un chenal encombré de blocs, de sédiments et de végétations.

Le débit  $Q$  ( $m^3/s$ ) à travers une section donnée  $S$  ( $m^2$ ) est calculé par:

$$Q = V \cdot S.$$

Les résultats obtenus, pour une profondeur d'écoulement égale à la profondeur au débordement  $H$  (m), sont reportés aux tableaux 45 et 46.

**Tableau 43. Plaine Ouest : Caractéristiques hydrauliques du réseau hydrographique et des aménagements.**

<b>Coefficient de Strickler Ks</b>	<b>Largeur du radier du chenal B (m)</b>	<b>Profondeur au débordement H (m)</b>	<b>Pente du radier du chenal I (%)</b>
<b>Section 1 – Oued Forcha à l’amont du pont de la rue Bicha Youcef (vers CHU-Dorbane)</b>			
<b>50</b>	<b>5.0</b>	<b>2.48</b>	<b>0.92</b>
<b>Section 2 – Oued Forcha au niveau de la confluence avec le Canal de déversement (Pt Blanc)</b>			
<b>50</b>	<b>5.2</b>	<b>2.49</b>	<b>1.65</b>
<b>Section 3 - Canal de déversement (Pt Blanc) au niveau de la confluence avec l’oued Forcha</b>			
<b>50</b>	<b>3.5</b>	<b>2.36</b>	<b>0.33</b>
<b>Section 4 – Canal de ceinture à l’aval de la confluence Forcha- Canal de déversement (Pt Blanc)</b>			
<b>50</b>	<b>9.4</b>	<b>2.31</b>	<b>0.22</b>
<b>Section 5 – Canal de ceinture au niveau de la confluence avec l’oued Bouhdid</b>			
<b>25</b>	<b>8.5</b>	<b>5.32</b>	<b>0.32</b>
<b>Section 6 – Oued Sidi Harb au niveau du cimetière</b>			
<b>20</b>	<b>5.0</b>	<b>2.5</b>	<b>3.49</b>
<b>Section 7 – Oued Sidi Harb au niveau de la confluence avec l’oued Bouhdid</b>			
<b>60</b>	<b>3.8</b>	<b>4.0</b>	<b>0.46</b>
<b>Section 8 – Oued Bouhdid à l’aval du bassin de rétention</b>			
<b>35</b>	<b>10.8</b>	<b>1.65</b>	<b>1.53</b>
<b>Section 9 – Oued Bouhdid au niveau de la confluence avec l’oued Sidi Harb</b>			
<b>60</b>	<b>10.1</b>	<b>4.60</b>	<b>1.71</b>
<b>Section 10 – Oued Bouhdid à l’aval de la confluence avec l’oued Sidi Harb</b>			
<b>25</b>	<b>8.0</b>	<b>3.9</b>	<b>0.47</b>
<b>Section 11 – Oued Bouhdid au niveau de la confluence avec le canal de ceinture</b>			
<b>25</b>	<b>9.5</b>	<b>4.11</b>	<b>0.20</b>
<b>Section 12 – Canal de ceinture à l’aval de la confluence avec l’oued Bouhdid</b>			
<b>25</b>	<b>11.0</b>	<b>5.82</b>	<b>0.43</b>
<b>Section 13 – Oued Boudjemaa au niveau du pont de la SNTF de Boukhadra</b>			
<b>25</b>	<b>26.6</b>	<b>2.28</b>	<b>0.02</b>

**Tableau 44. Oued Kouba: Caractéristiques hydrauliques du réseau hydrographique et des aménagements.**

<b>Coefficient de Strickler Ks</b>	<b>Largeur du radier du chenal B (m)</b>	<b>Profondeur au débordement H (m)</b>	<b>Pente du radier du chenal I (%)</b>
<b>Section 1:</b> A l'amont de la cité Kouba 2 (forme rectangulaire)			
25	8.57	2.55	0.95
<b>Section 2 :</b> Située à 5 m de S1 vers l'aval (forme rectangulaire)			
25	6.72	2.16	0.95
<b>Section 3 :</b> Située à 10m de S2 vers l'aval (forme rectangulaire)			
25	7.56	2.22	0.95
<b>Section 4 :</b> Au niveau du mur de la vieille maison			
25	5.86	1.95	0.95
<b>Section 5 :</b> Amont du pont de Chaabet Sidi Moussa (forme trapézoïdal m=1.31)			
20	3.94	1.42	4.3
<b>Section 6 :</b> Aval du pont de Chaabet Sidi Moussa (forme trapézoïdal m=1.31)			
20	3.47	2.89	4.3
<b>Section 7:</b> Confluence Chaabet Sidi Moussa-Oued Kouba (forme trapézoïdal m= 1.23)			
15	4.59	3.69	1.1
<b>Section 8:</b> Amont du Pont de la Cité Val Mascort			
15	5.4	2.9	1.1
<b>Section 9:</b> Amont du canal en béton (forme trapézoïdal m=1)			
50	7.83	3.56	1.1
<b>Section 10:</b> Aval du canal en béton (forme trapézoïdal m=1)			
50	7.01	3.8	0.19
<b>Section 11:</b> Pont CEM Babou (pont cadre)			
50	4.60	3.6	0.7
<b>Section 12:</b> Entrée de la galerie (forme rectangulaire)			
50	3.25	2.10	0.7
<b>Section 13 :</b> Conduite $\Phi$ 1200mm			
60	-	1.20	0.7
<b>Section 14:</b> Galerie à l'exutoire en mer (forme rectangulaire)			
60	5.90	1.60	0.7

**Tableau 45. Plaine Ouest : Caractéristiques de l'écoulement en régime uniforme  
(Forme trapézoïdale: m = 1)**

H (m)	Ks	I (%)	B (m)	T (m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)
<b>Section 1 : Oued Forcha – Débit de projet: 50-60 m<sup>3</sup>/s</b>									
2.48	50	0.92	5.0	9.96	18.55	12.01	1.54	118.845	6.41
<b>Section 2 : Oued Forcha – Débit de projet: 50-60 m<sup>3</sup>/s</b>									
2.49	50	1.65	5.2	10.18	19.15	12.25	1.56	165.705	8.65
<b>Section 3: Canal de déversement (Pt Blanc) au niveau de la confluence avec l'oued Forcha Débit de projet: 5 m<sup>3</sup>/s (valeur SCANDIACONSULT)</b>									
2.36	50	0.33	3.5	8.22	13.83	10.18	1.36	48.740	3.52
<b>Section 4 : Canal de ceinture à l'aval de la confluence Forcha- Canal de déversement (Pt Blanc) Débit de projet: 55-65 m<sup>3</sup>/s</b>									
2.31	50	0.22	9.4	14.02	27.05	15.93	1.70	90.279	3.34
<b>Section 5 : Canal de ceinture au niveau de la confluence avec Bouhdid – Débit de projet: 55-65 m<sup>3</sup>/s</b>									
5.32	25	0.32	8.5	19.14	73.52	23.55	3.12	222.120	3.02
<b>Section 6 : Oued Sidi Harb au niveau du cimetière – Débit de projet: 34-40 m<sup>3</sup>/s</b>									
2.5	20	3.49	5.0	10.00	18.75	12.07	1.55	93.961	5.01
<b>Section 7 : Oued Sidi Harb au niveau de la confluence avec Bouhdid – Débit de projet: 34-40 m<sup>3</sup>/s</b>									
4.0	60	0.46	3.8	11.80	31.20	15.11	2.06	201.81	6.47
<b>Section 8 : Oued Bouhdid à l'aval du bassin de rétention – Débit de projet: 100-120 m<sup>3</sup>/s</b>									
1.65	35	1.53	10.8	14.10	20.54	15.47	1.33	<u>107.457</u>	5.23
<b>Section 9 : Oued Bouhdid au niveau de la confluence avec Sidi Harb – Débit de projet: 100-120 m<sup>3</sup>/s</b>									
4.60	60	1.71	10.1	19.30	67.62	23.11	2.93	1064.0	15.74
<b>Section 10 : Oued Bouhdid à l'aval de la confluence avec Sidi Harb – Débit de projet: 134-160 m<sup>3</sup>/s</b>									
3.90	25	0.47	8.0	15.80	46.41	19.03	2.44	<u>144.113</u>	3.11
<b>Section 11: Bouhdid au niveau de la confluence avec le canal de ceinture Débit de projet: 134-160 m<sup>3</sup>/s</b>									
4.11	25	0.20	9.5	17.72	55.94	21.12	2.65	<u>119.700</u>	2.14
<b>Section 12 : Canal de ceinture à l'aval de la confluence avec Bouhdid – Débit de projet: 190-225 m<sup>3</sup>/s</b>									
5.82	25	0.43	11.0	22.64	97.89	27.46	3.56	374.490	3.83
<b>Section 13 : Oued Boudjemaa au niveau du pont de la SNTF de Boukhadra – Débit de projet: 240-300 m<sup>3</sup>/s</b>									
2.28	25	0.02	26.6	31.16	65.85	33.05	1.99	<u>36.861</u>	0.56

T:largeur du plan d'eau ou largeur au miroir.

Débit de projet : Q<sub>100</sub>-Q<sub>1000</sub>

**Tableau 46. Oued Kouba : Caractéristiques de l'écoulement en régime uniforme**  
(m = fruit de berge).

H (m)	Ks	I (%)	B (m)	T (m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)
<b>Section 1</b> : A l'amont de Kouba 2 (forme rectangulaire) : Débit de projet: 21.4-38.2 m <sup>3</sup> /s									
2.55	25	0.95	8.57	8.57	21.85	13.67	1.60	72.80	3.33
<b>Section 2</b> : Située à 5m de S1 vers l'aval (forme rectangulaire) : Débit de projet: 21.4-38.2 m <sup>3</sup> /s									
2.16	25	0.95	6.72	6.72	14.52	11.04	1.31	42.45	2.92
<b>Section 3</b> : Située à 10 m de S2 vers l'aval (forme rectangulaire) : Débit de projet: 21.4-38.2 m <sup>3</sup> /s									
2.22	25	0.95	7.56	7.56	16.78	12.00	1.4	51.14	3.05
<b>Section 4</b> : Au niveau du mur de la vieille maison (forme rectangulaire) : Débit de projet: 21.4-38.2 m <sup>3</sup> /s									
1.95	25	0.95	5.86	5.86	11.43	9.76	1.17	<u>30.93</u>	2.71
<b>Section 5</b> : Amont de Chaabet Sidi Moussa (forme trapézoïdal m=1.31) : Débit de projet: 3.2-5.8 m <sup>3</sup> /s									
1.42	20	4.3	3.94	7.69	8.26	8.64	0.96	33.21	4.02
<b>Section 6</b> : Aval de Chaabet Sidi Moussa (forme trapézoïdal m=1.31) : Débit de projet: 3.2-5.8 m <sup>3</sup> /s									
2.89	20	4.3	3.47	6.94	15.04	10.21	1.47	80.75	5.37
<b>Section 7</b> : Confluence Chaabet Sidi Moussa-Oued Kouba (forme trapézoïdal m= 1.23) Débit de projet: 24.6-44.00 m <sup>3</sup> /s									
3.69	15	1.1	4.59	13.67	33.68	16.29	2.07	86.01	2.55
<b>Section 8</b> : Amont du pont de la Cité Val Mascort : Débit de projet: 24.6-44.00 m <sup>3</sup> /s									
2.90	15	1.1	5.40	5.40	15.66	11.2	1.4	<u>31.12</u>	1.99
<b>Section 9</b> : Amont du canal en béton (forme trapézoïdal m=1) : Débit de projet: 24.6-44.00 m <sup>3</sup> /s									
3.56	50	1.1	7.83	14.55	30.51	17.90	2.27	152.4	3.76
<b>Section 10</b> : Aval du canal en béton (forme trapézoïdal m=1) : Débit de projet: 24.6-44.00 m <sup>3</sup> /s									
3.80	50	0.19	7.01	14.61	41.08	17.76	2.31	156.6	3.81
<b>Section 11</b> : Pont CEM Babou (forme rectangulaire): Débit de projet: 24.6-44.00 m <sup>3</sup> /s									
3.60	50	0.7	4.60	4.6	16.56	11.80	1.40	215.2	13
<b>Section 12</b> : Entrée de la galerie, amont autoroute (forme rectangulaire) : Débit de projet: 26.2-46.80 m <sup>3</sup> /s									
2.10	50	0.7	3.25	3.25	6.82	7.45	0.92	<u>26.93</u>	4.74
<b>Section 13</b> : Conduite $\Phi$ 1200mm (forme circulaire) : Débit de projet: 26.2-46.80 m <sup>3</sup> /s									
1.20	60	0.7	-	-	1.13	3.77	0.30	<u>2.55</u>	2.25
<b>Section 14</b> : Galerie à l'exutoire en mer (forme rectangulaire) : Débit de projet: 28.00-50 .00 m <sup>3</sup> /s									
1.60	60	0.7	5.90	5.90	9.44	9.10	1.04	<u>48.56</u>	5.14

T: largeur du plan d'eau ou largeur au miroir..

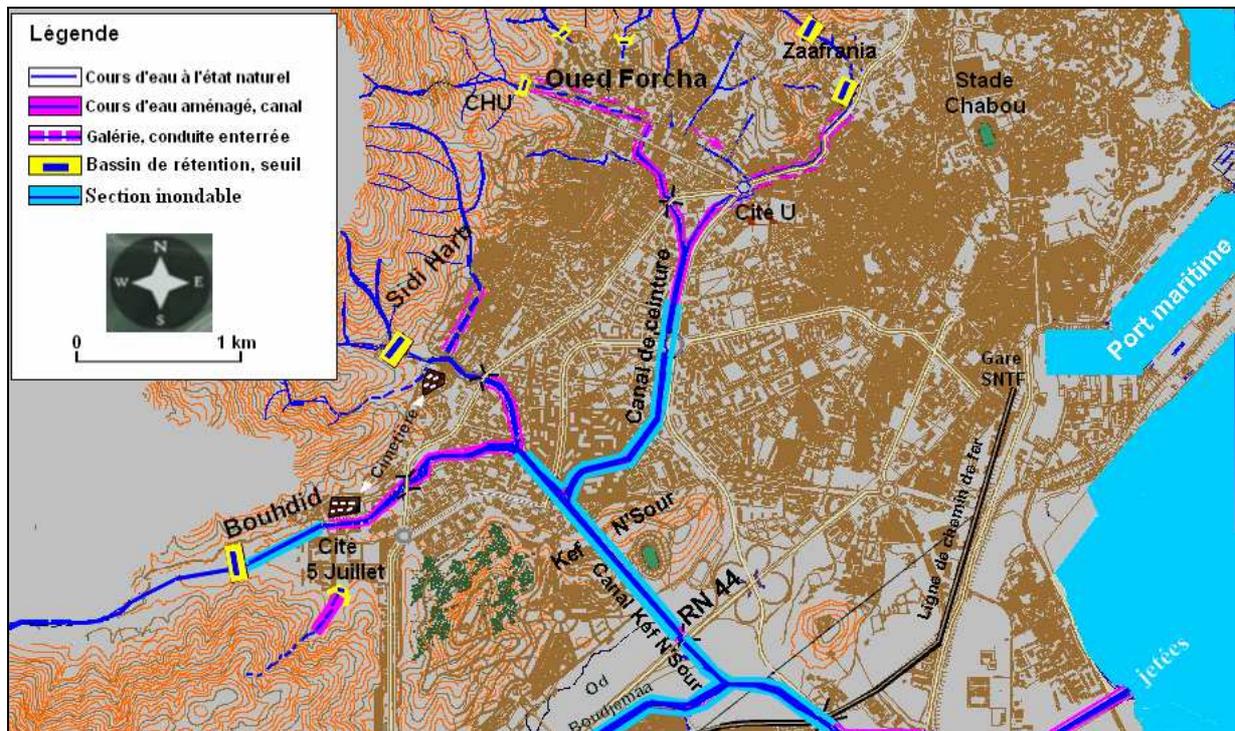
Débit de projet : Q<sub>100</sub>-Q<sub>1000</sub>

L'analyse des résultats du calcul hydraulique en régime d'écoulement uniforme permet de tirer les conclusions suivantes :

▪ **Plaine Ouest et Oued Boudjemaa :**

Les sections d'écoulements 8, 10, 11 et 13 (figures 24 et 26) sont insuffisantes pour permettre une évacuation sans débordement des eaux de la crue de dimensionnement (crue centennale et/ou millénale); les débits calculés et, par conséquent, les profondeurs normales d'écoulement ( $Y_n$ ) sont nettement inférieures à celles requises pour véhiculer la crue centennale et/ou exceptionnelle (tableaux 47 et 48). Au niveau du cours inférieur du réseau hydrographique, c'est à dire à partir de la confluence du canal de ceinture avec l'oued Boudjemaa, la capacité d'évacuation est très réduite suite à la nature topographique, plutôt favorable à la stagnation des eaux (terrains, plus ou moins plats caractérisés par une pente de l'ordre de 0.001 à 0.0002 m/m).

Fig. 26. Plaine Ouest : Localisation des sections inondables



**Tableau 47. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue exceptionnelle (Système de protection de la Plaine Ouest de Annaba)**

Section (*)	Oued	H (m)	Q <sub>1000</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Y <sub>n</sub> (m)	Y <sub>n</sub> - H (m)
1	Forcha	2,48	60,00	1,69	-0,79
2	Forcha	2,49	60,00	1,40	-1,09
3	Galerie de déversement (Pt Blanc)	2,36	5,00	0,66	-1,70
4	Canal de ceinture	2,31	65,00	1,91	-0,40
5	Canal de ceinture	5,32	65,00	2,70	-2,62
6	Sidi Harb	2,50	40,00	1,55	-0,95
7	Sidi Harb	4,00	40,00	1,71	-2,29
8	Bouhdid	1,65	120,00	1,81	<b><u>0,16</u></b>
9	Bouhdid	4,60	120,00	1,30	-3,90
10	Bouhdid	3,90	160,00	4,13	<b><u>0,23</u></b>
11	Bouhdid	4,11	160,00	4,82	<b><u>0,71</u></b>
12	Canal de ceinture	5,82	225,00	4,40	-1,42
13	Boudjemaa	2,28	300,00	7,86	<b><u>5,58</u></b>

(\*) Forme trapézoïdale : m = 1 et sans garde contre le débordement

**Tableau 48. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue centennale (Système de protection de la Plaine Ouest de Annaba)**

Section (*)	Oued	H (m)	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Y <sub>n</sub> (m)	Y <sub>n</sub> - H (m)
1	Forcha	2,48	50,00	1,53	-0,95
2	Forcha	2,49	50,00	1,26	-1,23
3	Galerie de déversement (Pt Blanc)	2,36	5,00	0,66	-1,70
4	Canal de ceinture	2,31	55,00	1,73	-0,58
5	Canal de ceinture	5,32	55,00	2,45	-2,87
6	Sidi Harb	2,50	34,00	1,41	-1,09
7	Sidi Harb	4,00	34,00	1,57	- 2,43
8	Bouhdid	1,65	100,00	1,63	-0,02
9	Bouhdid	4,60	100,00	1,17	-3,43
10	Bouhdid	3,90	134,00	3,75	-0,15
11	Bouhdid	4,11	134,00	4,37	<b><u>0,26</u></b>
12	Canal de ceinture	5,82	190,00	4,00	-1,82
13	Boudjemaa	2,28	240,00	6,91	<b><u>4,63</u></b>

(\*) Forme trapézoïdale : m = 1 et sans garde contre le débordement.

Si l'on tient compte d'une garde contre le débordement de 50cm, la confrontation de la profondeur normale d'écoulement correspondant au débit du projet à la profondeur disponible (Hg) pour chacune des sections (tableaux 49 et 50) aboutit aux conclusions précédentes ; c'est à dire, les sections sus indiquées ainsi que la section 4 (sur le canal de ceinture) seraient insuffisantes pour débiter sans débordement la crue exceptionnelle (Q<sub>1000</sub>).

**Tableau 49. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue exceptionnelle (Système de protection de la Plaine Ouest de Annaba)**

Section	Oued	H (m)	Q <sub>1000</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Hg = H - 0.5 (m)	Yn (m)	Yn - Hg (m)
1	Forcha	2,48	60,00	1,98	1,69	-0,29
2	Forcha	2,49	60,00	1,99	1,40	-0,59
3	Galerie de déversement (Pt Blanc)	2,36	5,00	1,86	0,66	-1,20
4	Canal de ceinture	2,31	65,00	1,81	1,91	<b><u>0,10</u></b>
5	Canal de ceinture	5,32	65,00	4,82	2,70	-2,12
6	Sidi Harb	2,50	40,00	2,00	1,55	-0,45
7	Sidi Harb	4,00	40,00	3,50	1,71	-1,79
8	Bouhdid	1,65	120,00	1,15	1,81	<b><u>0,66</u></b>
9	Bouhdid	4,60	120,00	4,10	1,38	-2,72
10	Bouhdid	3,90	160,00	3,40	4,13	<b><u>0,73</u></b>
11	Bouhdid	4,11	160,00	3,61	4,82	<b><u>1,21</u></b>
12	Canal de ceinture	5,82	225,00	5,32	4,40	-0,92
13	Boudjema	2,28	300,00	1,78	7,86	<b><u>6,08</u></b>

Forme trapézoïdale : m = 1 et garde contre le débordement de 0.5 m

**Tableau 50. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue centennale (Système de protection de la Plaine Ouest de Annaba)**

Section	Oued	H (m)	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Hg = H - 0.5 (m)	Yn (m)	Yn - Hg (m)
1	Forcha	2,48	50,00	1,98	1,53	-0,45
2	Forcha	2,49	50,00	1,99	1,26	-0,73
3	Galerie de déversement (Pt Blanc)	2,36	5,00	1,86	0,66	-1,20
4	Canal de ceinture	2,31	55,00	1,81	1,73	-0,08
5	Canal de ceinture	5,32	55,00	4,82	2,45	-2,37
6	Sidi Harb	2,50	34,00	2,00	1,41	-0,59
7	Sidi Harb	4,00	34,00	3,50	1,57	-1,93
8	Bouhdid	1,65	100,00	1,15	1,63	<b><u>0,48</u></b>
9	Bouhdid	4,60	100,00	4,10	1,17	-2,93
10	Bouhdid	3,90	134,00	3,40	3,75	<b><u>0,35</u></b>
11	Bouhdid	4,11	134,00	3,61	4,37	<b><u>0,76</u></b>
12	Canal de ceinture	5,82	190,00	5,32	4,00	-1,32
13	Boudjema	2,28	240,00	1,78	6,91	<b><u>5,13</u></b>

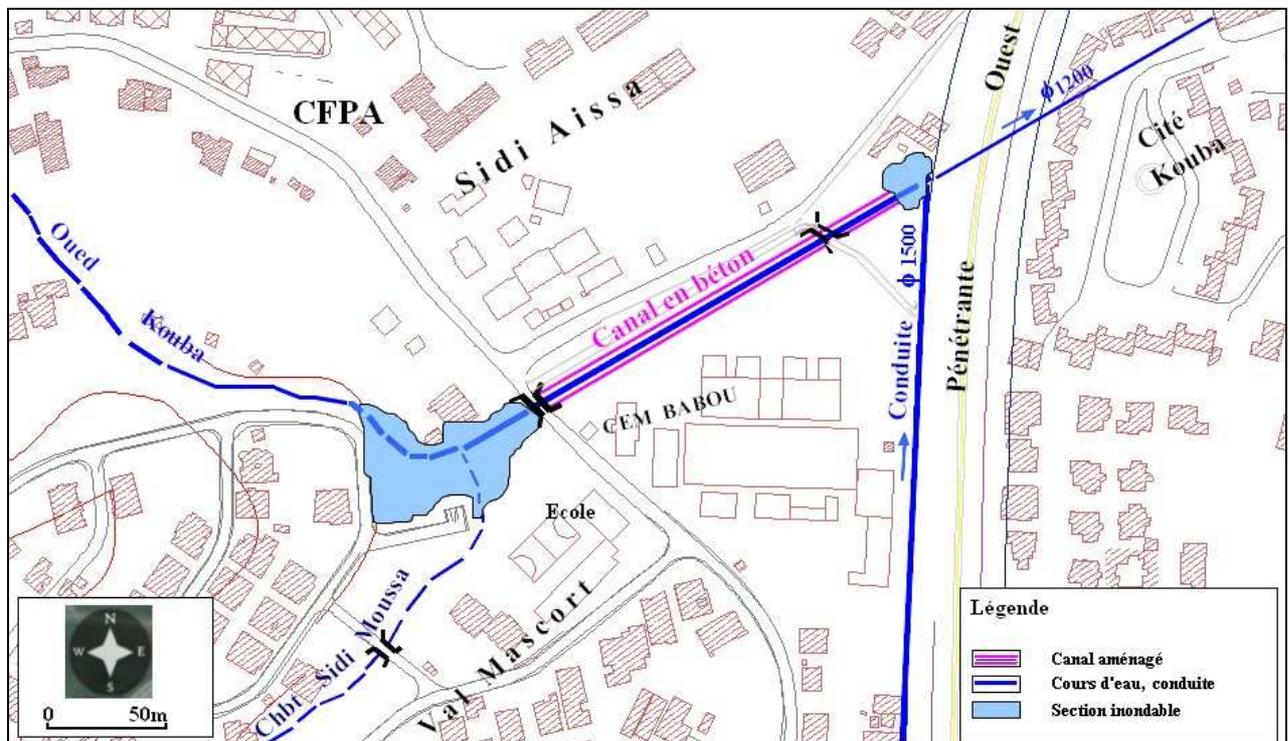
Forme trapézoïdale : m = 1 et garde contre le débordement de 0.5 m

A ce stade de l'étude, il est bon de souligner que si l'approfondissement et/ou l'élargissement des chenaux au niveau des sections 8, 10 et 11 sont possibles, l'approfondissement du cours inférieur du réseau d'évacuation à plus de 1m entraîne, par contre, une inversion du gradient hydraulique d'où l'invasion des eaux de mer, plus particulièrement, durant la période de surcôtes où la houle devient plus fréquente. Par conséquent, il serait préférable de penser au stockage des eaux dévalant du versant Sud de l'Edough en amont du périmètre de protection.

### ▪ Oued Kouba

Insuffisantes, les sections d'écoulements 4, 8, 12, 13 et 14 (Fig. 25 et 27) ne permettent pas l'évacuation sans débordement des eaux de la crue exceptionnelle; les profondeurs normales d'écoulement calculées sont supérieures aux profondeurs naturelles mesurées (tableaux 51 et 52).

Fig. 27. Oued Kouba : Localisation des sections inondables



**Tableau 51. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue exceptionnelle (Système de protection de l'oued Kouba, Annaba)**

Section	Oued	H (m)	Q <sub>1000</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Hg = H - 0,5 (m)	Yn (m)	Yn - Hg (m)	Yn - H (m)
1	Kouba	2,550	38,2	2,050	1,63	-0,42	-0,92
2	Kouba	2,160	38,2	1,660	2,00	<b><u>0,34</u></b>	-0,16
3	Kouba	2,220	38,2	1,720	1,81	<b><u>0,09</u></b>	-0,41
4	Kouba	1,950	38,2	1,450	2,27	<b><u>0,82</u></b>	<b><u>0,32</u></b>
5	Sidi Moussa	1,420	5,8	0,920	0,53	-0,39	-0,89
6	Sidi Moussa	2,890	5,8	2,390	0,57	-1,82	-2,32
7	Kouba	3,690	44,0	3,190	2,69	-0,5	-1,00
8	Kouba	2,900	44,0	2,400	3,97	1,57	<b><u>1,07</u></b>
9	Kouba	3,560	44,0	3,060	1,05	-2,01	-2,51
10	Kouba	3,800	44,0	3,300	1,86	-1,44	-1,94
11	Kouba	3,600	44,0	3,100	2,14	-0,96	-1,46
12 <sup>(*)</sup>	Kouba	2,100	46,8	1,600	3,26	<b><u>1,66</u></b>	<b><u>1,16</u></b>
13 <sup>(*)</sup>	Kouba	1,200	46,8	0,700	<b>Section très insuffisante</b>		
14 <sup>(*)</sup>	Kouba	1,600	50,0	1,100	1,86	<b><u>0,76</u></b>	<b><u>0,26</u></b>

(\*) Ecoulement avec section pleine

**Tableau 52. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue centennale (Système de protection de l'oued Kouba, Annaba)**

Section	Oued	H (m)	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Hg = H - 0,5 (m)	Yn (m)	Yn - Hg (m)	Yn - H (m)
1	Kouba	2,550	21,4	2,050	1,11	-0,94	-1,44
2	Kouba	2,160	21,4	1,660	1,34	-0,32	-0,82
3	Kouba	2,220	21,4	1,720	1,22	-0,5	-1,00
4	Kouba	1,950	21,4	1,450	1,5	<b><u>0,05</u></b>	-0,45
5	Sidi Moussa	1,420	3,2	0,920	0,37	-0,55	-1,05
6	Sidi Moussa	2,890	3,2	2,390	0,4	-1,99	-2,49
7	Kouba	3,690	24,6	3,190	1,98	-1,21	-1,71
8	Kouba	2,900	24,6	2,400	2,57	<b><u>0,17</u></b>	-0,33
9	Kouba	3,560	24,6	3,060	0,74	-2,32	-2,82
10	Kouba	3,800	24,6	3,300	1,33	-1,97	-2,47
11	Kouba	3,600	24,6	3,100	1,4	-1,7	-2,20
12	Kouba	2,100	26,2	1,600	2,06	<b><u>0,46</u></b>	-0,04
13	Kouba	1,200	26,2	0,700	<b>Section très insuffisante</b>		
14	Kouba	1,600	28,0	1,100	1,24	<b><u>0,14</u></b>	-0,36

La profondeur normale d'écoulement correspondant au débit du projet a été de nouveau comparée à la profondeur réelle d'écoulement de chaque section. Les résultats

obtenus (tableau 51) aboutissent aux mêmes résultats. En cas de crue exceptionnelle, les débordements auraient lieu au niveau des sections d'écoulement suscitées : 4, 8, 12, 13 et 14. Ces dernières constituent les points noirs du réseau hydrographique auxquels il faut apporter des corrections structurelles dans le court terme.

En guise de synthèse, on peut dire que les efforts investis par les autorités locales en matière de protection contre les inondations risquent d'être compromis s'ils ne sont pas intégrés dans un cadre de développement durable de la Wilaya. Le programme d'action doit impérativement inclure des mesures structurelles de protection (curage des oueds, rénovation et entretien du réseau d'assainissement des eaux pluviales, réalisation de bassins de rétention, rectification des berges, construction de barrage) et surtout des mesures non structurelles (élaboration de Plan de Prévention du Risque d'Inondation dans lequel l'information, la sensibilisation et l'éducation des populations sont essentielles). Les chapitres VII et VIII traitent, respectivement, de l'étude de faisabilité d'un barrage écrêteur de crue sur l'oued Bouhdid et des mesures proposées pour réduire la vulnérabilité et, par conséquent, le risque d'inondation dans la ville de Annaba).

## **CHAPITRE VII**

### **ETUDE DE FAISABILITE DE RETENUES D'EAU SUR LES OUEDS BOUHDID ET KOUBA**

Le croisement des résultats des calculs hydrologiques (Chapitres V) et des calculs hydrauliques (Chapitre VI) justifie la construction d'ouvrages de régulation de l'écoulement de surface en amont des bassins. En effet, le barrage écrêteur de crues (ou barrage de régulation) est pratiquement un type d'ouvrage auquel on a recours très fréquemment pour la protection contre les crues. L'objectif premier d'un tel barrage est de laminier les crues et de laisser s'écouler, en aval, un débit aussi régulier que possible. Il est donc conçu pour développer au maximum l'effet de laminage des crues. Ce dernier est fonction essentiellement de la capacité de stockage de la cuvette, au moment de la crue.

Or, pour les barrages conventionnels, la crue est réputée survenir alors que le barrage est plein, c'est-à-dire alors que le plan d'eau affleure le seuil du déversoir de l'évacuateur de crue. Le stockage disponible pour le laminage correspond dans ce cas au volume déterminé par le produit de la lame d'eau maximum admissible au-dessus du seuil du déversoir et la surface correspondante du plan d'eau. En général, comme on évite les lames d'eau importantes, pour économiser le volume utile de la retenue, l'effet de laminage est faible (80 à 90%). En d'autres termes, le débit maximum, à l'évacuateur, atteint encore 80 à 90% du débit maximum d'entrée (MARTIN, 1991).

Quant au barrage de régulation, il est conçu pour recevoir les crues alors qu'il est complètement ou en partie vide. C'est donc une grande proportion du volume de la retenue qui est mise à contribution pour amortir les pointes des hydrogrammes. Dans ce cas, l'écoulement des eaux s'effectue par un pertuis de fond dont le fonctionnement hydraulique est par ailleurs peu sensible à la charge d'eau, comparativement à un déversoir. Cette dernière caractéristique contribue encore à augmenter la régularité du débit à l'aval.

Ce chapitre est consacré au dimensionnement d'ouvrages d'écrêtement de crue. Il s'agit essentiellement d'ouvrages passifs (barrages et bassins de rétention) qui doivent se

remplir et se vider en fonction des apports en eau sans perturber les habitations et les activités humaines situées en aval. Ces ouvrages n'ayant pas de mode de gestion spécifique et étant construits pour un seul objectif, devront être toujours vides, ou du moins pendant les hautes eaux, et ne se remplir que pour des événements de crue à écrêter. Une telle solution ne paraît économiquement optimale que pour les structures de faible taille et/ou les ouvrages où l'on peut associer les fonctions de régulation (laminage des crues) et de stockage (retenues d'eau).

En effet, l'idée de transformer un barrage de régulation en barrage de retenue par une simple manoeuvre d'obstruction du pertuis de fond est bien sûr tentante :

- en période de crue, le pertuis reste ouvert et assure la régulation du débit par effet de remplissage et de vidange de la retenue;
- en fin d'hivernage, le pertuis de fond est fermé, afin de conserver l'eau dans la retenue. L'idéal serait de pouvoir le fermer au bon moment pour que les dernières pluies de la saison remplissent juste la retenue.

Dans tous les cas, quelle que soit la taille du réservoir et/ou l'usage ultime de l'eau, la fonction essentielle d'un ouvrage de régulation des eaux superficielles est de stabiliser l'écoulement. Dans cette étude nous nous attacherons à déterminer principalement deux paramètres essentiels du réservoir, à savoir: le volume de la retenue destiné à contenir la crue de projet et le diamètre de pertuis de vidange et/ou la longueur et la hauteur du seuil déversant assurant l'évacuation du volume d'eau stocké, de sorte que la retenue soit opérationnelle pour la crue suivante, sans mettre en situation de danger les enjeux en aval.

## **1 . Choix du site**

En ayant à l'esprit qu'il est presque impossible de localiser un site pour un réservoir d'eau ayant des caractéristiques idéales, les investigations sur le terrain ont permis de localiser deux sites pouvant faire l'objet de retenues d'eau, l'un sur l'oued Bouhdid (Coordonnées Lambert :  $X = 944.587\text{km}$ ,  $Y = 409.450\text{km}$ ) et l'autre sur l'oued Kouba (Coordonnées Lambert :  $X = 948.873\text{km}$ ,  $Y = 414.671\text{km}$ ). La capacité de chaque site semble être relativement adéquate pour régulariser l'écoulement de ces deux oueds. Au niveau des deux sites, les travaux seront facilités par un accès suivant un chemin carrossable longeant la rive gauche de chaque oued jusqu'aux sites proposés qui se situent à environ 3 km en amont de la

Cité du 5 juillet (les Hongrois) et 1 km au Nord de Sidi Aissa, respectivement. Il faut ajouter qu'au sein des cuvettes d'accumulation, aucune activité humaine importante n'existe.

La démarche suivie est illustrée par l'étude de faisabilité de la retenue sur l'oued Bouhdid (Photo 43) qui présente des possibilités de stockage plus importantes. La même méthodologie étant appliquée, on se contente de présenter uniquement les données de base et les résultats des différents calculs relatifs au bassin de rétention proposé sur l'oued Kouba.

**Photo 43. Site de la retenue sur l'oued Bouhdid**



Source : L. Beloulou (Mai 2001)

## **2. Etude de faisabilité d'une retenue collinaire sur l'oued Ouraïda (amont de Bouhdid)**

### **2.1. Caractéristiques physiques de la cuvette d'accumulation**

Puisque la fonction primordiale d'un réservoir est d'accumuler les eaux, la caractéristique physique la plus importante est sa "*capacité d'emmagasinement*". Cette dernière est généralement déterminée par planimétrie sur un fond topographique à grande échelle de la cuvette d'accumulation. En ce qui concerne les retenues proposées dans la présente étude, un levé topographique au niveau de chaque cuvette a été réalisé et une carte topographique à une échelle appropriée a été, par la suite, dressée (Annexe 7).

Une courbe "*Superficie-Altitude*" (ou tout simplement une courbe hypsométrique) est construite par planimétrie de l'aire comprise entre deux courbes de niveau successives dans

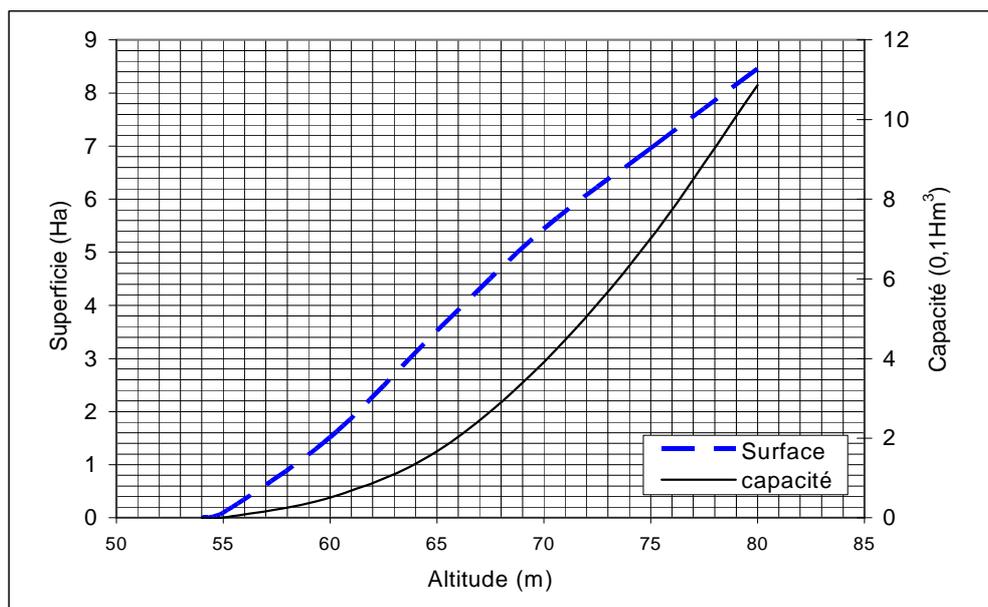
l'emprise du site de la cuvette. L'intégrale de la courbe "*Superficie-Altitude*" correspond à la courbe "*Capacité-Altitude*". Alternativement, dans un tableau donnant la répartition altimétrique, le volume partiel est obtenu en multipliant l'intervalle de la classe altimétrique par l'aire correspondante. La sommation des différents accroissements (volumes partiels) en dessous d'une altitude donnée représente la capacité d'emmagasinement de l'eau de la cuvette à ce niveau d'altitude (tableau 53).

**Tableau 53. Oued Bouhdid: Caractéristiques géométriques de la cuvette**

Altitude (m)	Superficie (ha)	Capacité (hm <sup>3</sup> )
54	0	0.000
55	0.092	0.001
60	1.515	0.051
65	3.521	0.167
70	5.442	0.391
75	6.959	0.701
80	8.459	1.087

Une fois la relation 'Capacité-Altitude' établie (Fig. 28), plusieurs tranches d'accumulation des eaux peuvent être classiquement distinguées en tenant compte des possibilités hydrologiques de l'oued Bouhdid, notamment durant les périodes critiques, et de la demande en eau future (horizon 2025) d'un certain nombre de cités situées à l'aval de la retenue, d'une part, et l'aptitude de la retenue à écrêter les crues rares, d'autre part.

**Fig. 28. Courbes Altitude-Superficie-Capacité de la retenue projetée sur l'oued Bouhdid**



Le *niveau normal d'exploitation (NNE)* est l'altitude maximale devant être atteinte par la surface du plan d'eau durant les conditions ordinaires d'exploitation. Pour la plupart des retenues, ce niveau est déterminé par le seuil du déversoir d'évacuation des crues de projet.

Le *niveau minimum d'exploitation (NME)* est la cote minimale que le plan d'eau ne tombe en dessous dans les conditions normales d'exploitation. Ce niveau est souvent déterminé, du moins pour les petites retenues, par le niveau supérieur de la tranche morte (*également appelée zone morte ou stérile* et correspondant à la capacité réservée à l'accumulation des sédiments). Le volume d'eau emmagasiné entre ces deux niveaux est appelé "*volume ou tranche utile*".

Le *niveau des plus hautes eaux (NPHE)* est défini par la capacité de la retenue réservée pour l'écrêtement des crues de faible fréquence.

Pratiquement, une étude classique de faisabilité d'une retenue collinaire qui associe les fonctions de régulation et de stockage des eaux nécessite une connaissance particulièrement approfondie de l'hydrologie locale, en particulier les événements de crue auxquels on s'intéresse: les crues centennale et millennale (ou exceptionnelle). Or cette connaissance est rendue délicate dans le cas des cours d'eau étudiés par le manque de données hydrométriques. Néanmoins la chaîne des calculs consiste à :

- fixer la demande en eau actuelle et future (y compris éventuellement le droit d'accès à l'eau des riverains),
- déterminer la capacité du réservoir nécessaire pour garantir cette demande (diagramme de Rippl, courbe de performance du réservoir éventuellement),
- procéder à une étude d'exploitation (simulations) du réservoir sur une ou plusieurs périodes critiques sèches (détermination des niveaux d'exploitation),
- déterminer la crue de projet ou la crue de dimensionnement,
- déterminer les caractéristiques géométriques et hydrauliques de l'ouvrage d'évacuation des crues pour plusieurs scénarios,
- estimer la revanche (montée des vagues dans le lac suite aux vents violents),
- déterminer les tranches d'accumulation des eaux et la hauteur totale de la digue.

Les nombreux cycles de simulation, nécessaires à l'optimisation des paramètres hydrauliques des ouvrages imposent pratiquement le recours au calcul informatique. Nous utilisons actuellement des procédures que nous avons mises au point et intégrées dans Excel 2003.

Avant de procéder à une étude de l'exploitation (simulation) d'une retenue d'eau, il est impératif de vérifier que les données mensuelles sur la pluviométrie, l'évaporation, les apports en eau de surface et la demande en eau soient disponibles pour une période critique sèche plus ou moins suffisante pour pouvoir déterminer de façon satisfaisante la capacité utile de la retenue projetée. Fort malheureusement, les bassins étudiés ne disposent pas de moyens de mesure de la plupart de ces paramètres, d'où le recours aux méthodes empiriques de transposition de l'information.

## **2.2. Données de base : analyse et critique**

En plus des courbes 'Superficie-Capacité-Altitude' de la retenue, les données utilisées sont brièvement décrites dans ce qui suit.

- les précipitations mensuelles et annuelles observées à la station de Annaba-les Salines (série : 1967/68-1997/98): bien qu'elles soient inférieures à celles du versant Sud de l'Edough, ces données sont adoptées dans l'esprit de préserver la notion de période critique sèche.
- l'évaporation mensuelle à la station de Skikda Port (série: 1970/71-1999/00) : observations plus ou moins comparables à celles enregistrées au niveau des barrages de l'Est Algérien (1100 – 1200 mm/an); les observations enregistrées à la station de Annaba-les Salines (1500 mm/an) semblent être trop élevées pour une région aussi montagneuse.
- la demande en eau potable des cités situées à l'aval de la retenue calculée à la base d'un taux d'accroissement de 2.9 % et d'une dotation spécifique de 180 L/j par habitant, demande modulée suivant la répartition mensuelle adoptée pour le barrage de Hammam Debagh (KROOK, 1972).

- les apports en eau mensuels et annuels de l'oued Bouhdid au droit du site de la retenue et qu'il faut estimer par des méthodes empiriques.

### 2.3. Estimation de l'apport en eau de l'oued Bouhdid

Les apports en eau mensuels et annuels de l'oued Bouhdid au droit du site de la retenue (superficie du bassin de l'ordre de 13.46 Km<sup>2</sup>) ont été estimés par les formules empiriques, établies pour l'Algérie :

- Formule de SAMIE :  $Q = P^2 \times (293 - 2.2 \times A^{1/2})$

- Formule de MAILLET-GAUTHIER :  $Q = 600 \times P \times (1 - 10^{-0.36P})$

- Formule dite Algérienne :  $Q = 1000 \times P^2 \times (1 - 10^{-kP})$  où  $k = 0.18 - (0.01 \times \text{Log } A)$

- Formule de DERI :  $M_0 = 11.8 \times P^{2.82}$

dans lesquelles Q dénote le débit annuel (mm), P la pluie (m/an), A la superficie du bassin (km<sup>2</sup>), M<sub>0</sub> le module spécifique (l/s/km<sup>2</sup>) et k est un coefficient qui dépend de la superficie du bassin.

Avant de décider de la formule à adopter pour le calcul du ruissellement au niveau de l'oued Bouhdid, la fiabilité des résultats obtenus par les quatre formules ci-dessus a été testée sur les données observées sur les écoulements de l'oued Ressoul à Ain Berda, cours d'eau le plus proche de la zone d'étude et drainant un bassin de taille relativement faible). Les valeurs calculées et observées se corrèlent de façon satisfaisante pour toutes les formules ; le coefficient de corrélation variant entre 0.86 et 0.88 (tableau 54).

**Tableau 54. Comparaison des débits annuels calculés et observés de l'oued Ressoul à Ain Berda**

Formule	Samie	Maillet-Gauthier	Algérienne	Deri	Observé
Apport (Hm <sup>3</sup> /an)	10.1	14.7	5.6	9.9	12.0
Q <sub>obs</sub> /Q <sub>calc</sub>	1.28	0.88	2.31	1.30	1.00
Coef. de corrélation	0.87	0.88	0.86	0.88	1.00

Les études sur les apports en eau de l'oued Ressoul à Ain Berda ont montré que l'apport annuel moyen est de l'ordre de 12 à 13 Hm<sup>3</sup> (Beloulou et al., 2001). Ce qui nous conduit à adopter la relation de *Samie* pour le calcul du ruissellement de l'oued Bouhdid à

partir des pluies enregistrées à Annaba (les Salines). Les résultats corrigés, c'est à dire multipliés par le terme de majoration de 1.28, sont consignés au tableau 55.

**Tableau 55. Estimation de la lame d'eau écoulée de l'oued Bouhdid au site de la retenue (relation de Samie)**

Année	Pluie (mm)	Pluie en (m/an)	Lame d'eau écoulée (mm)	Apport (Hm <sup>3</sup> )	Apport corrigé (Hm <sup>3</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)
1967-68	615.8	0.616	107.450	1.446	1.856	0.059
68-69	414.6	0.415	48.706	0.656	0.841	0.027
69-70	696.7	0.697	137.537	1.851	2.375	0.075
70-71	543.8	0.544	83.793	1.128	1.447	0.046
71-72	476.7	0.477	64.390	0.867	1.112	0.035
72-73	767.5	0.768	166.911	2.247	2.883	0.091
73-74	442.3	0.442	55.432	0.746	0.957	0.030
74-75	449.0	0.449	57.124	0.769	0.987	0.031
75-76	498.5	0.499	70.414	0.948	1.216	0.039
76-77	728.3	0.728	150.296	2.023	2.596	0.082
77-78	544.4	0.544	83.978	1.130	1.450	0.046
78-79	677.8	0.678	130.176	1.752	2.248	0.071
79-80	557.4	0.557	88.036	1.185	1.520	0.048
80-81	642.6	0.643	117.006	1.575	2.021	0.064
81-82	752.4	0.752	160.408	2.159	2.770	0.088
82-83	639.8	0.640	115.989	1.561	2.003	0.064
83-84	941.4	0.941	251.117	3.380	4.337	0.138
84-85	945.0	0.945	253.041	3.406	4.370	0.139
85-86	534.1	0.534	80.830	1.088	1.396	0.044
86-87	920.2	0.920	239.934	3.230	4.144	0.131
87-88	459.9	0.460	59.931	0.807	1.035	0.033
88-89	455.7	0.456	58.842	0.792	1.016	0.032
89-90	534.1	0.534	80.830	1.088	1.396	0.044
90-91	736.3	0.736	153.616	2.068	2.653	0.084
91-92	530.1	0.530	79.624	1.072	1.375	0.044
92-93	646.3	0.646	118.357	1.593	2.044	0.065
93-94	548.7	0.549	85.309	1.148	1.473	0.047
94-95	540.3	0.540	82.717	1.113	1.429	0.045
95-96	873.0	0.873	215.951	2.907	3.730	0.118
96-97	422.8	0.423	50.652	0.682	0.875	0.028
97-98	941.0	0.941	250.903	3.377	4.333	0.137
			<b>Moyenne:</b>	<b>1.606</b>	<b>2.061</b>	<b>0.065</b>

Source des données pluviométriques : ONM

## 2.4. Répartition mensuelle des apports en eau de l'oued Bouhdid

La distribution mensuelle des apports en eau de l'oued Bouhdid au droit du site de la retenue a été reconstituée suivant la distribution moyenne de l'oued Ressoul prise comme référence (Tableau 56).

**Tableau 56. Distribution moyenne des apports en eau de l'oued Ressoul à Ain Berda (série: 1970/71–1998/99 - Apport annuel: 12.0 Hm<sup>3</sup>)**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août
Apport (Hm <sup>3</sup> )	0.014	0.084	0.905	1.564	2.418	2.6736	2.078	1.596	0.515	0.080	0.038	0.034
Apport (%)	0.12	0.70	7.54	13.03	20.15	22.28	17.32	13.30	4.29	0.67	0.32	0.28

## 2.5. Estimation des besoins en eau potable de la plaine Ouest

Les besoins en eau potable sont estimés respectivement à moyen (2025) et long termes (2050) à la base d'un taux d'accroissement démographique de 2.9% et une dotation spécifique de 180 l/j/habitant (tableau 57).

**Tableau 57. Répartition de la population et besoins en eau potable (Secteur N° 3 : Plaine-Ouest, Annaba)**

Cité	Année 1997			Année 2025		Année 2050	
	Logements	Habitants	Q (Hm <sup>3</sup> /an)	Habitants	Q (Hm <sup>3</sup> /an)	Habitants	Q (hm <sup>3</sup> /an)
Plaine Ouest 1	3523	21534	1.4	47946	3.2	97980	6.4
Plaine Ouest 2	3565	14046	0.9	31274	2.1	63910	4.2
Cinq Juillet	613	4997	0.3	11126	0.7	22737	1.5
Sidi Harb	893	2984	0.2	6644	0.4	13577	0.9
Belaid Belkacem	1911	8016	0.5	17848	1.2	36473	2.4
Oued Forcha	1810	12160	0.8	27075	1.8	55328	3.6
Entrée Ouest	1210	8470	0.6	18859	1.2	38539	2.5
Divers	---	31433	2.1	69987	4.6	123972	8.1
TOTAL	13525	103640	6.8	230759	15.2	452516	29.7

La répartition des besoins en eau mensuels a été modulée à la base de la distribution, adoptée par KROOK (1972) pour le barrage de Hammam Debagh à Guelma (tableau 58).

**Tableau 58. Modulation des besoins en eau potables en pourcent**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aoû
Besoin (%)	9	8	8	8	8	8	8	8	8	8	9	9

Source : KROOK, 1972

## 2.6. Calcul de la capacité utile de la retenue projetée

La détermination de la capacité d'un réservoir au droit d'un cours d'eau naturel est souvent appelée "*Etude de l'exploitation ou de la régularisation du réservoir*". Elle se base essentiellement sur une simulation de l'exploitation du réservoir pour une période donnée en accord avec un ensemble de règlements adoptés. L'étude d'exploitation peut uniquement analyser une période critique (basses eaux) choisie et ne peut, par conséquent, définir que la capacité du réservoir nécessaire pour cette période de sécheresse. Actuellement, les pratiques modernes favorisent l'utilisation d'une longue série synthétique de données avec laquelle il est possible d'estimer la performance des grands réservoirs de capacités différentes.

Dans le cas de la retenue projetée, la période critique correspond à la période de sécheresse définie par des apports en eau inférieurs à la normale et plus ou moins prolongée (5 années) allant de 1987/88 à 1991/92. Les données hydroclimatologiques, observées, transposées et/ou reconstituées, caractérisant cette période sont consignées au tableau 59.

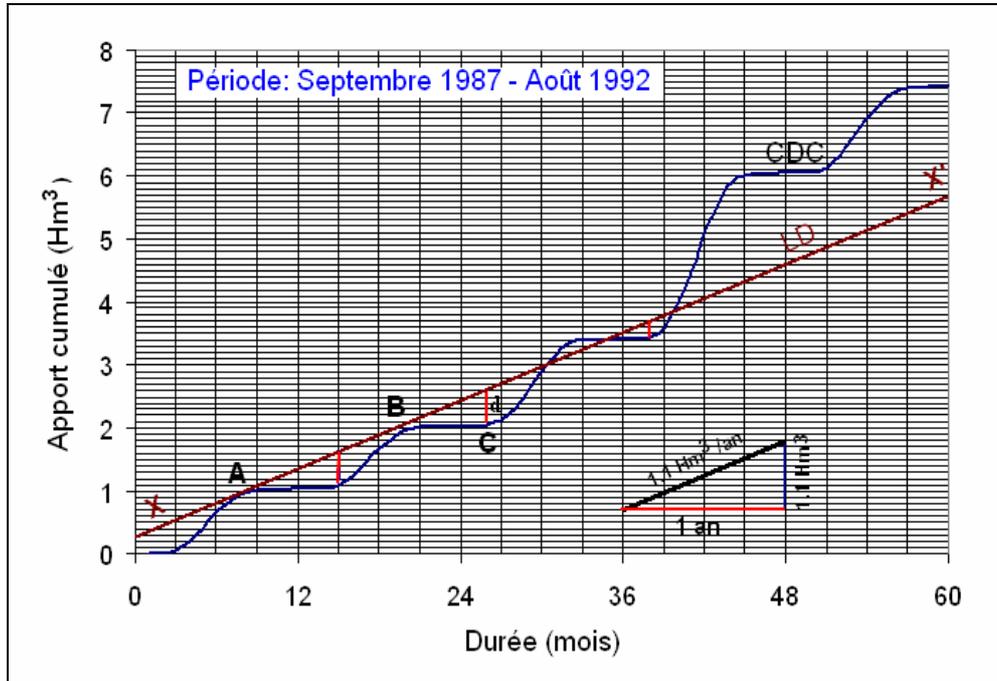
Une étude de régularisation peut être accomplie avec des intervalles de temps variés. Les données mensuelles sont les plus utilisées (cas de la retenue projetée). Cependant, dans le cas des grands réservoirs pouvant stocker l'eau pour plusieurs années, les intervalles annuels s'avèrent satisfaisants.

Les données de base étant rassemblées (tableau 59), une courbe des débits cumulés (CDC), appelée également *diagramme de RIPPL*, a été tracée pour l'oued Bouhdid au droit du site considéré (Fig. 29).

**Tableau 59. Variations des paramètres hydroclimatologiques et de la demande en eau  
dans le bassin de l'oued Bouhdid (Période sèche)**

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août
<b>Précipitations observées à la station de Annaba-les Salines (mm)</b>												
1987/88	40.5	28.2	69.5	14.8	87.9	86.5	47.3	19.4	29.5	33.2	3.1	0.0
1988/89	51.8	6.7	81.9	138.3	37.2	53.2	42.2	2.2	19.0	14.4	3.0	5.8
1989/90	21.7	78.7	55.9	105.6	130.4	6.2	43.7	36.7	30.2	18.6	0	6.4
1990/91	1.6	30.0	106.5	180.7	91.5	73.2	95.8	73.6	67.0	13.8	0.3	6.8
1991/92	52.2	99.5	66.6	29.0	69.0	27.8	65.1	11.5	83.1	14.9	10.8	0.6
<b>Apports en eau reconstitués suivant la distribution moyenne de l'oued Ressoul (Hm<sup>3</sup>)</b>												
1987/88	0.001	0.007	0.060	0.136	0.210	0.233	0.181	0.139	0.045	0.007	0.003	0.003
1988/89	0.001	0.007	0.059	0.133	0.206	0.229	0.178	0.137	0.044	0.007	0.003	0.003
1989/90	0.001	0.010	0.080	0.183	0.283	0.315	0.244	0.188	0.061	0.010	0.004	0.004
1990/91	0.003	0.019	0.153	0.348	0.539	0.598	0.464	0.356	0.115	0.019	0.008	0.008
1991/92	0.001	0.010	0.079	0.181	0.279	0.310	0.240	0.185	0.060	0.010	0.004	0.004
<b>Evaporation observée à la station de Skikda-Port (mm)</b>												
1987/88	134.0	167.0	132.0	101.0	126.0	70.0	127.0	102.0	89.0	94.0	111.0	120.0
1988/89	84.0	107.0	84.0	94.0	91.0	86.0	107.0	117.0	81.0	95.0	132.0	115.0
1989/90	119.0	81.0	91.0	108	72.0	84.0	94.0	83.0	77.0	78.0	133.0	120.0
1990/91	122.0	113.0	44.0	100.0	80.0	73.0	107.0	90.0	78.0	98.0	132.0	152.0
1991/92	106.0	118.0	95.0	112.0	82.0	68.0	80.0	108.0	82.0	129.0	97.0	145.0
<b>Demande en eau potable : Variable selon la capacité du réservoir</b>												
<i>Capacité de la retenue : 0.5 Hm<sup>3</sup> - Demande satisfaite : 1.1 Hm<sup>3</sup></i>												
1987/92	0.099	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.099	0.099	0.099
<i>Capacité de la retenue : 0.6 Hm<sup>3</sup> - Demande satisfaite : 1.1 Hm<sup>3</sup></i>												
1987/92	0.099	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.099	0.099	0.099
<i>Capacité de la retenue : 0.7 Hm<sup>3</sup> - Demande satisfaite : 1.2 Hm<sup>3</sup></i>												
1987/92	0.108	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.108	0.108	0.108

Fig. 29. Détermination de la capacité initiale de la retenue sur l'oued Bouhdid



La pente de la courbe des débits cumulés à un instant donné est une mesure du volume d'eau entrant la retenue à cet instant. Les courbes de demande représentant un taux uniforme de demande en eau durant toute la période sont des lignes droites XX' (Fig. 29). Les lignes de demande (LD) tangentes aux points les plus hauts de la courbe des débits cumulés (A et B, par exemple) représentent les taux d'exploitation du réservoir.

En supposant que le réservoir est plein à chaque fois qu'une ligne de demande est coupée par la courbe des débits cumulés, la différence maximale entre la ligne de demande et la courbe des débits cumulés (distance verticale 'd' entre la courbe et la droite au point C) représente la capacité du réservoir nécessaire pour satisfaire d'une manière continue cette demande (dans ce cas de figure :  $1.1 \text{ Hm}^3/\text{an}$ ) durant la période considérée.

Etant donnée, la faible capacité de la retenue de Bouhdid, le diagramme de Rippl est utilisé pour déterminer la production d'eau qu'on peut prévoir d'un réservoir de capacité connue. Dans ce cas, des tangentes aux points les plus hauts de la courbe des débits cumulés sont tracées de sorte que leur déviation maximale de la courbe ne dépasse la capacité du réservoir. L'extension vers l'avant d'une ligne de demande doit couper la courbe des débits cumulés, sinon le réservoir ne se remplira pas de nouveau.

En effet, trois valeurs de la capacité ont été fixées au préalable (0.5 hm<sup>3</sup>, 0.6 hm<sup>3</sup> et 0.7 hm<sup>3</sup>) et les pentes des droites obtenues représentent les productions d'eau pouvant être atteintes annuellement avec une telle capacité (1.1, 1.1 et 1.2 hm<sup>3</sup>/an, respectivement). La pente de la ligne de demande correspond à la production pour cette période.

Avant de finaliser la décision quant à la capacité à donner à un réservoir, on a procédé à une étude d'exploitation (simulations) détaillée sur une période de 5 années supposées déficitaires ou critiques. Un bilan détaillé doit considérer l'infiltration en fonction du niveau d'eau dans le réservoir, l'évaporation en fonction de la surface du plan d'eau et les règlements d'exploitation qui peuvent dépendre du débit entrant naturel, de l'emmagasinement du réservoir et d'autres facteurs tels que le respect du droit des riverains, les dotations spécifiques quotidiennes et des règles de gestion dans les situations exceptionnelles).

En admettant que les pertes par infiltration sont négligeables (socle métamorphique) et que la demande en eau potable ne change pas d'une année à l'autre, les résultats de la simulation effectuée pour chacune des capacités sont donnés au tableau 60.

**Tableau 60. Résultats du calcul de l'exploitation de la retenue projetée sur l'oued Bouhdid**

Caractéristique de la retenue	Capacité : 0.5 hm <sup>3</sup>	Capacité : 0.6 hm <sup>3</sup>	Capacité : 0.7 hm <sup>3</sup>
Côte lit de l'oued (m)	54.00	54.00	54.00
Niveau min. d'exploitation (m)	59.80	60.40	60.80
Capacité morte (Hm <sup>3</sup> )	0.05	0.06	0.07
Durée de remplissage de la tranche morte (années)	20	25	30
Niveau normal d'exploitation (m)	71.80	73.06	75.00
Capacité utile (Hm <sup>3</sup> )	0.45	0.54	0.63
Demande satisfaite (Hm <sup>3</sup> /an)	1.1	1.1	1.2
Taux de défaillance (%)	15	6.7	5
Durée de vie de la retenue (années)	180	210	250

## 2.7. Calcul de la durée de vie de la retenue projetée

La destinée finale de tout réservoir d'eau est d'être complètement envasé. Si l'apport solide entrant le réservoir est important par rapport à sa capacité, la vie utile de ce dernier serait très courte. Il devient donc impératif de prendre en considération, de façon sérieuse, le

débit solide probable dans le dimensionnement des retenues afin de savoir si la durée de vie utile de la structure serait suffisante pour garantir sa construction. D'une manière générale, la durée de vie utile d'un réservoir prend fin lorsque 80 % de sa capacité initiale est comblée par les sédiments (US Bureau of Reclamation, 1987).

Les travaux de recherche conduits par BRUNE (1953), bien que très anciens, aboutissent à des résultats comparables aux données observées au niveau des barrages (SHAMSI et SABZIVAND, 1999). Le taux d'envasement d'un réservoir dépend du rapport entre sa capacité et les volumes d'eau entrants annuellement. Ces travaux ont conduit à la formule suivante :

$$Y = 100 \left(1 - \frac{I}{I + aX}\right)^n$$

dans laquelle Y est le pourcentage des sédiments retenus dans le réservoir, X est défini par le rapport de la capacité de la retenue au volume d'eau annuel entrant la retenue, a et n sont des constantes d'ajustement variables selon les conditions :

- conditions maximales : a = 130 et n = 1.0
- conditions moyennes : a = 100 et n = 1.5
- conditions minimales : a = 65 et n = 2.0

Une fois que l'apport liquide de l'oued Bouhdid au site de la retenue est connu, il convient ensuite de prévoir l'apport solide. Compte tenu du manque d'équipement de mesure dans le versant Sud de l'Edough, le taux de sédimentation peut être estimé par des formules empiriques dont les résultats sont à prendre avec précaution. En effet, plusieurs tentatives pour modéliser le transport des sédiments ont été présentées dans la littérature spécialisée (équation universelle des pertes en sol, formule de FLEMING, modèles empiriques liant le taux de sédimentation aux caractéristiques physiques et climatiques des bassins, etc.) mais aucune méthode n'a été universellement adoptée en matière de transport solide.

Dans la présente étude, la dégradation spécifique est estimée par la formule de TIXERONT établie pour l'Est du pays :

$$D_s = 92 \times R^{0.21}$$

dans laquelle  $D_s$  est la dégradation spécifique (tonnes/km<sup>2</sup>/an) et R est le ruissellement annuel (mm).

Pour la retenue de l'oued Bouhdid, l'apport annuel est de l'ordre de 2.1 hm<sup>3</sup>, ce qui correspondra à 154 mm par an. L'application numérique donne une dégradation spécifique de 264 tonnes/km<sup>2</sup>/an ; soit près de 3600 tonnes/an. Sachant que le poids spécifique moyen des sédiments est de l'ordre de 1.5 à 1.6 tonnes/m<sup>3</sup>, le volume des sédiments qui transitent par le site de la retenue de Bouhdid s'estime à 2325 m<sup>3</sup>/an. Ainsi on retient, par précaution, la valeur de 2500 m<sup>3</sup>/an pour les calculs ultérieurs.

La procédure la plus commune pour résoudre le problème de l'envasement des retenues est de réserver une fraction de la capacité du réservoir pour l'accumulation des sédiments (tranche morte ou stérile). Cette approche ne peut en aucun cas réduire le taux d'accumulation des sédiments mais elle peut largement retarder le temps où elle devient sérieusement gênante. En effet, la durée d'envasement de la tranche morte (représentant 10 % de la capacité de la retenue) et la durée de vie économique de la retenue proposée, estimées par la méthode de Brune sont portés aux tableaux 61 à 63.

**Tableau 61. Estimation de la durée de vie de la retenue de capacité 0.5 Hm<sup>3</sup>  
(Méthode de BRUNE)**

Capacité (0.5 Hm <sup>3</sup> )	C/Qe	Sédiments Retenus (%)		Sédiments Retenus (Hm <sup>3</sup> /an)	ΔCap. (Hm <sup>3</sup> )	Durée pour s'envaser (années)
		au volume Indiqué	en moyenne pour ΔCap.			
0.5	0.24	94.02	-	-	-	-
0.45	0.21	93.39	93.70	0.0023	0.05	21.34
0.4	0.19	92.61	93.00	0.0023	0.05	21.51
0.35	0.17	91.63	92.12	0.0023	0.05	21.71
0.3	0.14	90.35	90.99	0.0023	0.05	21.98
0.25	0.12	88.60	89.48	0.0022	0.05	22.35
0.2	0.10	86.09	87.35	0.0022	0.05	22.90
0.15	0.07	82.16	84.12	0.0021	0.05	23.77
0.1	0.05	75.13	78.64	0.0020	0.05	25.43
<b>Total:</b>						<b>181.00</b>

**Tableau 62. Estimation de la durée de vie de la retenue de capacité 0.6 Hm<sup>3</sup>  
(Méthode de BRUNE)**

Capacité (0.6 Hm <sup>3</sup> )	C/Qe	Sédiments Retenus (%)		Sédiments Retenu (Hm <sup>3</sup> /an)	ΔCap. (Hm <sup>3</sup> )	Durée pour s'envaser (années)
		au volume Indiqué	en moyenne pour ΔCap.			
0.6	0.29	94.97	-	-	-	-
0.54	0.26	94.44	94.70	0.0024	0.06	25.34
0.48	0.23	93.78	94.11	0.0024	0.06	25.50
0.42	0.20	92.94	93.36	0.0023	0.06	25.71
0.36	0.17	91.85	92.40	0.0023	0.06	25.98
0.3	0.14	90.35	91.10	0.0023	0.06	26.35
0.24	0.11	88.18	89.26	0.0022	0.06	26.89
0.18	0.09	84.75	86.46	0.0022	0.06	27.76
0.12	0.06	78.51	81.63	0.0020	0.06	29.40
<b>Total:</b>						<b>212.92</b>

**Tableau 63. Estimation de la durée de vie de la retenue de capacité 0.7 Hm<sup>3</sup>  
(Méthode de BRUNE)**

Capacité (0.7 Hm <sup>3</sup> )	C/Qe	Sédiments Retenus (%)		Sédiments Retenus (Hm <sup>3</sup> /an)	ΔCap. (Hm <sup>3</sup> )	Durée pour s'envaser (années)
		au volume Indiqué	en moyenne pour ΔCap.			
0.7	0.33	95.66	-	-	-	-
0.63	0.30	95.20	95.43	0.0024	0.07	29.34
0.56	0.27	94.63	94.91	0.0024	0.07	29.50
0.49	0.23	93.90	94.26	0.0024	0.07	29.70
0.42	0.20	92.94	93.42	0.0023	0.07	29.97
0.35	0.17	91.63	92.29	0.0023	0.07	30.34
0.28	0.13	89.72	90.68	0.0023	0.07	30.88
0.21	0.10	86.68	88.20	0.0022	0.07	31.75
0.14	0.07	81.09	83.88	0.0021	0.07	33.38
<b>Total:</b>						<b>244.86</b>

Il ressort des tableaux ci-dessus que la durée d'envasement de la tranche morte, estimée à 10 % de la capacité utile, est de l'ordre de 20, 25 et 30 ans pour une capacité de 0.5, 0.6 et 0.7 Hm<sup>3</sup>, respectivement.

## **2.8. Laminage des crues (crues centennale et exceptionnelle)**

Malgré la taille relativement réduite des bassins versants auxquels on s'intéresse, les conditions climatiques et géomorphologiques du versant Sud de l'Edough sont susceptibles de provoquer des écoulements très violents, avec les dégâts que l'on connaît : érosion, charriages de fond et enjeux dévastés... Sous la pression démographique et la demande accrue de logements et d'infrastructures, les autorités locales cherchent toujours à occuper davantage les terrains faciles à urbaniser dans les 'bas fonds', ce qui accroît d'autant les dommages en cas de crue violente. Le laminage des crues de l'oued apporte donc une certaine sécurité à ce niveau.

### **2.8.1. Rappels de quelques notions fondamentales**

#### **▪ Définition**

Le laminage de crue est le processus qui montre comment une onde de crue peut être réduite en magnitude et atténuée dans le temps en utilisant la capacité d'emmagasinement d'un tronçon de cours d'eau ou d'un réservoir.

#### **▪ Principe du laminage hydrologique de crue**

Lorsqu' une onde de crue passe par un tronçon d'un cours d'eau naturel, la résistance du chenal et sa capacité d'emmagasinement sont élevées d'où une modification considérable des caractéristiques de l'onde de crue entre l'amont et l'aval du tronçon en question. Le débit de pointe est, non seulement atténué mais aussi retardé. La différence entre les ordonnées des deux hydrogrammes (débit entrant et débit sortant) correspond au taux d'emmagasinement de l'eau dans ce tronçon; soit:

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = I - O \quad [1]$$

où  $\Delta S$  est la variation de l'emmagasinement pendant l'intervalle de temps  $\Delta t$ ,  $I$  et  $O$  sont respectivement, les débits moyens entrant et sortant pendant  $\Delta t$ , c'est à dire:

$$I = (I_t + I_{t+1})/2 \quad \text{et} \quad O = (O_t + O_{t+1})/2 \quad [2]$$

L'équation [1] ci-dessus constitue la base du laminage hydrologique de crue dans laquelle l'intervalle  $\Delta t$  est appelé "*la période de laminage*". Il est admis qu'au sein de cette période le débit varie de façon linéaire avec le temps et il est, par conséquent, recommandé que cette période soit courte.

#### ▪ Développement de l'équation d'emménagement d'eau

L'équation de continuité [1] ci-dessus peut être exprimée par:

$$I - O = dS/dt \quad [3]$$

ou bien par:

$$\Delta S = S_{t_2} - S_{t_1} = \int_{t_1}^{t_2} I \times dt - \int_{t_1}^{t_2} O \times dt \quad [4]$$

Sous une forme discrète, l'équation [4] peut être écrite sous la forme générale:

$$[(I_t + I_{t+1})/2] \Delta t - [(O_t + O_{t+1})/2] \times \Delta t = S_{t+1} - S_t \quad [5].$$

La plupart des méthodes de laminage de crue sont basées sur l'équation [5]. Dans la pratique, on admet que  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $O_1$  et  $S_1$  sont connus et que  $O_2$  et  $S_2$  sont à déterminer par laminage. Puisque l'on dispose d'une équation à deux inconnues, une relation supplémentaire entre  $S$  et  $O$  est nécessaire pour compléter la solution. Cette relation qui constitue l'opération la plus délicate dans les problèmes de laminage de crue peut être établie à partir des données historiques ou mesurées sur le site considéré.

#### ▪ Laminage de la crue par un réservoir

Un réservoir pour lequel le débit dépend de la hauteur du plan d'eau offre la plus simple des solutions aux problèmes de laminage de crue. Un tel réservoir pourrait être équipé d'une structure d'évacuation d'eau (un déversoir ou un orifice par exemple). Les données connues du réservoir sont représentées par les courbes:

- Altitude du plan d'eau - Capacité du réservoir.
- Altitude du plan d'eau (ou capacité) - Débit sortant.

L'équation [5] peut être mise sous la forme:

$$(I_t + I_{t+1}) + [(2 \times S_t / \Delta t) - O_t] = (2 \times S_{t+1} / \Delta t) + O_{t+1} \quad [6]$$

Si l'on multiplie membre à membre les termes de l'équation [6] par  $\Delta t/2$ , on obtient enfin :

$$(I_t + I_{t+\Delta t}) \times \Delta t/2 + [S_t - (\Delta t \times O_t/2)] = [S_{t+\Delta t} + (\Delta t \times O_{t+\Delta t}/2)] \quad [7]$$

Si la valeur du débit sortant ( $O_t$ ) au début du laminage est connue ou à défaut supposée, les termes du membre de gauche de l'équation [7] deviennent connus et seuls les termes du membre droit sont inconnus. Dans ce cas, la solution de cette équation exige, en plus de la courbe  $S = f(O)$ , une courbe de laminage de crue montrant la variation de la quantité  $[S + (\Delta t \times O/2)]$  en fonction de  $O$ .

Le processus de laminage consiste à insérer les valeurs connues au début de la période de laminage et la valeur correspondante de  $O_{t+\Delta t}$  peut être estimée à partir de la courbe de laminage. Ainsi le calcul est répété sur tous les autres intervalles de laminage  $\Delta t$ . Cette méthode, développée pour la première fois par L. G. PULS (1928) a été par la suite modifiée (KOPSKY et SMITH, 1987).

### 2.8.2. Laminage des crues de l'oued Bouhdid

Les considérations théoriques étant présentées plus haut, l'étude du laminage des crues de l'oued Bouhdid est nécessaire pour compléter les objectifs de la retenue proposée, en particulier, l'écrêtement des crues. Pour chacune des capacités proposées (0.5, 0.6 et 0.7 Hm<sup>3</sup>), le laminage de la crue de projet a été effectué par un déversoir rectangulaire (cas où l'on projette une utilisation de l'eau à des fins domestiques le long de l'année) ou par un orifice (cas où la retenue aurait pour fonction primordiale l'atténuation des crues). Les équations utilisées sont (CHOW, 1959) :

- *Déversoir rectangulaire* :  $Q = C_d \times L \times H^{3/2}$

où  $C_d$  est un coefficient appelé coefficient du débit, variable entre 1.5 et 1.6,  $L$  la longueur du seuil du déversoir (m),  $H$  la charge hydraulique (m) et  $Q$  le débit (m<sup>3</sup>/s). En fonction du débit entrant maximal à évacuer, la longueur du seuil du déversoir a été prise égale à 15 m. L'équation enfin utilisée devient :

$$Q = 23.25 \times H^{3/2}$$

- *Déversoir à orifice (pertuis)* :  $Q = C_d \times \pi \times \frac{D^2}{4} \times \sqrt{2gH}$

où  $D$  est le diamètre de l'orifice (m),  $g$  l'accélération de la pesanteur ( $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ ),  $Q$ ,  $C_d$  et  $H$  sont définis plus haut. Pour un diamètre de 2000mm et un coefficient de débit de l'ordre de 0.6, l'équation utilisée devient enfin :

$$Q = 8.32 \times H^{1/2}$$

Pour les deux formes d'évacuation des eaux proposées, les courbes du laminage, variables selon la capacité adoptée, ont été établies (Figures 30 à 35).

**Fig. 30. Courbes du laminage par déversoir rectangulaire - Capacité 0.5 Hm<sup>3</sup>**

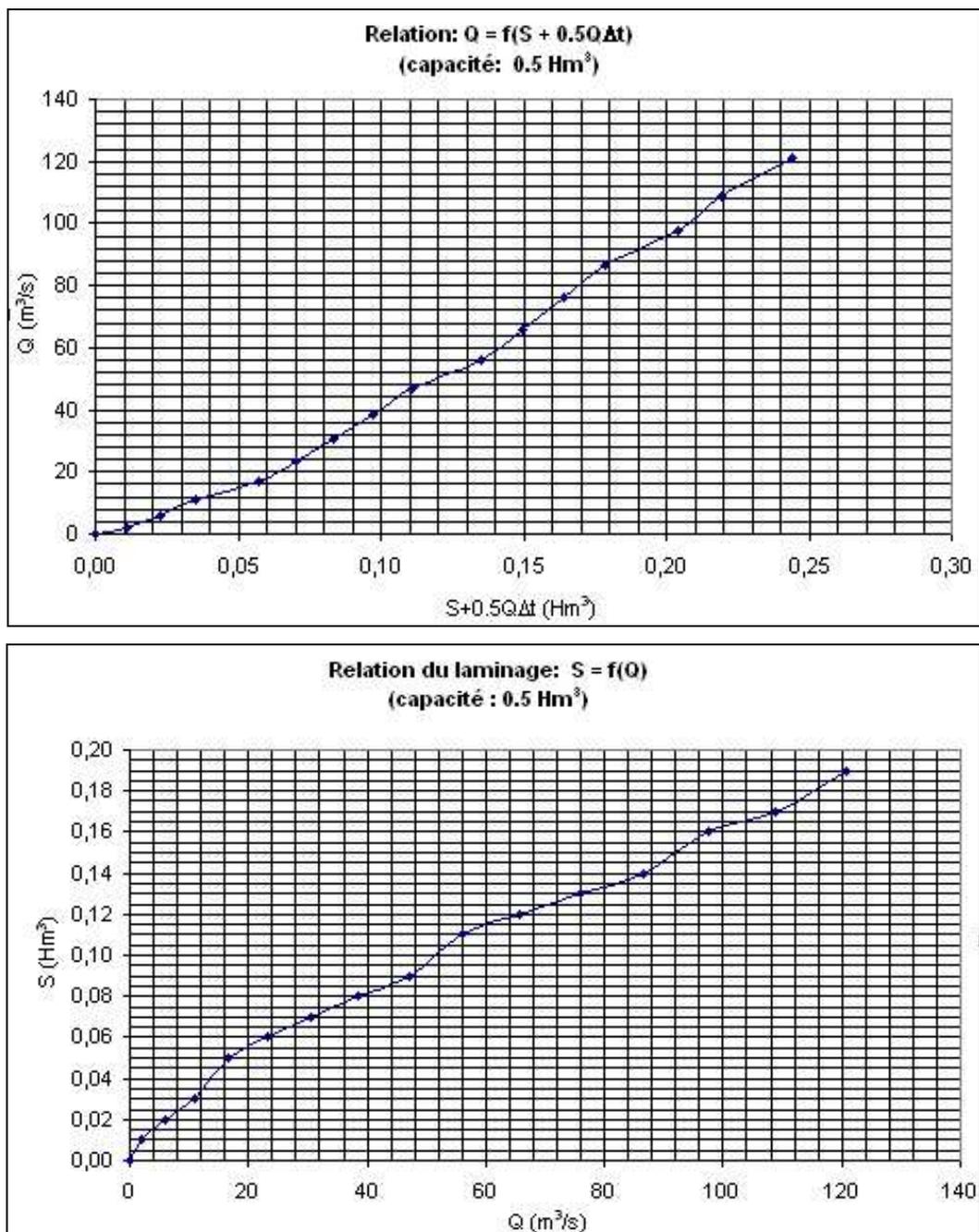


Fig. 31. Courbes du laminage par déversoir rectangulaire - Capacité 0.6 Hm<sup>3</sup>

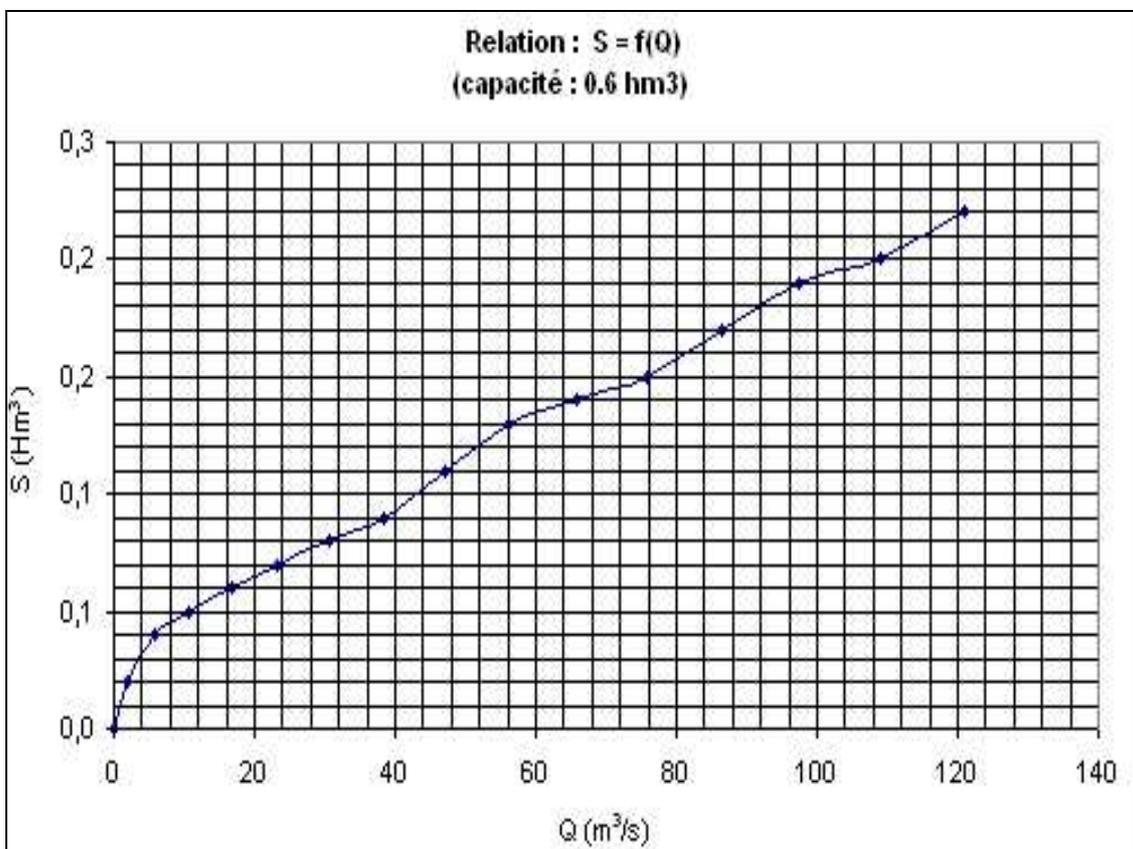
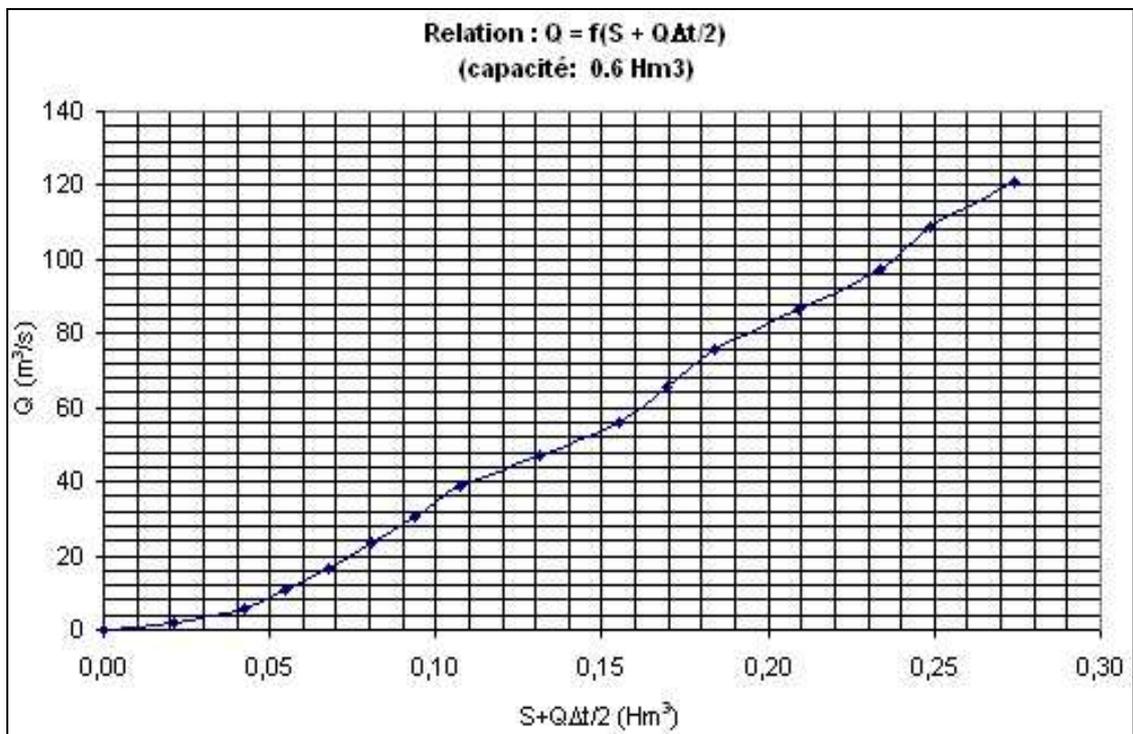
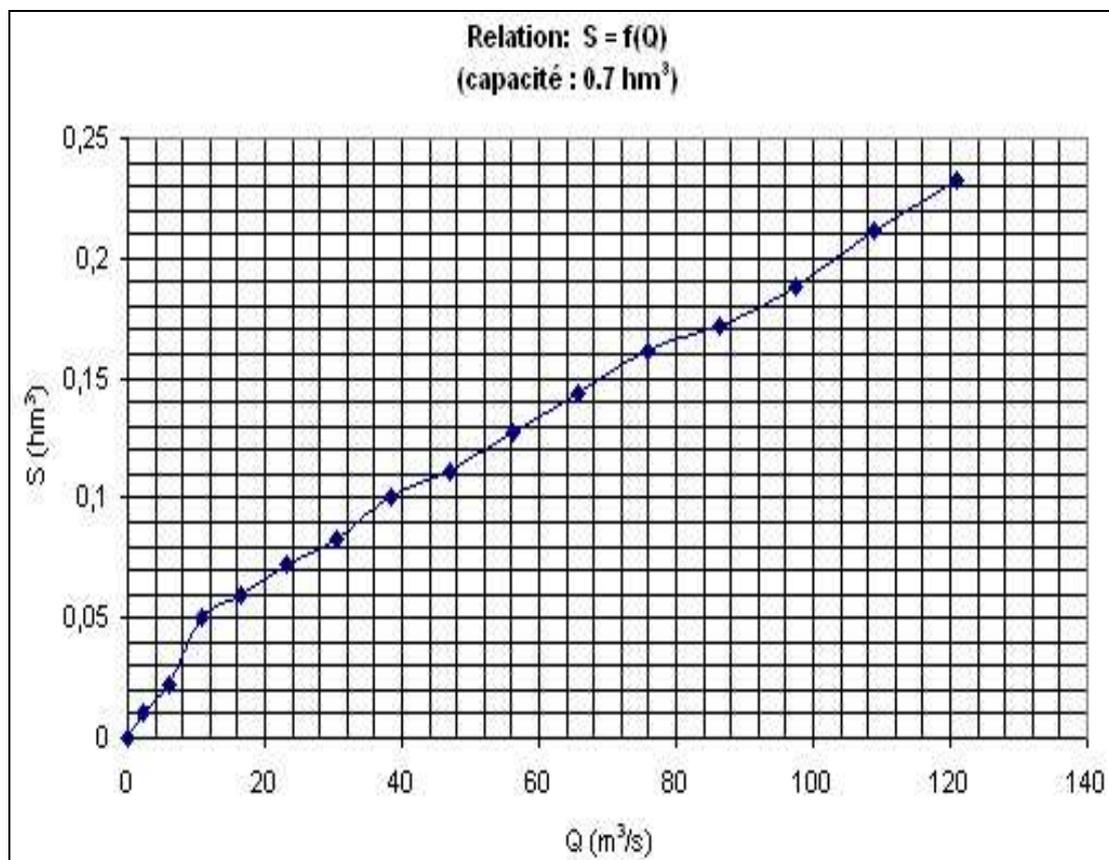
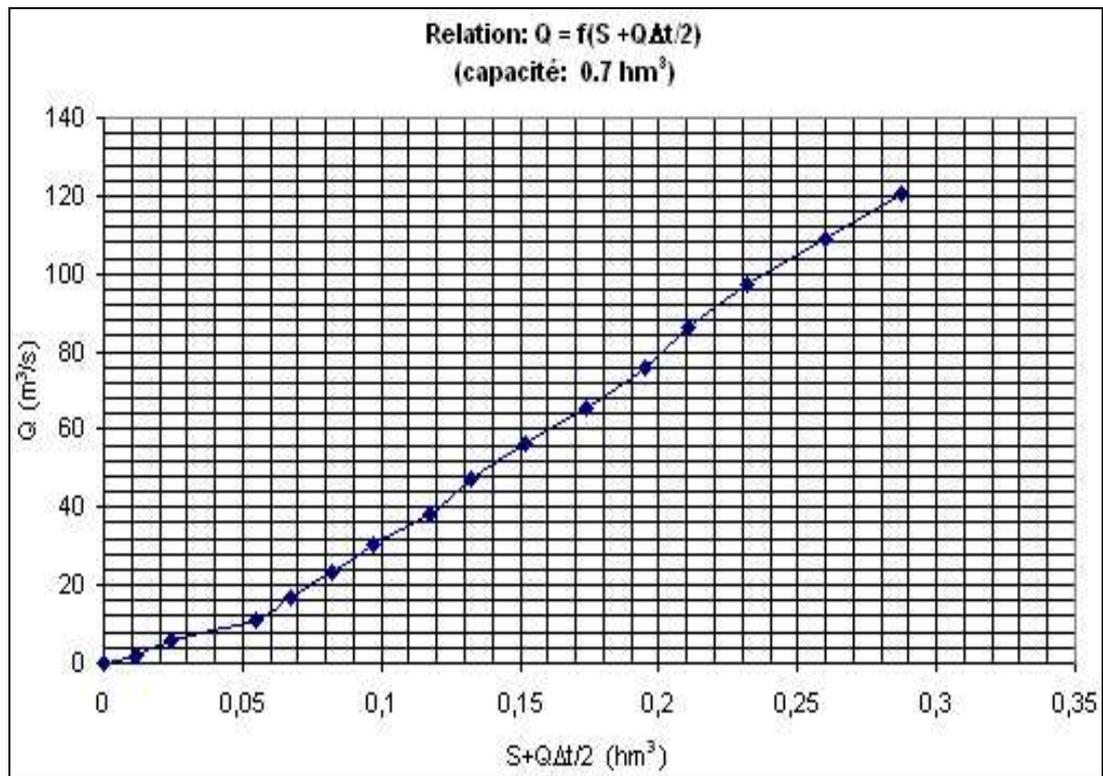
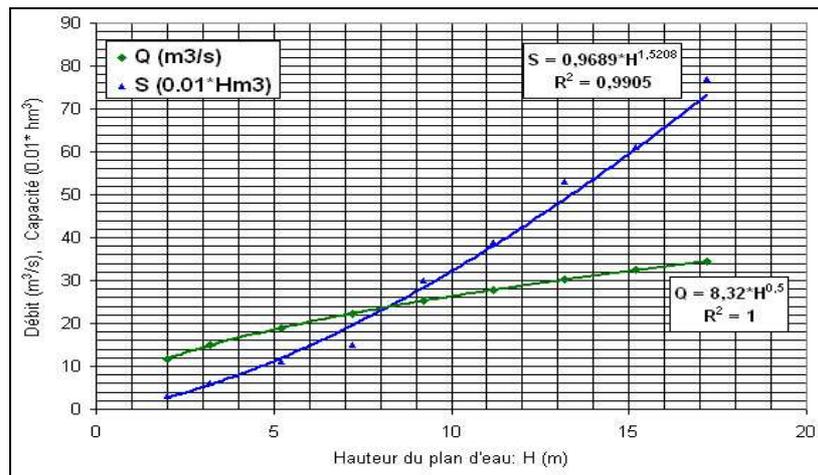


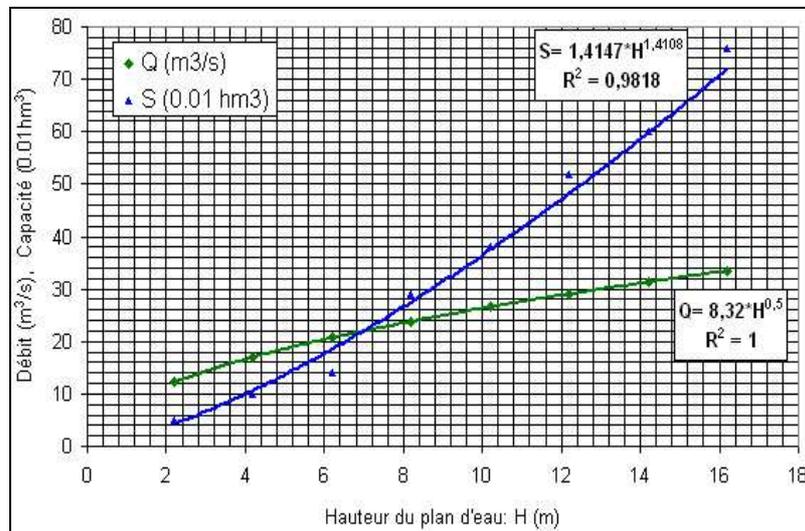
Fig. 32. Courbes du laminage par déversoir rectangulaire - Capacité 0.7 Hm<sup>3</sup>



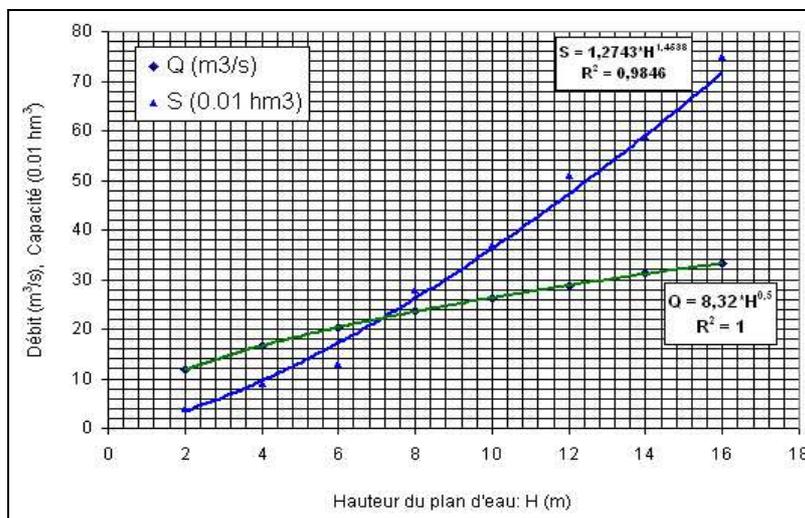
**Fig. 33. Courbes du laminage par orifice -Capacité 0.5 Hm<sup>3</sup>**



**Fig. 34. Courbes du laminage par orifice -Capacité 0.6 Hm<sup>3</sup>**



**Fig. 35. Courbes du laminage par orifice -Capacité 0.7 Hm<sup>3</sup>**



Tenant compte du risque acceptable, le laminage consiste à atténuer et/ou à retarder les crues centennale et millennale (ou exceptionnelle) par la retenue projetée (retenue sur l'oued Bouhdid). Les résultats du laminage sont consignés au tableau 64. Les figures 36 et 37 mettent en évidence l'effet significatif du laminage par vidange de fond.

**Tableau 64. Résultats du laminage des crues par la retenue sur l'oued Bouhdid.**

Capacité utile	0.5 Hm <sup>3</sup>		0.6 Hm <sup>3</sup>		0.7 Hm <sup>3</sup>	
Période de retour (années)	100	1000	100	1000	100	1000
<b>Laminage par déversoir rectangulaire : L = 15 m - Q = 23.25H<sup>3/2</sup></b>						
Côte seuil du déversoir (m)	71.8	71.8	73.4	73.4	75.0	75.0
Capacité au seuil (hm <sup>3</sup> )	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7
Côte maximale (m)	73.67	73.89	75.02	75.49	76.78	77.05
Capacité maximale (hm <sup>3</sup> )	0.590	0.614	0.686	0.731	0.814	0.847
Charge hydraulique maximale (m)	1.87	2.09	1.62	2.09	1.78	2.05
Débit entrant maximale (m <sup>3</sup> /s)	<b>70</b>	<b>84</b>	<b>70</b>	<b>84</b>	<b>70</b>	<b>84</b>
Débit sortant maximale (m <sup>3</sup> /s)	<b>59</b>	<b>70</b>	<b>48</b>	<b>70</b>	<b>55</b>	<b>68</b>
Degré d'atténuation du débit de pointe (%)	16	17	31	17	21	19
Lag (hr)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
<b>Laminage par pertuis : D = 2 000 mm - Q = 8.32H<sup>1/2</sup></b>						
Côte fil d'eau (m)	59.60	59.60	60.60	60.60	60.80	60.80
Capacité stérile (hm <sup>3</sup> ) <sup>(*)</sup>	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.07
Côte maximale (m)	67.84	69.23	68.20	69.54	68.46	69.77
Capacité maximale (hm <sup>3</sup> )	0.290	0.354	0.307	0.372	0.316	0.381
Charge hydraulique maximale (m)	8.24	9.63	7.60	8.94	7.66	8.97
Débit entrant maximale (m <sup>3</sup> /s)	<b>70</b>	<b>84</b>	<b>70</b>	<b>84</b>	<b>70</b>	<b>84</b>
Débit sortant maximale (m <sup>3</sup> /s)	<b>24</b>	<b>26</b>	<b>22</b>	<b>25</b>	<b>23</b>	<b>25</b>
Degré d'atténuation du débit (%)	66	69	69	70	67	70
Lag (hr)	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

(\*) La capacité stérile (garde d'envasement), estimée à 10 % de la capacité proposée, correspond à la capacité à la côte fil d'eau.

Fig. 36. Laminage de la crue centennale par un réservoir de capacité  $0.5 \text{ Hm}^3$ .

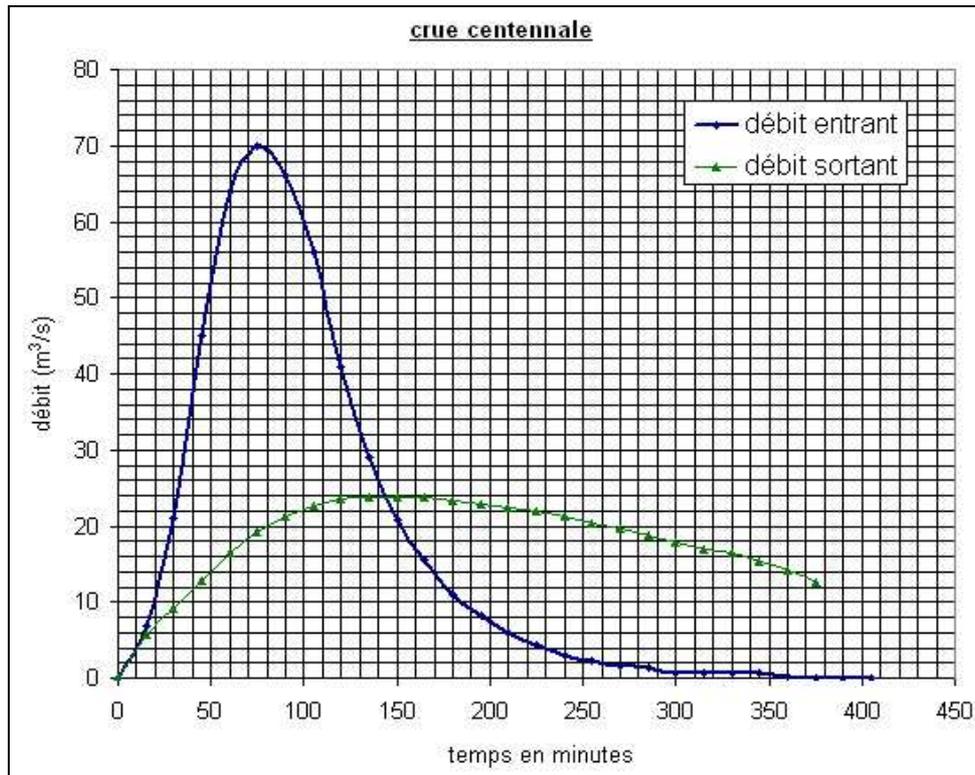
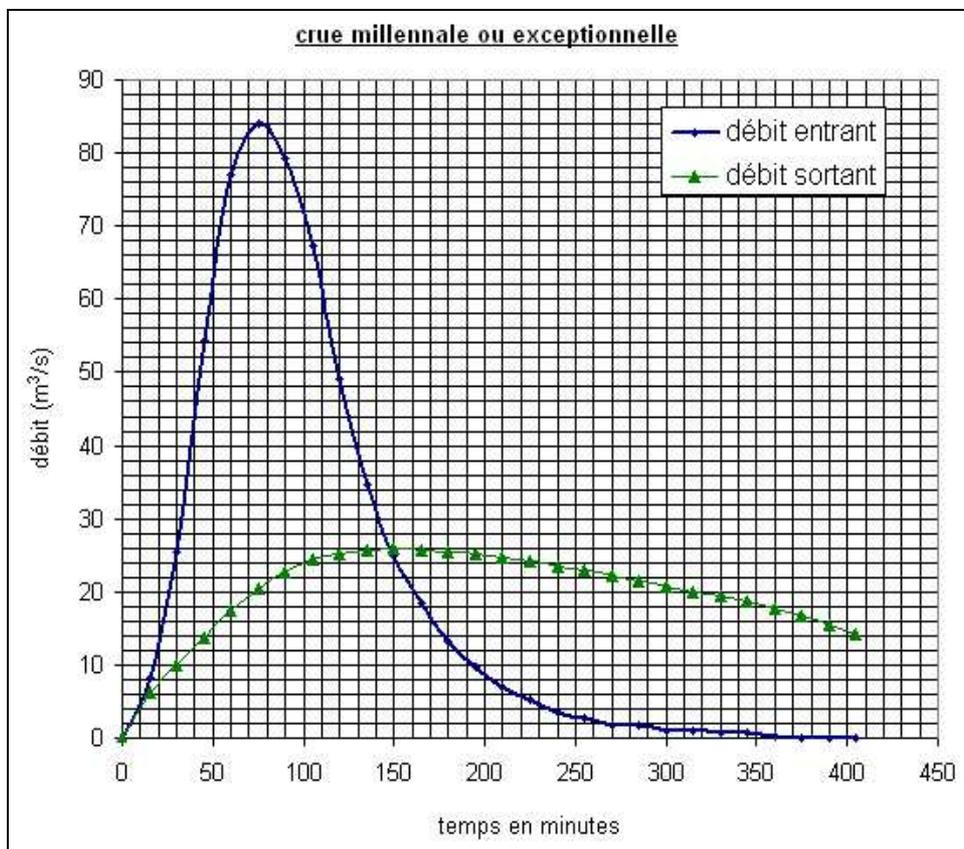


Fig. 37. Laminage de la crue millennale par un réservoir de capacité  $0.5 \text{ Hm}^3$ .



## 2.9. Profil, revanche et largeur en crête

Pour les barrages en remblai, la pente maximale des talus recommandée est de  $\frac{1}{2}$  (DEGOUTTE, 1997). Toutefois, des pentes plus fortes sont possibles dans le cas de talus en matériaux grossiers sans fines (graviers, cailloux, blocs).

La revanche (R) est la différence de côte entre les PHE (Plus Hautes Eaux correspondant à la crue de projet) et la crête de la retenue pour éviter la submersion du remblai par les vagues. Cette dernière sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge hydraulique maximale, déterminée par laminage, au dessus du seuil de l'évacuateur de crue et de la revanche. Pour déterminer la revanche, on doit tenir compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et de la projection de l'eau vers le haut de la digue due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage.

Il existe plusieurs formules permettant d'évaluer la hauteur des vagues et, par conséquent, la revanche. Quels que soient les résultats des calculs, la revanche doit être comprise entre 1.20 et 1.50 m si la hauteur de la digue est inférieure à 10 m, 1.50 à 2.0 m pour une digue de 10 à 20 m. La revanche sera plus élevée pour les grands barrages (ROLLEY et al., 1977).

Compte tenu des conditions topographiques (versants à l'abri des vents) et des résultats du laminage, on adopte une revanche de 1.5 m ; la hauteur de la digue serait supérieure à 10 m quel que soit le type d'évacuateur de crue utilisé (évacuation par orifice ou par seuil).

La largeur en crête (l) qui dépend de la hauteur (H) de la digue et de la capacité (C) de la retenue peut également être déterminée par plusieurs formules. Dans tous les cas, la valeur minimale admise est de 3 m afin de permettre la circulation des engins. Le compactage des dernières couches peut nécessiter une largeur supérieure. A ce titre, le Comité Français des Grands Barrages propose les largeurs minimales reportées au tableau 65 (DEGOUTTE, 1997).

Tableau 65. Largeur minimale en crête (H en m et C en  $Hm^3$ )

$H^2\sqrt{C}$	< 100	100 - 300	> 300
Largeur (m)	3	4	5

En fonction de la capacité adoptée et des objectifs visés par la construction de l'ouvrage dont la localisation est donnée sur la figure 38, les caractéristiques hydrologiques et hydrauliques de l'ouvrage projeté sur l'oued Bouhdid, résultats d'une série de simulations, sont données au tableau 66.

**Fig. 38. Localisation de la retenue proposée sur l'oued Bouhdid**



## 2.10. Impacts de la retenue sur le système de protection contre les inondations

La retenue proposée sur l'oued Bouhdid a pour fonction essentielle la régulation et le stockage d'une quantité d'eau non négligeable et, par conséquent, la stabilisation du débit de l'oued Bouhdid à l'amont de la Cité du 5 Juillet, notamment durant la période des hautes eaux. Son pouvoir de rétention est significatif lorsque l'évacuation des eaux se fait par vidange de fond. En effet, le maximum de la crue millennale, rapportée à la surface du bassin au site de la retenue, est non seulement atténué au niveau de la retenue en passant de 84 à 26 m<sup>3</sup>/s, mais aussi retardé de 1.25 heures si l'on adopte une capacité utile de 0.5 Hm<sup>3</sup>, par exemple. Ce résultat nous conduit systématiquement à recalculer les possibilités d'évacuation du système de protection contre les inondations à l'aval de la retenue, c'est à dire au niveau de la Plaine Ouest.

**Tableau 66. Caractéristiques de la retenue projetée sur l'oued Bouhdid  
(Fonctionnement à sec en hautes eaux, vidange par le fond)**

Capacité de la retenue	0.5 Hm <sup>3</sup>		0.6 Hm <sup>3</sup>		0.7 Hm <sup>3</sup>	
	100	1000	100	1000	100	1000
<b>Fonction : Stockage des eaux et écrêtement des crues</b>						
Côte lit de l'oued (m)	54	54	54	54	54	54
Tranche morte (Hm <sup>3</sup> )	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.07
Aire tranche morte (Ha)	1.4	1.4	1.7	1.7	1.8	1.8
Côte tranche morte (m)	59.6	59.6	60.6	60.6	60.8	60.8
Tranche utile (Hm <sup>3</sup> )	0.45	0.45	0.55	0.55	0.65	0.65
Aire à la côte normale (Ha)	6	6	6.43	6.43	7	7
Côte normale : tranche utile (m)	71.8	71.8	73.4	73.4	75	75
Revanche (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Côte en crête de la digue (m)	73.3	73.3	74.9	74.9	76.5	76.5
Capacité totale (Hm <sup>3</sup> )	0.596	0.596	0.695	0.695	0.817	0.817
Aire totale (Ha)	6.44	6.44	6.93	6.93	7.41	7.41
Hauteur de la digue (m)	19.3	19.3	20.9	20.9	22.5	22.5
H <sup>2</sup> * C <sup>0.5</sup>	288	288	364	364	458	458
Largeur en crête (m)	4	4	5	5	5	5
Longueur en crête de la digue (m)	240	240	250	250	260	260
Capacité/Hauteur (Hm <sup>3</sup> /m)	0.031	0.031	0.033	0.033	0.036	0.036
<b>Fonction: Ecrêtement des crues uniquement</b>						
Tranche morte (Hm <sup>3</sup> )	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.07
Côte fil d'eau (m)	59.6	59.6	60.6	60.6	60.8	60.8
Aire tranche morte (Ha)	1.4	1.4	1.7	1.7	1.8	1.8
Côte PHE (m)	67.84	69.23	68.2	69.54	68.46	69.77
Aire PHE (Ha)	4.61	5.15	4.75	5.26	4.85	5.35
Capacité PHE (Hm <sup>3</sup> )	0.294	0.356	0.31	0.37	0.322	0.381
Revanche (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Côte en crête de la digue (m)	69.34	70.73	69.7	71.04	69.96	71.27
Capacité totale (Hm <sup>3</sup> )	0.308	0.428	0.325	0.447	0.338	0.462
Aire totale (Ha)	4.73	5.62	4.88	5.72	4.98	5.79
Hauteur de la digue (m)	15.34	16.73	15.7	17.04	15.96	17.27
H <sup>2</sup> * C <sup>0.5</sup>	131	183	141	194	148	203
Largeur en crête (m)	4	4	4	4	4	4
Longueur en crête de la digue (m)	200	230	210	233	215	233
Capacité/Hauteur (Hm <sup>3</sup> /m)	0.020	0.026	0.021	0.026	0.021	0.027

Si l'on tient compte du laminage de la crue de projet par le barrage projeté sur l'oued Bouhdid, les résultats du calcul hydraulique en régime uniforme sont donnés aux tableaux 67 et 68.

**Tableau 67. Calcul de la profondeur normale d'écoulement à l'aval de la retenue proposée correspondant à la crue millennale (Forme trapézoïdale :  $m = 1$ )**

Section	Oued	H (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Yn (m)	Hg = H - 0.5 (m)	Yn - Hg (m)
1	Forcha	2.48	60	1.69	1.98	-0.29
2	Forcha	2.49	60	1.40	1.99	-0.59
3	Canal de ceinture (Pt Blanc)	2.36	5	0.66	1.86	-1.20
4	Canal de ceinture	2.31	65	1.91	1.81	<b><u>0.10</u></b>
5	Canal de ceinture	5.32	65	2.70	4.82	-2.12
6	Sidi Harb	2.50	40	1.55	2.00	-0.45
7	Sidi Harb	4.00	40	1.71	3.50	-1.79
8	Bouhdid	1.65	62	1.189	1.15	<b><u>0.039</u></b>
9	Bouhdid	4.60	62	0,88	4.10	- 3,22
10	Bouhdid	3.90	102	3.221	3.40	-0.179
11	Bouhdid	4.11	102	3.759	3.61	<b><u>0.149</u></b>
12	Canal de ceinture	5.82	167	3.716	5.32	-1.604
13	Boudjema	2.28	240	6.911	1.78	<b><u>5.131</u></b>

**Tableau 68. Calcul de la profondeur normale d'écoulement à l'aval de la retenue proposée correspondant à la crue centennale (Forme trapézoïdale :  $m = 1$ )**

Section	Oued	H (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Yn (m)	Hg = H - 0.5 (m)	Yn - Hg (m)
1	Forcha	2.48	50	1.527	1.98	- 0.45
2	Forcha	2.49	50	1.263	1.99	- 073
3	Canal de ceinture (Pt Blanc)	2.36	5	0.657	1.86	- 1.20
4	Canal de ceinture	2.31	55	1.729	1.81	- 0.08
5	Canal de ceinture	5.32	55	2.454	4.82	- 2.37
6	Sidi Harb	2.50	34	1.413	2.00	- 0.59
7	Sidi Harb	4.00	34	1.57	3.50	- 1.93
8	Bouhdid	1.65	54	1.095	1.15	- 0.055
9	Bouhdid	4.60	54	0,81	4.10	- 3,29
10	Bouhdid	3.90	88	2.965	3.40	- 0.435
11	Bouhdid	4.11	88	3.460	3.61	- 0.150
12	Canal de ceinture	5.82	143	3.402	5.32	- 1.918
13	Boudjema	2.28	193	6.089	1.78	<b><u>4. 309</u></b>

L'examen des résultats montre que la réalisation d'une retenue d'une capacité utile de  $0.5 \text{ Hm}^3$  aurait un effet très significatif sur la crue centennale et, à un degré non négligeable, sur la crue exceptionnelle à l'amont de Kef N'Sour. Cependant, son effet est relativement insignifiant sur l'oued Boudjemaâ au pont de la SNTF à Boukhadra; les conditions topographiques étant très défavorables au ruissellement (terrains plats et marécageux).

### 3. Etude de faisabilité d'un bassin de rétention sur l'oued Kouba

#### 3.1. Caractéristiques du bassin de rétention

Les enquêtes sur le terrain ont permis de localiser un site pouvant faire l'objet d'un bassin de rétention des eaux au niveau de la confluence des chaabets Ouled Alia et Afra (Photo 44). Un levé topographique au niveau de la cuvette d'accumulation a été réalisé au cours de la présente étude. Le tracé des courbes caractéristiques de la retenue: *Capacité-Altitude* et *Superficie-Altitude* (tableau 69 et Fig. 39) montre que la capacité de la cuvette est insuffisante pour remplir la fonction d'un réservoir de stockage des eaux à usage divers ( $30000 \text{ m}^3$  environ). Toutefois, elle peut être utilisée pour l'amortissement des crues.

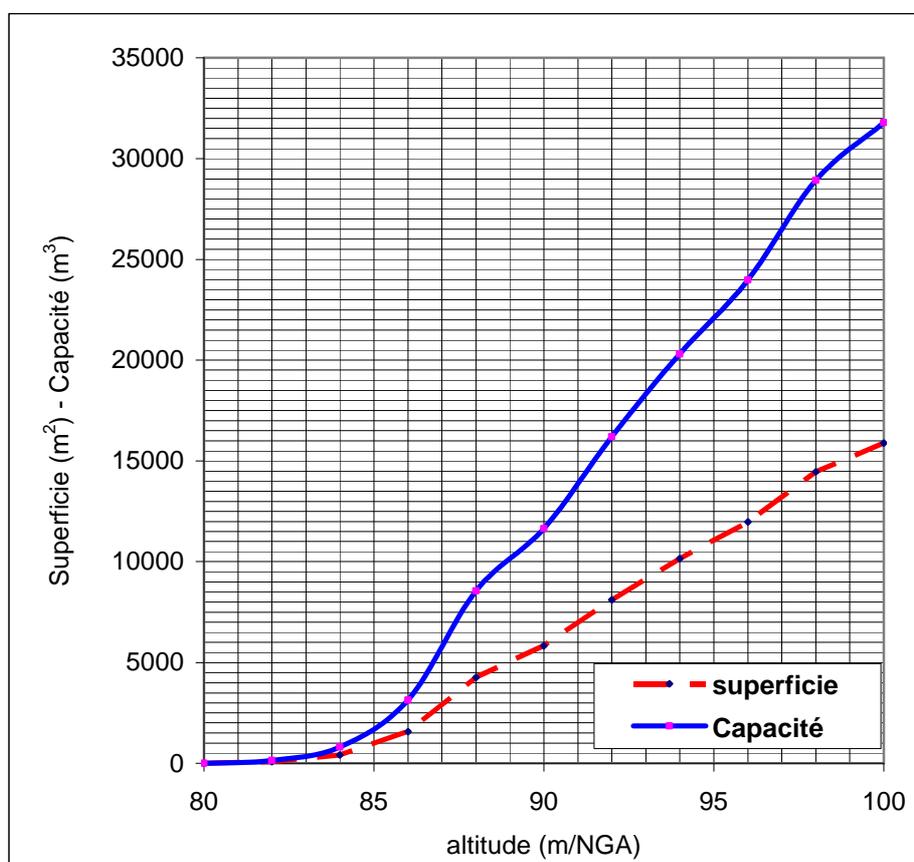
Photo 44. Oued Kouba à l'amont de Sidi Aissa : Site du bassin de rétention proposé



**Tableau 69. Caractéristiques géométriques du bassin de rétention proposé sur l'oued Kouba**

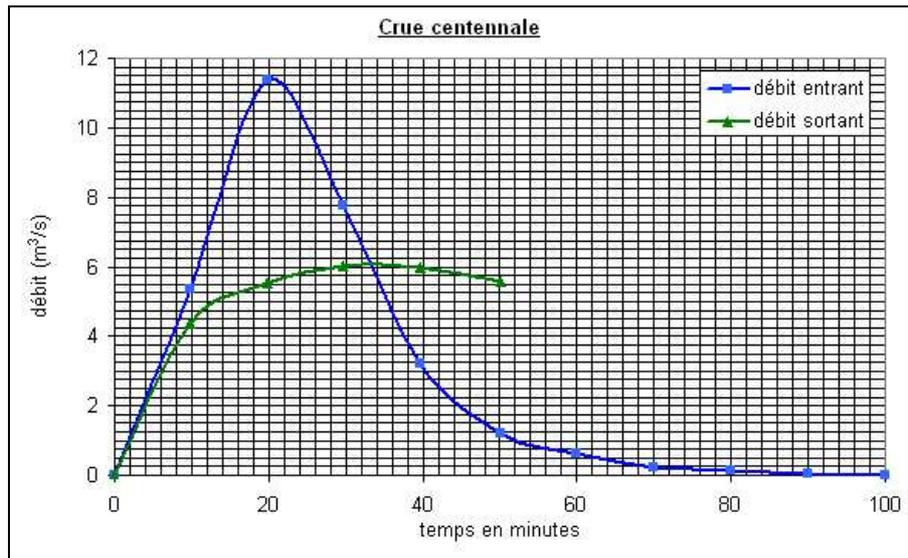
Altitude (m/NGA)	Superficie (m <sup>2</sup> )	Capacité (m <sup>3</sup> )
80	0	0
82	74	148
84	407	814
86	1572,52	3145,04
88	4273,57	8547,14
90	5827,6	11655,2
92	8103,14	16206,28
94	10156,67	20313,34
96	11988,21	23976,42
98	14467,25	28934,5
100	15891,78	31783,56

**Fig. 39. Caractéristiques géométriques de la cuvette d'accumulation**

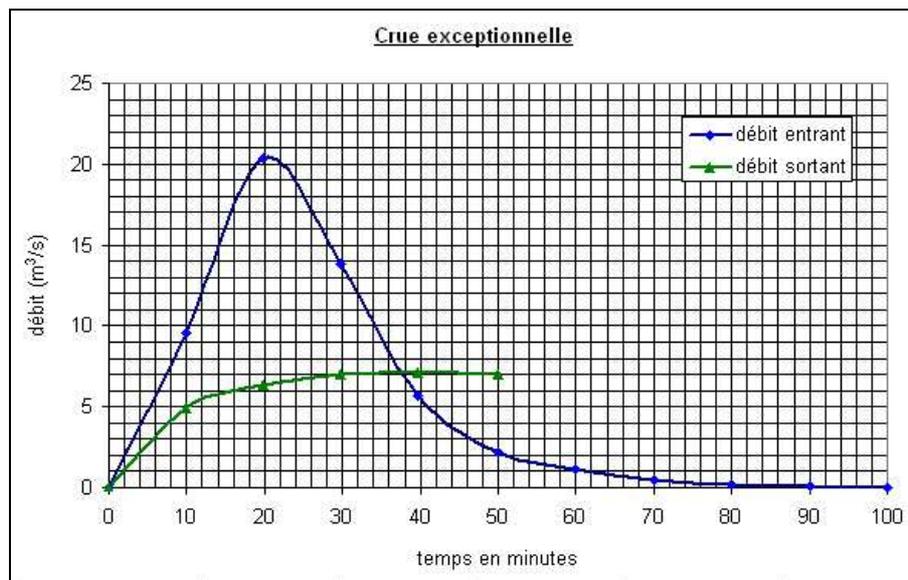


L'étude du laminage des crues centennale et exceptionnelle rapportées à la surface du bassin au droit du site proposé, montre que l'effet de rétention des eaux est significatif si l'on adopte un système d'évacuation de fond (orifice :  $\phi 1000$  mm). A titre indicatif, les débits sortant des crues centennale et exceptionnelle seraient, respectivement, de l'ordre de 6 et 7  $m^3/s$  (Figures 40 et 41).

**Fig. 40. Oued Kouba : Laminage de la crue centennale**



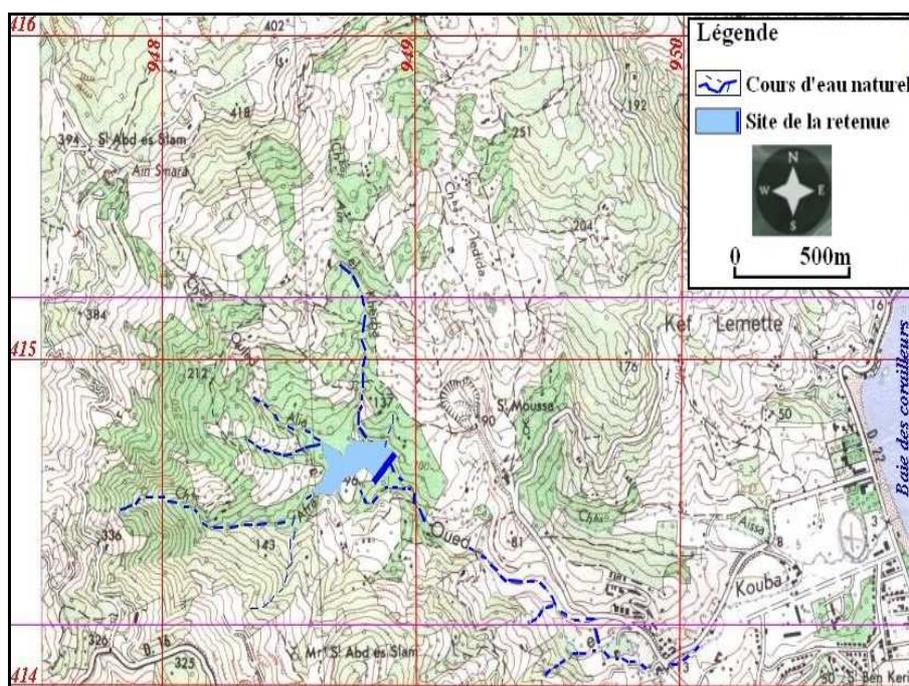
**Fig. 41. Oued Kouba : Laminage de la crues millennale**



La réalisation du bassin de rétention dont la situation (Fig. 42) et les dimensions (Tableau 70) sont données ci après, permettrait non seulement de retarder la crue du projet

(crue exceptionnelle) d'environ 20 minutes, mais aussi de diminuer de près de 44 % le débit à l'entrée de la ville. Ce qui signifie que la rétention des eaux et des sédiments au niveau de la retenue proposée permettrait, dans les conditions proposées, une évacuation sans débordement de la crue exceptionnelle au niveau de certains points du périmètre urbanisé à l'aval de Sidi Aissa, notamment dans la galerie de l'oued Kouba.

**Fig. 42. Localisation de la retenue proposée sur l'oued Kouba**



**Tableau 70. Caractéristiques du bassin de rétention proposé sur l'oued Kouba**

Caractéristique	valeur	
	T = 100 ans	T = 1000 ans
Côte lit de l'oued (m)	80	80
Côte fil d'eau (m)	80	80
Débit entrant (m <sup>3</sup> /s)	11.4	20.4
Débit sortant (m <sup>3</sup> /s)	6.0	7.12
Lag (minutes)	10	20
Charge hydraulique maximale (m)	8.28	11.65
Côte PHE (m)	88.28	91.65
Capacité aux PHE (m <sup>3</sup> )	8980	15410
Aire du plan d'eau aux PHE (Ha)	0.45	0.77
Côte en crête de la digue (m)	88.5	92
Capacité totale (m <sup>3</sup> )	9325	16205
Aire totale (Ha)	0.47	0.81
Hauteur de la digue (m)	8.5	12
Longueur approximative de la digue (m)	28	30

### 3.2. Impacts du bassin de rétention sur le périmètre de protection de l'oued Kouba

Le bassin projeté à l'amont de l'oued Kouba aurait pour fonction essentielle l'écrêtement des crues et la rétention des sédiments à l'amont de la traversante Ouest. Un raisonnement analogue à celui de la Plaine Ouest nous conduit à revoir la capacité d'évacuation du réseau hydrographique et des aménagements en place en présence du bassin de rétention. Pour ce faire, on doit comparer la profondeur normale d'écoulement au niveau de chaque section aux possibilités d'évacuation (profondeurs) actuelles. Le calcul de la profondeur normale d'écoulement liée à la nouvelle distribution des débits de la crue de projet (après laminages) aboutit aux résultats consignés aux tableaux 71 et 72. Ces résultats permettent de conclure sans réserve que les sections 4, 8, 12 et 13 restent insuffisantes pour évacuer sans débordement la crue exceptionnelle. Les sections 8 et 13, en particulier, constituent des bouchons hydrauliques qu'il faut corriger (élargissement des sections d'écoulement). Les dimensions requises seront données au chapitre suivant.

**Tableau 71. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue exceptionnelle (Système de protection de l'oued Kouba, Annaba)**

Section	Oued	H (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hg=H-0,5 (m)	Yn (m)	Yn - Hg (m)	Yn - H (m)
1	Kouba	2.55	24.8	2.05	1.23	-0.82	-1.32
2	Kouba	2.16	24.8	1.66	1.49	-0.17	-0.67
3	Kouba	2.22	24.8	1.72	1.35	-0.37	-0.87
4	Kouba	1.95	24.8	1.45	1.67	<b><u>0.22</u></b>	-0.28
5	Sidi Moussa	1.42	5.8	0.92	0.53	-0.39	-0.89
6	Sidi Moussa	2.89	5.8	2.39	0.57	-1.82	-2.32
7	Kouba	3.69	30.6	3.19	2.23	-0.96	-1.46
8	Kouba	2.90	30.6	2.40	2.99	<b><u>0.59</u></b>	<b><u>0.09</u></b>
9	Kouba	3.56	30.6	3.06	0.84	-2.22	-2.72
10	Kouba	3.80	30.6	3.30	1.51	-1.79	-2.29
11	Kouba	3.60	30.6	3.10	1.64	-1.46	-1.96
12	Kouba	2.10	33.4	1.60	2.49	<b><u>0.89</u></b>	<b><u>0.39</u></b>
13	Kouba	1.20	33.4	0.70	<b>Section très insuffisante</b>		
14	Kouba	1.60	36.6	1.10	1.49	<u>0.39</u>	-0.11

**Tableau 72. Calcul de la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue centennale  
(Système de protection de l'oued Kouba, Annaba)**

Section	Oued	H (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hg=H-0,5 (m)	Yn (m)	Yn - Hg (m)	Yn - H (m)
1	Kouba	2.550	16	2.050	0.92	-1.13	-1.63
2	Kouba	2.160	16	1.660	1.11	-0.55	-1.05
3	Kouba	2.220	16	1.720	1.01	-0.71	-1.21
4	Kouba	1.950	16	1.450	1.23	-0.22	-0.72
5	Sidi Moussa	1.420	3.2	0.920	0.37	-0.55	-1.05
6	Sidi Moussa	2.890	3.2	2.390	0.4	-1.99	-2.49
7	Kouba	3.690	19.2	3.190	1.73	-1.46	-1.96
8	Kouba	2.900	19.2	2.400	2.12	-0.28	-0.78
9	Kouba	3.560	19.2	3.060	0.64	-2.42	-2.92
10	Kouba	3.800	19.2	3.300	1.15	-2.15	-2.65
11	Kouba	3.600	19.2	3.100	1.18	-1.92	-2.42
12	Kouba	2.100	20.8	1.600	1.72	<b>0.12</b>	-0.38
13	Kouba	1.200	20.8	0.700	<b>Section très insuffisante</b>		
14	Kouba	1.600	22.6	1.100	1.07	-0.03	-0.53

En guise de synthèse, l'ouvrage proposé sur l'oued Bouhdid, destiné à écrêter la crue de projet, rend en fait les mêmes services qu'un barrage de retenue, tel qu'on le conçoit habituellement: il est capable de mettre pleinement à profit le volume utile de sa retenue pour stocker l'eau après la période des hautes eaux. Ses avantages spécifiques résident :

- dans la fonction qu'il assure, de réguler le cours d'eau pendant l'hivernage. En cas de volume important de la retenue, il est possible de programmer des lâchers qui maintiendront des apports d'eau dans l'oued en saison sèche, selon les besoins en aval, et suivant un plan de gestion qui aura été défini;

- dans la solution particulièrement économique qu'il offre pour l'évacuation des crues, notamment par pertuis de fond puisque les organes qui le composent sont tous dimensionnés pour une fraction faible du débit maximum des crues, de l'ordre de 20 à 30 % pour fixer les idées. Il convient de mentionner ici un inconvénient de l'évacuateur vanné de fond, par rapport à l'évacuateur de surface : son fonctionnement peut être altéré par des embâcles lors

de fortes crues. Pour y parer, il suffit de concevoir une protection accrue du bassin de réception amont.

Le bassin de rétention proposé sur l'oued Kouba est un ouvrage purement passif, c'est à dire ne nécessitant pas d'actions humaines de gestion pour fonctionner. Cet ouvrage, comparable aux ouvrages existants sur les oueds Bouhdid et Sidi Harb, n'a pas de mode de gestion spécifique. Il est conçu pour un seul objectif : l'écrêtement des crues. Il devra fonctionner à sec et ne se remplir que pour des événements de crue.

## CHAPITRE VIII

### **MESURES DE PROTECTION ET DE PREVENTION**

L'évacuation sans débordement des crues de faibles fréquences (crues centennale et exceptionnelle) et, par conséquent, la réduction de la vulnérabilité, nécessitent un système de drainage adéquat, une prise de conscience du risque et une réglementation rigoureuse. Or les investigations sur le terrain, les mesures effectués au niveau de la ceinture hydrographique au cours de la présente étude et les résultats du calcul hydraulique montrent des insuffisances au niveau d'un bon nombre de sections du réseau (Oued Kouba à l'amont de la pénétrante Ouest, Oued Bouhdid à l'aval du bassin de rétention, Canal de Ceinture au niveau du Rond Point de la Cité Saf Saf et Kef N'Sour et Oued Boudjema, en particulier au niveau du pont de la SNTF à Boukhadra); les sections et/ou les profondeurs d'écoulement s'avérant insuffisantes. D'où la nécessité de prendre en premier lieu des mesures de correction.

#### **1. Actions à court terme : curage permanent de la ceinture hydrographique**

Dans les conditions actuelles, les interventions à courte échéance consistent à la programmation d'opérations classiques, mais permanentes, d'entretien des réseaux d'assainissement et de drainage (ceinture hydrographique) de façon à les maintenir en bon état de fonctionnement. Il s'agit en effet de procéder, à la fin de la période pluvieuse, au curage, désherbage et, par endroit, déboisement des lits des oueds et chaabets de façon à réduire la résistance des chenaux à l'écoulement (augmenter le coefficient de Strickler) et faciliter, par conséquent, l'évacuation rapide des eaux pluviales. Pour ce faire, il faudrait tout d'abord doter l'Office National de l'Assainissement (ONA) de moyens matériels adéquats notamment, les hydro-cureuses haute pression, les draglines, les pelles à chenilles grande flèche et des camions de transport de la boue.

Il faut souligner que la direction de l'hydraulique de la wilaya de Annaba (DHW) a pris en charge, dans le cadre d'un programme d'urgence, l'exécution des travaux de curage du réseau hydrographique. Les photos 45 à 51 montrent l'état du réseau après curage. Toutefois, il est regrettable que le programme établi par les services de la DHW n'a pas prévu le curage,

indispensable, au niveau de l'Oued Kouba à la confluence avec Chaabet Sidi Moussa (Cité Val-Mascort à l'amont du CEM Babou et au niveau du Canal de ceinture au Sud Ouest de la cité du 5 Juillet.

**Photo 45. Oued Bouhdid à l'amont du pont de la Cité 5 Juillet - TCA**  
(Après opération de curage)



Source : L. Beloulou (Janvier 2008)

**Photo 46. Oued Bouhdid à l'aval du pont de la Cité 5 Juillet-TCA**  
(Après opération de curage)



Source : L. Beloulou (Janvier 2008)

**Photo 47. Oued Forcha- Amont du pont de la Rue Bicha Youcef**  
(Après opération de curage)



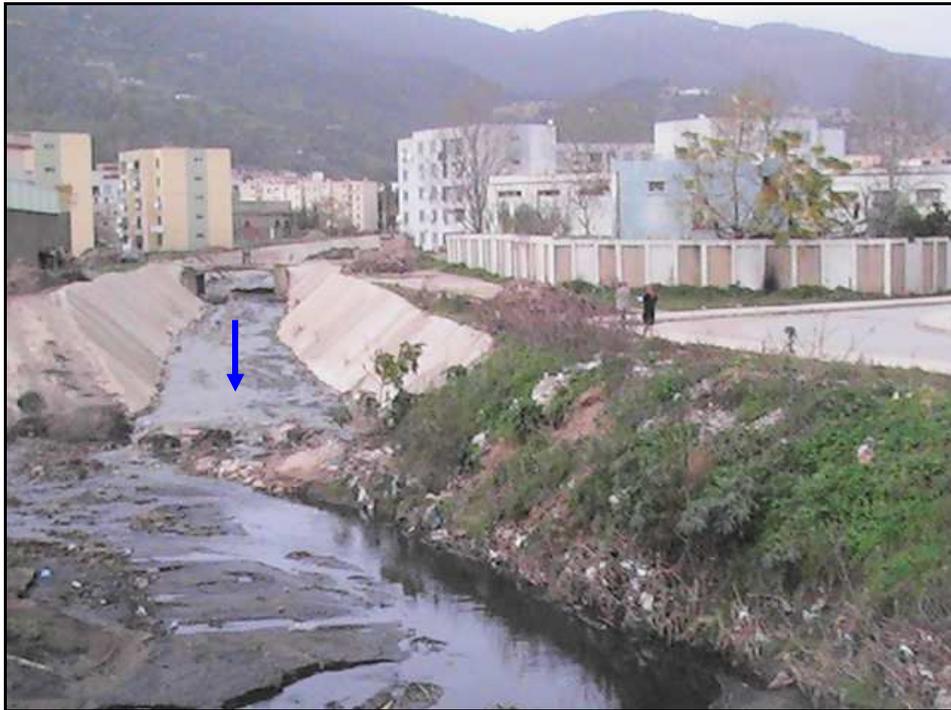
**Source : L. Beloulou (Janvier 2008)**

**Photo 48. Oued Forcha- Amont du pont de l'avenue Belaid Belgacem**  
(Après opération de curage)



**Source : L. Beloulou (Janvier 2008)**

**Photo 49. Oued Sidi Harb à la confluence avec Oued Bouhdid**  
(Après opération de curage)



Source : L. Beloulou (Janvier 2008)

**Photo 50. Canal de ceinture à l'aval du Rond Point Saf Saf**  
(Après opération de curage)



Source : L. Beloulou (Octobre 2007)

**Photo 51. Oued Boudjemaà à l'aval du pont autoroutier de Boukhadra**

(Après opération de curage)



Source : L. Beloulou (Janvier 2008)

**2. Actions à moyen terme : Reprofilage et bétonnage, réhabilitation des bassins de rétention et des entonnements existants.**

Les actions à moyen terme, consistent à la prise en charge du problème en passant par des travaux d'aménagement complémentaires au niveau de la ceinture hydrographique (bétonnage et profilage des cours d'eau, réhabilitation des bassins de rétention et des entonnements existants, réalisation de nouveaux bassins et seuils). Les corrections à apporter au niveau du réseau hydrographique (sections inondables) sont résumées ci-dessous.

**2.1. Oued Kouba**

Pour les sections 4, 8, 12 et 13, situées au Nord de la Pénétrante Ouest (Fig. 25), qualifiées de points noirs pour leur incapacité d'évacuer sans débordement les eaux de la crue centennale et exceptionnelle, les aménagements proposés sont :

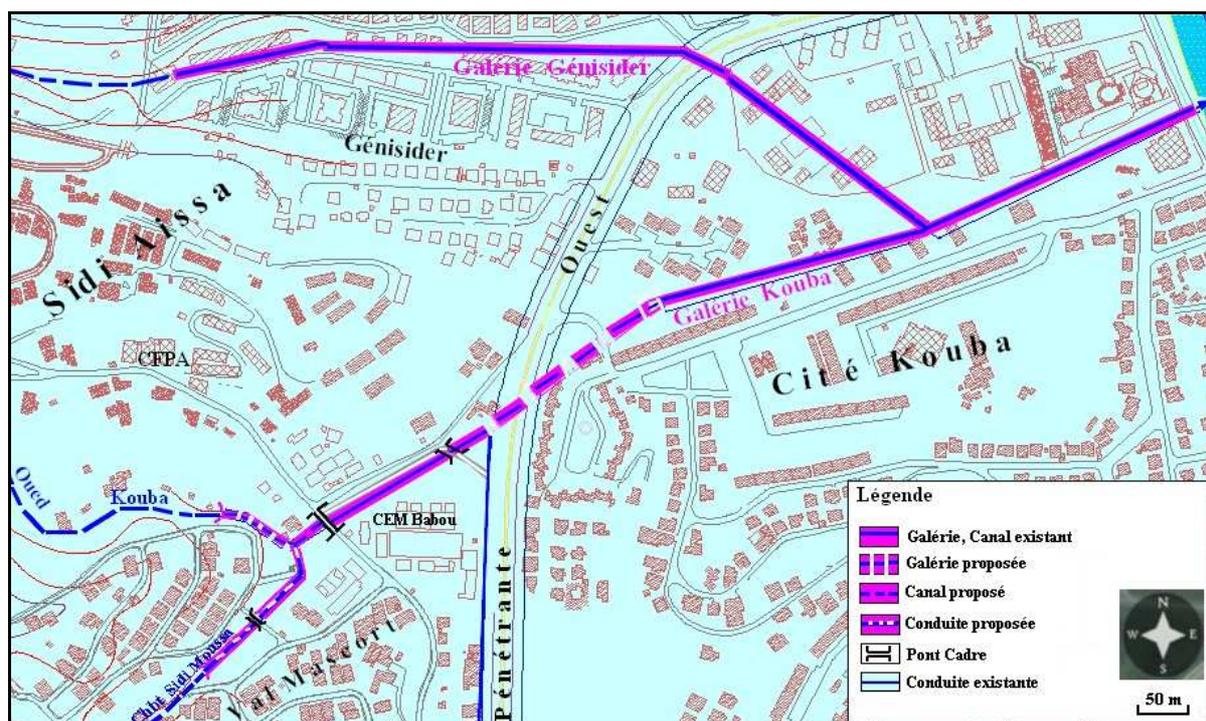
- Tronçon 1 (sections 1-4) : réalisation d'une galerie,
- Tronçon 2 (sections 5-6): mise en place d'un collecteur  $\phi 1500\text{mm}$ ,
- Tronçon 3 (sections 6-7): construction d'un canal en béton de forme trapézoïdale,
- Section 8 : démolition du pont actuel et réalisation d'un pont cadre,
- Sections 12 et 13: Remplacement de l'ouvrage actuel de réception et du collecteur  $\phi 1200\text{mm}$  par le prolongement de l'aval vers l'amont de la galerie actuelle.

Les dimensions et la localisation des ouvrages proposés sont reportées au tableau 73 et sur la figure 43.

**Tableau 73. Oued Kouba - Dimensionnement des ouvrages proposés  
(Crue exceptionnelle)**

<b>Oued Kouba : Tronçon 1 – Galerie en béton (Longueur : 71.67 m )</b>							
B	H	$K_s$	I	Q	$Q_p$	$V_p$	Observation
6	1.2	60	0,02	54.0	38.2	5.31	Bonne section
<b>Chaabet Sidi Moussa- Tronçon 2-Partie amont–Collecteur <math>\phi 1500</math> mm (Longueur: 71m )</b>							
R	H	K	I	Q	$Q_p$	$V_p$	Observation
0.75	1.2	60	0.04	10.8	5.8	3.8	Bonne section
<b>Chaabet Sidi Moussa: Tronçon 2 : partie avale – prolongement du Collecteur <math>\phi 1500</math> mm (Longueur : 88.71 m)</b>							
R	H	K	I	Q	$Q_p$	$V_p$	Observation
0.75	1.2	60	0.08	15.2	5.8	3.8	Bonne section
<b>Confluence Oued Kouba-Chaabet Sidi Moussa : Tronçon 3 –Canal trapézoïdal (m = 1m ; Longueur : 43.70 m )</b>							
B	H	K	I	Q	$Q_p$	$V_p$	Observation
5.5	1.2	60	0.010	<u>44.2</u>	44.0	5.47	Bonne section
<b>Section 8: Pont Cadre S8 (Longueur : 6m)</b>							
B	H	K	I	Q	$Q_p$	$V_p$	Observation
6.2	1.3	60	0,010	<u>44.7</u>	44.0	5.64	Bonne section
<b>Oued Kouba : Tronçon 1 – Prolongement de la Galerie en béton (Longueur : 200 m)</b>							
B	H	K	I	Q	$Q_p$	$V_p$	Observation
5.9	1.5	60	0.008	<u>47.40</u>	46.8	5.29	Bonne section

Fig. 43. Oued Kouba - Carte de localisation des aménagements proposés



- Réalisation d'un bassin de rétention au niveau de la confluence des chaabets Afra et Ouled Alia, en cas de nécessité absolue, laquelle nécessité s'imposerait à la suite de l'urbanisation très accélérée sur les versants de Sidi Aïssa (figure 38 et tableau 74).

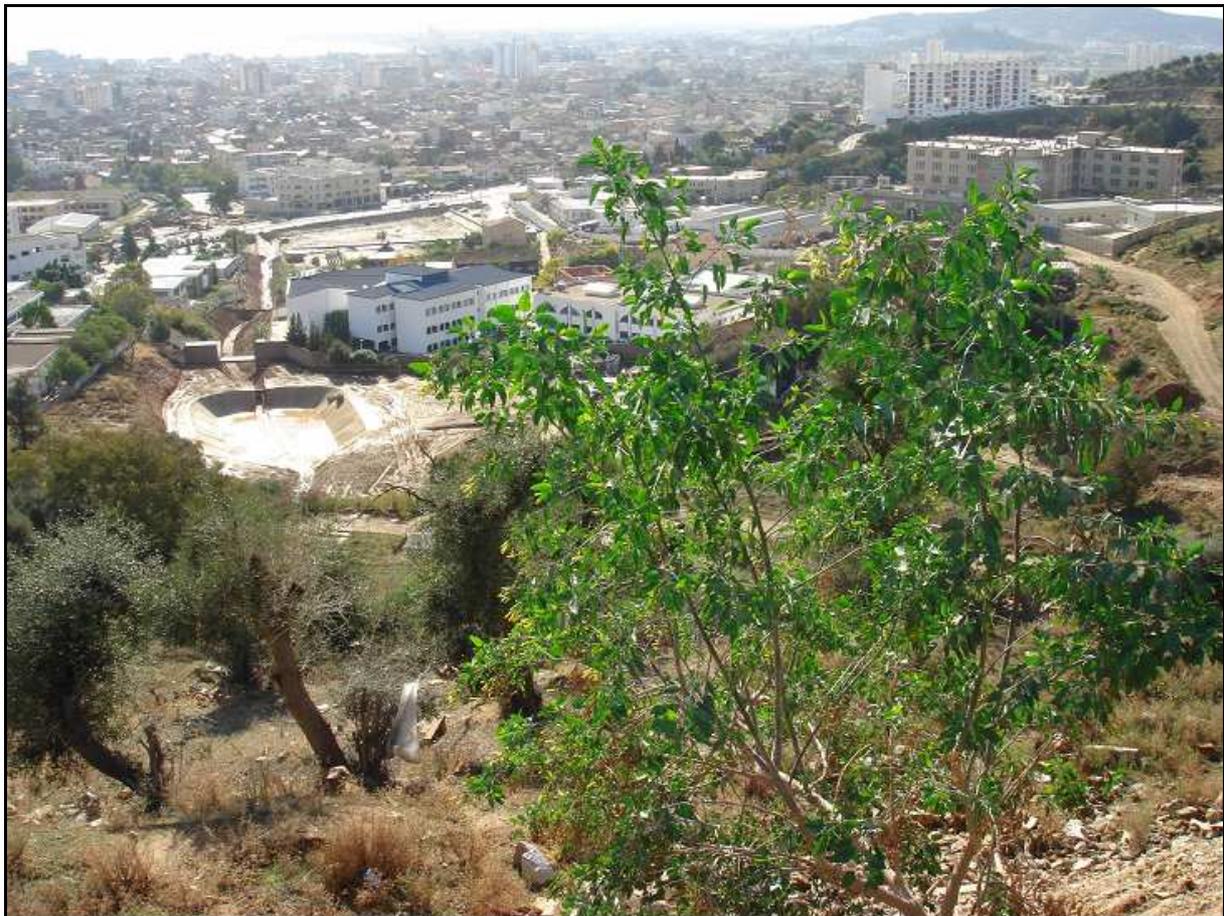
Tableau 74. Oued Kouba: Caractéristiques du bassin de rétention proposé  
(Crue exceptionnelle)

Evacuateur de fond	
Côte fil d'eau (m)	80
Diamètre de l'orifice (mm)	1000
Déversoir en béton	
Côte de la crête (m)	90
Largeur du seuil (m)	8
Digue en terre	
Côte du couronnement (m)	92
Longueur au couronnement (m)	30
Hauteur (m)	12
Côte aux PHE (m)	91.65
Capacité aux PHE (m <sup>3</sup> )	15410
Aire du plan d'eau aux PHE (m <sup>2</sup> )	7700

## 2.2. Chaabet Zaafrania

Comme il a été mentionné plus haut, les travaux d'aménagement du bassin de Chaabet Zaafrania, proposés par le bureau d'étude suisse BONNARD et GARDEL, ont été exécutés par l'entreprise des Grand Travaux Hydrauliques (GTH) au début de l'année 2006. La réalisation d'un dépotoir à l'amont et d'un bassin de rétention à l'aval (au Nord de la pénétrante Ouest) est achevée (Photos 52 et 53). On doit toutefois signaler que cet aménagement dont l'efficacité s'est montrée limitée lors des intempéries du 27 au 31 Décembre 2007 durant lesquelles la pluviométrie enregistrée a atteint les 66 mm (dont 53.7 mm le 29-12-2007) à la station de Pont Bouchet (El Hadjar) et 79.1 mm dont 67.7 mm le 30-12-2007 à la station de Annaba-Port, soit l'équivalent d'une pluie journalière maximale moyenne ou quinquennale. La montée des eaux au niveau de la digue longeant la Pénétrante Ouest est due au colmatage des grilles au niveau des déversoirs, surtout par les matières en plastique (bouteilles et sachets).

**Photo 52. Chaabet Zaafrania - Vue Générale de l'aménagement**



**Source : L. Beloulou (Novembre 2006)**

**Photo 53. Aménagement de Chaabet Zaafrania**  
(Principaux ouvrages réalisés)



Source : L. Beloulou (Juin 2007)

### 2.3. Oued Forcha

Au niveau de la Cité Oued Forcha, les ouvrages de réception des eaux à l'amont des principaux collecteurs souterrains qui acheminent les eaux provenant des versants vers le canal de ceinture méritent d'être réhabilités. Les entonnements, les seuils et les grilles se trouvent dans un mauvais état de fonctionnement ; seuils enterrés sous les sédiments, grilles saccagées, etc. Les photos 54 à 58 illustrent l'état actuel des seuils existants.

**Photo 54. Forcha Ouest: Seuil à curer**



Source : L. Beloulou (Janvier 2008 )

**Photo 55. Forcha Ouest: Grille saccagée à réhabiliter**



**Source : L. Beloulou (Janvier 2008 )**

**Photo 56. Oued Forcha Centre : Grille à réhabiliter**



**Source : L. Beloulou (Janvier 2008)**

**Photo 57. Oued Forcha Centre: Seuil à curer, grille à réhabiliter**



**Source : L. Beloulou (Janvier 2008)**

**Photo 58. Oued Forcha Est : Grille et seuil à réhabiliter**

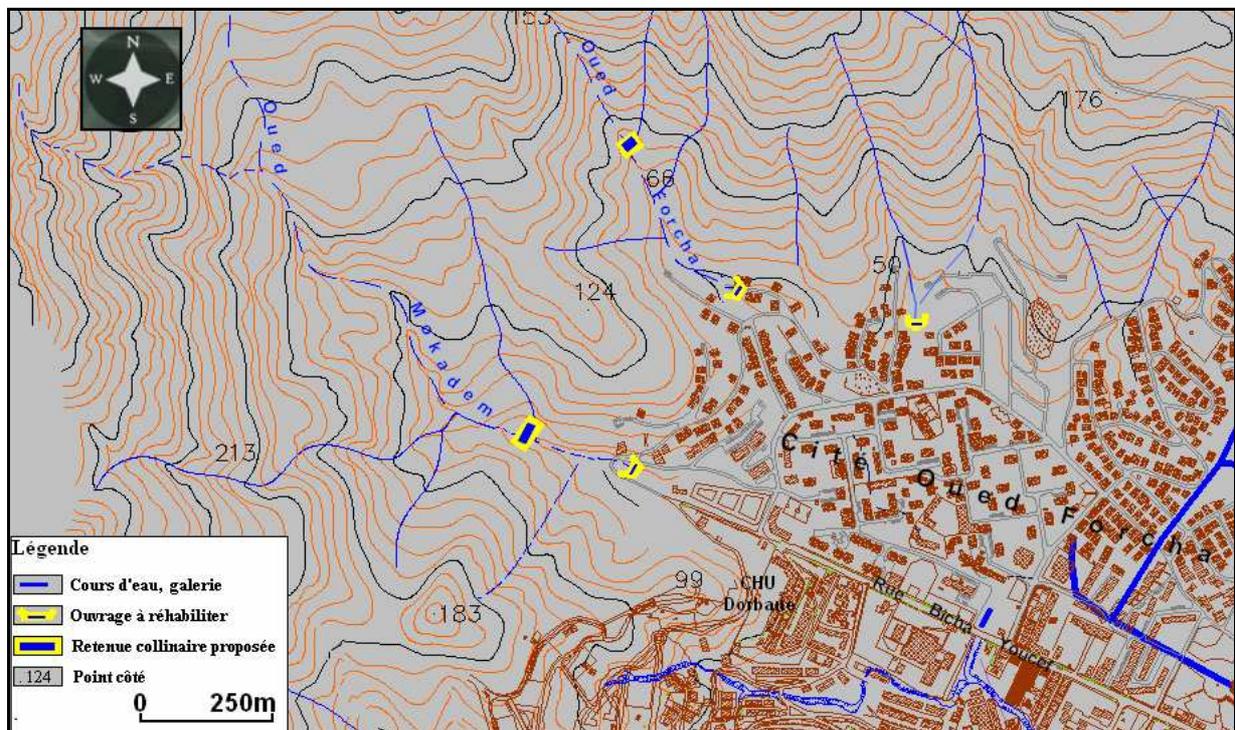


**Source : L. Beloulou (Janvier 2008 )**

Compte tenu de la poussée de l'urbanisation sur les piémonts de l'Edough, il est de bonne pratique de multiplier les seuils et les bassins de rétention en terre, même de taille modérée, pour limiter la charge solide et autres matières charriées par les courants ; ce qui réduirait le colmatage des avaloirs, des grilles et des canalisations au niveau de la plaine, d'ailleurs à l'origine de toutes les montées des eaux en ville.

Deux sites pourraient faire l'objet d'une étude de faisabilité de retenue d'eau: l'un sur l'oued Mokadem à l'Ouest et l'autre sur l'oued Forcha au centre (Fig. 44). Une étude topographique fine au niveau des sites permettrait de définir avec plus de précision les caractéristiques des cuvelles d'accumulation.

**Fig. 44. Localisation des sites de retenues proposées et des ouvrages à réhabiliter**



Le tableau 75 contient les dimensions approximatives de ces deux ouvrages.

**Tableau 75. Bassin de l'oued Forcha : Caractéristiques des retenues proposées**

Caractéristique	Oued Mokadem	Oued Forcha
Côte fil d'eau (m)	60	80
Côte en crête (m)	70	90
Hauteur de la digue (m)	10	10
Longueur en crête (m)	58	50
Capacité totale (m <sup>3</sup> )	40 000	25 000

## 2.4. Oued Sidi Harb

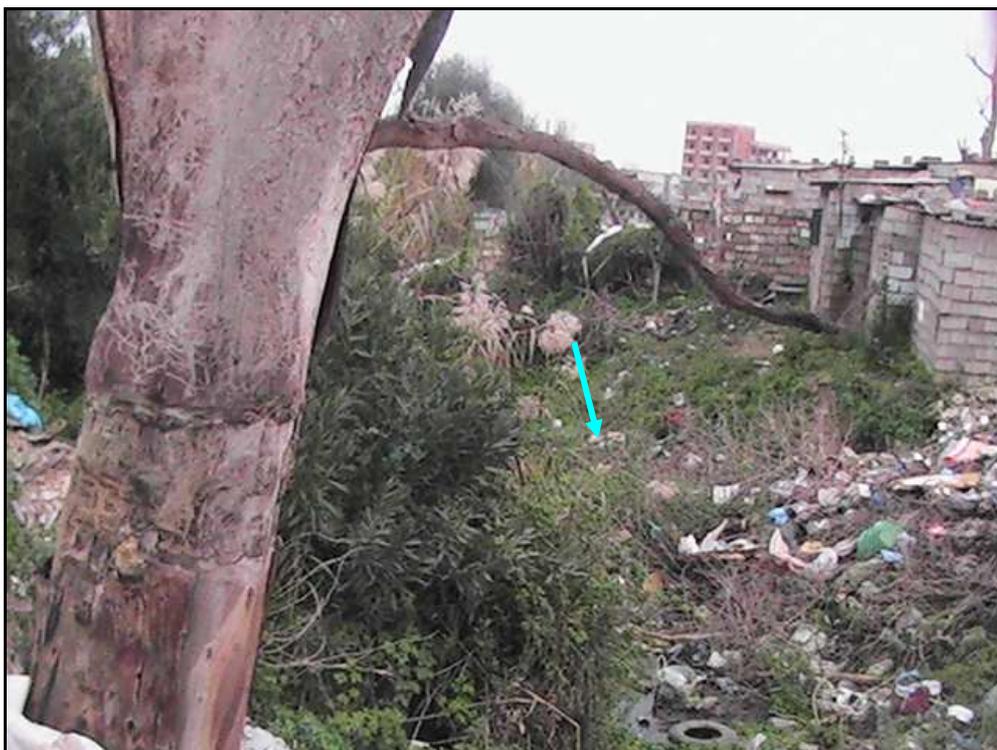
Au niveau des sections de mesure, l'oued Sidi Harb ne présente vraiment pas de points noirs qui méritent un traitement particulier. Cependant, il est recommandé de programmer une opération pour rétablir la capacité du bassin de rétention situé à proximité du cimetière (Photo 59). A la côte des plus hautes eaux, la capacité initiale est estimée à 21000m<sup>3</sup> (SCANDIACONSULT, 1985). Le profilage de l'oued entre le cimetière et le pont du Boulevard Belaid Belgacem, sur une longueur de 360m, est une opération qui mérite d'être engagée (Photos 60 et 61).

**Photo 59. Oued Sidi Harb : Bassin de rétention à réhabiliter**



Source : L. Beloulou (Janvier 2008)

**Photo 60. Oued Sidi Harb (Affluent Ouest):** Tronçon à curer et à reprofiler



Source : L. Beloulou (Janvier 2008)

**Photo 61. Oued Sidi Harb (entre le cimetière et le pont de l'avenue Belaid Belgacem):**  
Tronçon à bétonner



Source : L. Beloulou (Janvier 2008)

## 2.5. Oued Bouhdid

Les photos 62 et 63 montrent l'état d'envasement du bassin entre 2002 et 2007. Les actions proposées consistent, en premier lieu, à la réhabilitation du bassin de rétention existant dont la capacité aux plus hautes eaux est de l'ordre de  $25000\text{m}^3$  (SCANDIACONSULT, 1985).

**Photo 62. Oued Bouhdid : Bassin de rétention avant colmatage**



Source : L. Beloulou (Mai 2001)

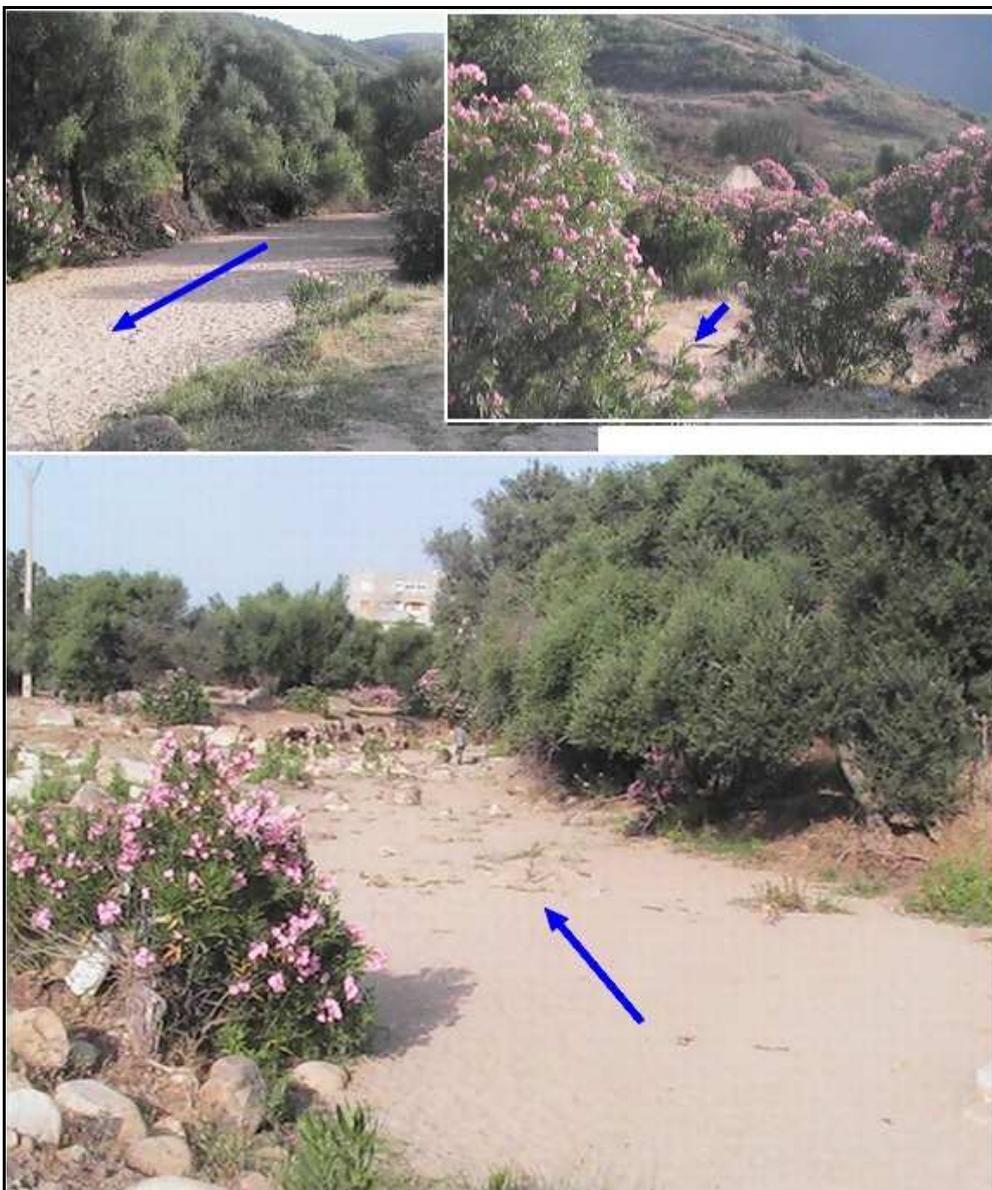
**Photo 63. Oued Bouhdid - Bassin de rétention comblé de sédiments  
(A réhabiliter)**



Source : L. Beloulou (Juin 2007)

A l'amont de la Cité du 5 Juillet (premier point de débordement de l'oued), sur une longueur de 620 m, il est recommandé d'élargir légèrement le lit de l'oued à 11m en maintenant la pente égale à 1.5 % (Photo 64). Le canal aurait une forme trapézoïdale avec un fruit de berge de 1 :1. L'évacuation sans débordement de la crue exceptionnelle sur ce tronçon de l'oued est d'autant plus garantie que le chenal est maintenu en bon état de fonctionnement (coefficient de Strickler :  $K_s \geq 40$ ).

**Photo 64. Oued Bouhdid** : Recalibrage du lit de l'oued à 11m avec une pente de 1.5 % (Forme trapézoïdale avec  $m = 1$  et  $K_s \geq 40$ )



Source : L. Beloulou (Juin 2007)

Sur une longueur de l'ordre de 410m, tronçon défini entre les sections 10 et 11 (entre les confluences avec Sidi Harb et le Canal de ceinture, Photo 65), le lit de l'oued devrait être recalibré à 9m de large et dégagé de toute forme d'obstacles (pierres, végétaux, etc.). Pour une pente moyenne de 0.3 %, la profondeur normale d'écoulement correspondant à la crue exceptionnelle passant par une section trapézoïdale ( $m = 0.5:1$ ) serait de l'ordre 3.78m si l'on opte pour un canal en terre et de 2.98 m dans le cas d'un canal en béton. L'espace disponible entre les berges et les agglomérations détermine la valeur de  $m$  qui se situe entre 0.5 :1 et 1 :1 (Tableau 76).

**Photo 65. Oued Bouhdid** – Recalibrage du lit de l'oued à 9 m avec une pente 0.3 % (Forme trapézoïdale :  $m = 0.5 :1$  à  $1 :1$  et  $K_s = 40 - 60$ )



Source : L. Beloulou (Janvier 2008)

**Tableau 76. Oued Bouhdid : Dimensionnement des ouvrages proposés  
(Crue exceptionnelle)**

<b>B (m)</b>	<b>Ks</b>	<b>I (m/m)</b>	<b>Q<sub>p</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V<sub>p</sub> (m/s)</b>	<b>H (m)</b>
Tronçon 1 – Amont -entre le bassin de rétention et l'extrémité amont du canal en béton : Recalibrage à 11 m- Section trapézoïdal avec m = 1 :1 (Longueur : 620 m )					
11	40	0,015	120	5.87	1.62
Tronçon 2 - Avale – Entre les confluences avec Sidi Harb et le canal de ceinture (Longueur : 412 m) : Recalibrage à 9 m					
<b>Variante 1</b> : Section trapézoïdale en terre: m = 0.5 :1 – 1 : 1					
9	40	0.003	160	3.88 – 3.78	3.78 – 3.41
<b>Variante 2</b> : Section trapézoïdale en béton: m = 0.5 :1 – 1 : 1					
9	60	0,003	160	5.11-4.98	2.98 – 2.74

## 2.6. Canal de ceinture

Outre la partie aval qui s'étend entre la RN 44 et la mer, les problèmes liés au Canal de ceinture sont particulièrement observés le long du tronçon défini entre les sections S4 (à l'aval de la confluence avec l'oued Forcha) et S5 (à la confluence avec l'oued Bouhdid). Parmi les causes essentielles des débordements le long de ce tronçon, on peut citer sans réserve:

- la différence des côtes au débordement au niveau des rives : la rive gauche, caractérisée par une hauteur au débordement supérieure à celle de la rive droite, joue le rôle de barrière à l'écoulement en période de crue entraînant un débordement par la rive droite. Ce qui signifie que le long de ce tronçon le Canal de ceinture protège la partie Est au détriment de la Plaine Ouest. Ce débordement est aggravé par l'insuffisance de section au niveau du pont à l'entrée de la Cité Saf Saf (Photo 66).

- l'existence d'un banc rocheux au niveau du lit du canal de Kef N'Sour et qui joue le rôle de seuil qui constitue un obstacle à l'écoulement (BG, 2007); d'où la création d'une zone de remous au niveau de la confluence avec l'oued Bouhdid. Ce qui entraîne un rehaussement de la ligne d'eau et par conséquent le débordement (Photo 67).

**Photo 66. Canal de ceinture: Amont du pont du Rond Point de la Cité Saf Saf**  
(Rive gauche plus élevée que la rive droite)



Source : L. Beloulou (Janvier 2008)

**Photo 67. Canal de ceinture: Tronçon Kef N'Sour - RN 44**



Source : L. Beloulou (Décembre 2006)

Le traitement de la rive droite consiste à augmenter la cote de débordement de 0.5 m. La réalisation des retenues proposées à l'amont de la Cité Oued Forcha éviteraient éventuellement le remplacement du pont du Rond Point de la Cité Saf Saf.

Pour ce qui est du canal de Kef Nsour, le bureau d'étude BONARD et GARDEL propose comme solution le traitement du canal sur 650 m environ. Cette solution consisterait à la suppression du banc rocheux puis à la réalisation d'un canal trapézoïdal en béton de 10m de large, 4.5m de haut avec une pente moyenne de 0.001m/m. Un tel aménagement permettrait une augmentation de la capacité d'évacuation du canal: débit évacué : près de 200 m<sup>3</sup>/s à une vitesse de 3.7 m/s (Tableau 77).

**Tableau 77. Canal Kef N'Sour : Caractéristiques de l'écoulement suite à l'aménagement proposé par BG**

Pente du radier du canal : 0.001m/m	Largeur au miroir : 157 m
Hauteur normale d'écoulement : 4.25 m	Section mouillée : 54.6 m <sup>2</sup>
Fruit de berge : 2/3 m/m	Périmètre mouillé : 20.23 m
Coefficient de Strickler : 60	Rayon hydraulique : 2.7 m
Débit: 200 m <sup>3</sup> /s	Vitesse d'écoulement : 3.7 m/s

Il est à remarquer que cet aménagement présente tout de même l'inconvénient de mettre en situation de grande vulnérabilité l'entrée Ouest de la ville de Annaba, notamment au Sud de la RN 44 (zone de Boukhadra).

## **2.7. Oued Boudjemaa: un cas particulier**

L'oued Boudjemaa ne reste, tout au long de son parcours, qu'assez peu à l'état naturel. Le bassin versant se caractérise par une complexité hydraulique et hydrologique due à enchevêtrement de petits cours d'eau (chaabets), de marécages, de canaux et d'ouvrages hydrauliques divers, ainsi que par une forte influence, surtout en hautes eaux, de la nappe phréatique sur le niveau des eaux de l'oued En Nil à l'amont qui devient l'oued Boudjemaa à l'aval. Les investigations sur le terrain et la synthèse des informations recueillies montrent que l'entrée Ouest de la Ville de Annaba (aval du bassin de l'oued Boudjemaa) se caractérise

en général par des sols à dominance argileuse (argiles, argiles limoneuses, argiles sableuses) reposant sur un socle cristallophyllien caractéristique du massif de l'Edough (gneiss et cipolin). Ces sols, recouverts par endroit par de remblais et dépourvus en grande partie d'une couverture végétale protectrice se dégradent facilement et favorisent non seulement la stagnation des eaux de pluie, mais aussi la remontée de la nappe phréatique en hautes eaux (BELOULOU, 2007).

Tout au long de son linéaire, l'oued Boudjemaï reçoit plus d'affluents d'importance inégale et dont les principaux sont les chaabets du versant Sud de Bougantas (oued Defla) et quelques chaabets du versant Nord du massif de Bellelita-Bouhamra (OuedGaoussa). La capacité de l'oued Boudjemaï à l'aval de la confluence avec le canal de Kef N'Sour devrait supporter au niveau du pont de la SNTF à Boukhadra un débit de 220 à 300 m<sup>3</sup>/s correspondant aux crues centennale et exceptionnelle, respectivement. Dans les conditions hydrauliques actuelles, la capacité d'évacuation de l'oued n'excède pas les 40 m<sup>3</sup>/s (Photos 68 et 69).

**Photo 68. Oued Boudjemaï: Pont de l'autoroute de Boukhadra**  
(un bouchon hydraulique)



Source : L. Beloulou (Janvier 2008)

**Photo 69. Oued Boudjemaa au pont de la SNTF**



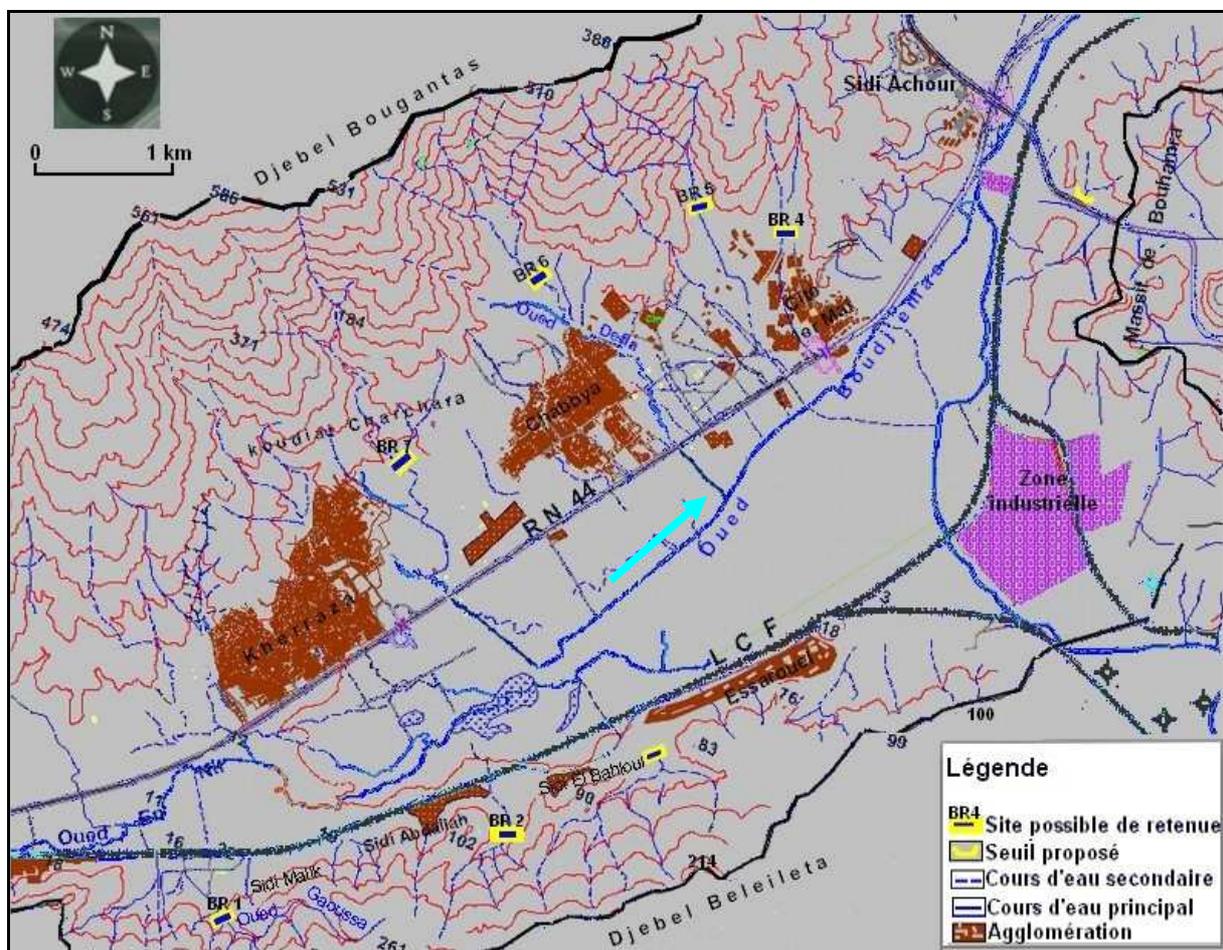
**Source : L. Beloulou (Janvier 2008)**

Sachant que la côte du lit de l'oued Boudjemaa est relativement très proche du niveau zéro de la mer et que la pente est très faible (pente du fil d'eau mesurée le 31/05/2002 à l'amont du pont de la SNTF : 0.02 %), l'approfondissement du lit est déconseillé par crainte d'inversion du gradient hydraulique qui pourrait provoquer l'avancement de l'eau de mer vers les terres. A titre indicatif, une mesure de la conductivité électrique d'un échantillon d'eau prélevé le 29/09/2002 au niveau du pont de l'ASMIDAL montre qu'à ce niveau, la mer a déjà envahi l'oued (CE : 23200  $\mu\text{S}/\text{cm}$ , soit 16.2 g/l de sel).

De même, l'élargissement du chenal ne peut être possible suite aux infrastructures autoroutières (routes, ponts et échangeurs,...) qui limitent la largeur d'écoulement à sa valeur actuelle. Il s'agit donc d'un véritable bouchon (étranglement) hydraulique à l'origine de la montée et, par conséquent, le débordement des eaux lors de crues. Ceci dit, tout aménagement hydraulique devrait être orienté vers la déviation (pompage) ou vers la régularisation des eaux en amont des bassins (bassins de rétention et retenues d'eau).

Dans ce sens, les visites sur le terrain ont permis de localiser dans le bassin de l'oued Boudjema certaines sections qui pourraient faire l'objet de sites de retenues d'eau (Fig. 45).

Fig. 45. Bassin de l'oued Boudjema: Carte d'inventaire des ouvrages proposés



Le tableau 78 donne un ordre de grandeur des caractéristiques de chaque ouvrage qu'il faut prendre avec précaution. Seule une étude topographique de détail permettrait de déterminer de façon relativement précise les caractéristiques de chaque cuvette (côtes, hauteur, longueur en crête et capacité...).

**Tableau 78. Bassin de l'oued Boudjemaa – Caractéristiques des bassins de rétention des eaux**

(BR : bassin de rétention ; S : seuil hydraulique)

Caractéristique (*)	BR-1	BR-2	BR-3	BR-4	BR-5	BR-6	BR-7	S-1	Total
Côte fil d'eau (m)	30	48	10	10	20	5	25	-	
Côte en crête (m)	40	50	20	20	30	40	40	-	
Hauteur de la digue (m)	10	12	10	10	10	15	15	-	82
Longueur en crête (m)	97	120	60	130	130	127	175	-	839
Capacité totale (1000 m <sup>3</sup> )	55	70	60	250	200	230	350	-	<b>1215</b>

(\*) valeurs des côtes et des longueurs approximativement estimées sur la carte du PDAU de Annaba (URBAN, 2004).

A titre indicatif, ce tableau montre que le cumul du volume d'eau stocké représente, respectivement, près de 90 et 60 % du volume de la crue centennale et millennale à l'exutoire du bassin au niveau de la confluence avec le canal Kef N'Sour. Le prix d'une telle solution qui vise à réduire la vulnérabilité à l'aval serait sans aucun doute excessivement élevé. Une étude socio-économique détaillée, basée sur différents scénarios (ou variantes), permet de justifier le bon choix; 'ne rien faire' est l'une des variantes.

Il est bon de signaler que quels que soient les enjeux et les aménagements entrepris dans le bassin, il faut toujours se rappeler que, de par sa géomorphologie de bassin d'accumulation, le bassin de l'oued Boudjemaa à l'exutoire se comporte comme un champ d'expansion des crues indispensable à la régulation des hautes eaux et qu'il est à présent recommandé de préserver en évitant de programmer tout aménagement incompatible avec le maintien des capacités de stockage des eaux excédentaires et le libre écoulement des cours d'eau.

### **3. Actions à long terme : Barrage sur l'oued Bouhdid, correction torrentielle et nécessité d'élaborer un PPRI.**

Les actions à long terme, sans aucun doute plus coûteuses mais relativement plus efficaces, peuvent être groupées dans deux catégories distinctes mais complémentaires: l'une hydrotechnique (rectification des profils d'écoulement, réalisations d'ouvrages régulateurs,

traitement des versant) et l'autre réglementaire (élaboration d'un plan de prévention du risque inondation ou PPRI).

### **3.1. Construction d'un barrage sur l'oued Ouraïda (Bouhdid amont)**

Il s'agit d'un barrage écrêteur destiné, en priorité, à la protection de la Plaine Ouest contre les crues de l'oued Bouhdid. Selon l'usage de l'eau et la fonction du réservoir, d'une part, et les budgets d'autre part, l'étude de faisabilité montre que la retenue proposée présente les caractéristiques suivantes (Tableau 79 et figures 46 et 47).

Les impacts socio-économiques de la retenue proposée sur l'oued Bouhdid (capacité totale: 0.6 Hm<sup>3</sup>) se résument en :

#### **▪ Atténuation d'une grande proportion des crues centennale et millennale**

L'étude du laminage des crues centennale et millennale montre que l'effet de rétention des eaux est très significatif avec une évacuation par pertuis de fond; les débits entrant et sortant de ces crues seraient, respectivement, de l'ordre de 84 et 26 m<sup>3</sup>/s pour la millennale et 70 et 25 m<sup>3</sup>/s pour la centennale. Ce qui signifie que la retenue devrait fonctionner à sec. Elle devrait être à son niveau minimal d'exploitation (côte de la tranche morte) au début de la période pluvieuse. C'est vers la fin de cette période qu'on procéderait à la reconstitution de la réserve de la retenue pour être exploiter durant la période sèche.

Tenant compte d'une garde contre le débordement de 50 cm, la rétention des eaux et des sédiments au niveau de la retenue proposée permettrait, dans les conditions actuelles, une évacuation sans aucun débordement de la crue exceptionnelle (crue millennale) au niveau du périmètre urbanisé à l'amont de Kef N'Sour. A l'aval, au niveau de l'oued Boudjemaa, le problème demeure cependant posé, la profondeur normale requise se situerait entre 6 et 7 m, respectivement.

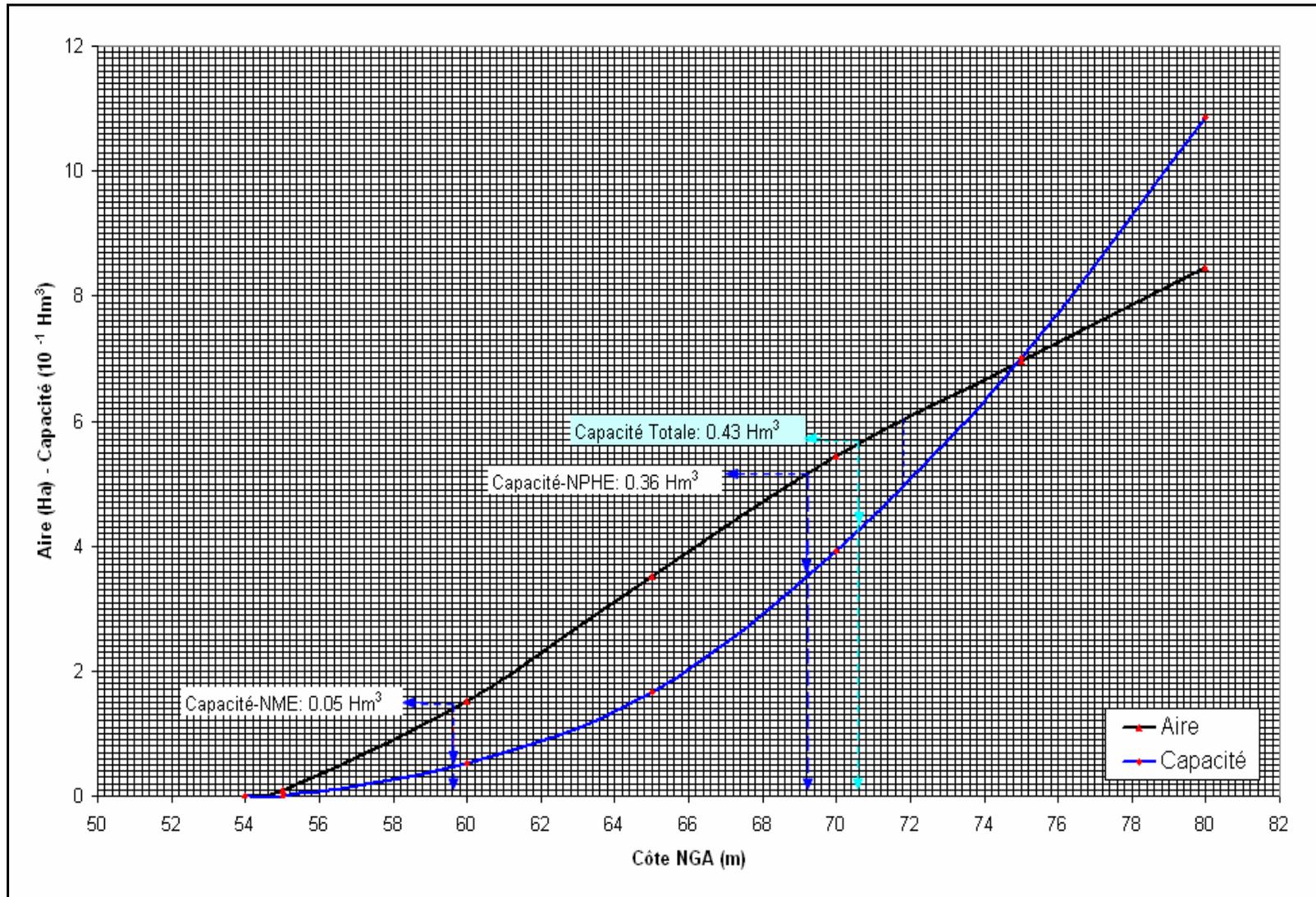
#### **▪ Approvisionnement en eau à usage domestique**

En plus de la protection contre les inondations, le barrage proposé permettrait, durant la période estivale, l'approvisionnement en eau de bonne qualité physico-chimique (tableau 80) d'une partie non négligeable des quartiers de la Plaine Ouest de Annaba.

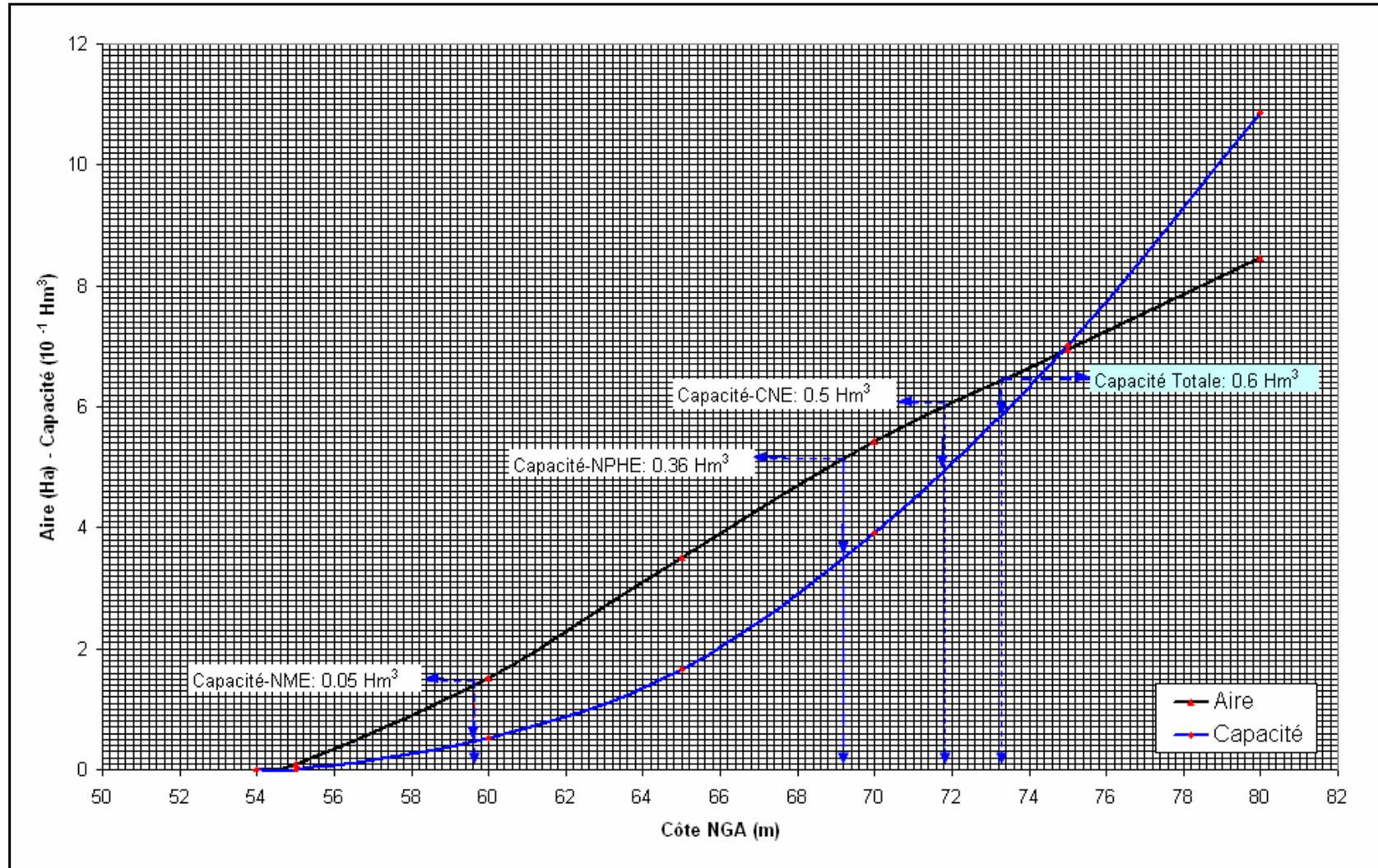
**Tableau 79. Caractéristiques du barrage projeté sur l'oued Bouhdid- Capacité : 0.6 Hm<sup>3</sup>  
(Fonctionnement à sec en hautes eaux - Vidange par le fond)**

Période de récurrence (années)	100 ans	1000 ans
<b>Capacité réservée à l'accumulation des sédiments</b>		
Côte lit de l'oued (m)	54	54
Réserve stérile ou morte (m <sup>3</sup> )	50 000	50 000
Côte Réserve stérile (m)	59.6	59.6
<b>Fonction: Ecrêtement des crues uniquement</b>		
Côte fil d'eau (m)	59.6	59.6
Côte PHE (m)	67.84	69.23
Aire PHE (Ha)	4.61	5.15
Capacité PHE (Hm <sup>3</sup> )	0.294	0.356
Côte en crête de la digue (m)	68.34	70.73
Capacité totale (Hm <sup>3</sup> )	0.308	0.428
Aire totale (Ha)	4.73	5.62
Hauteur de la digue (m)	15.34	16.73
Largeur en crête (m)	4	4
Longueur en crête de la digue (m)	200	230
<b>Fonction : Stockage des eaux et écrêtement des crues</b>		
Réserve utile (Hm <sup>3</sup> )	0.45	0.45
Capacité à la côte normale d'exploitation ((Hm <sup>3</sup> )	0.50	0.50
Côte normale d'exploitation (m)	71.8	71.8
Aire à la côte normale d'exploitation (Ha)	6	6
Côte en crête de la digue (m)	73.3	73.3
Capacité totale (Hm <sup>3</sup> )	0.596	0.596
Aire totale (Ha)	6.44	6.44
Hauteur de la digue (m)	19.3	19.3
Largeur en crête (m)	4	4
Longueur en crête de la digue (m)	240	240

**Fig. 46. Caractéristiques du barrage projeté sur l'oued Bouhdid- Capacité : 0.43 Hm<sup>3</sup>  
 (Fonctionnement à sec : Ecrêtement des crues - Vidange par le fond)**



**Fig. 47. Caractéristiques du barrage projeté sur l'oued Bouhdid  
(Fonctionnement à sec: Stockage des eaux et Ecrêtement des crues – Vidange par le fond)**



**Tableau 80. Caractéristiques hydrochimiques des eaux de l'oued Bouhdid  
à l'amont du bassin de rétention existant**

Elément	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
Date de prélèvement	12/05/2002	01/06/2002	26/07/2002
Lieu du prélèvement	Site de la retenue	Bassin de rétention	Bassin de rétention
Laboratoire d'analyse	GL1K-Skikda	GL1K-Skikda	GL1K-Skikda
PH	-	7.9	8.1
Conductivité électrique (µS/cm)	410.0	730.0	820.0
Cl (mg/l)	66.0	153.0	196.0
SO <sub>4</sub> (mg/l)	47.0	85.5	91.0
Ca (mg/l)	12.0	32.68	35.0
Mg (mg/l)	4.2	6.08	6.92
HCO <sub>3</sub> (mg/l)	41.5	107.4	99.45
Fe (mg/l)	0.062	0.098	0.084
Dureté totale (mg/l en Ca)	31.2	-	-

**Source : L. Beloulou**

A son niveau normal d'exploitation, la réserve utile dans la retenue serait de l'ordre de 0.45 Hm<sup>3</sup>. Entre autres, cette réserve d'eau peut être utilisée comme :

- source d'alimentation en eau potable,
- source d'eau pour le flash-flooding (dilution des eaux ménagères rejetées dans le réseau de protection, curage du réseau pluvial, etc.).

### **3.2. Correction torrentielle**

Elaborée au siècle dernier par les forestiers dans le cadre de la restauration des terrains en montagne et sans cesse améliorée par l'expérience, la correction torrentielle vise à ralentir la vitesse d'écoulement des eaux superficielles et, par conséquent, à limiter le volume de transport solide à l'amont des versants. Ce qui revient à chercher à stabiliser l'ensemble du bassin versant torrentiel par des mesures qui s'appliquent dans le bassin de réception et dans le chenal d'écoulement. Les mesures de correction torrentielles s'appuient essentiellement sur :

### ▪ **revégétalisation sur banquettes**

Il s'agit d'apporter une aide à la colonisation de versants ou de talus dénudés soumis à un phénomène d'érosion en nappe ou en griffe par un ruissellement important (cas des bassins du versant Sud de l'Edough). Le principe est de construire, en courbe de niveau, des banquettes grillagées atterries artificiellement et plantées d'espèces herbacées et/ou arbustives.

Le rôle de la banquette grillagée est tout d'abord de limiter le ruissellement, donc le décapage du versant, puis de soutenir mécaniquement un atterrissement meuble pour permettre le développement d'espèces adaptées. Sur le même principe, la construction peut être réalisée à l'ancienne avec du matériel végétal, piquets en bois et branchages. Ces banquettes plutôt anciennes portent le nom de fascines ou clayonnages. L'objectif à long terme est donc de restaurer la végétation, autrefois dense dans le massif de l'Edough. En effet, une végétation bien implantée se perpétue d'elle-même, et assure une protection permanente contre l'érosion. Dans ce cas, le recours au génie biologique est incontournable.

Certains versants rocheux ne peuvent être végétalisés, et si certains sont stables, d'autres alimentent régulièrement en matériaux le réseau hydrographique, en particulier le bassin de réception dont ils dépendent. Il faut donc avoir recours, en complément du génie biologique, au génie civil et aux mesures de correction qui tendent à fixer le profil en long du lit torrentiel, à stabiliser les berges et d'une manière générale à contenir les matériaux apportés par le torrent.

### ▪ **la réalisation d'ouvrages de correction de ravines**

Ces techniques sont mises en oeuvre pour réduire des ravinements ou des arrachements localisés hors des lits torrentiels. Menées par un spécialiste de correction torrentielle, les ouvrages sont constitués de seuils formant obstacle, en travers de la ravine, à tous les matériaux transportés par les filets d'eau. On plante à l'amont de ces seuils, dans le fond du talweg, des espèces végétales adaptées pour résister à l'érosion. Ces seuils peuvent être édifiés avec des éléments préfabriqués en béton de ciment, des gabions, du grillage, du métal déployé, des textiles synthétiques etc..., le tout ancré par haubans, piquets en acier ou en bois ou pieux explosés. On utilise aussi la technique de l'embroussaillement pour arrêter l'érosion de surface dans les ravins en complément du clayonnage et du fascinage.

Ces ouvrages sont destinés à stabiliser le profil en long du torrent. Ce dernier tend à creuser dans les pentes fortes et à alluvionner dans les pentes faibles. Il érode donc la partie amont de son bassin versant et alluvionne dans la partie aval en déposant les matériaux transportés.

La correction torrentielle, en particulier la construction d'une série de seuils, consiste à transformer le profil en long naturel du torrent sauvage en une série de marches d'escalier faiblement inclinées vers l'aval. Ces seuils brisent l'énergie du torrent et provoquent le dépôt de matériaux à l'amont de chaque petit barrage, dont la retenue se comble peu à peu. La pente de chaque marche est voisine de celle du profil d'équilibre naturel théorique. La forme en cuvette de ces ouvrages permet de recentrer les écoulements et d'éviter ainsi les divagations. Ils participent également à la stabilisation des berges.

Les types d'ouvrage et les matériaux utilisés varient beaucoup aujourd'hui. Le choix revient au projeteur spécialiste de correction torrentielle. Doivent être pris en compte pour le dimensionnement, l'emplacement et l'espacement : l'importance du transport solide, la pente initiale, la pente de projet et les risques de chocs dynamiques sur les ouvrages. L'affouillement à l'aval est la cause la plus fréquente de ruine de ces aménagements.

Il faut enfin souligner que la correction torrentielle requiert le concours des spécialistes dans les domaines de la géologie, la géomorphologie, du génie hydraulique, la défense et la restauration des sols etc.

### **3.3. Nécessité d'élaborer un PPRI dans la ville de Annaba**

Réduire les dommages dus aux inondations requiert de coordonner des méthodes structurelles (aménagement) et non structurelles (documents de l'urbanisme). L'expérience de ces dernières décennies a montré que la prévention durable contre les crues ne se limite pas à quelques mesures ponctuelles au niveau d'une section d'écoulement ou d'un tronçon de cours d'eau. Elle requiert une approche globale, qui nous oblige à réfléchir aux possibilités d'inondations même là où, a priori, il n'y aurait pas lieu de s'en soucier. Il faut porter à l'esprit qu'en canalisant et en entretenant méticuleusement les cours d'eau, ceux-ci s'écoulent d'autant plus rapidement, accentuant les pointes de crue en aval (cas de l'oued Boudjemaa au pont ferroviaire de Boukhadra, par exemple). Certes, les ouvrages de rétention peuvent être un

moyen efficace de lutte contre les crues, mais ils ont pour effet de transformer un risque naturel en un risque technologique, dont il ne faut pas sous-estimer l'ampleur. Les collectivités locales et territoriales qui assurent la maîtrise d'ouvrage prennent en charge ce nouveau risque, alors qu'elles n'étaient pas responsables des inondations naturelles du cours d'eau. Faut-il encore ajouter que le développement des plaines d'inondation a fait augmenter la pression foncière sur les zones réputées inondables (Oued kouba, Oued Forcha et Oued Bouhdid). Les constructions ont peu à peu investi les lits majeurs des cours d'eau et à chaque nouvelle crue importante il est possible de recenser de nouvelles zones à risque et ainsi de suite.

Dans ce contexte, des spécialistes ont développé le concept de protection durable contre les crues, selon lequel on ne cherche plus à dompter la nature à l'aide d'ouvrages de protection mais à lui laisser de l'espace en créant notamment des zones inondables. Il s'agit alors de pondérer les avantages et les inconvénients de telles solutions pour le bien être socio-économique.

Dans cette nouvelle conception, l'aménagement du territoire joue un rôle important. La devise n'est pas de lutter à tout prix contre les crues, mais plutôt d'apprendre à vivre avec elles. C'est seulement lorsque les mesures d'aménagement du territoire s'avèrent insuffisantes qu'il faut envisager des mesures d'aménagement hydraulique. Une conception économiquement viable de la lutte contre les crues implique aussi des priorités. Des mesures doivent être prises lorsque les enjeux sont importants, c'est-à-dire en présence de zones d'habitations, commerciales, de voies de communication et de servitudes. En revanche, on peut prendre le risque que des forêts ou des prairies soient occasionnellement inondées.

Le plan de prévention des risques naturels (PPRN) permet d'avertir du danger et de prendre des mesures immédiates pour éviter les catastrophes. Le plan de prévention du risque inondation (PPRI) est un moyen efficace pour enrayer l'augmentation des dommages dus aux inondations et faire prendre conscience du risque aux riverains. Conçu à l'échelle d'un bassin hydrographique ou d'un tronçon de vallée important, le PPRI est donc un document prescrit et approuvé par l'Etat. Son élaboration (rédaction et mise en place) nécessite un cadre légal, un cadre de concertation, de nombreuses données et du temps.

## ▪ Le cadre légal

D'une manière générale, le Plan de Prévention du Risque Inondation ne peut être dissocié du Plan de Prévention des Risques Naturels. En Algérie, le cadre légal existe et ce type de plan est encore à l'état embryonnaire. Le plan général de prévention des inondations (PGPI) est régi par les articles 24 et 25 de la loi n° 04-20 du 25 Décembre 2004 relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable (Journal Officiel de la RADP du 29-12-2004). Le PGPI, tel que défini par les articles ci-dessus, doit comporter :

- une carte nationale d'inondabilité précisant l'ensemble des zones inondables, y compris les lits d'oueds et les périmètres situés à l'aval des barrages et exposés à ce titre en cas de rupture de barrage,
- la hauteur de référence pour chaque zone déclarée inondable, au-dessous de laquelle les périmètres concernés sont grevés de la servitude de *non-aedificandi* instituée par les dispositions de l'article 20 de la même loi,
- les seuils, conditions, modalités et procédures de déclenchement des pré-alertes et des alertes pour cet aléa, ainsi que les procédures de suspension des alertes.

## ▪ La concertation et les consultations

Le Plan de Prévention des Risques Inondation a pour but :

- d'établir une cartographie aussi précise que possible des zones de risque,
- d'interdire les implantations humaines dans les zones les plus dangereuses, les limiter dans les autres zones inondables,
- de prescrire des mesures pour réduire la vulnérabilité des installations et constructions existantes,
- de prescrire les mesures de protection et de prévention collectives,
- de préserver les capacités d'écoulement et d'expansion des crues.

L'élaboration d'un PPRI nécessite donc des études complexes et pluridisciplinaires basées sur des données fiables et représentatives. Les services techniques des collectivités locales et territoriales (commune, daïra et wilaya), les directions de l'hydraulique, de l'environnement, de la protection civile, de l'agriculture et des forêts, les agences nationales et régionales (agence des bassins hydrographiques, agence nationale des barrages, agence nationale des ressources hydrauliques), l'office national d'assainissement, les assurances, les représentants de la société civile (élus et présidents des comités de quartiers) sont, parmi d'autres, associés par le Wali à l'élaboration du PPRI.

L'élaboration comporte une étude dite '**étude d'aléa**' pour déterminer les hauteurs de référence aux différents points de la (ou des) commune (s); référence à une crue **exceptionnelle ou au moins centennale**. Pour définir l'aléa, il faut des données sur tout le linéaire du cours d'eau. Il faut bien sûr des données topographiques à des échelles appropriées. Tous les documents relatifs aux crues sont également utilisés: photographies aériennes et images satellites, relevés sur le terrain, témoignages, laissés de crues dans les champs, traces dans les maisons, données chiffrées des stations de mesure, etc.

Les niveaux d'aléas sont déterminés en fonction de l'intensité des paramètres physiques de l'inondation de référence qui se traduisent en termes de gravité pour les personnes et de dommages aux biens. Ce sont essentiellement les hauteurs d'eau et les vitesses d'écoulement qui sont retenus (la durée de submersion pouvant également être intégrée dans la qualification de l'aléa). L'intensité de l'aléa est appréciée en fonction de son étendue (emprise de la zone inondable) et des hauteurs d'eau et/ou des vitesses d'écoulement. A titre indicatif, on peut distinguer trois classes d'aléa :

- **aléa fort:** hauteur d'eau supérieure à 1 m, ou vitesse d'écoulement supérieure à 1 m/s, ou hauteur d'eau comprise entre 0.5m et 1m avec une vitesse d'écoulement supérieure à 0.5m/s,
- **aléa moyen:** hauteur d'eau comprise entre 0.5 m et 1 m, avec une vitesse d'écoulement inférieure à 0.5 m/s,
- **aléa faible :** hauteur d'eau inférieure à 0.5 m, avec une vitesse d'écoulement inférieure à 0.5 m/s.

Ensuite, il est menée une phase de concertation avec la commune concernée pour prendre en compte l'urbanisation existante et ses développements possibles et en tirer ensuite une carte dite '**carte des enjeux**'. La vulnérabilité du bâti aux inondations est également

analysée pour pouvoir ensuite prescrire les mesures adaptées. Le document privilégié est le plan directeur de l'aménagement et de l'urbanisme (PDAU) intercommunal de la Wilaya.

Du croisement des aléas et des enjeux naît un plan de zonage qui précède l'établissement du règlement. Donc la qualité d'un PPRI dépend en grande partie de la qualité de la cartographie de l'aléa et de l'enjeu.

#### ▪ **Le PPRI: des cartes de zonage et un règlement**

A la fin de la procédure d'élaboration, le PPRI se résume à une cartographie précise du risque. Des cartes dites '**cartes de danger**' à des échelles convenables (1/25000e, 1/10000e et même 1/2000e pour certaines zones urbaines) présentent généralement quatre zones réglementaires différentes schématisées sur la carte des dangers par des couleurs différentes:

- les zones faiblement urbanisées: à aléa faible, à aléas fort.
- les zones fortement urbanisées: à aléa faible, à aléas fort.

Ces cartes de zonage, dont l'élaboration est confiée à des bureaux d'études spécialisés, s'accompagnent d'un règlement qui précise les conditions d'urbanisation et d'aménagement de chaque zone. On distingue généralement les zones inconstructibles, les zones constructibles sous conditions et les zones non encore urbanisées. Ces dernières correspondent aux champs d'expansion des crues et sont interdites à la construction. Le règlement comporte donc des mesures réglementant les constructions futures et des mesures imposées pour la réduction de la vulnérabilité pour les constructions existantes.

Après approbation par les instances compétentes, le PPRI devrait être élaboré dans un délai maximum de 5 ans. Ce document, constituant une **servitude d'utilité publique**, doit être **annexé au plan local d'urbanisme**.

#### ▪ **Un PPRI pour la ville de Annaba ?**

Les crues des oueds et chaabets drainant le versant Sud de l'Edough, constituent un phénomène récurrent dans la ville de Annaba et sa périphérie. Vu leur ampleur, les inondations survenues le 13 et 14 Décembre 2005 constituent un événement qualifié d'exceptionnel. Il s'agit de l'une des plus fortes inondations, après celles du 11 Novembre

1982, observées ces 30 dernières années. Elles sont la conséquence d'intempéries survenues au cours du mois de Décembre (387 mm à Séraïdi) et aggravées par des pluies particulièrement intenses enregistrées le 13/12/2005 (61.5 mm à Annaba-les Salines et 135.9 mm à Séraïdi). Ces pluies considérées très fortes, correspondent à des périodes de récurrence de 10 et 15 ans, respectivement.

La crue de Décembre 2005 constitue donc une crue de référence. Le risque de se reproduire au cours des 5 et 10 années à venir est de l'ordre de 40 et 65 %, respectivement, selon les données de Annaba-Les Salines. Il serait de l'ordre de 30 et 50 %, respectivement selon les données de Séraïdi; dans tous les cas un risque trop important pour être négligé.

La crue de Décembre 2005 ne peut être liée au seul événement pluvieux. Elle est le résultat et la combinaison de plusieurs autres facteurs dont une partie non négligeable est imputable à l'homme : modification du cours naturel des eaux, mauvais entretien des installations existantes et négligence. Cependant, cette crue qui constitue une référence peut servir de modèle pour ébaucher un Plan de Prévention des Risques d'Inondation dans la ville de Annaba. Ce plan serait adapté pour permettre un développement raisonné et durable, surtout au niveau de l'entrée Ouest de la ville, zone qualifiée à la fois de stratégique et sensible, dans le respect des règles de l'urbanisme et des activités actuellement présentes sur le bassin.

Dans la wilaya de Annaba, 30 cités et quartiers, en grande partie situés en ville, sont construits en zones inondables, donc exposés au risque inondation (Conseil National Economique et Social, 2003). Actuellement, les communes dans la wilaya de Annaba ne disposent pas encore de cartes de danger pour l'ensemble de leur territoire. De telles cartes sont en cours d'élaboration par le bureau d'étude suisse BONARD et GARDEL dans le cadre d'un programme pluriannuel de mise à niveau du secteur de l'hydraulique dans la Wilaya pour une enveloppe prévisionnelle de 40 milliards DA.

Partant du fait que l'élaboration d'une carte d'aléa nécessite beaucoup de données topographiques et hydrologiques (hydrométriques), ces cartes restent, à notre sens, approximatives, donc conservatives. Avec les données disponibles, il est à présent difficile de définir avec une précision suffisante les aléas; le réseau hydrographique de la ville de Annaba

ne disposant d'aucun moyen de mesure des écoulements souterrains et superficiels. Ce manque d'observations reste un handicap quant au calage des modèles de calcul utilisés.

Selon la présentation de BG du 12 Juin 2007 au siège de la Wilaya, les crues de références utilisées sont des crues de récurrence décennale (inondation du 13 au 14-12-2005) à bi décennale (inondation du 11-11-1982). Ces cartes, qui peuvent servir à l'élaboration d'un PPRI pour la ville de Annaba, ne peuvent donc être utilisées qu'à court et moyen termes. Pour élaborer des cartes fiables et durables, il faut penser à équiper tout d'abord le système hydrographique de moyens de mesure (sections de jaugeages, échelles limnimétriques, piézomètres), notamment dans la plaine Ouest et le bassin de Kherraza.

## CONCLUSION GENERALE

Chaque année, les crues de plusieurs cours d'eau d'Algérie, liées aux intempéries, causent des inondations. Ces dernières peuvent être lourdes de conséquences, tant sur le plan humain que matériel. La fréquence et l'ampleur des inondations touchant la ville de Annaba démontrent bien qu'une grande partie de la population est exposée à un risque réel d'inondation.

Située au Sud-est du massif de l'Edough, la ville de Annaba et sa périphérie se caractérisent par un relief fortement accidenté et relativement arrosé. Les quartiers bas de la ville, notamment ceux situés au Nord et à l'Ouest, sont souvent exposés aux inondations causées par les eaux de pluies torrentielles dévalant des versants limitrophes à pentes très raides. Les caractéristiques hydroclimatologiques (pluviométrie), géomorphologiques (dénivelées et pentes), géologiques (terrains métamorphiques) et hydrodynamiques (faible capacité d'infiltration) font de ces parties de la ville des zones favorables à la stagnation des eaux et l'accumulation des sédiments en période de crues.

La mise au point du logiciel «Averse 2.0», une version sous Windows de l'application «Météor» initialement développée sous le système d'exploitation MS DOS, a permis un traitement très poussé de près de 700 épisodes pluvieux, choisis parmi les plus intenses, survenus dans la région de Annaba (stations de Pont Bouchet et Aïn Berda) afin d'en tirer les principales caractéristiques (répartition temporelle, hyétogrammes, valeurs maximales des averses...). Le traitement statistique et l'analyse fréquentielle des pluies extrêmes (à l'origine de l'aléa d'inondation) a permis de synthétiser les caractéristiques des pluies intenses sous forme d'une courbe enveloppe (sans dimension) qui traduit la distribution de la pluie journalière maximale avec le temps au niveau de la région de Annaba. La relation fonctionnelle exprimant la variation de la hauteur de la lame d'eau précipitée avec la durée de l'averse a été établie. Cette relation, de type MONTANA permet, pour une fréquence donnée, d'estimer les intensités de pluie au niveau des bassins de la région de Annaba non équipés de pluviographes.

Le passage de la pluie à la crue du projet (la fonction de production) a été effectué à l'aide de la méthode du Numéro de la Courbe de Ruissellement du NRCS. Les caractéristiques des crues de faible fréquence (débits de pointe et volumes), en particulier les crues centennale et exceptionnelle, aux niveaux des exutoires des bassins étudiés ont été évaluées. L'introduction des valeurs ainsi obtenues dans le modèle hydraulique de Manning-Strickler, ainsi que les résultats du diagnostic du réseau hydrographique, ont permis d'identifier les zones de débordement et mieux comprendre les facteurs aggravants du risque d'inondation auquel s'expose la ville de Annaba.

En résumé, les inondations dans la ville de Annaba, de plus en plus fréquentes ces dernières années, sont liées à des causes multiples:

- hydrométéorologiques: averses intenses et pluies torrentielles fréquentes,
- géomorphologiques: versants élevés à pentes raides (crues violentes et rapides) et plaines basses (accumulation des sédiments et stagnation des eaux),
- hydrauliques: sections d'écoulement et/ou pentes par endroits insuffisantes pour évacuer les débits des crues moyennes et majeures : chenaux obstrués par toute forme d'embâcles, réseau d'assainissement des eaux pluviales de la ville en grande partie défaillant (avaloirs et grilles colmatés, par endroit emplacement non conforme aux normes), capacité de pompages non à la hauteur des débits à évacuer), l'existence d'un bouchon hydraulique à l'exutoire (aval de la confluence du canal de ceinture et de l'oued Boudjema),
- anthropiques: urbanisation accélérée et non contrôlée sur les piémonts du massif de l'Edough (destruction des zones boisées, imperméabilisation des terrains et augmentation du transport solide issu des différents chantiers), réseau hydrographique par endroit comblé de remblais et un comportement non responsable du citoyen (transformation des regards, des avaloirs et des chenaux en déchetterie).

Sachant que tout aléa hydrométéorologique échappe au contrôle de l'homme, la protection contre les inondations impose une série d'actions visant à réduire le risque de débordement au niveau des zones les plus vulnérables, d'une part, et développer une culture

de prévention du risque auprès du citoyen, en particulier, et des collectivités locales et territoriales, d'autre part.

La protection contre les crues de faibles fréquences et, par conséquent la réduction de la vulnérabilité dans les zones urbanisées, nécessite un système de drainage et de rétention des eaux adéquat. Les solutions proposées reposent en partie sur le principe: 'Retenir où cela est possible, évacuer si cela est nécessaire'. Dans cette optique, des mesures structurelles ont été proposées à court, moyen et long termes (maintien des capacités d'écoulement des cours d'eau à travers le curage permanent du réseau hydrographique, recalibrage et bétonnage de certains tronçons sur les oueds Kouba au Nord et Sidi Harb, Bouhdid et le Canal de ceinture à l'Ouest, réhabilitation et réalisation de bassins de rétention et de retenues d'eau sur les oueds Kouba, Forcha et certains affluents de l'oued Boudjema, réalisation d'un barrage de régulation sur l'oued Ouraïda à l'amont de Bouhdid, correction torrentielle à l'échelle du bassin). Ces différents ouvrages hydrauliques minimisent le risque de débordement au niveau des plaines Nord et Ouest. Toutefois, l'effet de ces aménagements sur la ligne d'eau reste très limité sur l'oued Boudjema à l'aval de la confluence avec le canal de ceinture. Ce dernier constitue, à ce niveau, un bouchon hydraulique qui impose des études complémentaires et une réglementation particulière et spécifique.

Faute de données hydrauliques complètes et surtout de fonds topographiques adéquats, la vérification par le calcul de la capacité d'évacuation de l'oued Boudjema à la confluence avec le Canal de Kef N'Sour et ses affluents n'a pu être effectuée dans cette étude. Cependant, avant d'entreprendre n'importe quelle action dans le sens de l'aménagement urbain de cette zone, aussi stratégique que sensible aux inondations, il est impérativement conseillé de vérifier l'état et la capacité du réseau en place. Ce réseau, complètement modifié dans le sous bassin de Sidi Achour (entrée Ouest de la ville de Annaba), en particulier, devrait être révisé sur un plan topographique au 1/1000 dans la mesure du possible; la délimitation sur le fond au 1/15000 existant serait erronée, surtout au niveau de la partie plaine (zone marécageuse) où le tracé naturel des drains et chaabets se perd complètement suite aux faibles pentes, d'une part, et au remblayage intensif et anarchique, d'autre part. Dans certains cas, un petit remblai ou un entassement de quelques centimètres suffit pour dévier les eaux de surface qui doivent continuer à s'écouler en créant d'autres tracés.

Dans le meilleur des cas, la capacité de l'oued Boudjemaa à l'aval de la confluence avec le collecteur principal (canal de Kef N'Sour) devrait, dans les conditions géométriques actuelles de la section d'écoulement, supporter au niveau du pont de la SNTF de Boukhadra un débit de transit de 190 à 240 m<sup>3</sup>/s correspondant, respectivement, aux crues centennale et exceptionnelle (après laminage par le barrage proposé à l'amont de l'oued Bouhdid). Sachant que la capacité d'évacuation de l'oued ne peut dépasser les 40 m<sup>3</sup>/s, que la côte du lit est relativement très proche du niveau zéro de la mer et que la pente du radier est très faible, l'approfondissement du lit est déconseillé par crainte d'inversion du gradient hydraulique qui pourrait provoquer de façon irréversible l'avancement de l'eau de mer vers les terres; il faudrait, en conséquence, penser à la déviation (pompage) et renforcer l'idée de retenir le maximum d'eau en amont des bassins (stockage).

La création d'ouvrages régulateurs au niveau de la plaine, proprement dite, de Kherraza est, du moins dans les conditions actuelles des connaissances, déconseillée; les battements de la nappe phréatique sont mal connus. L'installation d'une batterie de piézomètres et les observations périodiques sur une période plus ou moins représentative (4 à 5 années au moins) permettront d'apprécier les fluctuations saisonnières du niveau de la nappe libre et, par la suite, apporter un jugement quant à la stabilité des terrains, d'une part, et confirmer ou infirmer l'hypothèse d'inondation par remontée de nappe, d'autre part. Ces observations piézométriques, allant de paire avec des levés bathymétriques au niveau des différents marécages, permettront de tracer et d'expliquer l'origine de l'hydromorphisme de certains terrains à l'aval du bassin versant de l'oued Boudjemaa (Boussedra, Bidari, Cité Rym et Boukhadra).

De par sa géomorphologie de bassin d'accumulation, le bassin de l'oued Boudjemaa à l'exutoire se comporte comme un champ d'expansion des crues indispensable à la régulation des hautes eaux et qu'il est recommandé de préserver en évitant d'y réaliser des constructions ou des aménagements incompatibles avec le maintien des capacités de stockage des eaux excédentaires et le libre écoulement des cours d'eau.

Certes, le phénomène de débordement d'un cours d'eau est la plupart du temps d'origine naturelle et donc inévitable. Il est cependant possible de diminuer la vulnérabilité des enjeux en menant une politique de prévention. Il s'agit de mettre en place un réseau de compétences afin d'assurer les missions d'entretien et de confortement du réseau, d'annonce des crues et de

gestion de crise. Ce dispositif de prévention consiste, par une série d'actions coordonnées, à diminuer les risques en cas d'inondations.

Pratiquement, l'importance des crues est évaluée par les spécialistes (ANRH, DHW, ONA, ABH) selon la hauteur d'eau du cours principal mesurée sur un repère ou une échelle limnimétrique. Bien que les articles 24 et 25 de la loi n° 04-20 du 25-12-2004 précise les règles d'apposition de repères des plus hautes eaux connues, il n'existe, jusqu'à présent, aucun repère fixé par les collectivités locales et territoriales compétentes de la ville de Annaba. A ce titre, il est vivement recommandé de placer des échelles limnimétriques au niveau des ponts situés à l'amont des principaux oueds (au moins une échelle par cours d'eau) et une échelle au niveau du pont de la SNTH de Boukhadra. Ces échelles serviront à la fois au suivi de la montée des eaux des oueds en crue et permettront, après étalonnage des sections de mesure, de connaître avec une meilleure précision les valeurs des débits de transit.

Les principes selon lesquels s'effectuent la surveillance et la prévision des crues ainsi que la transmission de l'information sur ces crues en Algérie sont fixés par le décret n° 2005-28 du 12 janvier 2005 (Journal officiel de la RADP du 15 janvier 2005). Or il n'existe à présent aucun dispositif d'annonce de crues, proprement dit. Les informations sur l'évolution du temps sont éditées par les services de l'Office National de la Météorologie en transmettant un bulletin spécial aux autorités compétentes ou lors des bulletins quotidiens d'information présentés à la radio et à la télévision nationale.

Sachant que l'imagerie radar est en soit un domaine très spécifique, généralement du ressort des météorologues expérimentés, les possibilités d'annonce de crues dans la région de Annaba, en particulier, et au niveau du Nord-Est algérien, en général, peuvent être améliorées par une utilisation rationnelle des données de l'imagerie radar de la station de Séraïdi (rayon de balayage : 200 à 400 Km) dont l'analyse permet de déceler le comportement des précipitations (intensités, volumes, déplacements). Améliorer la prévision de crues c'est encourager et/ou financer des projets de recherche visant à valoriser les données du radar (calibrage des images radars) en développant un modèle traduisant la relation entre l'intensité de pluie et les caractéristiques des masses nuageuses : extension, épaisseur, degré de saturation et mouvement (ATLAS, 1990). Les résultats permettront de prévoir les quantités de pluies, et par conséquent, les débits de crues à la base desquels les actions préventives à entreprendre pourront être définies à temps.

De toutes les mesures préventives, un plan d'urgence approprié et une organisation en cas d'urgence restent incontournables. L'organisation des secours en cas de catastrophes naturelles, en général, et en cas d'inondations, en particulier, est prévue par le décret n° 85-231 du 25 août 1985. Une cellule de crise est mise en place et le plan ORSEC, jusqu'à présent mal connu du grand public, est déclenché. Ladite cellule est chargée, en relation avec le service de la protection civile, territorialement compétent, de mettre en oeuvre le dispositif de prévention et d'assurer la gestion du plan d'organisation des interventions et secours (évacuation des personnes en danger et prise en charge des sinistrés).

Pour améliorer la gestion des zones inondables et l'efficacité des outils utilisés, la politique de prévention des risques doit être replacée dans le contexte général de l'utilisation des sols et de la gestion de l'environnement à plus long terme. Les professionnels impliqués dans la mise en oeuvre de la politique de prévention et de protection, qu'ils soient politiques ou techniques, doivent veiller à ce que les efforts aillent en ce sens.

Une protection durable contre les crues ne peut être atteinte que si les principes sus évoqués sont transposés dans la pratique par l'élaboration d'un plan de prévention du risque inondation (PPRI) pour la ville de Annaba. La volonté de collaborer et l'aptitude à trouver des consensus entre tous les acteurs concernés sont des conditions indispensables à la réussite d'un tel projet à la fois réglementaire et technique et qui s'appuie sur le courant des idées favorables à l'environnement. L'utilisation des cartes de dangers en cours d'élaboration par le bureau d'étude BONARD et GARDEL, les résultats de ce travail et ceux des études complémentaires proposées contribueront à la mise en place d'un premier plan de prévention du risque inondation de la ville. Cet instrument dynamique doit être intégré dans un système d'information géographique (SIG) pour être régulièrement mis à jour.

Quelles que soient les mesures prises pour limiter l'intensité de l'aléa et réglementer l'occupation des sols, l'efficacité de la politique de prévention des inondations à long terme passe par une formation et une information des citoyens, qui leur permettent d'adopter un comportement responsable en toute connaissance de cause. Pour ce faire, l'identification des zones inondables doit être systématique et largement portée à la connaissance du public. Sur l'ensemble des bassins concernés, la population doit être informée des risques qu'elle encourt. Elle doit prendre conscience de l'absence de maîtrise humaine sur le phénomène d'inondation, de l'efficacité toute relative des solutions "lourdes" et de la nécessité d'accepter les contraintes

de son environnement. Dans les zones dangereuses, elle doit s'exercer à adopter un comportement adéquat pour sa sauvegarde en cas d'événement grave.

On doit enfin signaler que cette étude, qui n'est qu'un maillon dans une chaîne d'études intégrées dans un projet pluridisciplinaire, ne présente pas une solution définitive aux problèmes des inondations dans la ville de Annaba. Il s'agit d'un travail dont les résultats constituent un outil d'orientation, d'aide à la décision et d'appui aux collectivités locales et territoriales qui accompagnent les différents projets d'aménagement dans la ville de Annaba et sa périphérie.

## LISTE DES REFERENCES

ADJEB S., 1982, "Les inondations exceptionnelles du 11 novembre 1982 : Analyse hydropluviométrique", INRH, Annaba.

AISH, 1995, "Contributions au dictionnaire des sciences hydrologiques", Comité National Français des Sciences hydrologiques (CNFSH), Travaux et documents de la commission de terminologie N° 2, 70 p.

AMBROISE B., 1998, "Genèse des débits dans les petits bassins versants ruraux en milieu tempéré : 1-Processus et facteurs", *Revue science de l'eau*, N° 4, pp.471- 495

AMIRAT N. et N. LALA, 1993, "Contribution à l'étude de la genèse des inondations dans la ville de Annaba et du système de protection", mémoire d'ingénieur, Département d'aménagement, Université de Annaba, 99 p.

ANCTIL F., J. ROUSSELLE et N. LAUZON, 2005, "*Hydrologie, cheminement de l'eau*", Presses Internationales Polytechnique, 317 p.

ANONYME, 2001, "Guidelines on flood frequency analysis", Alberta Transportation, Transportation and Civil Engineering Division, Civil Projects Branch, USA, 84 p.

ANONYME, 2001 (Revised 2006), "Drainage Criteria Manual", Volume 1, Urban Drainage and Flood Control District, Denver, Colorado, pp 4- 20.

ANONYME, 2004, "Loi n° 04-20 du 25 Décembre 2004 relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable", Journal Officiel de la RADP N° 84.

ARGENCE S. & al., 2006, "High resolution numerical study of the Algiers 2001 flash flood: sensitivity to the upper-level potential vorticity anomaly", *Advances in Geosciences*, 7, pp. 251–257.

ATLAS D., 1990, "Radar in meteorology", *American Meteorological Society*, 806.

BALAYN P., 2001, "Contribution à la modélisation numérique de l'évolution morphologique des cours d'eau aménagés lors de crues", Thèse de doctorat, Université Claude Bernard-Lyon 1, 122 p.

BECK E, 2006, "Approche multi-risques en milieu urbain. Le cas des risques sismique et technologiques dans l'agglomération de Mulhouse (Haut-Rhin)", Thèse de doctorat en Géographie et Sciences de la Terre et de l'Univers, Université Louis Pasteur Strasbourg I, France, 288 p.

BELOULO L., K. KHANCHOUL, G. MOGUEDET et C.A. SCHULE, 2001, "La ressource en eau de surface dans le bassin de l'oued Seybouse (Nord-Est de l'Algérie) ", *Revue Mosella*, tome XXVI-N°3-4.

BELOULO L., A. BOULEDROUA et A. ZERDAZI, 2005, "Protection de la ville de Souk Ahras contre les inondation : Etudes géophysique et hydrologique", Rapport définitif, Bureau d'études URBATECH, Annaba, 103 p.

BELOULO L., A. SAIHIA, S. DJORFI et C. BENCHAAAR, 2005, "Contribution à l'étude de la lutte contre les inondations dans la ville de Annaba: Cas de la Plaine Ouest", Rapport annuel, Projet de recherche CNEPRU G2301/07/2005, 89 p.

BELOULO L., A. SAIHIA, S. DJORFI et C. BENCHAAAR, 2006, "Contribution à l'étude de la lutte contre les inondations dans la ville de Annaba: Cas de l'oued Kouba et Chaabet Zaafrania", Rapport annuel, Projet de recherche CNEPRU G2301/07/2006, 69 p.

BELOULO L., 2007, "Aménagement de l'Entrée Ouest de la ville de Annaba : Etude hydrologique", Bureau d'études AUA-Hafiane, Annaba, 100 p.

BERBER M., 2001, "Inondations meurtrières en Algérie",  
[http://www.rfi.fr/actufr/articles/023/article\\_11222.asp](http://www.rfi.fr/actufr/articles/023/article_11222.asp)

BG, 2005, "Protection contre les crues : Reconnaissance, diagnostic et étude du schéma directeur d'assainissement de Annaba", Groupement BG – URBAN, 60 p.

BG, 2007, "Protection contre les crues : Reconnaissance, diagnostic et étude du schéma directeur d'assainissement de Annaba", Rapport Mission C : Schéma directeur d'assainissement, Groupement BG – URBAN, 167 p.

BENJAMIN J. R. et C. A. CORNEL, 1970, "*Probability, statistics and decision for civil engineers*", Mc Graw Hill, USA, 684p.

BNEF, 1991, " Traitement du bassin versant de l'Edough dans le cadre de la lutte contre les inondations de la ville de Annaba- Phase II", BNEF, Algérie, 44 p.

BOBEE B. et F. ASHKAR, 1990, "The gamma and derived distributions applied in hydrology", *Water Resources Publications*, Litterton, Colorado, USA.

BODY K., 1981, "Analyse fréquentielle des pluies de l'Algérie - Synthèse régionale : détermination des paramètres principaux par station et répartition spatiale", ANRH-Antenne de Constantine, Algérie, 46p.

BORSALI A.H., A.BEKKI et H.OKACHA, 2005, "Aspect hydrologique des catastrophes naturelles : Inondations, glissements de terrain - Etude d'un cas : Oued Mekerra, Sidi Bel Abbes", 33<sup>ème</sup> Rencontre Universitaire de Génie Civil-Risques et environnement", 8 p.

BOULGHOBRA N., 2006, "Protection de la ville de Skikda contre l'inondation : Essai de PPRI", mémoire de magister en aménagement des milieux physiques, Université de Batna, 179 p.

BOUVIER C., A. MARCHANDISE, P. BRUNET et A. CRESPIY, 2008, "Un modèle pluie-débit distribué parcimonieux pour la prédétermination et la prévision des crues éclair. Application au bassin du Gardon d'Anduze (France)", *13th IWRA World Water Congress*, 1 - 4 Septembre, Montpellier, pp.1-10

BRAVARD J.P. et F. PETIT, 1997, "*Les cours d'eau. Dynamique du système fluvial*", Armand Colin, Paris, 213 p.

BRETON C., 1999, "Une méthode d'analyse et de minimisation du risque d'inondation appliquée à la rivière Chateauguay", Mémoire de Maîtrise es Sciences Appliquées, Ecole Polytechnique de Montréal, Université de Montréal, Canada, 136 p.

BRUNE G. M., 1953, "Trap efficiency of reservoirs", *Transactions of the American geophysical union*, vol. 34, n°3, pp. 407 - 418.

CANDELA A., G. ARONICA and M. SANTORO, 2005, "Effects of forest fires on flood frequency curves in a Mediterranean catchment", *Hydrological Sciences Journal*, volume 50 (2), pp. 193-206

CARLETTI G., 1976, "Détection automatique de valeurs anormales", *Revue de statistique appliquée*, tome 24 N°3, pp. 61-70

CDB, 2001, "Guidelines on flood frequency analysis", Alberta Transportation and Civil Engineering Division, Canada, pp.15-16.

CHOW V.T., 1959, "*Open channel hydraulics*", Mc Graw Hill, New York, 680 p.

CHOW V. T., 1964, "*Handbook of applied hydrology*", Mc Graw-Hill Book Company, New York, Section 25, pp. 1-124.

CHOW V.T, D.R MAIDMENT and L.R MAYS, 1988, "*Applied Hydrology*", McGraw-Hill, New York, 498 p.

CIEG, 2002, "Bilan 2001 des changements climatiques : conséquences, adaptation et vulnérabilité ", Groupe d'experts Intergouvernemental sur l'Evolution du Climat : 97.

CILF, 1978, "*Vocabulaire de l'hydrologie et de la météorologie*", La Maison du Dictionnaire, Paris, 237 p.

CNES, 2003, "L'urbanisation et les risques naturels et industriels en Algérie ; inquiétudes actuelles et futures", Rapport de la Commission de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, pp. 25-26.

COSANDEY C. et ROBINSON M., 2000, "*Hydrologie continentale*", Armand Colin, Paris, 360 p.

CRED, 2007, "Bilan des catastrophes naturelles dans le monde de 1975 à 2004", The OFDA/CRED International Disaster Database", Université Catholique de Louvain, Bruxelles, Belgique.

CRED, 2008, "Annual Disaster Statistical Review-The Numbers and Trends 2007", Université Catholique de Louvain, Bruxelles, Belgique. 64 p.

DARLOT A., -, "Retenues collinaires", Ministère de l'agriculture, Direction Générale du Génie Rural et de l'Hydraulique Agricole, Service de l'Hydraulique, Section Technique Centrale des Travaux d'Hydraulique, 130 p.

DAUPHINE A., 2001. "*Risques et catastrophes : observer - spatialiser – comprendre-gérer*", Armand Colin, Paris, 288 p.

DEGOUTTE G. (coord.), 1997, "Petits Barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi", Comité Français des Barrages et Réservoirs, Editions Cemagref, 173 p.

DELCAILLAU B., 2004, "*Reliefs et tectonique récente*", Ed. Vuibert, Paris, 259 p.

D'ERCOLE R., 1994. "La vulnérabilité des sociétés et des espaces urbanisés: concepts, typologie, mode d'analyse", *Revue de Géographie Alpine*, tome LXXXII (4) : pp. 87-96.

DFO, "Global Flood Detection, Mapping, and Streamflow Measurement",  
<http://www.dartmouth.edu/~floods/>

DFO, "Flood Detection Tools", <http://www.dartmouth.edu/~floods/Resources.html>

DFO, "Global Active Archive of Large Flood Events ", [www.dartmouth.edu/~floods](http://www.dartmouth.edu/~floods)

Dictionnaire Français d'Hydrologie: <http://www.cig.ensmp.fr/~hubert/glu/indexdic.htm>

DJAFRI A., 2006, "Modalités de financement des risques catastrophiques en Algérie"; *Conférence Régionale sur l'Assurance et la Réassurance des Risques liés aux Catastrophes Naturelles en Afrique*, Casablanca, Maroc 9 p.

DOUVINET J., D.DELAHAYE, et P.LANGLOIS, 2007, "De la morphométrie à un champ de mesure de la structuration d'un bassin versant", *Actes du Colloque International de Géomatique et d'Analyse Spatiale (SAGEO 2007)*, Clermont-Ferrand, 16 p., CD-ROM (A).

DUCH , 1997, "Plan d'occupation du sol: Kouba II", Annaba, pp.21-29

DUCH, 1998, " Plan d'occupation du sol: Kouba I (Phase 1)", Annaba, pp.24-37.

DUCH, 1999, " Plan d'occupation du sol: Kouba I (Phases 2 et 3)", Annaba, pp. 33-39.

DUMAS A., 2006, "Méthode de maximisation: estimation des crues maximales probables (CMP)", *La Houille Blanche*, n° 5, Paris, pp. 74 – 79.

El Watan, 2007, "Les plus grandes inondations", édition du 25 Avril,  
<http://www.elwatan.com>.

El Watan, 2008, "Des crues de l'oued M'zab font 33 morts et 48 blessés: Aïd de deuil à Ghardaïa", édition du 4 Octobre,  
[http://www.elwatan.com/IMG/article\\_PDF/article\\_105436.pdf](http://www.elwatan.com/IMG/article_PDF/article_105436.pdf).

El Watan, 2008, "Intempéries et inondations cycliques: La population en colère", édition du 04 octobre, <http://www.elwatan.com>.

ESPEY W. H., C.W. MORGAN and F.D. MASCH, 1965, "A study of some effects of urbanization on storm runoff from a small watershed", University of Texas Center for Research in Water Resources Technology, Report HYD07-6501, CRWR2, 109 p.

FEATHERSTONER.E. and C. NELLURI, 1986, "*Civil engineering hydraulics: essential theory with worked examples*", Granada Publishing Ltd., London, 371 p.

GENDREAU N., F. GRELOT, R. GARCON et D. DUBAND, 2003, "Risque et d'inondation: une notion probabiliste complexe pour le citoyen", *Ingénieries* (34) : pp.17-24.

GERLACH R.M., A.M. MOTAMEDI and T.R. LOOMIS, 2003, "*Drainage Design Manual for Maricopa County, Arizona: Hydrology*", Engineering Division Manager, Flood Control District of Maricopa County, Phoenix, USA, 350 p.

GIOVANOLA M. et F. HERITIER, 2002, "Les inondations de Bab El Oued", Cours de Fiabilité et sécurité II, février 2002, Département de génie civil, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse, 5p.

GLEIZES G., J. BOULETON, G. BOSSIERE et P. COLLOMB, 1988, "Données lithologiques et pétro-structurales nouvelles sur le massif cristallophyllien de l'Edough, (Est Algérien)", *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences*, Paris, 306 (II), pp. 1001-1008.

Glossaire Internationale d'Hydrologie

<http://www.environnement.ccip.fr/eau/inondations/inondation-typologie.htm>

GOITOM G. T., 1989, "Evaluation of Tc methods in a small rural watershed". In: *Channel Flow and Catchment Runoff*, Proc. Int. Conf. for Centennial of Manning's Formula and Kuichling's Rational Formula, pp.88-96.

GRESILLON J.M., P. HERTER et J.P.LAHAYE, 1979, "Note sur le dimensionnement des ouvrages évacuateurs de crues en Afrique de l'ouest sahélienne ou tropicale", Publ. ministère de la Coopération française, Paris, 75 p.

GRUBBS F.E and G. BECK, 1972, "Extension of sample sizes and percentage points for significance tests of outlying observations", *Technometrics* 14, pp. 847-854.

GUECHI S., L. BELOULOU, M. SITOUR M. et O. LABRECHE, 2006, "Initiation à l'étude des pluies intenses dans l'extrême Nord-Est de l'Algérie", *Séminaire international sur les Géosciences au service du Développement Durable*, Tébessa, Algérie, 5 p.

GUILMET B., 1963, "Intensité des fortes précipitations en fonction de leur durée", Notice d'informations techniques, Direction de la météorologie nationale, Paris, 13 p.

JOLLIET L., 2006, "Analyse spatiale et temporelle des précipitations en milieu urbain", Thèse de Maîtrise es Sciences Appliquées, Faculté des études supérieures et de la recherche, Université de Montréal, Canada, 152 p.

JONATHAN I.G. and E. J. NELSON, 2002, "Calculation of time of concentration for hydrologic design and analysis using geographic information system vector objects", *Journal of Hydroinformatics*, Vol. 4(2), IWA Publishing, pp. 75-81.

KAMPPINEN M. and M. WILENIUS, 2001, "Risk landscapes in the era of social transition", *Futures*, 33, pp. 307-317.

KENNEDY J.B et A.M. NEVILLE, 1986, "*Basic statistical methods for engineers and scientists*", Harper & Row Publishers, New York, 603 p.

KERDOUD N., 2005, "Bengladesh ou Medina? Espaces urbains périphériques et représentations: deux exemples à Annaba et à Guelma (Algérie)", *Cybergeog: Revue européenne de géographie*, N° 327, 17 p.

KIBLER D. F. and G. ARON, 1983, "Evaluation of  $T_c$  methods for urban watersheds". In: *Frontiers in Hydraulic Engineering* (Proc. M.I.T. ASCE Symp., August 1993), 553-559.

KIRPICH Z. P., 1940, "Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds", *Civil Engineering, American Society of Civil Engineers*, vol. 10, p 362.

KLEMES V., 1975, "Applications de l'hydrologie à la gestion des ressources en eau (au niveau de la planification et de la conception)", OMM N° 356, Genève, 121 p.

KOPSKY R.J and R.H. SMITH, 1987, "Criteria for selecting a reservoir routing method", *Proceedings of the Symposium on Engineering Hydrology, ASCE Publications*, pp. 696-701.

KREIS N., 2004, "Modélisation des crues des rivières de moyenne montagne pour la gestion intégrée du risque d'inondation : Application à la vallée de la Thur (Haut-Rhin)", Thèse de Doctorat de l'ENGREF, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, pp. 39-50.

KROOK, J.O., 1982, "Volume régularisable par les barrages de Hammam Meskhoutine et Bordj Sabath sur l'oued Bouhamdane", Rapport DEMRH, 10 p.

LABORDE J.P., 2000, "Eléments d'hydrologie de surface", cours polycopiés, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, 204 p.

LAM K.H., J. MILTON, M. NADEAU et L.VESCOVI, 2004, "Mise à jour des courbes d'Intensité Durée Fréquence des pluies de courte durée du climat récent au Québec", *57ème Congrès annuel de l'association canadienne des ressources hydriques-Eau et changement climatique: comprendre pour mieux s'adapter*, 16-18 Juin, Montréal, Qc, Canada.

LAOUAR R., A.J. BOYCE, Y. AHMED SAID, A. OUABADI, A.E FALLICK and A. TOUBAL, "Stable isotope study of the igneous, metamorphic and mineralized rocks of the Edough, complex, Annaba, Northeast Algeria", *Journal of African earth Sciences*, N° 35, Elsevier, pp. 271-283.

LINSLEY R.K, M.A. KOHLER and J.L.H. PAULHUS, 1982, "*Hydrology for engineers*", Mc Graw Hill Inc., New York, pp 69-74.

LOUKAS A. and M. QUICK, 1996, "Physically-based estimation of lag time for forested mountainous watersheds", *Hydrological Sciences Journal*, Vol. 41(1), pp 1-19.

LAMBERT R., 1996, "*Géographie du cycle de l'eau*", Editions Presses Universitaires du Mirail (PUM), Toulouse, 439 p.

LLAMAS J., 1993, "*Hydrologie générale. Principes et application*", Editions Gaétan Morin, Québec, 2ème édition, 527 p.

MARTIN P.J., 1991, "Avantages et techniques du barrage de régulation", Utilisation rationnelle des eaux des petits bassins versants en zones arides, Ed. AUPELF-UREF, John Libbey Eurotex, Paris, pp. 255-265.

MAIN ROADS, -, "Guide to determining rainfall intensities for design", Doc N° 67-08-73, Western Australia.

MANN H.B. and D.R.WHITNEY, (1947), "On a test of whether one of two random variables is stochastically larger than the other", *The Ann .of Math. Stat. Volume 18*, pp.52-60.

McCUEN R.H., 1982, "A guide to hydrologic analysis using SCS methods", Prentice Hall Inc., New Jersey, 145 p.

McCUEN R.H., S. L WONG and W.J. RAWLS, 1984, "Estimating urban time of concentration", *J. Hydraul. Engng* 110(7), pp.887-904.

M.E.D.D., 2003, "Les événements naturels dommageables en France et dans le monde en 2002", Rapport 2003, 28 p.

M.E.D.D., 2004, "Les inondations", Document d'information, Direction de la Prévention des Pollutions et des Risques, France, 24 p.

MESSAOUDI S. et N. TOUMI, 2006, "Impact des rejets urbains sur l'environnement: Cas de la Plaine Ouest de Annaba", mémoire d'ingénieur, Dpt. de Géologie, Université de Annaba, 87 p.

MICHEL C., 1989, "Réservoirs passifs d'écêtement de crue dans les petits bassins sans données hydrométriques", *Hydrologie continentale*, Volume 4, n° 1, pp 25-31.

MOCKUS V., 1972, "Estimation of direct of runoff from storm rainfall", National Engineering Book, section 4, Hydrology – Chap. 10, NRCS, USDA, pp. 10.1-10.24.

MUSTAFA O.S., M.ARSHAD, I. SATTAR and S. ALI, "Adoption of Kostiakov model to determine the soil infiltration for surface irrigation methods under local conditions", *Int. J. Agri. Biol.*, Volume 5, n° 1, pp. 40-42

MEYLAN P. et A.MUSY, 1999, "*Hydrologie fréquentielle*", Editions H\*G\*A, Bucarest, 415 p.

MUSY A., 1998, "*Hydrologie appliquée*", Edition H\*G\*A, Bucarest, 368 p.

MUSY A. et C. HIGY, 2004, "*Hydrologie: une science de la nature*", Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 302 p.

NADJAH M., 2007, "Deux morts victimes des inondations à Béchar ", El Watan, édition du 24 Octobre, <http://www.elwatan.com>.

O.C.D.E., 1982, "OECD Hazard Assessment Project", STEP System Group: Final Report, Stockholm.

O.F.E.G. 2001, "Protection contre les crues des cours d'eau - Directives 2001", Bienne, 72 p.

O.F.E.G. 2002, "Protection contre les crues au fil des temps", [www.bwg.admin.ch](http://www.bwg.admin.ch), 15 p.

O.N.U./DAH, 1992, "Glossaire international multilingue agréé de termes relatifs à la gestion des catastrophes", <http://www.unisdr.org/unisdr/glossaire.html>, 98 p.

OXFAM-SOLIDARITE, 2006, "Des inondations détruisent les camps de Sahraouis à Tindouf (Algérie)", <http://www.reliefweb.int/rw/rwb.nsf/db900sid/LSGZ-6MAKMD?OpenDocument>

PAPADAKIS C. and KAZAN N., 1986, "Time of concentration in small rural watersheds", Technical report, Cincinnati University, 20 p.

PELLING M., 2004, "Visions of Risk: A Review of International Indicators of Disaster Risk and its Management", UN-ISDR Inter-Agency Task force on Disaster Reduction – Working Group 3: Risk, Vulnerability and Disaster Impact Assessment, 73 p.

PIELKE R. A., 1999, 'Nine fallacies of floods', *Climatic Change* 42, pp. 413–438.

PNUD/OPE, 1987, "Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du Nord : Guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires", Projet RAB/80/011, OPU, Alger, 177p.

PUECH C. et G. CHABI, 1984, "Méthode de calcul des débits de crue décennale pour les petits et moyens bassins versants en Afrique de l'Ouest et centrale", *Publ. CIEH*, Ouagadougou, 91 p.

RAVI V. and J. R. WILLIAMS, 1998, "Estimation of infiltration rate in the vadose zone: compilation of simple mathematical models", Volume I, United States Environmental Protection Agency, EPA/600/R-97/128a, 84p.

RODIER J.A et C. AUVRAY, 1965, "Estimation des débits des crues décennales pour les bassins versants de superficie inférieure à 200 km<sup>2</sup> en Afrique occidentale", *Publ. ORSTOM*, CIEH 30 p.

ROLLEY R., H. KREITMANN, J. DUNGLAS, A. PIERREJEAN et L. ROLLAND, 1977, "Techniques des barrages en aménagement rural", Ministère de l'Agriculture, Groupe de Travail Permanent pour les Barrages en Aménagement Rural, Paris, France, 325 p.

SCANDIACONSULT INTERNATIONAL, 1985, "Protection de la ville de Annaba contre les inondations : Avant projet détaillé", DHW de Annaba.

SITOUR M., S. GUECHI et O. LABRECHE, 1998, "Initiation à l'étude des pluies intenses dans l'extrême Nord-Est de l'Algérie", mémoire d'ingénieur, IST, Université de Annaba, 53 p.

SORRELL R.C., 2000, "Computing flood discharges for small ungaged watersheds", Michigan Depart. of Environmental Quality, Land and Water Management Division, 33 p.

STRAUB T.D., C.S. MELCHING and K.E KOCHER, 2000, "Equations for estimating Clark unit-hydrograph parameters for small rural watersheds in Illinois", WRI Report 00-4184, Urbana, Illinois, USA.

STRELESKI T., A. ARAFA, M.ARAFA et M. SAYAD, 1983, "Rapport sur les inondations du 11 Novembre 1982 et analyse de protection contre les crues à Annaba", Département de Géologie, Institut des Sciences de la Nature, Université de Annaba.

TAHER SHAMSI A. and R. SABZIVAND, (1999), "Assessment of different methods in prediction of trap efficiency coefficient for Iranian large dams", *Proc. of Third Workshop on Dam Hydraulics, Iranian Committee of Large Dams (IRCOLD)*, Urmieh University, Iran, 6 p.

TEXAS DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2004, "Hydraulic Design Manual", Design division, 493 p.

TOLLAND L., C. ZURBRUGG and S.O. DENIS RUSSELL, 1998, "Estimating peak flows from forested watersheds in British Columbia", *CWRA, 51<sup>st</sup> Annual conference proceedings- Mountains to sea: Interaction with the hydrologic cycle*.

UN/ISDR, 2001, "Guidelines for reducing flood losses", 87 p., [www.unisdr.org](http://www.unisdr.org)

UN/SIPC, 2005, "Gestion des risques de catastrophes causées par l'eau", 6 p., [www.unisdr.org](http://www.unisdr.org).

UN/ISDR, 2007, "Towards a Culture of Prevention: Disaster Risk Reduction Begins at School - Good Practices and Lessons Learned", 256 p, [www.unisdr.org](http://www.unisdr.org).

URBAN, 2004, "PDAU Intercommunal de Annaba", Wilaya de Annaba, Algérie.

US BUREAU OF RECLAMATION, 1987, "*Design of Small Dams*", US Government Printing Office, 3<sup>rd</sup> Edition, Washington DC, 904 p.

USGS, 2000, "Lag time relations for urban streams in Georgia", WRI Report 00-4049.

USGS, 1993, "Techniques for estimating magnitude and frequency of floods in rural basins of Georgia", WRI Report 93-4016.

US-NRCS, 1986, "Urban hydrology for small watersheds", Technical Release 55 (TR 55), USDA, 164 p.

VIA J. M., 1980, "La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins algéro-tunisiens", Thèse de Doctorat ès Sciences Naturelles, 2 volumes, Université Pierre et Marie Curie (Paris VI), 665 p.

WALD A. and J. WOLFOWITZ, 1943, "An exact test for randomness in the non parametric case based on serial correlation", *Ann. Math. Stat.* Volume 14, pp. 378-388.

WATTS S.B. and L. TOLLAND, 2005 (editors), "Forestry handbook for British Columbia", 5<sup>th</sup> Ed., USU, University of British Columbia, Vancouver, BC, 773 p

WILLIAMS J.R., Y. OUYANG, J.S. CHEN and V. RAVI, 1998, "Estimation of infiltration rate in the vadose zone: Application of selected mathematical models", Volume II, United States Environmental Protection Agency, EPA/600/R-97/128b, 117 p.

WOLFE D.L., 2006, "Hydrology Manual", Los Angeles County Department of Public Works, Water Resources Division, 160 p.

WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION, 1994, "Guide to hydrological practices", Data acquisition and Processing, analysis, forecasting and other applications, Fifth Edition, WMO N° 168, 770 p.

ZAVOIANU I., 1985, "*Morphometry of drainage basins*", Developments in water science, N°20, Elsevier, New York, 238 p.

#### ***Autres documents et sites***

- Images satellites : <http://www.flashearth.com/>
- Archives de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH)
- Archives de l'Office National de la Météorologie (ONM)
- Archives de l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT).
- Archives de la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Annaba (DHW)
- Archives de la Protection Civile de la ville de Annaba (Rapports : 2002 et 2005)
- Archives de la Protection Civile de la ville de Skikda (Rapport : 1985)
- Cartes topographiques au 25 millième de Annaba et Séraïdi
- Carte topographique au 200 millième de Annaba.
- Carte topographique au 500 millième de Constantine
- Fond du PDAU intercommunal de Annaba au 1/15000, Mars 2004, URBAN.
- <http://www.photos-algerie.fr/>
- <http://ecolerusicade.free.fr/inond.html>
- <http://www.youtube.com/watch>
- <http://video-aol.com/video-detail>

# **ANNEXES**

**ANNEXE 1** – DOMMAGES CAUSEES PAR LES INONDATIONS (QUELQUES EXEMPLES)

**ANNEXE 2** - DONNEES HYDROCLIMATOLOGIQUES

**ANNEXE 3** – METHODES DE CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION DU BASSIN

**ANNEXE 4** – INVENTAIRE DES POINTS D'EAU ET ESSAI D'INFILTRATION

**ANNEXE 5** – DESCRIPTION DE L'APPLICATION 'AVERSE 2.0' ET TRAITEMENT DES DONNEES

**ANNEXE 6**– TABLES DES COEFFICIENTS D'ECOULEMENTS, CALCULS ET HYDROGRAMMES  
DES CRUES FREQUENTIELLES

**ANNEXE 7** – DONNEES ET CALCULS TOPOGRAPHIQUES

**ANNEXE 8** – DONNEES DU LAMINAGE DES CRUES

## ANNEXE 1. DOMMAGES CAUSEES PAR LES INONDATIONS (QUELQUES EXEMPLES)

### 1. A l'échelle mondiale

Pays	Lieu	Date	Bilan des dégâts
France	Montauban	1930	200 morts, 10 000 sinistrés et 3 000 maisons détruites, 11 grands ponts emportés, 17m de montée des eaux en 24 h et des hauteurs de submersions de 7m en ville
France	St. Laurent de Cerdans (Pyrénées orientales)	16-20/10/1940	350 décès du côté français
Allemagne	Hambourg	17-02/1962	350 décès
Portugal	Lisbonne	26/11/1967	plus de 450 décès
France	Le Grand-Bornand	14/07/1987	23 morts, 9 blessés
France	Vaison-La-Romaine	22/09/1992	34 morts, 3 milliards de francs de dégâts
Egypte	plusieurs provinces	02-08/11/1994	593 décès, 100000 personnes évacuées, dommages élevés à 500 millions de dollars, 4200 hectares submergés
Italie	régions du Nord	01-10/11/1994	83 décès, 10308 évacués, dégâts évalués à 4 milliards de dollars
Maroc	régions du Sud	1995	166 décès, 210 évacués, dégâts évalués à 10 millions de dollars (véhicules, maisons, magasins détruits)
Afrique du Sud	Pietermaritzburg	25/12/1995-2/01/1996	157 décès, 2000 personnes, déplacées, dégâts évalués à 600 millions de dollars
Malaisie	Bornéo	26-28/12/1996	200 décès, dommages évalués à 52 millions de dollars
Pakistan	Punjab	02-07/09/1996	119 décès, 100 000 personnes déplacés, 3000 villages inondés, 18 000 maisons détruites
Canada	Saguenay	19-22/07/1996	10 décès, 12000 personnes déplacées, 1500 à 2000 maisons complètement détruites, dégâts évalués à 750 millions de dollars.
France	départements du Sud-Ouest	Novembre 1999	36 morts, 3.5 milliards de dégâts
Brésil	Palmares, Maceió, région métropolitaine de Recife, Catende, Belém de Maria	30/07-17/08/2000	70 morts, 120000 personnes déplacées, dégâts évalués à 75 millions de dollars
Oman	Nizwa, Muscat, Wilayat	14/04-19/04/2003	30 morts
Iran	Nord-Est, province de Golestân, comtés de Kalaleh, Galidagh	31/07-01/08/2005	Six villages inondés dans la région montagneuse de Galidagh, 27 morts, 25 disparus, maisons, routes et fermes endommagées.
Mexico	Tabasco - Villahermosa, Las Lagunas. Chiapas - San Juan Grijalva	28/10-01/12/2007	19 morts, 800000 personnes déplacées, dégâts évalués à 5 milliards de dollars
Mozambique	Beira, Zambezia, Manica ,Sofala Tete , Nampula.	03/01-10/03/2007	46 morts, 165000 personnes déplacées dont 14200 sans abris, 6600 maisons détruites, 91000 hectares de cultures inondées, dommages évalués à 71 millions de dollars.

## 2. A l'échelle nationale

Lieu	Date	Bilan des dégâts
Mostaganem	Novembre 1927	3000 morts, échelle de gravité : 5.
Azazga (Tizi Ouzou)	12/10/1971	40 décès, des centaines d'habitations détruites
Tizi Ouzou	28-31/03/1974	52 décès dans la wilaya, 18000 sinistrés, dégâts estimés à 27 millions de DA
El Eulma (Sétif)	- 01/09/1980	44 décès.
à Annaba (centre ville)	11/11/1982	26 décès, 9500 sinistrés, dégâts matériels importants
Skikda	30/01-4/02/1984	174 maisons démolies, 500 familles sinistrées, terrains agricoles fortement endommagés,
Skikda	28-30/12/1984	11 décès, infrastructures de base fortement endommagées, édifices effondrés, immersion de 400 hectares, dégâts évalués alors à 50 millions de DA
Jijel	29/12/1984	29 décès, 11000 sinistrés
Sidi Bel Abbes	04/10/1986	1 décès, 200 familles sans abri
Oued Rhiou	20/10/1993	22 décès, 14 blessés
Bordj Bou Arréridj	23/09/1994	16 décès, dégâts (10 millions DA)
Annaba	23-30/04/1996	5 décès.
Alger (Bab el Oued)	09-11/11/2001	plus de 700 décès, 115 disparus, des milliers de blessés, dégâts (30 milliards de DA); 262 mm de pluie enregistrés dont 130 mm durant la matinée du 10 Novembre à la station de Bouzereah
Skikda	17-11-2004	plus de 100 familles sans abri, 219 familles sinistrées, établissements scolaires fermées (3 lycées, 6 collèges d'enseignement moyen et 4 écoles fondamentales)
Sud (régions d'Illizi, Adrar et Tamanrasset)	06-09/03/2005	3 décès, 09 disparus et 70 évacués par hélicoptère, routes, agriculture et infrastructures endommagées, plusieurs villages inondés
Annaba	13-14/12/2005	plan ORSEC déclenché, rupture de canalisations d'eau potable et des conduites d'eaux usées, besoins alimentaires et vestimentaires des sinistrés évalués à 1.2 millions de DA, <b>cause</b> : 135.9 et 61.5 mm enregistrées le 13-12-2005 aux stations de Séraïdi et Annaba-Les salines, respectivement
Tindouf	09-11/02/2006	50 à 60% d'infrastructures détruites aux camps des réfugiés sahraouis (12200 familles sans abri) ; <b>cause</b> : 79 mm de pluie entre le vendredi 10/02 au matin et le samedi 11/02 à l'aube
Bechar	18 Octobre 2007	2 morts emportés par les eaux, lignes téléphoniques coupées, routes bloquées (effondrement de plusieurs ponts).
Ghardaïa	01 Octobre 2008	Plus de 34 décès et 50 blessés, maisons effondrées sur leurs habitants, des dizaines de véhicules emportés par les eaux, arbres arrachés, poteaux électriques ensevelis, dégâts aux surfaces agricoles et au cheptel ovin, plus de 1000 maisons inondées dont 600 sont endommagées.
Bechar	10 Octobre 2008	8 morts, dégâts matériels importants, la plus grande inondation depuis 1959.

## ANNEXE 2- DONNEES HYDROCLIMATOLOGIQUES

Annaba-les salines

Pluies mensuelles et annuelles (mm)

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août	Total
1985	30,7	37,8	42,0	66,1	101,1	48,9	130,1	43,3	<b>41,1</b>	0,4	0,0	1,4	542,9
1986	17,7	125,9	147,1	181,5	117,6	71,6	104,5	37,4	3,7	23,0	3,4	2,3	835,7
1987	40,6	28,2	69,5	14,8	124,4	126,8	27,7	37,1	68,5	3,4	9,9	4,1	555,0
1988	51,8	6,7	81,9	138,3	<b>103,5</b>	<b>72,6</b>	47,3	19,4	29,5	33,2	31,0	0,0	615,2
1989	21,7	78,7	55,9	105,6	37,1	53,2	42,2	100,2	19,0	14,4	3,0	5,8	536,8
1990	1,6	30,0	106,5	180,7	130,4	62,0	43,7	36,7	38,2	18,6	0,0	6,4	654,8
1991	52,2	99,5	66,6	29,0	91,5	<b>72,6</b>	158,0	13,6	60,7	13,8	0,3	8,6	666,4
1992	2,2	36,4	126,2	143,2	69,0	80,5	65,1	111,5	83,1	14,9	10,8	0,6	743,5
1993	<b>40,2</b>	54,8	20,2	159,6	89,7	42,0	81,0	58,7	66,2	3,1	0,0	4,3	619,8
1994	17,3	46,8	19,4	109,9	83,8	85,5	51,0	79,2	16,7	13,2	1,0	4,0	527,8
1995	74,6	10,1	79,8	65,8	180,0	20,1	74,1	37,0	10,1	28,6	0,1	4,1	584,4
1996	26,7	40,8	45,0	63,1	91,5	108,5	70,9	105,7	65,3	15,6	5,5	10,2	648,8
1997	118,4	103,4	214,8	141,0	<b>103,5</b>	49,0	43,1	32,9	6,2	33,7	0,0	20,8	866,8
1998	63,0	60,9	236,9	64,4	70,1	85,5	34,9	84,7	49,2	6,2	0,0	32,0	787,8
1999	16,6	29,6	111,0	135,7	157,0	103,4	48,0	44,7	37,5	9,0	13,4	4,3	710,2
2000	19,3	104,7	37,0	107,6	50,2	31,0	24,2	19,7	114,8	9,5	0,0	15,6	533,6
2001	47,4	4,1	60,3	81,5	111,5	74,9	18,7	40,0	28,3	0,4	0,4	2,5	470,0
2002	24,1	72,9	188,2	147,1	29,1	48,9	32,4	62,4	14,6	0,3	13,0	67,0	700,0
2003	66,9	39,4	19,9	170,6	186,4	86,1	21,0	90,9	26,0	0,0	0,0	0,0	707,2
2004	81,1	21,3	179,6	184,8	110,4	22,5	69,3	96,6	74,5	32,3	2,0	3,3	877,7
2005	29,3	15,0	55,1	184,0	135,9	179,5	61,0	123,2	10,0	3,4	1,1	7,0	804,5

**NB: les valeurs en gras correspondent à des lacunes comblées par la moyenne.**

## Seraïdi

## Pluies mensuelles et annuelles (mm)

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aoû	Total
1985	31,0	31,7	143,8	137,7	195,3	50,3	192,0	46,1	59,5	0,0	0,0	16,4	903,8
1986	28,6	208,1	220,5	289,0	185,6	129,2	174,9	88,3	7,5	18,3	10,6	2,5	1363,1
1987	39,8	24,5	199,2	41,8	171,7	225,5	79,8	32,2	105,4	0,0	4,5	15,7	940,1
1988	104,3	2,2	143,7	198,6	106,6	114,5	45,0	36,5	34,0	37,5	20,2	0,0	843,1
1989	19,7	90,6	131,3	166,5	58,0	67,5	44,4	114,9	14,3	15,0	3,2	13,1	738,5
1990	1,6	97,7	173,4	452,5	261,0	15,1	60,1	65,0	60,3	13,7	0,0	23,1	1223,5
1991	157,2	221,8	143,5	49,7	186,5	103,7	295,5	58,6	53,4	12,8	0,0	16,4	1299,1
1992	21,9	55,9	238,8	259,7	109,5	198,9	158,0	307,0	173,9	22,1	11,1	0,0	1556,8
1993	52,5	80,8	70,3	210,9	138,1	102,2	90,5	81,4	71,9	22,0	0,0	28,0	948,6
1994	61,4	115,2	33,1	269,4	253,0	174,6	5,5	132,8	17,1	6,0	0,0	0,0	1068,1
1995	165,9	37,7	165,3	169,3	289,8	32,1	153,6	60,9	9,5	22,4	0,0	47,9	1154,4
1996	49,9	93,5	130,8	94,5	176,4	443,8	108,6	214,2	71,7	15,7	19,0	26,4	1444,5
1997	119,6	293,9	352,3	237,8	169,1	40,0	29,9	70,4	7,5	43,6	3,0	8,3	1375,4
1998	67,6	96,1	334,5	143,8	98,3	93,5	75,6	120,4	95,6	9,3	0,0	57,3	1192,0
1999	26,8	40,9	269,3	272,6	254,2	120,7	53,6	87,2	33,3	17,2	11,4	0,0	1187,2
2000	20,0	177,5	85,7	180,0	95,8	61,3	37,1	53,6	218,1	22,8	0,0	14,7	966,6
2001	52,1	5,0	181,6	147,2	172,4	108,5	28,7	72,3	44,9	1,7	0,0	4,3	818,7
2002	44,6	122,5	348,9	265,1	65,9	75,9	71,4	74,8	29,9	1,8	28,1	48,4	1177,3
2003	<b>64,2</b>	<b>95,7</b>	<b>229,9</b>	<b>202,1</b>	<b>170,1</b>	<b>115,8</b>	<b>96,1</b>	<b>98,5</b>	<b>63,2</b>	<b>18,0</b>	<b>5,8</b>	<b>17,1</b>	<b>1176,6</b>
2004	154,5	23,0	369,4	253,0	244,4	43,1	122,0	154,2	93,8	60,6	0,0	3,0	1521,0
2005	45,2	21,2	103,1	387,0	249,8	274,2	132,6	189,8	11,5	48,0	8,2	44,1	1514,7

NB: les valeurs en gras correspondent aux lacunes comblées par la moyenne.

## Annaba – Les Salines

## Température moyennes mensuelles (°C)

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août	Moyenne
1972	11,1	10,1	10,9	13,7	18,6	24,5	22,1	25,0	24,0	19,6	14,6	12,4	17,2
1973	11,1	10,1	10,9	13,8	18,7	22,1	24,5	25,0	24,0	19,6	14,6	12,4	17,2
1974	12,5	11,7	13,7	13,8	17,9	21,4	22,9	24,1	23,3	17,4	14,5	11,8	17,1
1975	11,6	11,0	12,2	13,5	16,8	19,9	22,9	24,6	24,5	18,2	14,4	12,5	16,8
1976	10,9	10,9	11,5	17,6	17,6	20,7	24,4	22,5	22,2	13,3	13,3	12,3	16,4
1977	13,0	13,7	13,7	15,7	18,0	20,9	32,9	24,0	21,1	20,1	15,5	10,2	18,2
1978	10,2	13,5	13,4	14,1	17,6	21,0	23,2	24,5	22,4	17,5	13,3	14,3	17,1
1979	13,3	13,0	13,2	13,3	17,8	22,3	24,7	24,5	21,7	19,5	13,8	12,5	17,5
1980	11,3	12,2	12,9	13,4	16,8	20,3	22,5	24,7	23,2	18,6	15,9	10,3	16,8
1981	18,0	11,9	14,5	13,3	18,2	21,2	22,9	24,2	25,6	21,1	15,0	14,7	18,4
1982	12,9	12,0	12,9	14,9	18,3	23,9	27,5	25,5	23,8	20,3	15,8	11,6	18,3
1983	10,8	10,5	13,1	16,1	18,5	12,1	26,8	25,4	23,9	19,7	17,2	13,0	17,3
1984	11,7	11,1	12,3	14,4	17,7	20,7	24,8	24,0	22,3	18,7	16,8	12,3	17,2
1985	10,7	14,0	12,0	15,7	18,0	21,7	25,1	24,8	25,7	20,0	17,1	13,0	18,2
1986	11,8	11,6	12,9	15,3	15,2	20,9	24,0	26,2	22,5	21,3	15,3	12,0	17,4
1987	11,3	12,4	12,5	15,8	17,1	21,4	25,4	26,5	25,6	22,9	16,2	14,4	18,5
1988	13,1	11,3	13,8	16,2	19,4	22,4	25,1	26,1	22,4	21,7	16,0	11,4	18,2
1989	10,7	11,6	14,3	15,3	14,8	21,2	25,2	26,3	23,6	19,4	16,5	17,2	18,0
1990	12,1	13,7	13,9	15,4	19,8	22,6	24,9	24,6	25,3	22,4	16,6	11,0	18,5
1991	10,5	10,8	14,9	13,7	15,8	21,3	24,6	25,6	24,7	19,9	14,4	10,8	17,2
1992	9,7	10,8	12,9	14,7	17,9	21,4	23,3	25,6	24,2	19,8	16,0	14,7	17,6
1993	10,2	10,3	11,5	15,0	18,8	22,2	24,6	26,6	20,6	15,2	9,8	12,2	16,4
1994	12,2	12,0	13,8	14,0	19,5	20,1	25,6	28,3	25,4	20,3	17,2	13,0	18,4

## Annaba – Les Salines

## Température moyennes mensuelles (°C)

(suite)

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août	Moyenne
1995	11,4	13,6	12,4	14,3	19,2	21,8	24,9	26,1	23,1	20,1	16,3	14,3	18,1
1996	13,5	11,0	13,3	15,3	18,3	27,6	24,3	25,8	21,8	18,1	16,3	13,9	18,3
1997	13,0	12,4	12,8	15,3	20,1	23,4	24,8	25,9	23,5	20,7	12,8	13,3	18,2
1998	11,9	12,2	13,7	16,3	18,3	23,6	24,8	25,3	11,2	13,9	18,3	23,9	17,8
1999	11,9	10,1	14,1	15,5	20,4	23,4	25,2	27,5	25,2	22,4	15,2	12,1	18,6
2000	9,1	13,5	12,0	16,0	19,7	22,0	25,3	26,9	23,1	18,9	15,8	12,7	17,9
2001	12,0	11,0	16,0	14,6	18,2	22,7	25,0	25,7	21,9	23,0	15,3	11,3	18,0
2002	9,8	11,5	13,7	15,2	18,7	22,7	24,8	24,9	22,6	19,6	16,3	13,5	17,8
2003	11,5	10,6	13,2	16,4	18,5	24,8	27,6	28,1	23,6	21,2	16,1	11,7	18,6
2004	11,5	12,3	12,7	14,4	17,2	20,8	24,5	26,2	23,0	21,2	14,0	12,2	17,5

## Seraïdi

## Température moyennes mensuelles (°C)

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août	Moyenne
1988	9,8	7,2	8,6	13,8	18,1	19,5	25,4	24,8	19,8	19,3	12,1	6,5	15,4
1989	7,8	8,6	11,7	11,6	14,9	19,5	24,5	24,9	19,9	15,6	13,4	11,8	15,4
1990	7,4	11,9	10,1	10,8	15,8	22,3	22,8	22,2	23,5	18,3	10,9	6,1	15,2
1991	7,3	6,3	10,7	9,6	12,6	19,9	24,5	25,0	21,4	15,6	11,5	6,6	14,3
1992	6,9	7,4	8,6	11,8	16,6	17,9	22,0	24,0	21,5	16,8	13,5	9,1	14,7
1993	8,5	11,3	17,3	21,3	25,3	23,8	20,8	17,0	12,2	7,4	9,0	7,7	15,1
1994	7,2	8,9	12,1	9,8	19,7	20,7	25,7	28,7	22,1	16,6	13,3	9,1	16,2
1995	6,8	10,3	9,0	11,2	17,8	20,1	24,4	22,9	19,4	17,1	11,9	10,8	15,1
1996	9,9	6,3	10,1	11,4	13,1	19,0	23,9	23,9	17,6	14,1	12,1	10,4	14,3
1997	9,5	9,3	9,4	11,2	19,4	23,3	23,2	23,9	20,1	16,9	11,7	9,1	15,6
1998	9,6	9,2	9,7	13,2	15,6	23,2	25,1	24,1	20,8	15,1	9,7	7,2	15,2
1999	8,0	5,5	10,9	13,0	21,0	22,5	23,7	27,3	22,4	19,6	10,2	7,8	16,0
2000	5,9	8,6	11,4	13,7	18,8	20,4	25,0	26,5	21,2	15,2	12,6	10,9	15,9
2001	9,1	7,8	14,6	11,8	15,8	22,3	25,5	25,5	19,4	21,0	11,1	7,1	15,9
2002	7,6	8,8	10,6	13,1	17,1	23,9	23,8	23,6	15,9	17,8	12,4	9,7	15,4
2003	6,7	5,9	10,1	13,7	17,3	25,4	28,3	28,1	20,1	18,0	12,6	7,7	16,2
2004	7,5	9,2	10,2	11,9	14,5	21,2	24,9	25,8	21,2	20,4	10,1	8,2	15,4
2005	5,0	3,9	10,8	12,7	19,6	22,8	25,2	22,9	19,8	17,9	12,1	6,9	15,0

## Evapotranspiration et Bilans hydriques

- **Formule de THORNTHWAITE :  $ETP = 16 \times (10 \times T / I)^\alpha$**

$$i = (T / 5)^{1.514}$$

$$I = \sum_1^{12} i$$

$$\alpha = (1.6 * I / 100) + 0.5$$

$$ETPc = K \times ETP$$

où: ETP : évapotranspiration potentielle (mm)

T : température moyenne mensuelle (°C)

I : indice thermique annuel

i : indice thermique mensuelle

$\alpha$  : constante d'ajustement

ETPc: évapotranspiration potentielle corrigée (mm)

K : facteur de correction de la latitude (tabulé)

### **-Définition des termes du bilan évaporométrique de THORNTHWAITE**

H : nombre d'heures de jour par mois

BH : bilan hydrique

RFU : réserve facilement utilisable

ETR : évapotranspiration réelle

DA : déficit agricole

EXC : excédent

## a- Calcul de l'évapotranspiration potentielle

Mois	P (mm)	T (°C)	i	ETP (mm)	H (h/mois)	K (latitude : 36°N)	ETPc (mm)
Sep	40,2	22,9	10,0	100,7	373,0	1,04	104,4
Oct	49,9	20,0	8,2	78,2	354,0	0,98	76,9
Nov	93,5	15,7	5,7	49,7	306,0	0,85	42,3
Déc	117,8	13,4	4,4	37,0	302,0	0,84	31,0
Jan	103,5	11,4	3,5	27,3	311,0	0,86	23,6
Fév	72,6	11,8	3,7	29,2	307,0	0,85	24,9
Mar	59,4	13,3	4,4	36,5	371,0	1,03	37,6
Avr	60,7	15,2	5,4	46,8	391,0	1,09	50,8
Mai	41,1	18,2	7,1	65,6	437,0	1,21	79,6
Jun	13,2	22,4	9,7	96,6	437,0	1,21	117,3
Jul	4,5	25,0	11,4	118,7	444,0	1,23	146,4
Août	9,7	26,1	12,2	128,6	419,0	1,16	149,7
Année	666,1	18,0	85,60	814,9	4452,0	-	884,4

## b- Bilan évaporométrique de THORNTHWAITE (RFU: 90 mm)

Mois	P (mm)	ETPc (mm)	BH (mm)	RFU (mm)	ETR (mm)	DA (mm)	EXC (mm)
Sep	40,2	104,4	-64,2	0,0	40,2	64,2	0,0
Oct	49,9	76,9	-27,0	0,0	49,9	27,0	0,0
Nov	93,5	42,3	51,2	51,2	42,3	0,0	0,0
Déc	117,8	31,0	86,8	90,0	31,0	0,0	48,0
Jan	103,5	23,6	79,9	90,0	23,6	0,0	79,9
Fév	72,6	24,9	47,7	90,0	24,9	0,0	47,7
Mar	59,4	37,6	21,8	90,0	37,6	0,0	21,8
Avr	60,7	50,8	9,9	90,0	50,8	0,0	9,9
Mai	41,1	79,6	-38,5	51,5	79,6	0,0	0,0
Jun	13,2	117,3	-104,1	0,0	64,7	52,6	0,0
Jul	4,5	146,4	-141,9	0,0	4,5	141,9	0,0
Août	9,7	149,7	-140,0	0,0	9,7	140,0	0,0
Année	666,1	884,4	-218,3		458,8	425,6	207,3

## a- Calcul de l'évapotranspiration potentielle

Mois	P (mm)	T (°C)	i	ETP (mm)	H (h/mois)	K (Latitude : 36°N)	ETPc
Sep	64,2	19,9	8,10	87,3	373	1,04	90,5
Oct	95,7	16,8	6,26	66,5	354	0,98	65,4
Nov	198,3	11,7	3,62	37,2	306	0,85	31,6
Déc	202,1	8,5	2,23	22,2	302	0,84	18,6
Jan	170,1	7,8	1,96	19,4	311	0,86	16,7
Fév	115,8	8,1	2,08	20,6	307	0,85	17,5
Mar	96,1	10,9	3,25	33,2	371	1,03	34,2
Avr	98,5	12,5	4,00	41,3	391	1,09	44,9
Mai	63,2	17,4	6,61	70,4	437	1,21	85,4
Jun	18,0	21,5	9,10	98,9	437	1,21	120,0
Jul	5,8	24,4	11,02	121,2	444	1,23	149,5
Août	17,1	24,5	11,09	122,0	419	1,16	142,0
Année	1144,9	15,3	69,3	740,1	4452,0		816,4

## b- Bilan évaporométrique de THORNTHWAITE (RFU: 90 mm)

Mois	P (mm)	ETPc (mm)	BH (mm)	RFU (mm)	ETR (mm)	DA (mm)	EXC (mm)
Sep	64,2	90,5	-26,3	0,0	64,2	26,3	0,0
Oct	95,7	65,4	30,3	30,3	65,4	0,0	0,0
Nov	198,3	31,6	166,7	90,0	31,6	0,0	107,0
Déc	202,1	18,6	183,5	90,0	18,6	0,0	183,5
Jan	170,1	16,7	153,4	90,0	16,7	0,0	153,4
Fév	115,8	17,5	98,3	90,0	17,5	0,0	98,3
Mar	96,1	34,2	61,9	90,0	34,2	0,0	61,9
Avr	98,5	44,9	53,6	90,0	44,9	0,0	53,6
Mai	63,2	85,4	-22,2	67,8	85,4	0,0	0,0
Jun	18,0	120,0	-102,0	0	85,8	34,2	0,0
Jul	5,8	149,5	-143,7	0	5,8	143,7	0,0
Août	17,1	142,0	-124,9	0	17,1	124,9	0,0
Année	1144,9	816,4	328,5	-	487,2	329,2	657,6

### ANNEXE 3- METHODES DE CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION DU BASSIN

Ces formules sont issues de la littérature. Pour plus de détail sur les limites de leur utilisation, il est vivement conseillé de consulter les références citées dans la bibliographie.

#### 1. in WOLFE, 2006

$$T_c = 0.31 \times L^{0.483} / (C_d \times i_t)^{0.519} \times I^{0.135}$$

$$C_d = (0.9 \times IMP) + (1.0 - IMP) \times C_u$$

$T_c$  = temps de concentration (min)

$L$  = longueur du plus long parcours (ft)

$C_d$  = coefficient de ruissellement de la partie développé du bassin

$i_t$  = intensité de pluie à l'instant  $t$  (in/h)

$I$  = pente du plus long thalweg (ft/ft)

$IMP$  = Pourcentage de la partie imperméable exprimé en decimal (de 0.0 à 1.0)

$C_u$  = coefficient de ruissellement de la partie non développé du bassin.

#### 2. PAPADAKIS and KAZAN (1986)

$$T_c = 11.4 \times L^{0.5} \times K_b^{0.52} \times I^{0.31} \times i^{-0.38}$$

$T_c$  : temps de concentration (h),

$L$  : longueur du plus long parcours (miles),

$K_b$  : coefficient de résistance du bassin versant (tabulé),

$I$  : pente du thalweg principal (feet/mile),

$i$  : intensité de la pluie (in/h).

#### 3. KIRPICH (1940):

adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0,4 ha et 81 ha, dont les sols sont argileux et dont la pente moyenne est comprise entre 3% et 10%.

$$T_c = (0,000325 \times L^{0,77}) \times I^{0,385}$$

$T_c$  : Temps de concentration (en h)

$L$  : Longueur maximale du parcours de l'eau dans le bassin versant (en m).

$I$  : Pente longitudinale moyenne du bassin versant (m/m), en suivant l'écoulement de l'eau. Cette pente est calculée entre les points qui se trouvent à 10 % et à 85 % de la distance totale entre le point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant (en termes de temps de parcours de l'eau) et l'exutoire du bassin versant.

*NB : adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0,4 ha et 81 ha, dont les sols sont argileux et dont la pente moyenne est comprise entre 3% et 10%.*

#### 4. MOCKUS (1972)

$$T_c = [L^{0,8} \times [(1000/NCR) - 9]^{1,67}] / (2083 \times (100 \times I)^{0,5})$$

T<sub>c</sub> : temps de concentration (en h)

L : longueur maximale du parcours de l'eau dans le bassin versant (en m).

NCR : numéro de courbe de ruissellement (tabulé),

I : pente longitudinale moyenne du bassin versant (m/m), en suivant l'écoulement de l'eau.

*NB : adaptée aux bassins versants de superficie variant entre 4 ha et 1000 et qui sont caractérisés par une pente longitudinale moyenne inférieure à 1% et par des sols limoneux ou argileux.*

#### 5. PASSINI: in MUSY, 1998

$$T_c = 64,8 \times (A \times L)^{1/3} \times I^{-0,5}$$

T<sub>c</sub> : temps de concentration (en min)

A : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)

L : longueur du bassin (km)

I : pente moyenne du bassin (%)

#### 6. SOGREAH :

$$T_c = 0,015 \times A^{0,35} \times C^{-0,35} \times I^{-0,5}$$

T<sub>c</sub> : temps de concentration (en h)

L : longueur du plus long thalweg (en m)

I : pente moyenne (en m/m)

A : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)

#### 7. VENTURA : in MUSY, 1998

$$T_c = 76,3 \times A^{0,5} / I^{0,5}$$

T<sub>c</sub> : temps de concentration (en min)

A : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)

I : pente moyenne du bassin (%)

#### 9. BRANSBY-WILLIAMS : in MUSY, 1998

$$t_r = \beta \times L \times A^{0,1} / I^{0,2}$$

t<sub>r</sub> : temps de ruissellement (min) auquel il conviendra d'ajouter le temps d'acheminement dans le réseau hydraulique et le temps d'humectation

$\beta$  : constante = 36,9 (système métrique)  
L : longueur de la ligne d'eau principal (km)  
A : surface tributaire (km<sup>2</sup>)  
I : pente moyenne du bassin (%)

**10. NRCS lag method (McCUEN, 1986)**

$$T_c = Lag/0.6$$

avec

$$T_{Lag} = [L^{0.8}(S+1)^{0.7}]/(1900*I^{0.5})$$

T<sub>c</sub> : temps de concentration (h)  
T<sub>Lag</sub> : temps de réponse du bassin (h)  
L : longueur hydraulique du bassin versant (ft)  
I : pente moyenne du bassin (%)  
S : rétention potentielle du bassin (in)

## ANNEXE 4 – INVENTAIRE DES POINTS D’EAU ET ESSAIS D’INFILTRATION

Inventaire des puits et profondeur à l’eau de la nappe phréatique dans le bassin  
de l’oued Boudjema

N° du puits	Coordonnées Lambert (km)		Période d’observation	
	X	Y	Décembre 2006	Mars 2006
1	946.850	407.995	1.00	1.50
2	945.575	406.150	1.50	1.00
3	945.400	406.075	1.00	1.30
4	944.575	405.475	2.50	0.60
5	943.375	404.600	3.60	0.50
6	944.050	404.900	2.00	1.00
7	946.750	406.665	0.00	0.00
8	947.520	407.590	2.00	1.65
9	947.580	406.955	2.50	1.50
10	947.150	405.415	1.50	1.50
11	944.750	404.125	1.10	1.0
12	942.125	403.325	2.30	0.50
13	942.600	403.975	1.20	0.40
14	944.450	404.975	0.00	1.40
15	945.500	405.700	1.00	1.00
16	946.050	406.175	1.50	1.40
17	947.025	406.575	0.00	1.00

Source : MESSAOUDI et TOUMI, 2006





**FICHE DE MESURE DE L'INFILTRATION**  
**(Infiltromètre à deux anneaux :  $\phi_{int} = 28 \text{ cm}$ )**

<b>Date :</b> 09-01-2007	<b>Site :</b> I3 – AEI Nedjawa (Oued En Nil)
<b>Type de sol :</b> Argiles noires saturée en eau, limons sableux	<b>Opérateur (s):</b> L. Beloulou et B. Sakaa

Heure (hr:mn)	Lecture (cm)	Remplir (H <sub>0</sub> )	Temps (t en min)	Δt (hr)	Hauteur infiltrée (cm)	Capacité d'infiltration (cm/h)	Infiltration cumulée (cm)
08:15	39.60						
08:25	41.20						
08:30	41.30						
08:40	41.90						
08:50	42.30						
09:00	42.70						
09:15	43.20	39.40					
09:30	40.70						
10:00	41.70						
10:30	42.50						
11:00	43.20						
11:30	43.80						
12:00	44.55	Fin					

**Observations:** AEI Nedjawa Med Salah ex Domaine Lakhdar Belhocine près de l'intersection de l'oued Nil avec le chemin menant vers la RN 44: arrivée sur site: 8:00, temps froid et nuageux , élargissement de l'oued En Nil durant l'été 2006, nappe phréatique à 1.50 m/sol.



## ANNEXE 5- DESCRIPTION DE L'APPLICATION 'AVERSE 2.0' ET TRAITEMENT DES DONNEES

### 1. Description de l'application 'AVERSE 2.0' (cf screen shots)

AVERSE 2.0 est une amélioration sous WINDOWS de l'application 'METEOR' initialement développée sous le système d'exploitation MS DOS dans le cadre d'un projet de mémoire de fin d'étude portant sur les pluies intenses au niveau de l'extrême NE de l'Algérie. Il s'agit d'un logiciel de traitement des averses enregistrées par un pluviographe et dont le dépouillement des pluviogrammes est effectué au niveau des services de l'ANRH.

Bien que dans l'application METEOR les algorithmes sont avantageusement optimisés, cette dernière présentait, tout de même, des inconvénients liés à une interface non conviviale (MS-DOS) et à une gestion lourde des fichiers (enregistrement et nomination automatique des fichiers des données et des résultats d'où la difficulté de trouver un fichier).

L'application 'AVERSE 2.0', une mise à niveau du programme 'METEOR', est essentiellement composée de deux modules :

#### ▪ Module de gestion des données :

##### a- Saisie d'une nouvelle averse

- Identification (poste pluviométrique, service gestionnaire, année hydrologique, date, heures de début et de fin, qualité de l'enregistrement)

- Saisie des données du dépouillement à intensité constante

- Enregistrement libre des fichiers dans une base de données définie au préalable.

##### b- Ouverture d'un fichier existant

- Modification des propriétés d'une averse existante

- Suppression d'une averse existante

- Traitement de l'averse.

## ▪ Module de traitement

**a- Modification des données:** en cas d'erreur de saisie

**b- Répartition temporelle de l'averse :** en valeurs absolues et relatives

**c- Hyètoگرامme de l'averse:** libre choix de la durée de référence

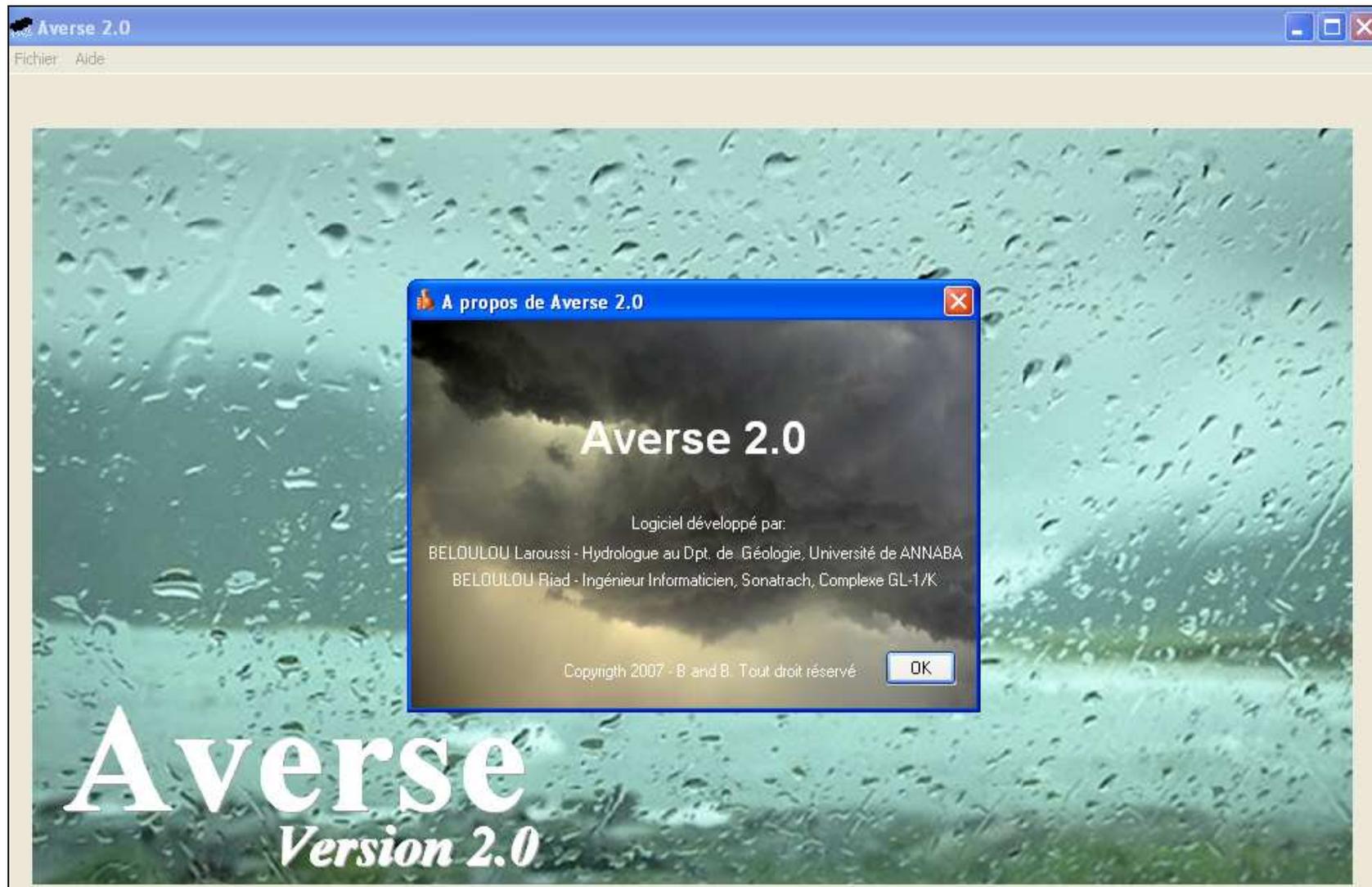
**d- Transposition de l'averse:** transfert des propriétés de l'averse en cours à une averse concomitante enregistrée par un poste avoisinant non équipé de pluviographe et dont on connaît uniquement la pluie journalière.

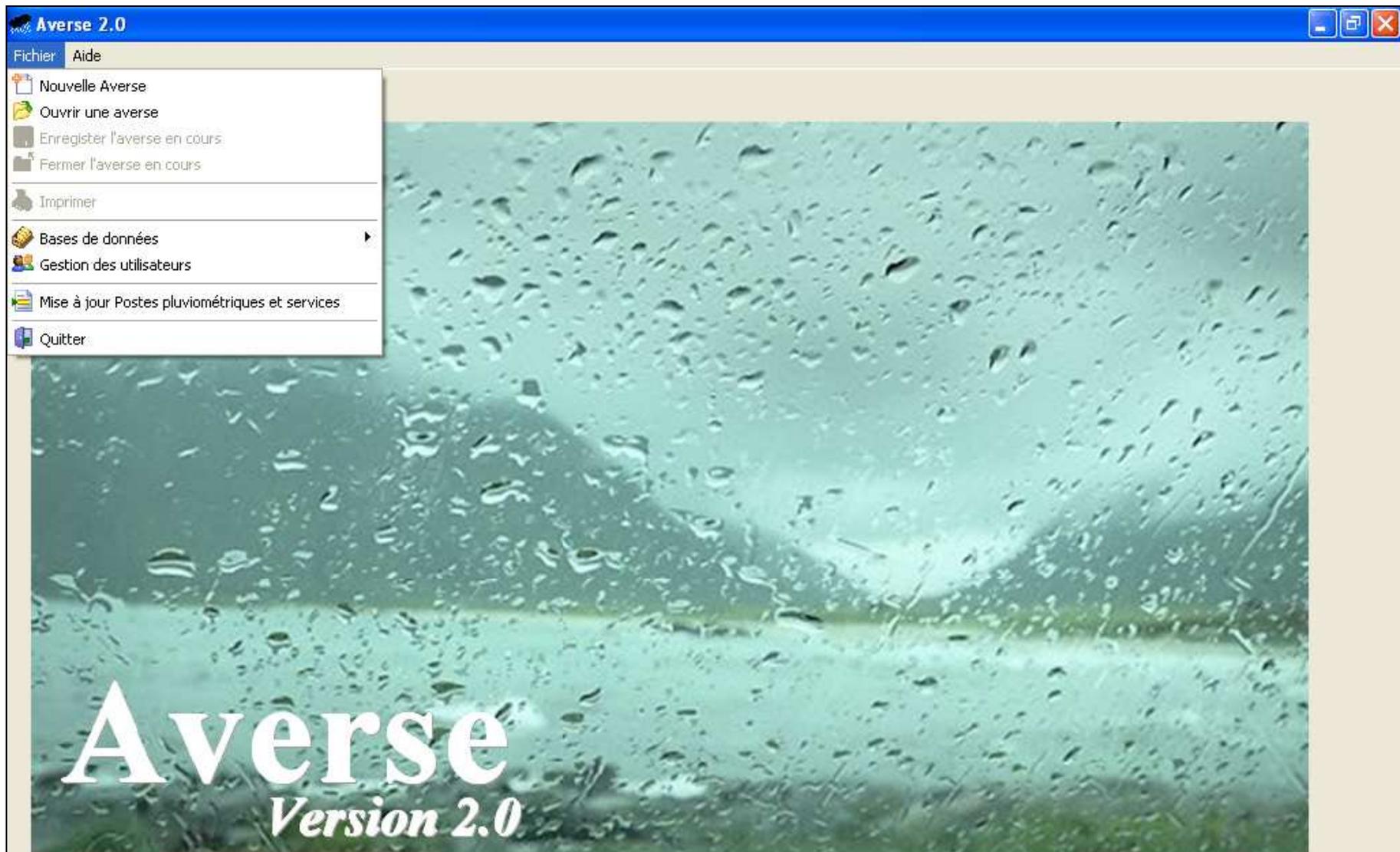
**e- Intensité maximale des pluies:** calcul et affichage de la hauteur et de l'intensité maximales de l'averse relatives à des durées variables entre 5 minutes et 24 heures. Il s'agit de calculer des sommes mobiles à un pas de temps de une minute sur toute la durée de l'averse. Les valeurs maximales de la hauteur de pluie  $H_{\max}(t)$  et de l'intensité de pluie  $I_{\max}(t)$  sont affichées (données utiles pour l'établissement des courbes HDF et IDF de la station

**f- Représentations graphiques:** hyètoگرامmes et courbes des pluies cumulées.

**g- Edition des états :** sur écran et sur imprimante avec possibilité d'exporter certains résultats vers Excel au format CSV.

## 2. Screen shots





**Averse 2.0** Fichier Aide

### Ouvrir une averse

Filtre Appliqué

Année Hydrologique  / 
 Date de début  à

Poste Pluviométrique 
 Date de fin  à

Service Gestionnaire 
 Qualité

Année	Poste Hydrologique	Service gestionnaire	Date début	Heure début	Date fin	Heure fin	Qualité
1990	AIN-BERDA	ANRH	13/12/1990	08:09	14/12/1990	16:15	8
1990	AIN-BERDA	ANRH	22/12/1990	08:19	24/12/1990	06:00	7
1990	AIN-BERDA	ANRH	24/12/1990	10:15	25/12/1990	22:25	7
1990	AIN-BERDA	ANRH	27/12/1990	22:15	28/12/1990	07:57	7
1990	AIN-BERDA	ANRH	13/01/1991	15:59	14/01/1991	07:53	7
1990	AAAIN-BERDA	ANRH	26/01/1991	16:01	27/01/1991	17:24	7
1990	AIN-BERDA	ANRH	13/02/1991	10:38	15/02/1991	07:35	7
1990	AIN-BERDA	ANRH	20/02/1991	13:05	21/02/1991	10:25	7
▶ 1990	AIN-BERDA	ANRH	14/03/1991	16:32	16/03/1991	01:45	7
1990	AIN-BERDA	ANRH	18/03/1991	08:45	19/03/1991	06:55	7
1990	AIN-BERDA	ANRH	30/03/1991	16:40	01/04/1991	07:47	7
1990	AIN-BERDA	ANRH	05/04/1991	09:03	06/04/1991	06:50	7
1990	AIN-BERDA	ANRH	30/05/1991	21:31	01/06/1991	01:20	7

**Averse 2.0**

Fichier Aide

Averse en cours    Répartition temporelle de l'averse    Hyétoqramme de l'averse    Transposition de l'averse    Intensités maximales des pluies

Année Hydrologique: 1990 / 1991

Poste pluviométrique: AIN-BERDA

Service gestionnaire: ANRH

Date de début de l'averse: 14/03/1991    Heure: 16:32

Date de fin de l'averse: 16/03/1991    Heure: 01:45    Qualité: 7

Traitement de l'averse

- Modification des données
- Répartition temporelle de l'averse
- Hyétoqramme de l'averse
- Transposition de l'averse
- Intensités maximales des pluies
- Représentations graphiques

Dépouillement du Pluviogramme

Date	Heure début	Heure fin	Pluie (mm)
14/03/1991	16:32	16:35	0,50
14/03/1991	23:05	23:10	0,50
14/03/1991	23:30	24:00	1,50
15/03/1991	00:30	01:07	2,50
15/03/1991	01:25	01:30	0,50
15/03/1991	02:08	02:16	1,00
15/03/1991	03:55	04:00	1,00
15/03/1991	04:25	04:30	0,50
15/03/1991	04:43	04:55	1,00
15/03/1991	05:30	05:35	1,00
15/03/1991	05:45	05:50	0,50
15/03/1991	06:00	06:15	1,50
15/03/1991	06:25	07:00	4,00
15/03/1991	07:13	07:23	1,00
15/03/1991	08:05	08:55	3,50
15/03/1991	09:10	09:50	2,00
15/03/1991	10:40	11:05	1,00
15/03/1991	12:10	13:41	4,00
15/03/1991	15:14	15:22	14,50
15/03/1991	22:45	22:50	0,50

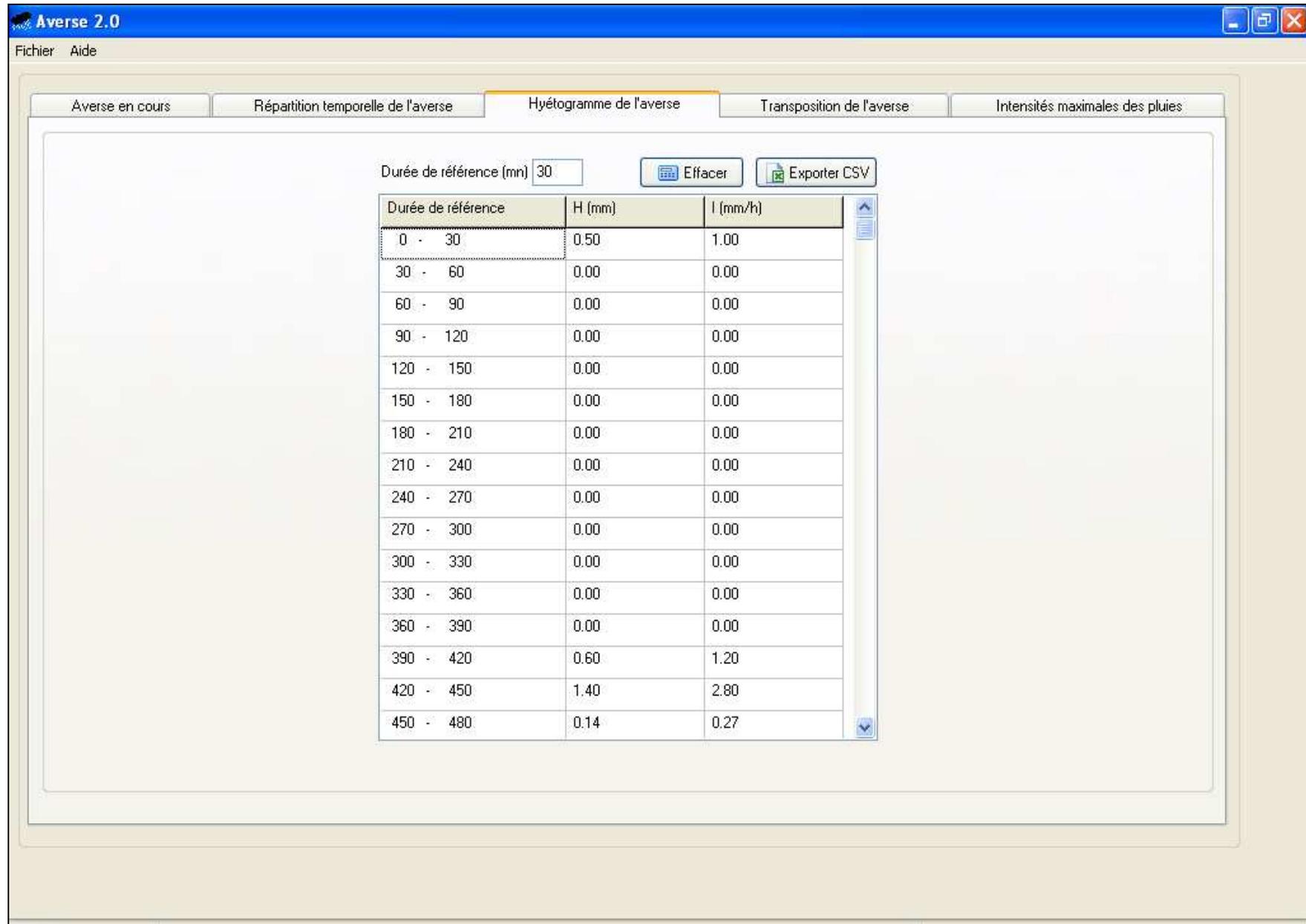
**Averse 2.0** Fichier Aide

Averse en cours Répartition temporelle de l'averse Hyéogramme de l'averse Transposition de l'averse Intensités maximales des pluies

Durée totale (mn) 1993  
 Pluie totale (mm) 49.50

Exporter CSV

Delta T (mn)	Pluie (mm)	Int. (mm/mn)	T Cum (mn)	P Cum (mm)	T Cum (%)	P Cum (%)
3	0.50	0.17	3	0.50	0.15	1.01
390	0.00	0.00	393	0.50	19.72	1.01
5	0.50	0.10	398	1.00	19.97	2.02
20	0.00	0.00	418	1.00	20.97	2.02
30	1.50	0.05	448	2.50	22.48	5.05
30	0.00	0.00	478	2.50	23.98	5.05
37	2.50	0.07	515	5.00	25.84	10.10
18	0.00	0.00	533	5.00	26.74	10.10
5	0.50	0.10	538	5.50	26.99	11.11
38	0.00	0.00	576	5.50	28.90	11.11
8	1.00	0.13	584	6.50	29.30	13.13
99	0.00	0.00	683	6.50	34.27	13.13
5	1.00	0.20	688	7.50	34.52	15.15
25	0.00	0.00	713	7.50	35.78	15.15
5	0.50	0.10	718	8.00	36.03	16.16
13	0.00	0.00	731	8.00	36.68	16.16
12	1.00	0.08	743	9.00	37.28	18.18
35	0.00	0.00	778	9.00	39.04	18.18



**Averse 2.0** Fichier Aide

Poste pluviométrique:

Service gestionnaire: 
 Pluie journalière (mm):

Durée (mn)	Pluie (mm)	Int. (mm/mn)	% Temps	% Pluie
3	0.73	0.24	0.21	1.19
390	0.00	0.00	27.29	1.19
5	0.73	0.15	27.64	2.38
20	0.00	0.00	29.03	2.38
30	2.18	0.07	31.11	5.95
30	0.00	0.00	33.19	5.95
37	3.63	0.10	35.76	11.90
18	0.00	0.00	37.01	11.90
5	0.73	0.15	37.36	13.10
38	0.00	0.00	40.00	13.10
8	1.45	0.18	40.56	15.48
99	0.00	0.00	47.43	15.48
5	1.45	0.29	47.78	17.86
25	0.00	0.00	49.51	17.86
5	0.73	0.15	49.86	19.05

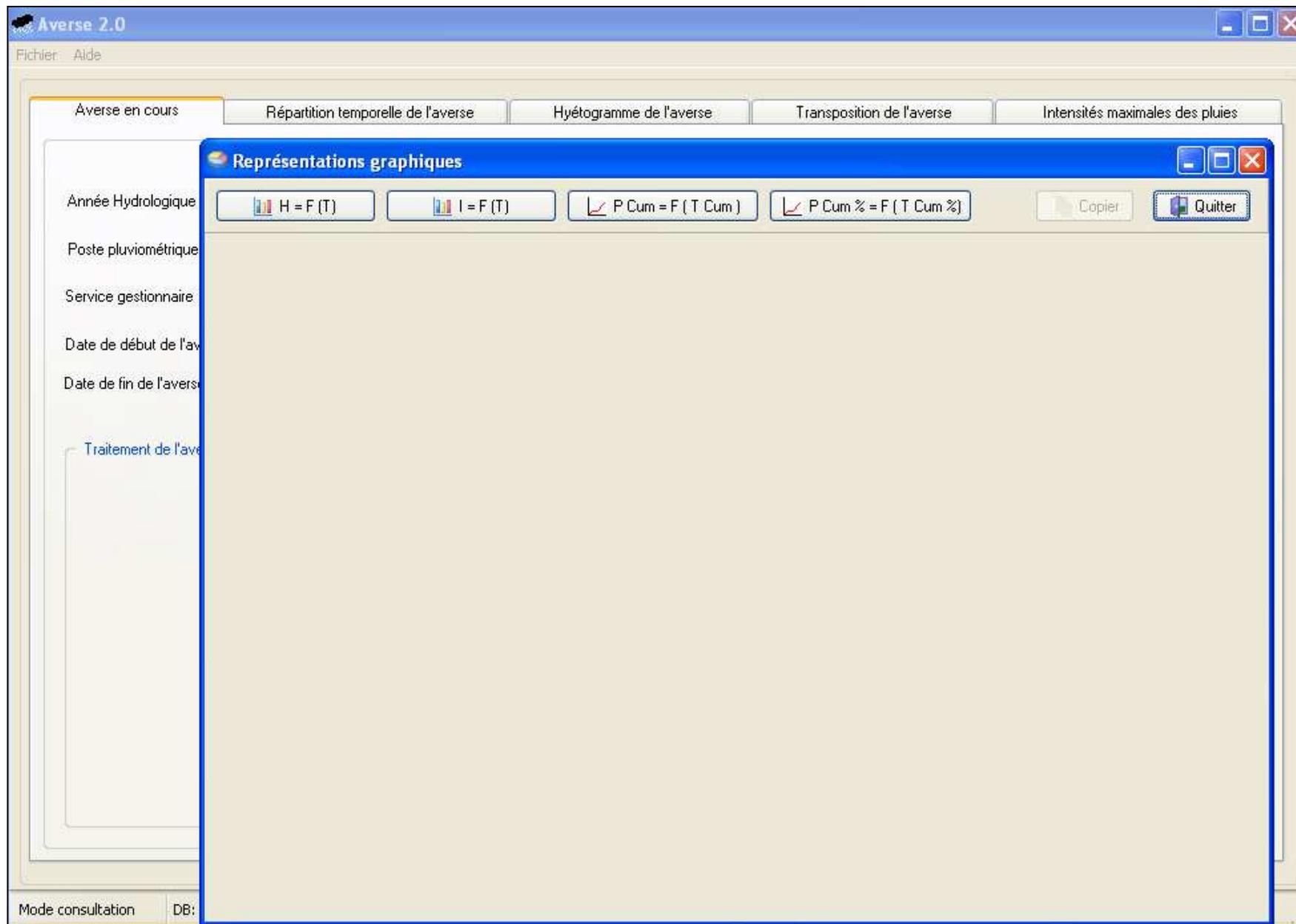
**Averse 2.0** Fichier Aide

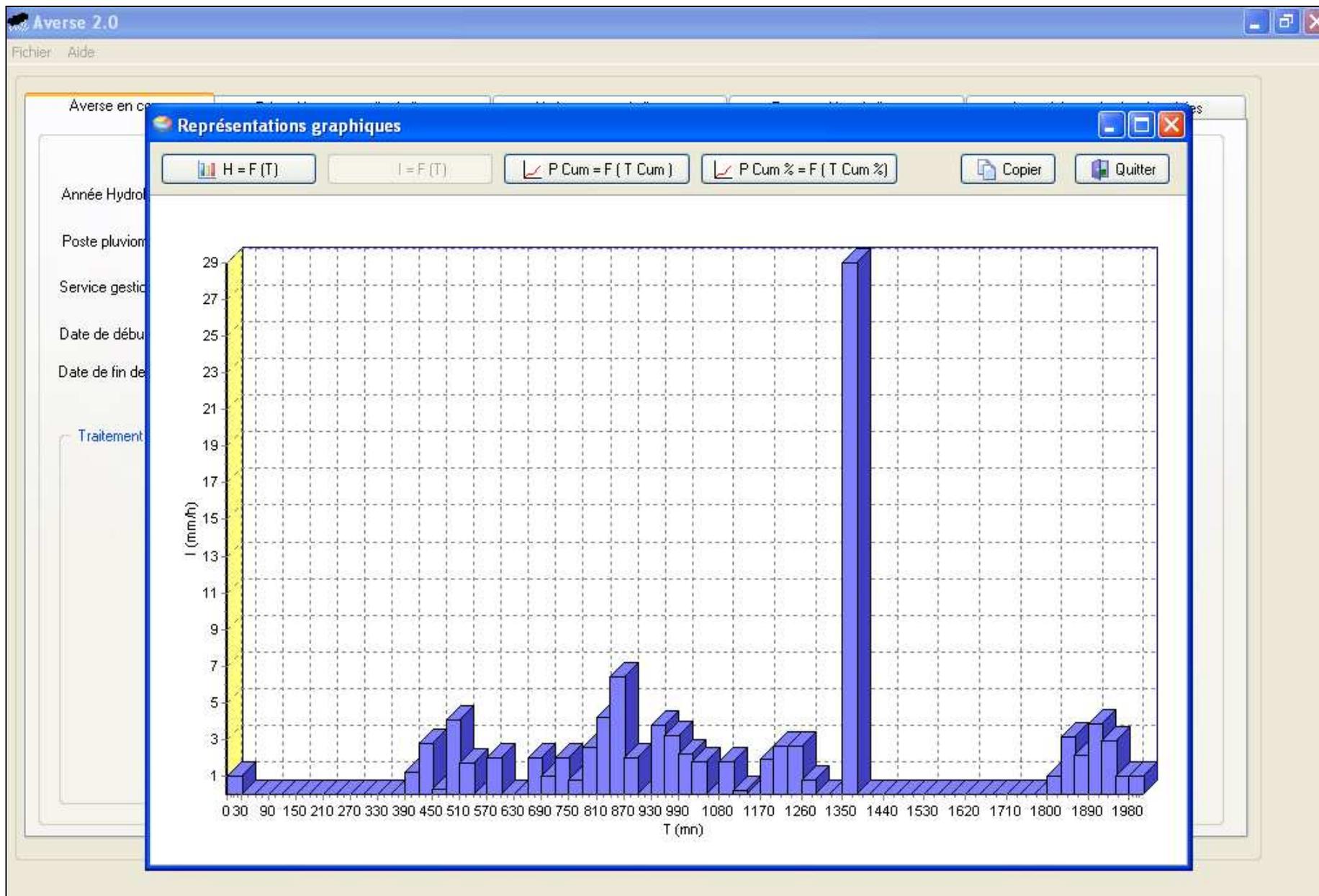
Averse en cours   Répartition temporelle de l'averse   Hyétoqramme de l'averse   Transposition de l'averse   **Intensités maximales des pluies**

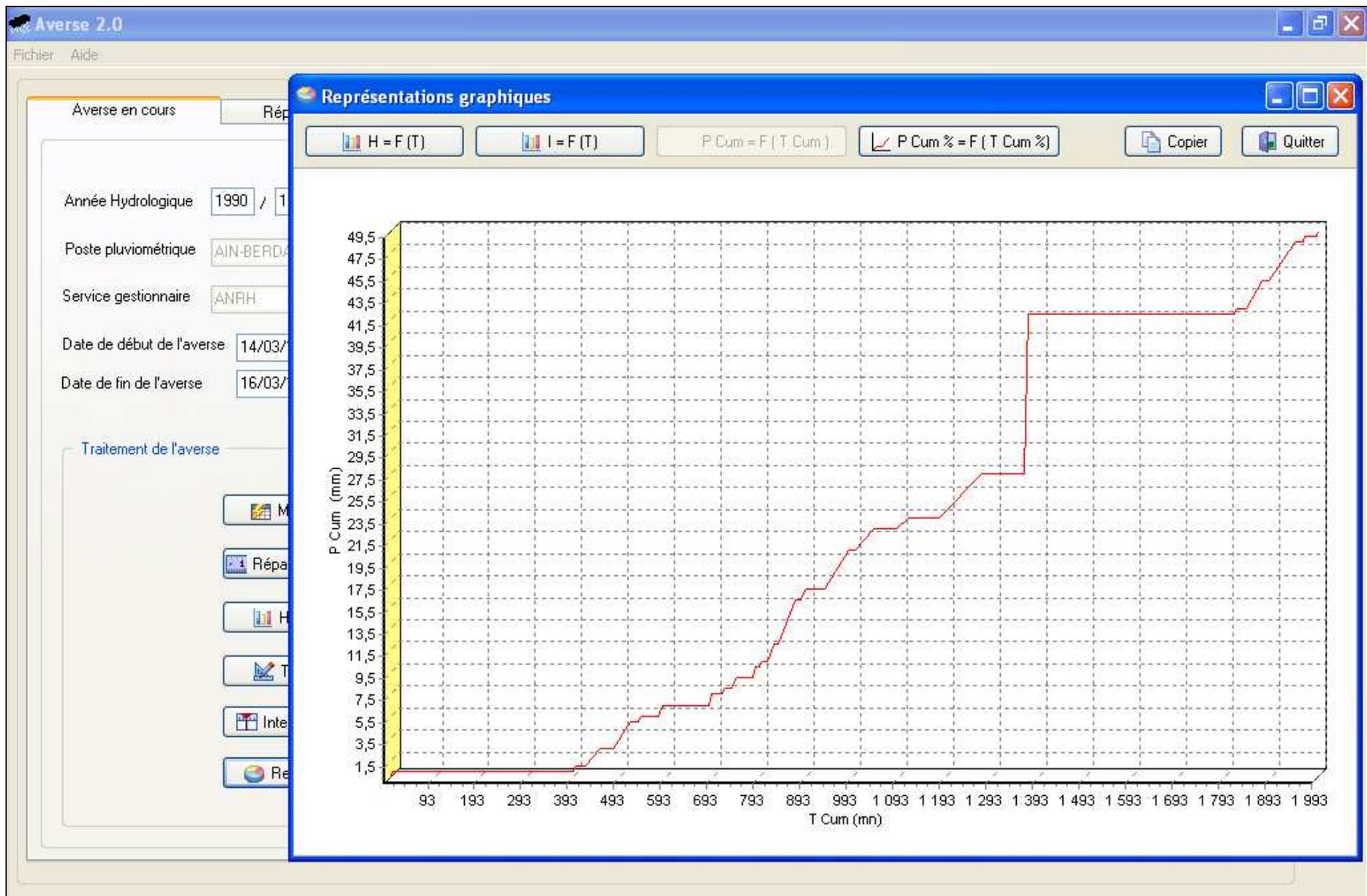
Résultats de la décomposition de l'averse

Durée totale (mn)    Durée de référence maxi (mn)

T (mn)	Hmax (mm)	Imax (mm/h)
5	9.063	108.750
10	14.500	87.000
15	14.500	58.000
20	14.500	43.500
30	14.500	29.000
45	14.500	19.333
60	14.500	14.500
90	14.500	9.667
120	15.335	7.668
180	17.973	5.991
240	18.500	4.625
360	20.900	3.483
540	30.000	3.333
720	35.500	2.958
900	39.500	2.633
1080	41.500	2.306
1440	44.409	1.850







### 3. Résultats du traitement des averses

Station de Pont Bouchet

Hauteur maximale des averses de courte durée (mm)

Durée (min)	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	240	360	540	720	900	1080	1440
1977/78	2,0	3,5	4,0	5,0	5,0	6,5	8,5	12,0	13,5	15,5	16,5	18,0	19,5	20,0	20,5	24,5	31,0
1979	7,0	9,5	11,0	11,5	12,0	12,0	12,0	16,0	19,0	23,0	24,5	32,5	37,5	41,5	48,0	63,0	70,5
1980	7,0	10,5	15,0	17,5	20,5	21,0	21,5	21,5	22,5	22,5	22,5	29,0	33,5	37,0	38,5	39,0	46,5
1981	7,5	14,0	14,5	15,5	16,5	18,0	19,0	20,5	22,0	23,5	24,5	24,5	26,5	26,5	26,5	26,5	37,0
1982	3,0	6,0	8,0	10,5	11,5	11,5	12,0	12,0	15,5	17,5	23,0	29,0	41,5	42,5	44,0	48,5	57,0
1983	3,5	6,0	9,0	11,0	15,0	22,0	29,0	38,0	44,0	48,5	60	84,0	98,0	104,5	111,0	116,5	128,5
1984	13,5	13,5	14,5	19,0	27,5	28,0	28,0	28,0	28,5	37,5	40	49,5	51,5	53,5	53,5	53,5	53,5
1985	4,7	7,5	9,0	11,5	14,5	20,7	23,8	25,5	29,3	37,6	49,6	67,0	79,0	79,9	98,8	108,5	109,0
1986	8,0	10,0	12,5	15,1	19,4	23,2	26,5	26,5	26,5	27,0	27,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
1987	3,2	5,0	6,0	6,0	6,0	8,8	10,5	10,5	11,9	14,5	16,0	17,0	19,0	19,5	21,5	23,3	29,5
1988	6,5	12,9	15,5	15,5	17,5	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5
1989	5,9	11,8	13,0	14,7	22,1	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	26,5	31,6	37,0	38,0	40,5	42,5
1990	6,9	11,0	11,0	11,0	11,0	11,0	11,0	13,1	14,6	17,4	18,9	24,5	32,8	36,0	46,3	50,5	50,5
1991	3,0	5,6	8,4	9,5	10,0	10,2	11,4	12,0	12,5	13,5	15,0	19,5	22,6	30,0	36,8	39,2	56,5
1992	4,0	6,8	10,3	13,0	14,4	15,5	15,5	16,0	17,0	21,7	27,0	28,7	39,0	45,3	51,5	52,5	52,5
1993	6,1	12,2	18,3	19,5	20,3	21,8	22,6	23,4	24,0	24,0	26,0	30,1	47,5	51,5	55,0	55,0	76,0
1994	6,5	8,5	10,0	12,3	13,5	13,5	14,0	15,1	17,0	21,2	23,5	24,5	28,5	30,5	33,0	34,0	35,0
1995	4,0	4,9	6,5	8,6	10,0	10,5	10,7	12,5	15,0	17,5	18,0	24,0	30,5	38,5	39,0	42,0	55,0
1996	3,8	7,5	8,5	11,0	12,5	15,5	16,0	18,0	19,0	22,5	26,2	30,5	38,5	40,5	41,0	41,5	48,5
1997	3,9	7,8	7,8	7,8	9,7	13,5	18,1	24,7	28,1	35,7	38,2	40,3	48,7	48,8	49,9	49,9	49,9
1998	0,8	1,1	1,5	2,1	3,1	4,5	6,1	9,1	11,5	7,4	20,8	22,4	24,0	28,5	30,9	30,9	30,9
1999	1,5	3,1	4,5	5,5	5,8	6,9	9,3	13,8	18,4	27,7	35,8	45,9	61,2	73,5	75,3	78,5	80,6
2000	1,2	2,4	3,5	4,7	5,6	6,7	8,3	11,3	13,7	14,8	18,5	26,2	27,9	27,9	27,9	27,9	27,9
2000/01	0,9	1,8	2,7	3,7	5,5	8,3	11,1	14,9	15,3	15,9	16,9	16,9	16,9	16,9	16,9	16,9	16,9

Station de Ain Berda

Hauteur maximale des averses de courte durée (mm)

Durée (min)	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	240	360	540	720	900	1080	1440
1978/79	3,0	4,5	4,5	5,5	7,5	10,5	12,0	14,0	15,0	16,0	18,0	24,5	24,5	24,5	28,5	30,5	33,5
1979	6,0	9,5	12,0	15,5	19,5	23,0	25,0	26,5	29,0	29,5	29,5	30,0	37,0	50,0	62,0	67,0	70,0
1980	6,5	8,0	8,5	9,0	9,5	10,5	11,0	13,0	13,0	20,5	21,0	29,0	29,0	29,0	29,0	32,0	36,0
1981	3,8	7,5	11,3	15,0	15,5	16,7	18,0	19,5	20,5	21,0	22,0	22,0	23,5	28,5	32,5	38,5	40,0
1982	3,0	7,5	22,5	22,5	33,3	33,3	33,3	33,3	38,3	42,3	42,3	42,3	42,3	42,3	42,3	45,5	45,5
1983	1,6	4,0	12,0	16,0	24,0	25,5	28,5	28,5	37,5	53,0	53,0	66,5	66,5	86,5	86,5	86,5	103,5
1984	3,6	9,0	9,0	9,5	12,4	16,5	18,0	19,8	22,5	24,2	24,2	24,2	33,8	33,8	41,8	45,0	54,0
1985	3,5	7,5	9,5	9,5	9,5	10,4	11,0	13,7	17,0	20,5	21,0	23,0	24,5	29,9	32,0	34,5	41,5
1986	4,5	9,0	13,5	18,0	18,0	19,3	20,6	23,0	23,2	23,2	24,0	26,0	29,5	30,8	31,0	31,5	31,5
1987	6,5	6,7	10,1	12,5	12,8	13,5	14,2	15,6	17,0	18,2	21,3	27,8	33,5	37,0	41,8	45,0	53,0
1988	6,3	7,5	8,5	9,4	12,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,5	21,5	21,5	39,0	39,0	54,0	57,5	57,0
1989	3,2	6,4	9,6	11,5	11,7	12,5	12,5	12,5	13,5	13,5	13,5	15,5	60,5	60,5	68,0	70,0	70,0
1990	2,5	5,0	7,0	7,5	9,5	14,2	16,0	21,2	30,4	33,7	36,7	41,5	43,0	58,8	61,5	61,5	61,5
1991	9,1	14,5	14,5	14,5	14,5	14,5	14,0	14,5	15,3	19,3	24,5	31,0	39,0	48,6	54,2	57,5	59,1
1992	3,4	6,9	10,3	13,7	20,6	24,5	24,5	24,5	25,5	33,0	34,0	41,5	60,5	61,0	68,0	68,0	70,0
1993	2,6	5,2	7,8	10,3	15,5	20,5	27,3	32,6	33,7	34,5	35,3	39,5	43,0	58,8	61,5	73,0	76,0
1994	4,5	6,8	7,5	8,5	9,5	12,1	12,8	15,0	20,0	25,5	27,6	31,5	31,5	34,5	35,5	39,5	45,5
1995	5,0	7,4	8,5	9,0	9,5	9,5	9,6	12,2	13,0	16,7	20,9	28,6	44,0	46,5	47,5	54,3	77,5
1996	5,3	8,5	10,0	13,0	16,6	21,5	22,5	23,5	25,5	27,0	27,0	29,5	31,0	31,0	31,0	39,1	47,5
1997	4,0	5,0	7,5	10,0	12,5	14,5	14,5	18,2	18,2	18,2	18,2	18,2	18,2	19,0	19,0	19,0	19,0
1998	3,0	5,6	8,4	9,5	9,5	9,5	12,2	13,5	19,0	23,2	33,3	35,6	39,8	43,0	46,0	46,0	46,0
1999/00	7,0	10,5	11,5	13,2	16,0	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	20,5	20,5	23,0	23,5	26,0	26,0

#### 4. Région de Annaba : Pluies journalières maximales enregistrées aux pluviomètres (mm)

ANNEE	Berrahal	Annaba-les Salines	Pont Bouchet	Seraïdi	Ain Berda
1984-1985	34	19,5	28,8	41	33,0
1986	37,8	39,4	23,6	54,5	41,0
1987	33,8	30,8	26,2	58	18,5
1988	44,7	64,2	47,4	63	78,0
1989	45,5	47,5	54	52,7	45,0
1990	44,7	43,7	45	127,5	54,0
1991	73,7	39,5	58	119,3	71,5
1992	60,6	59,8	71	133,4	93,0
1993	50,6	46,1	32,8	46,5	42,5
1994	40,6	23,6	32,8	56,5	51,5
1995	53,9	46,8	43	68,6	38,0
1996	46,2	36,9	34,4	83,7	24,0
1997	56,1	48,2	47,2	116	52,5
1998	37,3	62,3	60	48,5	40,5
1999	162	56,8	82,8	131,5	111,0
2000	55,3	40,4	28,7	88,2	37,0
2001	43,1	26,2	39	47	36,5
2002	128,7	74,2	101	111,5	104,5
2003	54	39,6	38,7		76,5
2004	63	64,7	82,9	122,6	46,5

#### Cap de Garde

Année	P <sub>jmax</sub>										
1907	47,0	1918	39,0	1928	35,8	1938	31,8	1951	69,8	1966	23,4
1909	58,9	1919	35,0	1929	31,3	1939	42,0	1952	61,0	1967	42,0
1910	48,4	1920	81,0	1930	45,0	1940	52,5	1953	39,6	1968	23,3
1911	32,3	1920	56,6	1931	36,0	1941	88,0	1954	41,4	1971	17,5
1912	32,2	1922	30,0	1932	58,6	1942	24,8	1955	47,0	1972	46,3
1913	60,8	1923	35,2	1933	78,2	1946	58,0	1956	45,0	1973	42,2
1914	41,2	1924	45,0	1934	45,6	1947	73,0	1957	72,2	1974	21,0
1915	48,8	1925	37,3	1935	36,8	1948	54,0	1958	48,2	1975	18,2
1916	44,0	1926	78,5	1936	37,4	1949	56,0	1959	41,0		
1917	50,0	1927	34,4	1937	37,6	1950	33,0	1960	35,7		

ANNEXE 6 – TABLES DES COEFFICIENTS, CALCULS ET HYDROGRAMMES DES CRUES FREQUENTIELLES

1. Tables des différents coefficients ( $K_b$ , C et NCR)

EQUATION FOR ESTIMATING  $K_b$  IN THE  $T_c$  EQUATION

$K_b = m \log A + b$				
Where $A$ is drainage area, in acres				
Type	Description	Typical Applications	Equation Parameters	
			$m$	$b$
A	Minimal roughness: Relatively smooth and/or well graded and uniform land surfaces. Surface runoff is sheet flow.	Commercial/industrial areas Residential area Parks and golf courses	-0.00625	0.04
B	Moderately low roughness: Land surfaces have irregularly spaced roughness elements that protrude from the surface but the overall character of the surface is relatively uniform. Surface runoff is predominately sheet flow around the roughness elements.	Agricultural fields Pastures Desert rangelands Undeveloped urban lands	-0.01375	0.08
C	Moderately high roughness: Land surfaces that have significant large to medium-sized roughness elements and/or poorly graded land surfaces that cause the flow to be diverted around the roughness elements. Surface runoff is sheet flow for short distances draining into meandering drainage paths.	Hillslopes Brushy alluvial fans Hilly rangeland Disturbed land, mining, etc. Forests with underbrush	-0.025	0.15
D	Maximum roughness: Rough land surfaces with torturous flow paths. Surface runoff is concentrated in numerous short flow paths that are often oblique to the main flow direction.	Mountains Some wetlands	-0.030	0.20

Source: PAPADAKIS C. & KAZAN N., 1986

**Runoff coefficients for use in the rational method for undeveloped (rural) regions in Austin, Texas in the USA.**

Character of surface	Runoff coefficients c							
	2-year	5-year	10-year	25-year	50-year	100-year	200-year (inter-polated)	500-year
<b>Undeveloped</b>								
<i>Cultivated land</i>								
Flat, 0 - 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.51	0.57
Average, 2 - 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.55	0.60
Steep, >7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.57	0.61
<i>Pasture/range</i>								
Flat, 0 - 2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.46	0.53
Average, 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.52	0.58
Steep, >7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.56	0.60
<i>Forest/woodlands</i>								
Flat, 0 - 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.42	0.48
Average, 2 - 7%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.50	0.56
Steep, >7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.54	0.58

Source: Chow and al., 1988.

**Runoff Coefficients for Urban Watersheds**

<b>Type of Drainage Area</b>	<b>Runoff Coefficient</b>
<b>Business:</b>	
♦ downtown areas	0.70-0.95
♦ neighborhood areas	0.30-0.70
<b>Residential:</b>	
♦ single-family areas	0.30-0.50
♦ multi-units, detached	0.40-0.60
♦ multi-units, attached	0.60-0.75
♦ suburban	0.35-0.40
♦ apartment dwelling areas	0.30-0.70
<b>Industrial:</b>	
♦ light areas	0.30-0.80
♦ heavy areas	0.60-0.90
Parks, cemeteries	0.10-0.25
Playgrounds	0.30-0.40
Railroad yards	0.30-0.40
<b>Unimproved areas:</b>	
♦ sand or sandy loam soil, 0-3%	0.15-0.20
♦ sand or sandy loam soil, 3-5%	0.20-0.25
♦ black or loessial soil, 0-3%	0.18-0.25
♦ black or loessial soil, 3-5%	0.25-0.30
♦ black or loessial soil, >5%	0.70-0.80
♦ deep sand area	0.05-0.15
♦ steep grassed slopes	0.70
<b>Lawns:</b>	
♦ sandy soil, flat 2%	0.05-0.10
♦ sandy soil, average 2-7%	0.10-0.15
♦ sandy soil, steep 7%	0.15-0.20
♦ heavy soil, flat 2%	0.13-0.17
♦ heavy soil, average 2-7%	0.18-0.22
♦ heavy soil, steep 7%	0.25-0.35
<b>Streets:</b>	
♦ asphaltic	0.85-0.95
♦ concrete	0.90-0.95
♦ brick	0.70-0.85
Drives and walks	0.75-0.95
Roofs	0.75-0.95

**Source** TxDOT, 2004

**Runoff Coefficient for Rural Watersheds**

	<b>Extreme</b>	<b>High</b>	<b>Normal</b>	<b>Low</b>
Relief ( $C_r$ )	<i>0.28-0.35</i> steep, rugged terrain with average slopes above 30%	<i>0.20-0.28</i> hilly, with average slopes of 10-30%	<i>0.14-0.20</i> rolling, with average slopes of 5-10%	<i>0.08-0.14</i> relatively flat land, with average slopes of 0-5%
Soil Infiltration ( $C_i$ )	<i>0.12-0.16</i> no effective soil cover either rock or thin soil mantle of negligible infiltration capacity	<i>0.08-0.12</i> slow to take up water, clay or shallow loam soils of low infiltration capacity or poorly drained	<i>0.06-0.08</i> normal; well drained light or medium textured soils, sandy loams	<i>0.04-0.06</i> deep sand or other soil that takes up water readily, very light well drained soils
Vegetal Cover ( $C_v$ )	<i>0.12-0.16</i> no effective plant cover, bare or very sparse cover	<i>0.08-0.12</i> poor to fair; clean cultivation, crops or poor natural cover, less than 20% of drainage area over good cover	<i>0.06-0.08</i> fair to good; about 50% of area in good grassland or woodland, not more than 50% of area in cultivated crops	<i>0.04-0.06</i> good to excellent; about 90% of drainage area in good grassland, woodland, or equivalent cover
Surface ( $C_s$ )	<i>0.10-0.12</i> negligible; surface depression few and shallow, drainageways steep and small, no marshes	<i>0.08-0.10</i> well defined system of small drainageways, no ponds or marshes	<i>0.06-0.08</i> normal; considerable surface depression storage lakes and ponds and marshes	<i>0.04-0.06</i> much surface storage, drainage system not sharply defined; large floodplain storage or large numbers of ponds or marshes

*Note:* The total runoff coefficient based on the four runoff components is  $C=C_r+C_i+C_v+C_s$

**Source:** TxDOT, 2004.

**Runoff Curve Numbers for Urban Areas**

Cover Type and Hydrologic Condition	Average Percent Impervious Area	A	B	C	D
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.)					
◆ Poor condition (grass cover < 50%)		68	79	86	89
◆ Fair condition (grass cover 50% to 75%)		49	69	79	84
◆ Good condition (grass cover > 75%)		39	61	74	80
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Streets and roads:					
◆ Paved; curbs and storm drains (excluding right-of-way)		98	98	98	98
◆ Paved; open ditches (including right-of-way)		83	89	92	93
◆ Gravel (including right-of-way)		76	85	89	91
◆ Dirt (including right-of-way)		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
◆ Natural desert landscaping (pervious areas only)		63	77	85	88
◆ Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-inch sand or gravel mulch and basin borders)		96	96	96	96
Urban districts:					
◆ Commercial and business	85	89	92	94	95
◆ Industrial	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size:					
◆ 1/8 acre or less (town houses)	65	77	85	90	92
◆ 1/4 acre	38	61	75	83	87
◆ 1/3 acre	30	57	72	81	86
◆ 1/2 acre	25	54	70	80	85
◆ 1 acre	20	51	68	79	84
◆ 2 acres	12	46	65	77	82
Developing urban areas:					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation)		77	86	91	94

Notes: Values are for average runoff condition, and  $I_s = 0.2S$ .

The average percent impervious area shown was used to develop the composite RCNs.

Other assumptions are: impervious areas are directly connected to the drainage system, impervious areas have a RCN of 98, and pervious areas are considered equivalent to open space in good hydrologic condition.

**Source: TxDOT, 2004**

Runoff Curve Numbers for Cultivated Agricultural Land<sup>1</sup>

Cover Type	Treatment <sup>2</sup>	Hydrologic Condition <sup>3</sup>	A	B	C	D
Fallow	Bare soil		77	86	91	94
			76	85	90	93
Row Crops	Crop residue cover (CR)	Poor	74	83	88	90
		Good	72	81	88	91
	Straight row (SR)	Poor	67	78	85	89
		Good	71	80	87	90
	SR + CR	Poor	64	75	82	85
		Good	70	79	84	88
	Contoured (C)	Poor	65	75	82	86
		Good	69	78	83	87
	C + CR	Poor	64	74	81	85
		Good	66	74	80	82
	Contoured & terraced (C&T)	Poor	62	71	78	81
		Good	65	73	79	81
	C&T + CR	Poor	61	70	77	80
		Good	65	76	84	88
Small grain	SR	Poor	63	75	83	87
		Good	64	75	83	86
	SR + CR	Poor	60	72	80	84
		Good	63	74	82	85
	C	Poor	61	73	81	84
		Good	62	73	81	84
	C + CR	Poor	60	72	80	83
		Good	61	72	79	82
	C&T	Poor	59	70	78	81
		Good	60	71	78	81
C&T + CR	Poor	58	69	77	80	
	Good	66	77	85	89	
Close-seeded or broadcast	SR	Poor	58	72	81	85
		Good	64	75	83	85
Legumes or C Rotation		Poor	55	69	78	83
		Good	63	73	80	83
Meadow	C&T	Poor	63	73	80	83
		Good	51	67	76	80

Notes: <sup>1</sup> Values are for average runoff condition, and  $I_p = 0.25$ .

<sup>2</sup> Crop residue cover applies only if residue is on at least 5 percent of the surface throughout the year.

<sup>3</sup> Hydrologic condition is based on a combination of factors affecting infiltration and runoff: density and canopy of vegetative areas, amount of year-round cover, amount of grass or closed-seeded legumes in rotations, percent of residue cover on land surface (good > 20 percent), and degree of roughness.

*Poor:* Factors impair infiltration and tend to increase runoff.

*Good:* Factors encourage average and better infiltration and tend to decrease runoff.

Source: TxDOT, 2004

**Runoff Curve Numbers for Other Agricultural Lands**

<b>Cover Type</b>	<b>Hydrologic Condition</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
Pasture, grassland, or range-continuous forage for grazing	Poor	68	79	86	89
	Fair	49	69	79	84
	Good	39	61	74	80
Meadow – continuous grass, protected from grazing and generally mowed for hay		30	58	71	78
Brush – brush-weed-grass mixture, with brush the major element	Poor	48	67	77	83
	Fair	35	56	70	77
	Good	30	48	65	73
Woods – grass combination (orchard or tree farm)	Poor	57	73	82	86
	Fair	43	65	76	82
	Good	32	58	72	79
Woods	Poor	45	66	77	83
	Fair	36	60	73	79
	Good	30	55	70	77
Farmsteads – buildings, lanes, driveways, and surrounding lots		59	74	82	86

*Notes:* Values are for average runoff condition, and  $I_a = 0.2S$ .

*Pasture:* Poor is < 50% ground cover or heavily grazed with no mulch, Fair is 50% to 75% ground cover and not heavily grazed, and Good is >75% ground cover and lightly or only occasionally grazed.

*Meadow:* Poor is <50% ground cover, Fair is 50% to 75% ground cover, Good is >75% ground cover.

*Woods/grass:* RCNs shown were computed for areas with 50 percent grass (pasture) cover. Other combinations of conditions may be computed from RCNs for woods and pasture.

*Woods:* Poor is forest litter, small trees, and brush destroyed by heavy grazing or regular burning. Fair is woods grazed but not burned and with some forest litter covering the soil.

Good is woods protected from grazing and with litter and brush adequately covering soil.

**Source:** TxDOT, 2004

**Values of Runoff Coefficient (C) for Rational Formula**

<b>Land Use</b>	<b>C</b>	<b>Land Use</b>	<b>C</b>
<b>Business:</b>		<b>Lawns:</b>	
Downtown areas	0.70 - 0.95	Sandy soil, flat, 2%	0.05 - 0.10
Neighborhood areas	0.50 - 0.70	Sandy soil, avg., 2-7%	0.10 - 0.15
		Sandy soil, steep, 7%	0.15 - 0.20
		Heavy soil, flat, 2%	0.13 - 0.17
		Heavy soil, avg., 2-7%	0.18 - 0.22
		Heavy soil, steep, 7%	0.25 - 0.35
<b>Residential:</b>		<b>Agricultural land:</b>	
Single-family areas	0.30 - 0.50	<i>Bare packed soil</i>	
Multi units, detached	0.40 - 0.60	- Smooth	0.30 - 0.60
Multi units, attached	0.60 - 0.75	- Rough	0.20 - 0.50
Suburban	0.25 - 0.40	<i>Cultivated rows</i>	
		- Heavy soil, no crop	0.30 - 0.60
		- Heavy soil, with crop	0.20 - 0.50
		- Sandy soil, no crop	0.20 - 0.40
		- Sandy soil, with crop	0.10 - 0.25
		<i>Pasture</i>	
		- Heavy soil	0.15 - 0.45
		- Sandy soil	0.05 - 0.25
		Woodlands	0.05 - 0.25
<b>Industrial:</b>		<b>Streets:</b>	
Light areas	0.50 - 0.80	Asphaltic	0.70 - 0.95
Heavy areas	0.60 - 0.90	Concrete	0.80 - 0.95
		Brick	0.70 - 0.85
Parks, cemeteries	0.10 - 0.25	Unimproved areas	0.10 - 0.30
Playgrounds	0.20 - 0.35	Drives and walks	0.75 - 0.85
Railroad yard areas	0.20 - 0.40	Roofs	0.75 - 0.95

**Note:** The designer must use judgement to select the appropriate "C" value within the range. Generally, larger areas with permeable soils, flat slopes and dense vegetation should have the lowest "C" values. Smaller areas with dense soils, moderate to steep slopes, and sparse vegetation should be assigned the highest "C" values.

**Source:** <http://water.me.vccs.edu/courses/CIV246/table2.htm>

### Runoff Coefficients of the Rational Method

Description of area	Range of runoff coefficient	Recommended value
<b>Business</b>		
Downtown	0.70 - 0.95	0.85
Neighbourhood	0.50 - 0.70	0.60
<b>Residential</b>		
Single-family	0.30 - 0.50	0.85
Multiunits, detached	0.40 - 0.60	0.50
Multiunits, attached	0.60 - 0.75	0.70
<b>Residential (suburban)</b>		
<b>Apartment</b>		
<b>Industrial</b>		
Light	0.50 - 0.80	0.65
Heavy	0.60 - 0.90	0.75
<b>Parks, cemeteries</b>		
<b>Playgrounds</b>		
<b>Raft road yard</b>		
<b>Unimproved</b>		
<b>Pavement</b>		
Asphaltic and concrete	0.70 - 0.95	0.85
Brick	0.75 - 0.85	0.80
<b>Roofs</b>		
<b>Lawns, sandy soil</b>		
Flat : 2 %	0.05 - 0.10	0.08
Average : 2 to 7 %	0.10 - 0.15	0.13
Steep: 7 % or over	0.15 - 0.20	0.18
<b>Lawns, heavy soil</b>		
Flat : 2 %	0.13 - 0.17	0.15
Average : 2 to 7 %	0.18 - 0.22	0.20
Steep : 7 % or over	0.25 - 0.35	0.30

The coefficients in this tabulation are applicable for storms of 5 to 10 years frequencies. Less frequent, higher intensity storms will require the use of higher coefficients because infiltration and other losses have a proportionally smaller effect as runoff. The coefficients are based on the assumption that the design storm does not occur when the ground surface is frozen

It is often desirable to develop a composite Runoff coefficient based on the percentage of different types of surface in the drainage area. This procedure often is applied to typical "sample" block as a guide to selection of reasonable values of the coefficient for the entire area .

**Runoff Coefficients for the Rational Formula  
versus Hydrologic Soil Group (A,B,C,D) and Slope Range**

Soil groupe	A			B			C			D			
	Slope (%)	0-2	2-6	6	0-2	2-6	6	0-2	2-6	6	0-2	2-6	6
<b>Land use</b>													
Cultivated land	0.08	0.13	0.16	0.11	0.15	0.21	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.31	
	0.14	0.18	0.27	0.16	0.21	0.28	0.20	0.25	0.34	0.24	0.29	0.41	
Pasture	0.12	0.20	0.30	0.18	0.28	0.37	0.24	0.34	0.44	0.30	0.40	0.50	
	0.15	0.25	0.37	0.23	0.34	0.45	0.30	0.42	0.52	0.37	0.50	0.62	
Meadow	0.10	0.16	0.25	0.14	0.22	0.30	0.20	0.28	0.36	0.24	0.30	0.40	
	0.14	0.22	0.30	0.20	0.28	0.45	0.26	0.35	0.44	0.30	0.40	0.50	
Forest	0.05	0.08	0.11	0.08	0.11	0.14	0.10	0.13	0.16	0.12	0.16	0.20	
	0.08	0.11	0.14	0.10	0.14	0.18	0.12	0.16	0.20	0.15	0.20	0.29	
Residential lot Size 1/8 acre	0.25	0.28	0.31	0.27	0.30	0.35	0.30	0.33	0.38	0.33	0.36	0.42	
	0.33	0.37	0.40	0.35	0.39	0.44	0.38	0.42	0.49	0.41	0.45	0.54	
Residential lot Size 1/4 acre	0.22	0.26	0.29	0.24	0.29	0.33	0.27	0.31	0.36	0.30	0.34	0.40	
	0.30	0.34	0.37	0.33	0.37	0.42	0.36	0.40	0.47	0.38	0.42	0.52	
Residential lot Size 1/3 acre	0.19	0.23	0.26	0.22	0.26	0.30	0.25	0.29	0.34	0.28	0.32	0.39	
	0.28	0.32	0.35	0.30	0.35	0.39	0.33	0.38	0.45	0.36	0.40	0.50	
Residential lot Size 1/2 acre	0.16	0.20	0.24	0.19	0.23	0.28	0.22	0.27	0.32	0.26	0.30	0.37	
	0.25	0.29	0.32	0.28	0.32	0.36	0.31	0.35	0.42	0.34	0.38	0.48	
Residential lot Size 1 acre	0.14	0.19	0.22	0.17	0.21	0.26	0.20	0.25	0.31	0.24	0.29	0.35	
	0.22	0.26	0.29	0.24	0.28	0.34	0.28	0.32	0.40	0.31	0.35	0.46	
Industrial	0.67	0.68	0.68	0.68	0.68	0.69	0.68	0.69	0.69	0.69	0.69	0.70	
	0.85	0.85	0.86	0.85	0.86	0.86	0.86	0.86	0.87	0.86	0.86	0.88	
Commrcial	0.71	0.71	0.72	0.71	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	
	0.88	0.88	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.90	0.89	0.89	0.90	
Streets	0.70	0.71	0.72	0.71	0.72	0.74	0.72	0.73	0.76	0.73	0.75	0.78	
	0.76	0.77	0.79	0.80	0.82	0.84	0.84	0.85	0.89	0.89	0.91	0.95	
Open space	0.05	0.10	0.14	0.08	0.13	0.19	0.12	0.17	0.24	0.16	0.21	0.20	
	0.11	0.16	0.20	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.32	0.22	0.27	0.39	
Parking	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	
	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	

The values listed in the second line correspond to return periods equal or greater than 25 years.

## 2. Calcul du débit

### Méthode du NRCS: hydrogramme curviligne ou triangulaire

- Formule:  $Q_p = k \times A \times P_n / T_c$

k = 720 : 3/8 du volume de la crue passe pendant la montée des eaux

k = 900 : bassins montagneux

k = 450 : bassins plats et marécageux

#### - Conversion des unités

mi: mile

in: inche (pouce)

ft: foot: pied

cfs: cubic foot per second (pied cube par seconde)

fps: foot per seconde (pied par seconde)

#### Longueur :

1 mi = 1,609 km

1 in = 25,4 mm

1 ft = 0,3048 m

#### Surface :

1 mi<sup>2</sup> = 2,59 km<sup>2</sup>

1 acre = 0,4047 ha

1 ha = 2,47 acres

#### Volume :

1 m<sup>3</sup>/s = 35,5 cfs

1 cfs = 0,0283 m<sup>3</sup>/s

1ft<sup>3</sup> = 0,0283 m<sup>3</sup>

#### Vitesse :

1 fps = 0,3048 m/s

### Calcul du débit de pointe dans le bassin de l'oued Kouba

**Formule Rationnelle:  $Q = 0,278 \times C \times I \times A$**

Tc = 0,5 hr  
A = 6,25 km<sup>2</sup>  
C = 0,37

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	I (mm/h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	q (l/s/ha)
10	90	22,3	44,7	28,7	45,9
50	115	28,5	57,1	36,7	58,7
100	125	31,0	62,0	39,9	63,8
1000	155	38,5	76,9	49,5	79,1

**Formule de Burkli-Ziegler:  $Q = C \times I \times A \times (I_{bv}/A)^{0,25}$**

Tc = 0,5 hr  
C = 0,37  
I<sub>bv</sub> = 210 m/km  
A = 1544 acres

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	P <sub>Tc</sub> (in)	I (in/h)	Q (cfs)	Q (m <sup>3</sup> /s)	l/s/ha
10	90	22,3	0,9	1,8	610,3	17,2	27,5
50	115	28,5	1,1	2,2	779,8	22,0	35,1
100	125	31,0	1,2	2,4	847,6	23,9	38,2
1000	155	38,5	1,5	3,0	1051,0	29,6	47,4

**Méthode du NRSCS :**

**Qp = k × A × Pn / Tc**

**k = 900: bassin montagneux**

A = 2,413 mi<sup>2</sup>  
Tc = 0,5 hr  
NCR=83  
S = 2,05 in

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	P <sub>Tc</sub> (in)	P <sub>n</sub> (in)	Q <sub>p</sub> (cfs)	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)	q <sub>p</sub> (l/s/ha)
10	90	22,3	0,9	0,087	379,9	10,70	17,1
50	115	28,5	1,1	0,184	800,6	22,55	36,1
100	125	31,0	1,2	0,230	999,5	28,16	45,0
1000	155	38,5	1,5	0,387	1680,1	47,33	75,7

### Calcul du débit de pointe dans le bassin de l'oued Forcha

**Formule Rationnelle:  $Q = 0,278 \times C \times I \times A$**

Tc = 1 hr  
A = 8,81 km<sup>2</sup>  
C = 0,32

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	I (mm/h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	q (l/s/ha)
10	105	33,4	33,4	26,2	29,8
50	142	45,2	45,2	35,4	40,2
100	158	50,3	50,3	39,4	44,8
1000	173	55,1	55,1	43,2	49,0

**Formule de Burkli-Ziegler:  $Q = C \times I \times A \times (I_{bv}/A)^{0,25}$**

Tc = 1 hr  
C = 0,32  
I<sub>bv</sub> = 200 m/km  
A = 2176,1 acres

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	P <sub>Tc</sub> (in)	I (in/h)	Q (cfs)	Q (m <sup>3</sup> /s)	l/s/ha
10	105	33,4	1,3	1,3	504,8	14,2	16,1
50	142	45,2	1,8	1,8	682,7	19,2	21,8
100	158	50,3	2,0	2,0	759,6	21,4	24,3
1000	173	55,1	2,2	2,2	831,7	23,4	26,6

**Méthode du NRSCS :**

**$Q_p = k \times A \times P_n / T_c$**

**k = 900: bassin montagneux**

A = 3,402 mi<sup>2</sup>  
Tc = 1 hr  
NCR = 81  
S = 2,35 in

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	P <sub>Tc</sub> (in)	P <sub>n</sub> (in)	Q <sub>p</sub> (cfs)	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)	q <sub>p</sub> (l/s/ha)
10	105	33,4	1,3	0,225	688,9	19,41	22,0
50	142	45,2	1,8	0,470	1440,2	40,57	46,0
100	158	50,3	2,0	0,593	1814,9	51,12	58,0
1000	173	55,1	2,2	0,715	2187,8	61,63	70,0

### Calcul du débit de pointe dans le bassin de l'oued Sidi Harb

**Formule Rationnelle:**  $Q = 0,278 \times C \times I \times A$

Tc = 1 hr  
A = 5,88 km<sup>2</sup>  
C = 0,32

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	I (mm/h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	q (l/s/ha)
10	104	33,1	33,1	17,3	29,5
50	142	45,2	45,2	23,7	40,2
100	157	50,0	50,0	26,2	44,5
1000	170	54,1	54,1	28,3	48,2

**Formule de Burkli-Ziegler:**  $Q = C \times I \times A \times (I_{bv}/A)^{0,25}$

Tc = 1 hr  
C = 0,32  
I<sub>bv</sub> = 280 m/km  
A = 1452,4 acres

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	P <sub>Tc</sub> (in)	I (in/h)	Q (cfs)	Q (m <sup>3</sup> /s)	l/s/ha
10	104	33,1	1,3	1,3	401,5	11,3	12,8
50	142	45,2	1,8	1,8	548,3	15,4	17,5
100	157	50,0	2,0	2,0	606,2	17,1	19,4
1000	170	54,1	2,1	2,1	656,4	18,5	21,0

**Méthodes du NRSCS :**

**Qp = k × A × Pn / Tc**

**k = 900: bassin montagneux**

A = 2,27 mi<sup>2</sup>  
Tc = 1 hr  
NCR = 81  
S = 2,35 in

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	P <sub>Tc</sub> (in)	P <sub>n</sub> (in)	Q <sub>p</sub> (cfs)	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)	q <sub>p</sub> (l/s/ha)
10	104	33,1	1,3	0,219	447,9	12,62	21,5
50	142	45,2	1,8	0,470	961,0	27,07	46,0
100	157	50,0	2,0	0,585	1194,9	33,66	57,2
1000	170	54,1	2,1	0,690	1409,0	39,69	67,5

### Calcul du débit de pointe dans le bassin de l'oued Bouhdid

**Formule Rationnelle:**  $Q = 0,278 \times C \times I \times A$

Tc = 2 hr  
A = 19,23 km<sup>2</sup>  
C = 0,32

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	I (mm/h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	q (l/s/ha)
10	110	45,0	22,5	38,5	20,0
50	150	61,3	30,7	52,4	27,3
100	165	67,4	33,7	57,7	30,0
1000	180	73,6	36,8	62,9	32,7

**Formule de Burkli-Ziegler:**  $Q = C \times I \times A \times (I_{bv}/A)^{0,25}$

Tc = 2 hr  
C = 0,32  
I<sub>bv</sub> = 365 m/km  
A = 4749,8 acres

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	P <sub>Tc</sub> (in)	I (in/h)	Q (cfs)	Q (m <sup>3</sup> /s)	l/s/ha
10	110	45,0	1,77	0,89	706,4	19,9	10,3
50	150	61,3	2,41	1,21	963,2	27,1	14,1
100	165	67,4	2,66	1,33	1059,5	29,8	15,5
1000	180	73,6	2,9	1,45	1155,9	32,6	16,9

**Méthodes du NRSCS :**  $Q_p = k \times A \times P_n / T_c$       **k = 900: bassin montagneux**

A = 7,425 mi<sup>2</sup>  
Tc = 2 hr  
NCR = 81  
S = 2,35 in

T (année)	P <sub>jmax</sub> (T)	P <sub>Tc</sub> (mm)	P <sub>Tc</sub> (in)	P <sub>n</sub> (in)	Q <sub>p</sub> (cfs)	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)	q <sub>p</sub> (l/s/ha)
10	110	45,0	1,8	0,464	1551,3	43,70	69,9
50	150	61,3	2,4	0,882	2945,9	82,98	132,8
100	165	67,4	2,7	1,055	3524,3	99,27	158,8
1000	180	73,6	2,9	1,235	4125,7	116,22	185,9

### Calcul du débit de pointe dans le bassin de l'oued Boudjemaa

**Formule Rationnelle:  $Q = 0,278 \times C \times I \times A$**

$T_c = 8,5 \text{ hr}$

$A = 50 \text{ km}^2$

$C = 0,33$

T (année)	$P_{jmax}(T)$	$P_{Tc}$ (mm)	I (mm/h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	q (l/s/ha)
10	95	65,4	7,7	35,3	7,1
50	120	82,6	9,7	44,6	8,9
100	135	92,9	10,9	50,1	10,0
1000	170	117,0	13,8	63,1	12,6

**Formule de Burkli-Ziegler:  $Q = C \times I \times A \times (I_{bv}/A)^{0,25}$**

$T_c = 8,5 \text{ hr}$

$C = 0,33$

$I_{bv} = 46,7 \text{ m/km}$

$A = 12350 \text{ acres}$

T (année)	$P_{jmax}(T)$	$P_{Tc}$ (mm)	$P_{Tc}$ (in)	I (in/h)	Q (cfs)	Q (m <sup>3</sup> /s)	l/s/ha
10	95	65,4	2,57	0,303	306,068	8,6	1,72
50	120	82,6	3,25	0,383	386,613	10,9	2,18
100	135	92,9	3,66	0,430	434,939	12,3	2,45
1000	170	117,0	4,61	0,542	547,701	15,4	3,09

**Méthode du NRSCS :**

**$Q_p = k \times A \times P_n / T_c$**

**$k = 450$  : bassin plat et marécageux**

$A = 19,31 \text{ mi}^2$

$T_c = 8,5 \text{ hr}$

$NCR = 80$

$S = 2,50 \text{ in}$

T (année)	$P_{jmax}(T)$	$P_{Tc}$ (mm)	$P_{Tc}$ (in)	$P_n$ (in)	$Q_p$ (cfs)	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	$q_p$ (l/s/ha)
10	95	65,4	2,57	0,94	961,4	27,08	5,4
50	120	82,6	3,25	1,44	1473,6	41,51	8,3
100	135	92,9	3,66	1,76	1801,7	50,75	10,2
1000	170	117,0	4,61	2,55	2609,1	73,49	14,7

### 3. Hydrogrammes des crues

#### Oued Kouba: Hydrogrammes et volumes de crues

Tc = 0,5 hr  
Tp = 0,33 hr

T (années)	10	50	100	1000
Qp (m <sup>3</sup> /s)	11,0	23	28	50

UHG-sd du NRCS		Hydrogrammes de crues					Volume de crues en milliers de m <sup>3</sup>			
t/tp	Qt/Qp	t (h)	Q <sub>10</sub>	Q <sub>50</sub>	Q <sub>100</sub>	Q <sub>1000</sub>	V <sub>10</sub>	V <sub>50</sub>	V <sub>100</sub>	V <sub>1000</sub>
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,10	0,030	0,033	0,330	0,690	0,840	1,500	0,020	0,041	0,050	0,089
0,20	0,100	0,066	1,100	2,300	2,800	5,000	0,085	0,178	0,216	0,386
0,30	0,190	0,099	2,090	4,370	5,320	9,500	0,189	0,396	0,482	0,861
0,40	0,310	0,132	3,410	7,130	8,680	15,500	0,327	0,683	0,832	1,485
0,50	0,470	0,165	5,170	10,810	13,160	23,500	0,510	1,066	1,297	2,317
0,60	0,660	0,198	7,260	15,180	18,480	33,000	0,738	1,544	1,879	3,356
0,70	0,820	0,231	9,020	18,860	22,960	41,000	0,967	2,022	2,462	4,396
0,80	0,930	0,264	10,230	21,390	26,040	46,500	1,143	2,391	2,911	5,198
0,90	0,990	0,297	10,890	22,770	27,720	49,500	1,255	2,623	3,193	5,702
1,00	1,000	0,33	11,000	23,000	28,000	50,000	1,300	2,719	3,310	5,910
1,10	0,990	0,363	10,890	22,770	27,720	49,500	1,300	2,719	3,310	5,910
1,20	0,930	0,396	10,230	21,390	26,040	46,500	1,255	2,623	3,193	5,702
1,30	0,860	0,429	9,460	19,780	24,080	43,000	1,170	2,445	2,977	5,316
1,40	0,780	0,462	8,580	17,940	21,840	39,000	1,072	2,241	2,728	4,871
1,50	0,680	0,495	7,480	15,640	19,040	34,000	0,954	1,995	2,428	4,336
1,60	0,560	0,528	6,160	12,880	15,680	28,000	0,810	1,694	2,062	3,683
1,70	0,460	0,561	5,060	10,580	12,880	23,000	0,666	1,394	1,696	3,029
1,80	0,390	0,594	4,290	8,970	10,920	19,500	0,555	1,161	1,414	2,525
1,90	0,330	0,627	3,630	7,590	9,240	16,500	0,470	0,984	1,198	2,138
2,00	0,280	0,66	3,080	6,440	7,840	14,000	0,399	0,833	1,015	1,812
2,20	0,207	0,726	2,277	4,761	5,796	10,350	0,636	1,331	1,620	2,893
2,40	0,147	0,792	1,617	3,381	4,116	7,350	0,463	0,967	1,178	2,103
2,60	0,107	0,858	1,177	2,461	2,996	5,350	0,332	0,694	0,845	1,509
2,80	0,077	0,924	0,847	1,771	2,156	3,850	0,240	0,503	0,612	1,093
3,00	0,055	0,99	0,605	1,265	1,540	2,750	0,172	0,361	0,439	0,784
3,20	0,040	1,056	0,440	0,920	1,120	2,000	0,124	0,260	0,316	0,564
3,40	0,029	1,122	0,319	0,667	0,812	1,450	0,090	0,189	0,230	0,410
3,60	0,021	1,188	0,231	0,483	0,588	1,050	0,065	0,137	0,166	0,297
3,80	0,015	1,254	0,165	0,345	0,420	0,750	0,047	0,098	0,120	0,214
4,00	0,011	1,32	0,121	0,253	0,308	0,550	0,034	0,071	0,086	0,154
4,50	0,005	1,485	0,055	0,115	0,140	0,250	0,052	0,109	0,133	0,238
5,00	0,000	1,65	0,000	0,000	0,000	0,000	0,016	0,034	0,042	0,074
<b>Total</b>							<b>17,5</b>	<b>36,5</b>	<b>44,4</b>	<b>79,4</b>

## Oued Forcha: Hydrogrammes et volumes de crues

Tc = 1 hr

Tp = 0.67 hr

T (années)	10	50	100	1000
Qp (m <sup>3</sup> /s)	20,0	40,0	50,0	60,0

UHG-sd du NRCS		Hydrogrammes de crues					Volume de crues en milliers de m <sup>3</sup>			
		t (h)	Q <sub>10</sub>	Q <sub>50</sub>	Q <sub>100</sub>	Q <sub>1000</sub>	V <sub>10</sub>	V <sub>50</sub>	V <sub>100</sub>	V <sub>1000</sub>
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,10	0,030	0,067	0,600	1,200	1,500	1,800	0,072	0,145	0,181	0,217
0,20	0,100	0,134	2,000	4,000	5,000	6,000	0,314	0,627	0,784	0,941
0,30	0,190	0,201	3,800	7,600	9,500	11,400	0,699	1,399	1,749	2,098
0,40	0,310	0,268	6,200	12,400	15,500	18,600	1,206	2,412	3,015	3,618
0,50	0,470	0,335	9,400	18,800	23,500	28,200	1,881	3,763	4,703	5,644
0,60	0,660	0,402	13,200	26,400	33,000	39,600	2,726	5,451	6,814	8,177
0,70	0,820	0,469	16,400	32,800	41,000	49,200	3,570	7,140	8,924	10,709
0,80	0,930	0,536	18,600	37,200	46,500	55,800	4,221	8,442	10,553	12,663
0,90	0,990	0,603	19,800	39,600	49,500	59,400	4,631	9,262	11,578	13,893
1,00	1,000	0,670	20,000	40,000	50,000	60,000	4,800	9,600	12,000	14,400
1,10	0,990	0,737	19,800	39,600	49,500	59,400	4,800	9,600	12,000	14,400
1,20	0,930	0,804	18,600	37,200	46,500	55,800	4,631	9,262	11,578	13,893
1,30	0,860	0,871	17,200	34,400	43,000	51,600	4,317	8,635	10,794	12,952
1,40	0,780	0,938	15,600	31,200	39,000	46,800	3,956	7,911	9,889	11,867
1,50	0,680	1,005	13,600	27,200	34,000	40,800	3,522	7,043	8,804	10,565
1,60	0,560	1,072	11,200	22,400	28,000	33,600	2,991	5,982	7,477	8,973
1,70	0,460	1,139	9,200	18,400	23,000	27,600	2,460	4,920	6,151	7,381
1,80	0,390	1,206	7,800	15,600	19,500	23,400	2,050	4,100	5,126	6,151
1,90	0,330	1,273	6,600	13,200	16,500	19,800	1,737	3,473	4,342	5,210
2,00	0,280	1,340	5,600	11,200	14,000	16,800	1,471	2,943	3,678	4,414
2,20	0,207	1,474	4,140	8,280	10,350	12,420	2,349	4,699	5,873	7,048
2,40	0,147	1,608	2,940	5,880	7,350	8,820	1,708	3,415	4,269	5,123
2,60	0,107	1,742	2,140	4,280	5,350	6,420	1,225	2,451	3,063	3,676
2,80	0,077	1,876	1,540	3,080	3,850	4,620	0,888	1,775	2,219	2,663
3,00	0,055	2,010	1,100	2,200	2,750	3,300	0,637	1,274	1,592	1,910
3,20	0,040	2,144	0,800	1,600	2,000	2,400	0,458	0,917	1,146	1,375
3,40	0,029	2,278	0,580	1,160	1,450	1,740	0,333	0,666	0,832	0,999
3,60	0,021	2,412	0,420	0,840	1,050	1,260	0,241	0,482	0,603	0,724
3,80	0,015	2,546	0,300	0,600	0,750	0,900	0,174	0,347	0,434	0,521
4,00	0,011	2,680	0,220	0,440	0,550	0,660	0,125	0,251	0,314	0,376
4,50	0,005	3,015	0,100	0,200	0,250	0,300	0,193	0,386	0,482	0,579
5,00	0,000	3,350	0,000	0,000	0,000	0,000	0,060	0,121	0,151	0,181
<b>Total</b>							<b>64,4</b>	<b>128,9</b>	<b>161,1</b>	<b>193,3</b>

## Oued Sidi Harb: Hydrogrammes et volumes de crues

Tc = 1 hr

Tp = 0,67 hr

T (années)	10	50	100	1000
Qp (m <sup>3</sup> /s)	13,0	27,0	34,0	40,0

UHG-sd du NRCS		Hydrogrammes de crues					Volume de crues en milliers de m <sup>3</sup>			
t/tp	Qt/Qp	t (h)	Q <sub>10</sub>	Q <sub>50</sub>	Q <sub>100</sub>	Q <sub>1000</sub>	V <sub>10</sub>	V <sub>50</sub>	V <sub>100</sub>	V <sub>1000</sub>
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,10	0,030	0,067	0,390	0,810	1,020	1,200	0,047	0,098	0,123	0,145
0,20	0,100	0,134	1,300	2,700	3,400	4,000	0,204	0,423	0,533	0,627
0,30	0,190	0,201	2,470	5,130	6,460	7,600	0,455	0,944	1,189	1,399
0,40	0,310	0,268	4,030	8,370	10,540	12,400	0,784	1,628	2,050	2,412
0,50	0,470	0,335	6,110	12,690	15,980	18,800	1,223	2,540	3,198	3,763
0,60	0,660	0,402	8,580	17,820	22,440	26,400	1,772	3,680	4,633	5,451
0,70	0,820	0,469	10,660	22,140	27,880	32,800	2,320	4,819	6,069	7,140
0,80	0,930	0,536	12,090	25,110	31,620	37,200	2,744	5,698	7,176	8,442
0,90	0,990	0,603	12,870	26,730	33,660	39,600	3,010	6,252	7,873	9,262
1,00	1,000	0,670	13,000	27,000	34,000	40,000	3,120	6,480	8,160	9,600
1,10	0,990	0,737	12,870	26,730	33,660	39,600	3,120	6,480	8,160	9,600
1,20	0,930	0,804	12,090	25,110	31,620	37,200	3,010	6,252	7,873	9,262
1,30	0,860	0,871	11,180	23,220	29,240	34,400	2,806	5,829	7,340	8,635
1,40	0,780	0,938	10,140	21,060	26,520	31,200	2,571	5,340	6,725	7,911
1,50	0,680	1,005	8,840	18,360	23,120	27,200	2,289	4,754	5,987	7,043
1,60	0,560	1,072	7,280	15,120	19,040	22,400	1,944	4,038	5,084	5,982
1,70	0,460	1,139	5,980	12,420	15,640	18,400	1,599	3,321	4,182	4,920
1,80	0,390	1,206	5,070	10,530	13,260	15,600	1,333	2,768	3,485	4,100
1,90	0,330	1,273	4,290	8,910	11,220	13,200	1,129	2,344	2,952	3,473
2,00	0,280	1,340	3,640	7,560	9,520	11,200	0,956	1,986	2,501	2,943
2,20	0,207	1,474	2,691	5,589	7,038	8,280	1,527	3,172	3,994	4,699
2,40	0,147	1,608	1,911	3,969	4,998	5,880	1,110	2,305	2,903	3,415
2,60	0,107	1,742	1,391	2,889	3,638	4,280	0,796	1,654	2,083	2,451
2,80	0,077	1,876	1,001	2,079	2,618	3,080	0,577	1,198	1,509	1,775
3,00	0,055	2,010	0,715	1,485	1,870	2,200	0,414	0,860	1,083	1,274
3,20	0,040	2,144	0,520	1,080	1,360	1,600	0,298	0,619	0,779	0,917
3,40	0,029	2,278	0,377	0,783	0,986	1,160	0,216	0,449	0,566	0,666
3,60	0,021	2,412	0,273	0,567	0,714	0,840	0,157	0,326	0,410	0,482
3,80	0,015	2,546	0,195	0,405	0,510	0,600	0,113	0,234	0,295	0,347
4,00	0,011	2,680	0,143	0,297	0,374	0,440	0,082	0,169	0,213	0,251
4,50	0,005	3,015	0,065	0,135	0,170	0,200	0,125	0,260	0,328	0,386
5,00	0,000	3,350	0,000	0,000	0,000	0,000	0,039	0,081	0,103	0,121
<b>Total</b>							<b>41,9</b>	<b>87,0</b>	<b>109,6</b>	<b>128,9</b>

## Oued Bouhdid: Hydrogrammes et volumes de crues

Tc = 2 hr

Tp = 1,33 hr

T (années)	10	50	100	1000
Qp (m <sup>3</sup> /s)	45,0	85,0	100,0	120,0

UHG-sd du NRCS		Hydrogrammes de crues					Volume de crues en milliers de m <sup>3</sup>			
		t (h)	Q <sub>10</sub>	Q <sub>50</sub>	Q <sub>100</sub>	Q <sub>1000</sub>	V <sub>10</sub>	V <sub>50</sub>	V <sub>100</sub>	V <sub>1000</sub>
t/tp	Qt/Qp									
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,10	0,030	0,133	1,350	2,550	3,000	3,600	0,323	0,610	0,718	0,862
0,20	0,100	0,266	4,500	8,500	10,000	12,000	1,400	2,645	3,112	3,735
0,30	0,190	0,399	8,550	16,150	19,000	22,800	3,124	5,901	6,943	8,331
0,40	0,310	0,532	13,950	26,350	31,000	37,200	5,387	10,175	11,970	14,364
0,50	0,470	0,665	21,150	39,950	47,000	56,400	8,403	15,872	18,673	22,408
0,60	0,660	0,798	29,700	56,100	66,000	79,200	12,173	22,994	27,052	32,463
0,70	0,820	0,931	36,900	69,700	82,000	98,400	15,944	30,117	35,431	42,517
0,80	0,930	1,064	41,850	79,050	93,000	111,600	18,853	35,611	41,895	50,274
0,90	0,990	1,197	44,550	84,150	99,000	118,800	20,684	39,070	45,965	55,158
1,00	1,000	1,330	45,000	85,000	100,000	120,000	21,438	40,495	47,641	57,169
1,10	0,990	1,463	44,550	84,150	99,000	118,800	21,438	40,495	47,641	57,169
1,20	0,930	1,596	41,850	79,050	93,000	111,600	20,684	39,070	45,965	55,158
1,30	0,860	1,729	38,700	73,100	86,000	103,200	19,284	36,425	42,853	51,423
1,40	0,780	1,862	35,100	66,300	78,000	93,600	17,668	33,372	39,262	47,114
1,50	0,680	1,995	30,600	57,800	68,000	81,600	15,729	29,710	34,952	41,943
1,60	0,560	2,128	25,200	47,600	56,000	67,200	13,359	25,233	29,686	35,623
1,70	0,460	2,261	20,700	39,100	46,000	55,200	10,988	20,756	24,419	29,303
1,80	0,390	2,394	17,550	33,150	39,000	46,800	9,157	17,297	20,349	24,419
1,90	0,330	2,527	14,850	28,050	33,000	39,600	7,757	14,651	17,237	20,684
2,00	0,280	2,660	12,600	23,800	28,000	33,600	6,572	12,413	14,603	17,524
2,20	0,207	2,926	9,315	17,595	20,700	24,840	10,493	19,820	23,318	27,981
2,40	0,147	3,192	6,615	12,495	14,700	17,640	7,627	14,407	16,950	20,339
2,60	0,107	3,458	4,815	9,095	10,700	12,840	5,473	10,337	12,162	14,594
2,80	0,077	3,724	3,465	6,545	7,700	9,240	3,964	7,488	8,810	10,572
3,00	0,055	3,990	2,475	4,675	5,500	6,600	2,844	5,372	6,320	7,584
3,20	0,040	4,256	1,800	3,400	4,000	4,800	2,047	3,866	4,549	5,458
3,40	0,029	4,522	1,305	2,465	2,900	3,480	1,487	2,808	3,304	3,964
3,60	0,021	4,788	0,945	1,785	2,100	2,520	1,077	2,035	2,394	2,873
3,80	0,015	5,054	0,675	1,275	1,500	1,800	0,776	1,465	1,724	2,068
4,00	0,011	5,320	0,495	0,935	1,100	1,320	0,560	1,058	1,245	1,494
4,50	0,005	5,985	0,225	0,425	0,500	0,600	0,862	1,628	1,915	2,298
5,00	0,000	6,650	0,000	0,000	0,000	0,000	0,269	0,509	0,599	0,718
<b>Total</b>							<b>287,8</b>	<b>543,7</b>	<b>639,7</b>	<b>767,6</b>

## Oued Boudjema: Hydrogrammes et volumes de crues

Tc = 8.5 hr  
Tp = 5.67 hr

T (années)	10	50	100	1000
Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)	27,0	42	50	73

UHG-sd du NRCS		Hydrogrammes de crues					Volume de crues en milliers de m <sup>3</sup>			
		t (h)	Q <sub>10</sub>	Q <sub>50</sub>	Q <sub>100</sub>	Q <sub>1000</sub>	V <sub>10</sub>	V <sub>50</sub>	V <sub>100</sub>	V <sub>1000</sub>
t/tp	Qt/Qp									
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,10	0,030	0,567	0,810	1,260	1,500	2,190	0,827	1,286	1,531	2,235
0,20	0,100	1,134	2,700	4,200	5,000	7,300	3,582	5,572	6,634	9,685
0,30	0,190	1,701	5,130	7,980	9,500	13,870	7,991	12,431	14,799	21,606
0,40	0,310	2,268	8,370	13,020	15,500	22,630	13,778	21,433	25,515	37,252
0,50	0,470	2,835	12,690	19,740	23,500	34,310	21,494	33,435	39,803	58,113
0,60	0,660	3,402	17,820	27,720	33,000	48,180	31,139	48,438	57,664	84,189
0,70	0,820	3,969	22,140	34,440	41,000	59,860	40,783	63,440	75,524	110,266
0,80	0,930	4,536	25,110	39,060	46,500	67,890	48,223	75,014	89,303	130,382
0,90	0,990	5,103	26,730	41,580	49,500	72,270	52,908	82,301	97,978	143,047
1,00	1,000	5,670	27,000	42,000	50,000	73,000	54,837	85,302	101,550	148,263
1,10	0,990	6,237	26,730	41,580	49,500	72,270	54,837	85,302	101,550	148,263
1,20	0,930	6,804	25,110	39,060	46,500	67,890	52,908	82,301	97,978	143,047
1,30	0,860	7,371	23,220	36,120	43,000	62,780	49,326	76,729	91,344	133,362
1,40	0,780	7,938	21,060	32,760	39,000	56,940	45,192	70,299	83,689	122,186
1,50	0,680	8,505	18,360	28,560	34,000	49,640	40,232	62,583	74,504	108,776
1,60	0,560	9,072	15,120	23,520	28,000	40,880	34,170	53,153	63,277	92,385
1,70	0,460	9,639	12,420	19,320	23,000	33,580	28,107	43,723	52,051	75,994
1,80	0,390	10,206	10,530	16,380	19,500	28,470	23,423	36,435	43,376	63,328
1,90	0,330	10,773	8,910	13,860	16,500	24,090	19,840	30,863	36,742	53,643
2,00	0,280	11,340	7,560	11,760	14,000	20,440	16,809	26,148	31,128	45,447
2,20	0,207	12,474	5,589	8,694	10,350	15,111	12,640	17,751	21,703	31,567
2,40	0,147	13,608	3,969	6,174	7,350	10,731	9,510	13,349	16,129	22,749
2,60	0,107	14,742	2,889	4,494	5,350	7,811	7,999	11,776	15,923	22,848
2,80	0,077	15,876	2,079	3,234	3,850	5,621	6,141	10,774	15,779	22,417
3,00	0,055	17,010	1,485	2,310	2,750	4,015	4,275	11,316	13,472	19,669
3,20	0,040	18,144	1,080	1,680	2,000	2,920	3,236	11,144	10,696	14,156
3,40	0,029	19,278	0,783	1,218	1,450	2,117	2,303	10,915	8,042	10,282
3,60	0,021	20,412	0,567	0,882	1,050	1,533	1,756	10,287	6,103	7,450
3,80	0,015	21,546	0,405	0,630	0,750	1,095	1,284	10,086	4,674	5,364
4,00	0,011	22,680	0,297	0,462	0,550	0,803	1,033	10,229	3,654	3,874
4,50	0,005	25,515	0,135	0,210	0,250	0,365	0,504	10,429	1,682	2,960
5,00	0,000	28,350	0,000	0,000	0,000	0,000	0,689	1,072	1,276	1,863
<b>Total</b>							<b>736,3</b>	<b>1145,3</b>	<b>1363,5</b>	<b>1990,7</b>

## ANNEXE 7- DONNEES ET CALCULS TOPOGRAPHIQUES

### 1. Définition des termes, unités et formules de calcul:

Ht : hauteur de l'instrument (m)  
Hm : hauteur de mire (m)  
Hz : angle horizontal ou azimutal (Gr)  
Hv : angle vertical (Gr)  
P : pente (%)  
FI : lecture fil inférieur (mm)  
FS : lecture fil supérieur (mm)  
FN : lecture fil niveleur (mm)  
dh : distance horizontale (m)  
 $\Delta H$  : dénivelée (m)  
 $Z_f$  : Altitude fictive (m)  
Z : côte/NGA (m)  
 $Z_{pt}$  : altitude ou côte du point (m)  
 $Z_{st}$  : altitude ou côte de la station (m)

#### - Tachéomètre Dahalta 010 :

$$dh = (FS - FI)/10$$

$$\Delta H = (FN - FI) \times P/10$$

$$Z_{pt} = Z_{st} + \Delta H + H_t - H_m$$

#### - Tachéomètre WILD-RDS

dh : lue directement sur l'appareil

$$\Delta H = dh \times \text{tg}(H_v)$$

$$Z_{pt} = Z_{st} + \Delta H$$

**Remarque :** pour le RDS :  $H_t = H_m$

### 2. Carnets tachéométriques et calculs topographiques (Plaine Ouest)

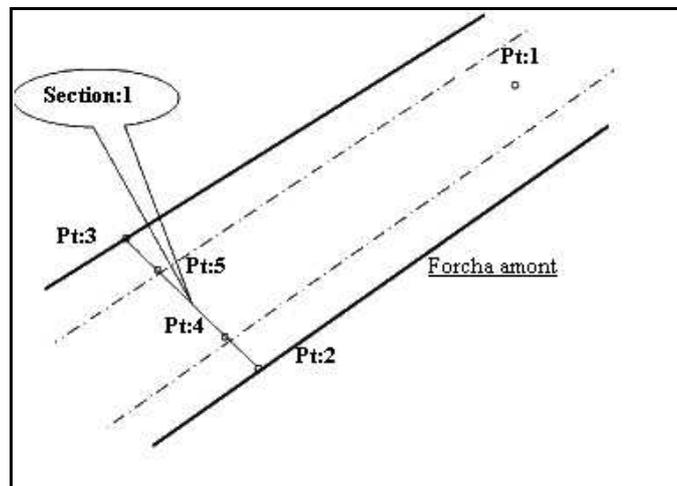
- Instrument topographique : Tachéomètre DAHALTA 010
- Equipe topographique : A. Saihia, L. Beloulou, M. Kared, M. Boumehres et H. Khalfaoui
- Date : 12-20/05/2002

## 2.1. Réseau hydrographique : levés de berges et schéma de position des points

- Section 1 : oued Forcha à l'amont du pont de la rue Bicha Youcef :

**Station 1.** Ht = 1.55m                      Hm = 2.00 m                      Z<sub>f</sub> = 100 m

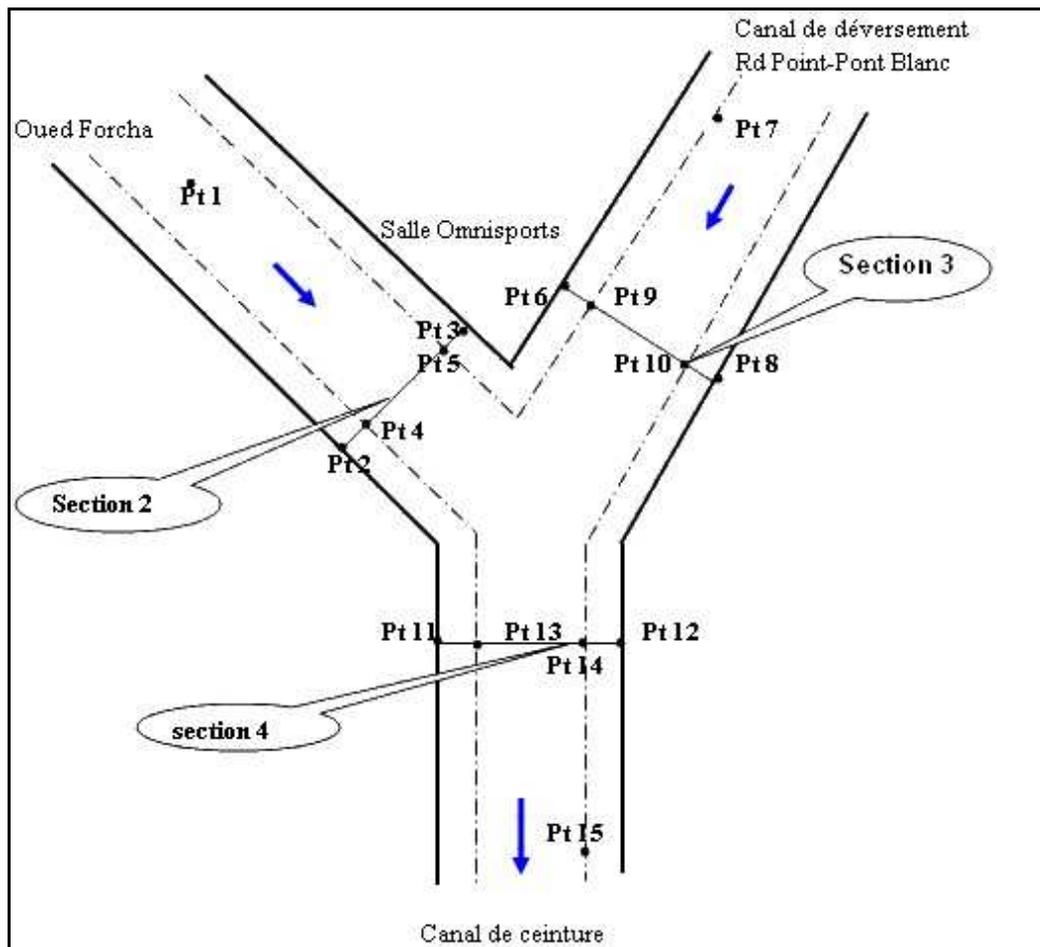
Point	FI	FS	Dh	FN	P	ΔH	Z <sub>f</sub>
1	2000	2174	17,4	2885	-10	-8,85	90,70
2	2000	2010	1,0	2042	-10	-0,42	99,13
3	2000	2022	2,2	2070	10	0,7	100,25
4	2000	2050	5,0	2053	-50	-0,106	99,444
5	2000	2050	5,0	2063	-50	-0,126	99,424



- Section 2, 3 et 4 : oued Forcha et canal de ceinture à l'amont du Rond Point Saf Saf

**Station 2 :** Ht : 1.61 m                      Hm : 2.00 m                      Z<sub>f</sub> = 100 m

Point	FI	FS	dh	FN	Pente (%)	ΔH	Z <sub>f</sub>
1	2000	3470	147,0	2065	10	0,65	100,26
2	2000	2276	27,6	2043	10	0,43	100,04
3	2000	2295	29,5	2250	-10	-2,5	97,11
4	2000	2270	27,0	2210	-10	-2,1	97,51
5	2000	2305	30,5	2035	10	0,35	99,96
6	2000	2343	34,3	2007	-10	-0,07	99,54
7	2000	3445	44,5	2155	-10	-1,55	98,06
8	2000	2365	36,5	2010	10	0,1	99,71
9	2000	2350	35,0	2237	-10	-2,37	97,24
10	2000	2357	35,7	2237	-10	-2,37	97,24
11	2000	2148	14,8	2048	-10	-0,48	99,13
12	2000	2222	22,2	2065	10	0,65	100,26
13	2000	2140	14,0	2126	-20	-2,52	97,09
14	2000	2188	18,8	2128	-20	-2,56	97,05
15	1000	3270	227,0	2090	-10	-10,9	97,09



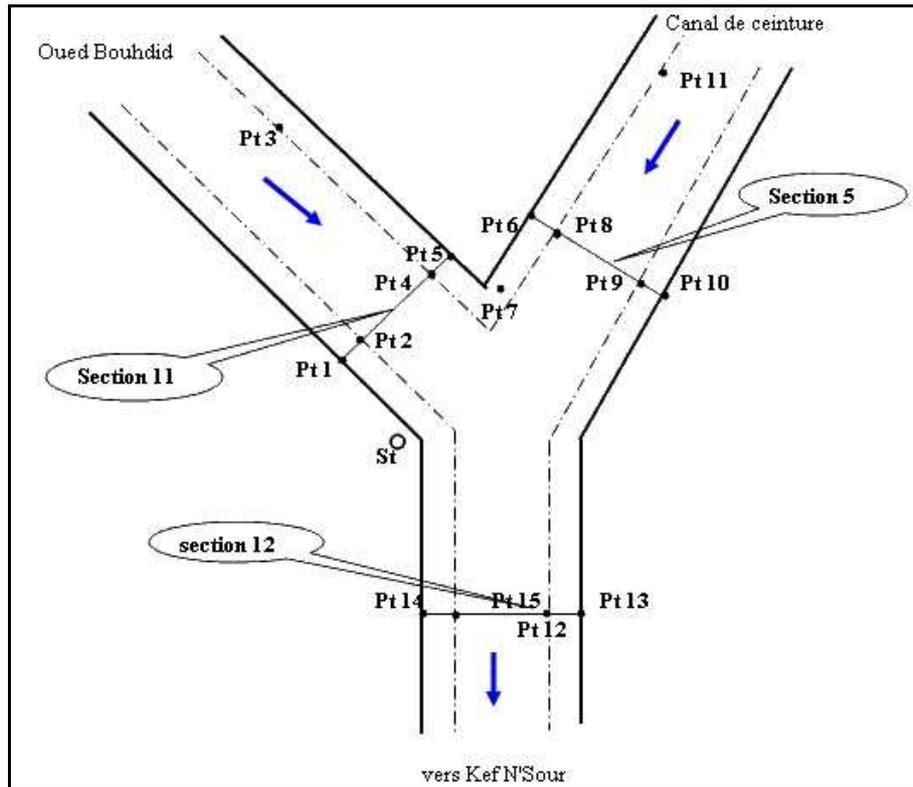
- Section 5, 11 et 12 : Oued Bouhdid à la confluence avec le canal de ceinture

Station 3 : Ht : 1.54 m

Hm : 2.00 m

$Z_f = 100$  m

Point	FI	FS	dh	FN	Pente (%)	$\Delta H$	$Z_f$
1	2000	2735	73,5	2060	-10	-0,60	98,94
2	3000	3740	74	3345	-10	-3,45	95,09
3	2000	3500	150	2445	-10	-4,45	95,09
4	2000	2745	74,5	2460	-10	-4,60	94,94
5	2000	2800	80	2057	10	0,57	100,11
6	2000	2667	66,7	2010	10	0,10	99,64
7	2000	2347	34,7	2225	-20	-1,13	98,42
8	3000	3676	67,6	3385	-10	-3,85	94,69
9	2000	2660	66	2462	-10	-4,62	94,92
10	2000	2670	67	2053	10	0,53	100,07
11	2000	3450	145	2510	-10	-5,10	94,44
12	2000	2452	45,2	2230	-20	-1,15	98,39
13	2000	2507	50,7	2120	10	1,20	100,74
14	2000	2380	38	2136	10	1,36	100,90
15	2000	2410	41	2225	-20	-1,13	98,42



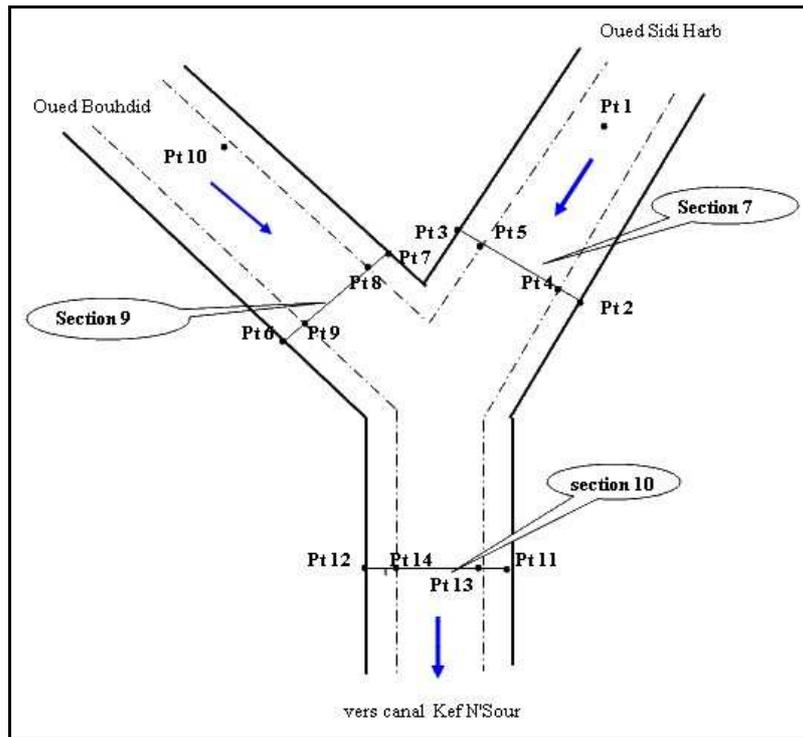
**- Section 7, 9 et 10 : Oued Bouhdid à la confluence avec Oued Sidi Harb**

**Station 4 :** Ht : 1.60 m

Hm : 2.00 m

$Z_f = 100$  m

Point	FI	FS	dh	FN	Pente (%)	$\Delta H$	$Z_f$
1	2000	2740	74	2255	-10	-2,55	97,05
2	2000	2195	19,5	2023	10	0,23	99,83
3	2000	2100	10	2053	10	0,53	100,13
4	2000	2095	9,5	2077	-50	-3,25	96,35
5	2000	2110	11	2070	-50	-3,50	96,10
6	2000	2270	27	2067	10	0,67	100,27
7	2000	2104	10,4	2040	10	0,40	100,00
8	2000	2122	12,2	2082	-50	-4,10	95,50
9	2000	2200	20	2070	-50	-3,50	96,10
10	1000	3040	204	2025	-10	-10,25	90,35
11	2000	2675	67,5	2125	-10	-1,25	98,35
12	2000	2665	66,5	2100	10	1,00	100,60
13	2000	2670	67	2420	-10	-4,20	95,40
14	2000	2660	66	2420	-10	-4,20	95,40



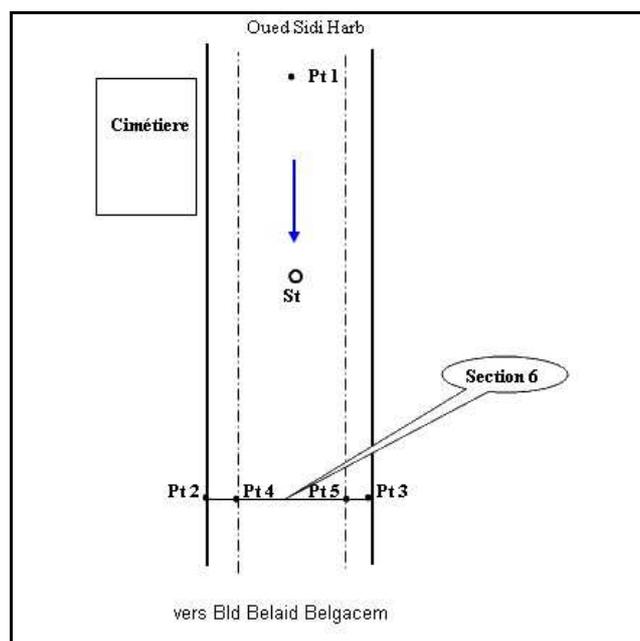
**- Section 6 : Oued Sidi Harb au niveau du cimetière**

**Station 5 :** Ht : 1.50 m

Hm : 2.00 m

$Z_f = 100$  m

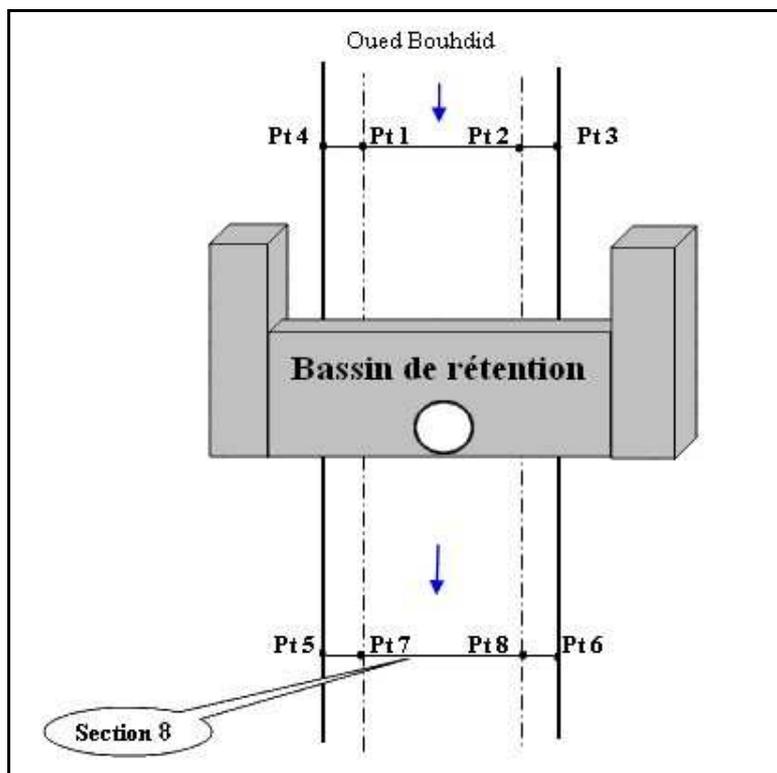
Point	FI	FS	dh	FN	Pente (%)	$\Delta H$	$Z_f$
1	1000	1500	50	1082	-10	-0,82	99,68
2	2000	2472	47,2	2110	-10	-1,10	98,40
3	3000	3440	44	3117	10	1,17	99,67
4	2000	2450	45	2260	-10	-2,60	96,90
5	2000	2445	44,5	2305	-10	-3,05	96,45



**- Section 8 : Oued Bouhdid au niveau du bassin de rétention**

**Station 6 :** Ht : 1.60 m                      Hm : 2.00 m                       $Z_f = 100$  m

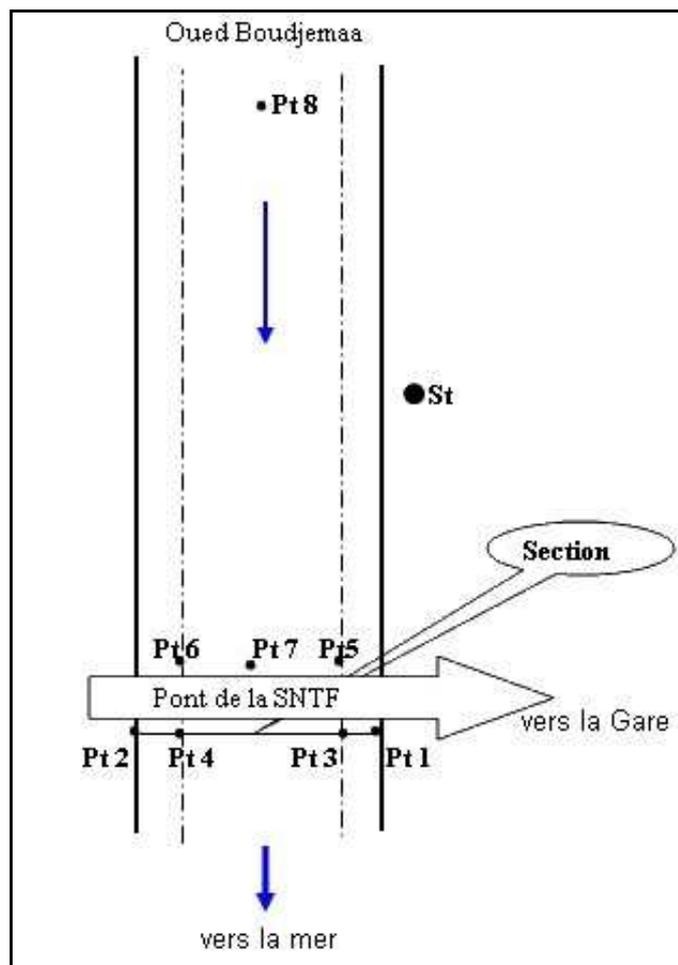
Point	FI	FS	dh	FN	Pente (%)	$\Delta H$	$Z_f$
1	2000	2610	61	2365	-10	-3,65	95,95
2	2000	2560	56	2382	-10	-3,82	95,78
3	2000	2540	54	2140	-10	-1,4	98,2
4	2000	2632	63,2	2170	-10	-1,7	97,9
5	2000	2883	88,3	2490	-10	-4,9	94,7
6	2000	2950	95	2475	-10	-4,75	94,85
7	2000	2900	90	2687	-10	-6,87	92,73
8	2000	2922	92,2	2645	-10	-6,45	93,15



**- Section 13 : Oued Boudjemaà à l'amont du pont de la SNTF (Boukhadra)**

**Station 7 :** Ht : 1.55 m                      Hm : 2.00 m                       $Z_f = 100$  m

Point	FI	FS	dh	FN	Pente (%)	$\Delta H$	$Z_f$
1	2000	2530	53	2020	-10	-0,2	99,35
2	2000	2527	52,7	2048	-10	-0,48	99,07
3	2000	2528	52,8	2248	-10	-2,48	97,07
4	2000	2582	58,2	2249	-10	-2,49	97,06
5	2000	2517	51,7	2250	-10	-2,5	97,05
6	2000	2510	51	2244	-10	-2,44	97,11
7	2000	2510	51	2295	-10	-2,95	96,6
8	2000	2586	58,6	2246	-10	-2,46	97,09



## 2.2. Retenue sur l'oued Bouhdid

- levé de fond de la cuvette d'accumulation des eaux

**Station 1** :  $Z = 65.69$  m     $Ht : 1.5$  m     $Hm : 1.5$  m

Point	FI	FS	dh	Hz	FI	FN	$\Delta H$ (m)	Pente (%)	Z
1	1500	2900	140	0,000	1500	2470	9,7	10	-
2	1500	1700	20	310,000	1500	1655	-1,55	-50	57,94
3	1500	1930	43	295,000	1500	1785	-2,85	-50	51,44
4	1500	1575	7,5	92,000	1500	1545	0,45	20	66,59
5	1500	1672	17,2	89,000	1500	1567	0,67	50	69,04
6	1500	2510	101	291,000	1500	2404	-9,04	-10	56,62
7	1500	3510	201	288,500	1500	2245	7,45	10	73,14
8	1500	2080	58	85,000	1500	1780	2,8	50	79,69
9	1500	3810	231	315,000	1500	2580	10,8	10	75,69
10	1500	2280	78	40,000	1500	2165	6,65	20	78,99
11	1500	2225	72,5	21,000	1500	2070	5,7	10	70,76
12	1500	3260	176	322,000	1500	1640	1,4	10	67,09
13	1500	2180	68	390,000	1500	2020	-5,2	-10	60,49
14	1500	2210	71	362,000	1500	2055	-5,55	-20	54,59

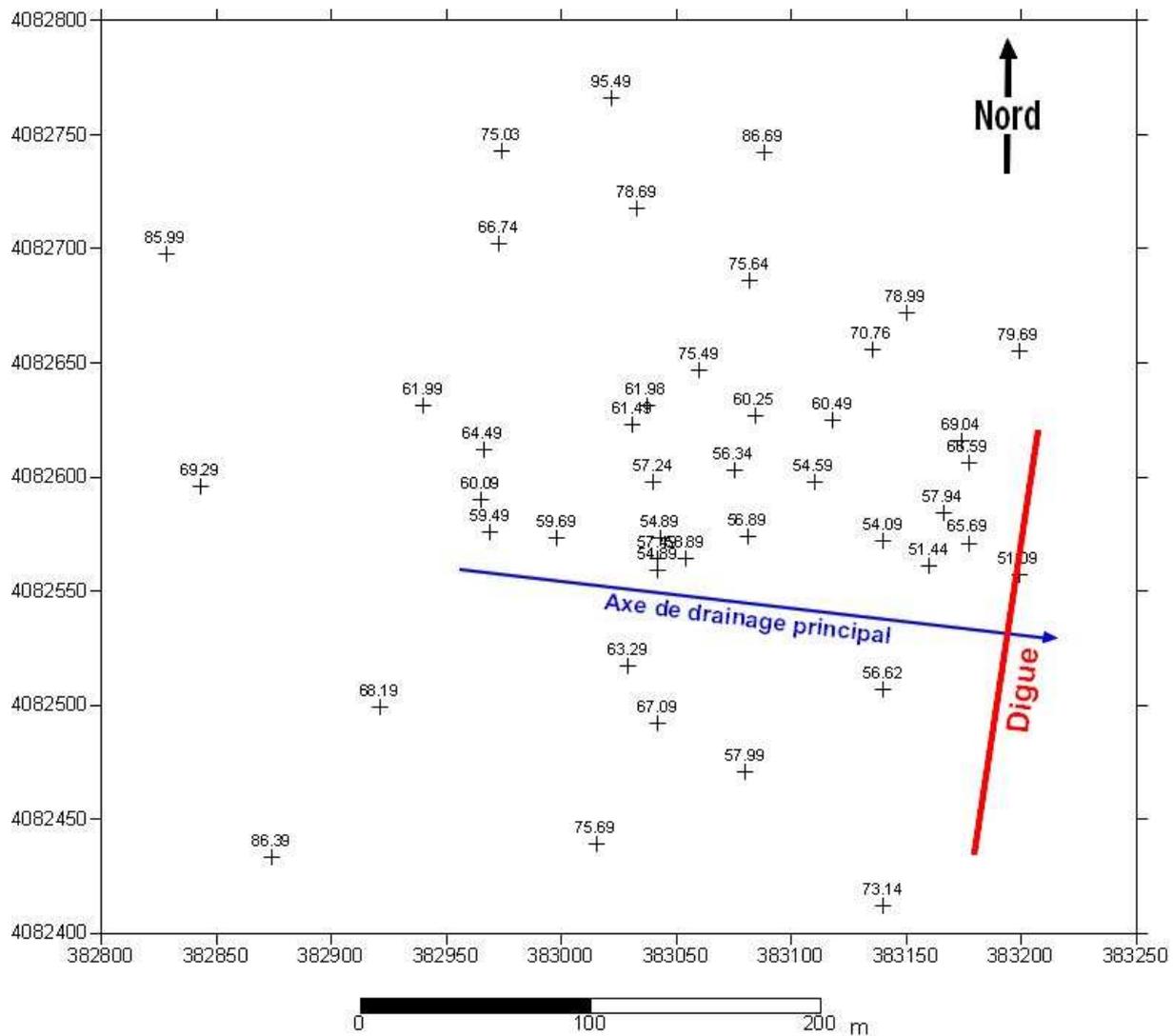
15	1500	2720	122	325,000	1500	2270	-7,7	-10	57,99
16	2000	3050	105	266,000	1500	2435	-9,35	-10	56,34
17	2000	3300	130	347,000	2000	2680	-6,8	-10	58,89
18	1500	2970	147	378,000	2000	1870	-1,3	-10	61,99
19	1500	3225	172,5	332,000	2000	1740	-2,6	-10	63,29
20	1500	2750	125	6,000	2000	2395	3,95	10	75,64
21	1500	3140	164	7,000	2000	2570	5,7	20	86,69
22	1000	3835	283,5	323,000	1000	2300	13	10	78,69
23	1500	3390	189	11,000	1000	2550	15,5	20	86,69

Station 24 : Z = 75.49 m

Ht : 1.5 m

Hm : 1.5 m

Point	FI	FS	dh	Hz	FI	FN	$\Delta H$ (m)	Pente (%)	Z/NGA
24	1000	2390	139	0,000	1000	2043	-10,43	-10	
25	500	3560	306	106,000	500	1590	10,9	10	86,39
26	1500	3760	226	107,000	1500	1730	-2,3	-10	68,19
27	1500	2490	99	238,000	1500	1900	4	50	95,49
28	1500	2615	111,5	206,000	1500	1546	-0,46	-10	75,03
29	1500	2435	93,5	183,000	1500	2375	-8,75	-10	66,74
30	1500	3800	230	141,000	1500	2120	-6,2	-10	69,29
31	2500	3800	130	142,000	2500	2770	-2,7	-50	61,99
32	500	2850	235	170,000	500	1650	11,5	10	85,99
33	1500	2600	110	132,000	1500	2050	-5,5	-20	64,49
34	2500	3790	129	118,000	2500	3270	-7,7	-20	60,09
35	2500	3850	135	112,000	2500	3300	-8	-20	59,49
36	2500	2940	44	93,000	2500	2860	-3,6	-50	57,49
37	1500	2080	58	100,000	1500	1780	-2,8	-50	61,49
38	2500	3700	120	100,000	2500	3290	-7,9	-20	59,69
39	3000	3790	79	82,000	3000	3365	-3,65	-50	57,24
40	1500	2670	117	74,000	1500	2320	-8,2	-20	42,09
41	2000	2522	52,2	36,000	2000	2305	-3,05	-50	60,25
42	1500	2522	102,2	53,000	1500	2430	-9,3	-20	56,89
43	1500	3210	171	30,000	1500	2530	-10,3	-20	54,89
44	1500	2970	147	14,000	1500	2570	-10,7	-20	54,04
45	1500	3100	160	16,000	1500	2720	-12,2	-20	51,09



Carte de position des points côtés du levé de la cuvette de Bouhdid

- Rattachement au NGA (repère : bassin de rétention sur l'oued Bouhdid)

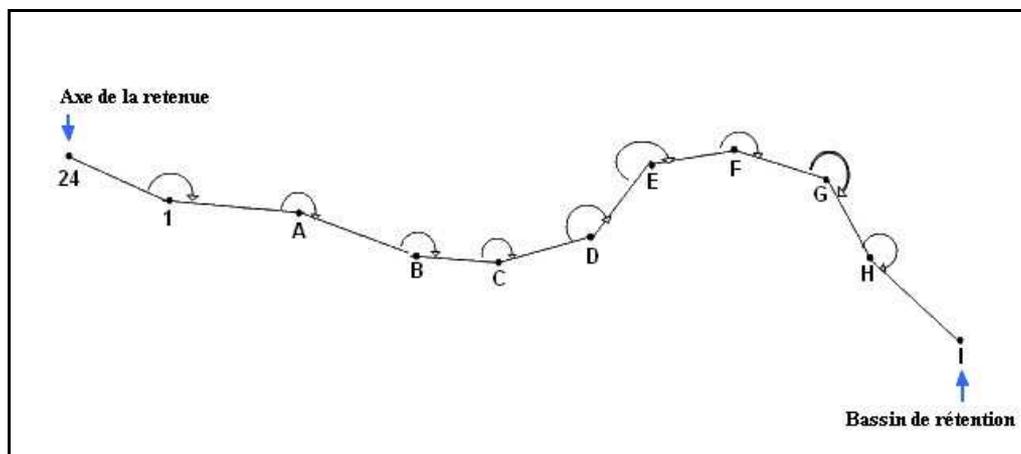


Schéma des points de rattachement

**Station: 1** Ht : 1.55 m Hm : 1.50 m

Point	FI	FS	dh	Hz	FI	FN	$\Delta H$ (m)	Pente (%)
24	1500	2900	140.00	0,000	1500	2470	-9.70	10
A	1500	2905	140.50	173,660	1500	2350	-8.50	-10

**Station : A** Ht : 1.55 m Hm : 1.50 m

Point	FI	FS	dh	Hz	FI	FN	$\Delta H$ (m)	Pente (%)
1	1500	2905	140.5	0,000	1500	2335	-8.35	10
B	1500	3450	195.00	182,960	1500	2440	-9.40	-10

**Station : B** Ht : 1.55 m Hm : 0.50 - 1.50 m

Point	FI	FS	dh	Hz	FI	FN	$\Delta H$ (m)	Pente (%)
A	500	2500	200.00	0,000	500	1455	-9..55	10
C	1500	3088	158.80	218,070	1500	1720	-2.20	-10

**Station : C** Ht : 1.57 m Hm : 1.50 m

Point	FI	FS	dh	Hz	FI	FN	$\Delta H$ (m)	Pente (%)
B	1500	3088	158.80	0,000	1500	1690	1.90	10
D	1500	2430	93.00	156,214	1500	2130	-6.30	-10

**Station : D** Ht : 1.60 m Hm : 1.50 m

Point	FI	FS	dh	Hz	FI	FN	$\Delta H$ (m)	Pente (%)
C	1500	2435	93.50	0,000	1500	2100	6.00	10
E	1500	2923	142.30	219,740	1500	1993	-4.93	-10

**Station : E** Ht : 1.55 m Hm : 1.50 – 1.00 m

Point	FI	FS	dh	Hz	FI	FN	$\Delta H$ (m)	Pente (%)
D	1500	2928	93.50	0,000	1500	1970	4.70	10
F	1000	2613	161.30	204,517	1000	1490	-4.40	-10

**Station : F** Ht : 1.62 m Hm : 1.50 m

Point	FI	FS	dh	Hz	FI	FN	$\Delta H$ (m)	Pente (%)
E	1500	3120	162.00	0,000	1500	1912	4.12	10
G	1500	2410	91.00	170,535	1500	1660	-1.60	-10

**Station : G** Ht : 1.55 m Hm : 1.50 m

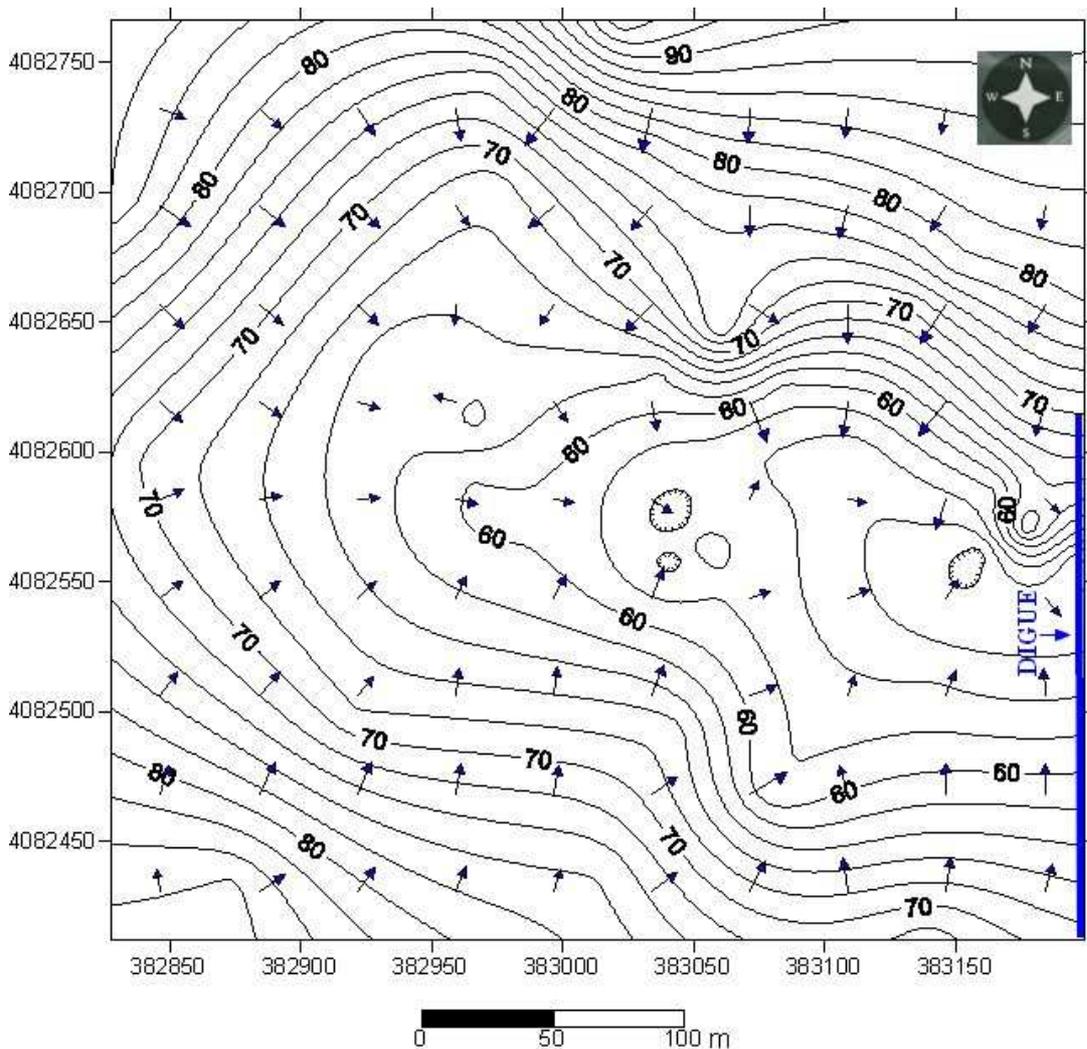
Point	FI	FS	dh	Hz	FI	FN	$\Delta H$ (m)	Pente (%)
F	1500	2410	91.00	0,000	1500	1638	1.38	10
H	1500	2928	142.00	249,860	1500	1747	-2.47	-10

**Station: H** Ht : 1.45 m Hm : 1.50 m

Point	FI	FS	dh	Hz	FI	FN	$\Delta H$ (m)	Pente (%)
G	1500	2930	143.00	0,000	1500	1733	2.33	10
I	1500	3175	167.50	207,890	1500	2040	-5.40	-10

**- Données traitées du levé topographique du fond de la cuvette**

X (m)	Y (m)	Z (m)	X (m)	Y (m)	Z (m)	X (m)	Y (m)	Z (m)
383166	4082584	57,94	383075	4082603	56,34	382828	4082698	85,99
383160	4082561	51,44	383054	4082564	58,89	382966	4082612	64,49
383177	4082606	66,59	383037	4082631	61,98	382965	4082590	60,09
383174	4082616	69,04	383029	4082517	63,29	382969	4082576	59,49
383140	4082507	56,62	383082	4082686	75,64	383042	4082564	57,49
383140	4082412	73,14	383088	4082742	86,69	383031	4082623	61,49
383199	4082655	79,69	383033	4082718	78,69	382998	4082573	59,69
383015	4082439	75,69	383060	4082647	75,49	383040	4082598	57,24
383150	4082672	78,99	382874	4082433	86,39	383042	4082559	54,89
383135	4082656	70,76	382921	4082499	68,19	383084	4082627	60,25
383042	4082492	67,09	383022	4082766	95,49	383081	4082574	56,89
383118	4082625	60,49	382974	4082743	75,03	383043	4082573	54,89
383110	4082598	54,59	382973	4082702	66,74	383140	4082572	54,09
383080	4082471	57,99	382843	4082596	69,29	383199	4082557	51,09
			382940	4082631	61,99	383177	4082571	65,69



**Carte topographique du fond de la cuvette de Bouhdid**

### 3. Carnets tachéométriques et calculs topographiques (Oued Kouba)

- Instrument topographique : RDS - WILD
- Equipe topographique : A. Saihia, L. Beloulou, NE Guezgouz et I. Aichouri
- Date: 02-07/04/2006

#### 3.1. Réseau hydrographique: levés de berges et schémas de position des points

Point	dh	Hz	Hv	$\Delta H$	Z
1	32,50	-	96,93	1,45	9,45
2	162,50	-	100,26	-1,25	6,75
3	36,20	-	163,59	-3,17	9,45
4	21,50	179,60	99,21	0,19	9,72
5	23,00	183,30	104,07	-1,56	8,00
6	0,24	185,80	103,68	-1,48	8,05
7	25,80	188,40	96,96	0,14	9,67
8	70,10	1,48	99,75	0,02	9,55
9	68,00	146,20	101,12	-1,44	8,09
10	0,67	144,70	101,22	-1,53	0,08
11	0,68	142,50	99,75	0,02	91,68
12	0,47	0,00	99,94	-0,13	9,68
13	9,60	5,80	101,07	-0,20	9,48
14	0,15	7,10	114,22	-4,96	6,12
15	19,50	23,50	114,19	-4,49	6,59
16	19,80	33,70	106,20	-2,01	9,07
17	19,80	35,70	106,20	-2,01	9,07
18	22,30	29,10	111,96	-4,32	6,76
19	23,50	0,28	111,47	-4,37	6,71
20	27,00	25,80	103,87	-1,74	9,34
21	27,00	5,10	111,92	-5,22	5,86
22	27,00	47,40	105,25	-3,32	7,76
23	33,50	81,30	99,90	-0,07	11,01
24	14,00	194,70	102,12	-0,52	10,56
25	15,50	183,76	107,22	-4,28	6,80
26	20,30	165,30	109,20	-4,28	6,76
27	22,00	158,40	103,44	-1,27	9,81
28	46,00	208,00	100,46	-0,50	10,58
29	46,00	207,80	101,61	-1,33	9,75
30	47,00	202,50	103,65	-3,87	7,21
31	46,40	202,50	104,99	-3,81	7,87
32	135,00	213,30	99,34	0,91	10,59
33	135,00	213,30	99,29	0,02	9,70
34	133,00	211,00	100,55	-2,30	7,05
35	133,00	209,30	101,04	-2,65	7,05
36	133,00	207,00	99,30	0,98	10,66

**- St. Pont Valmascort: Pont cadre**

Point	dh	Hz	Hv	$\Delta H$	Z
1	156,50	0,00	100,04	-0,66	10,00
2	16,50	119,30	95,92	1,00	11,66

**- St. Pont Valmascort 1**

Point	dh	Hz	Hv	$\Delta H$	Z
1	16,50	0,00	103,11	-0,87	10,79
2	11,20	280,00	103,72	-0,70	10,96
3	11,20	290,50	109,58	-1,74	9,92
4	12,00	308,70	114,14	-4,16	7,50
5	12,00	318,50	114,13	-4,25	7,41
6	14,50	326,00	105,70	-1,35	10,31

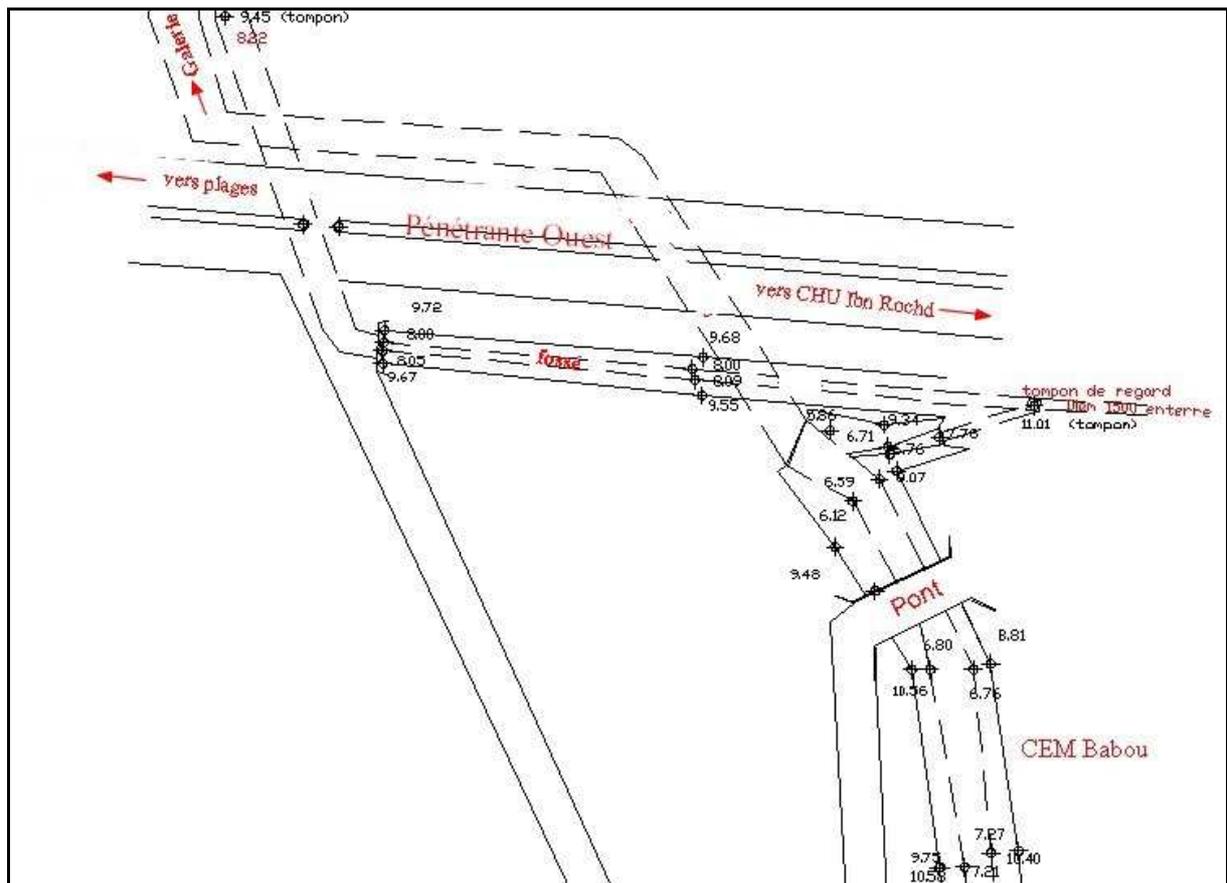
**- St. Pont Valmascort 2**

Point	dh	Hz	Hv	$\Delta H$	Z
1	10,50	0,00	110,46	-1,78	10,72
2	11,70	8,60	115,96	-3,04	9,46
3	12,00	21,30	108,87	-2,74	9,76
4	12,20	29,50	107,71	-2,03	10,47
5	13,20	31,75	107,55	-1,62	10,88
6	21,30	172,20	98,87	0,30	12,80
7	21,00	165,30	104,82	-1,67	10,80
8	21,00	159,30	104,24	-1,47	11,03
9	20,80	154,80	102,28	-0,82	11,68
10	22,00	149,10	96,34	1,19	13,69

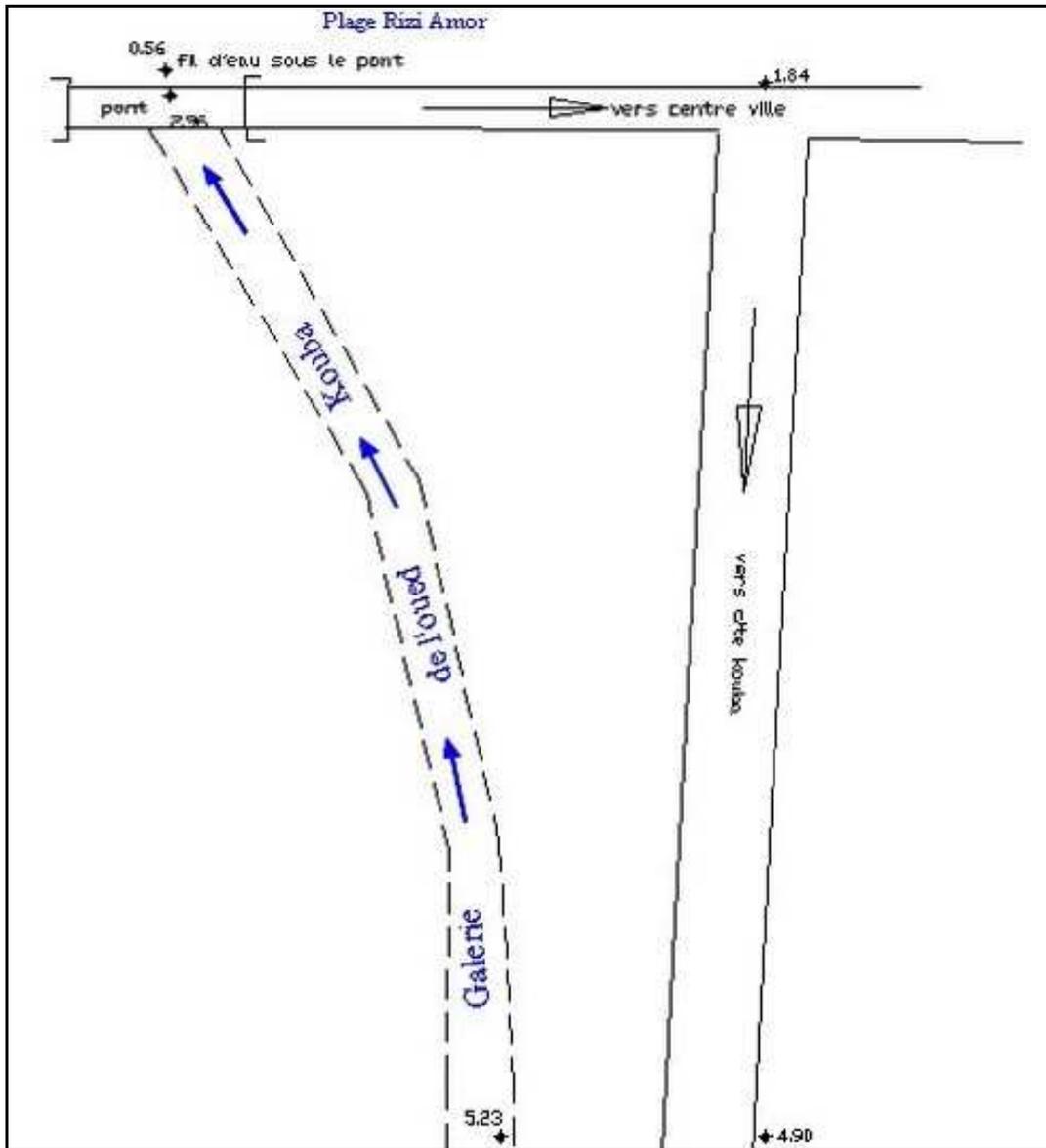
**- Stations de rattachement**

Point	dh	Hz	Hv	$\Delta H$
66	116,9	0	97,7	3,86
67	152,5	0	100,15	-0,91
68	22,5	0	100,29	-0,17
69	32	200	100,5	-0,5
70	89,5	0	99,31	0,69
71	144,8	200	100,84	-2,37
72	44	0	100,51	-0,49
73	43	200	98,86	0,63
74	43,6	207,6	100,94	-1,77
75	66,7	258,2	101,83	2,13





Canal en béton (amont de la Pénétrante Ouest)



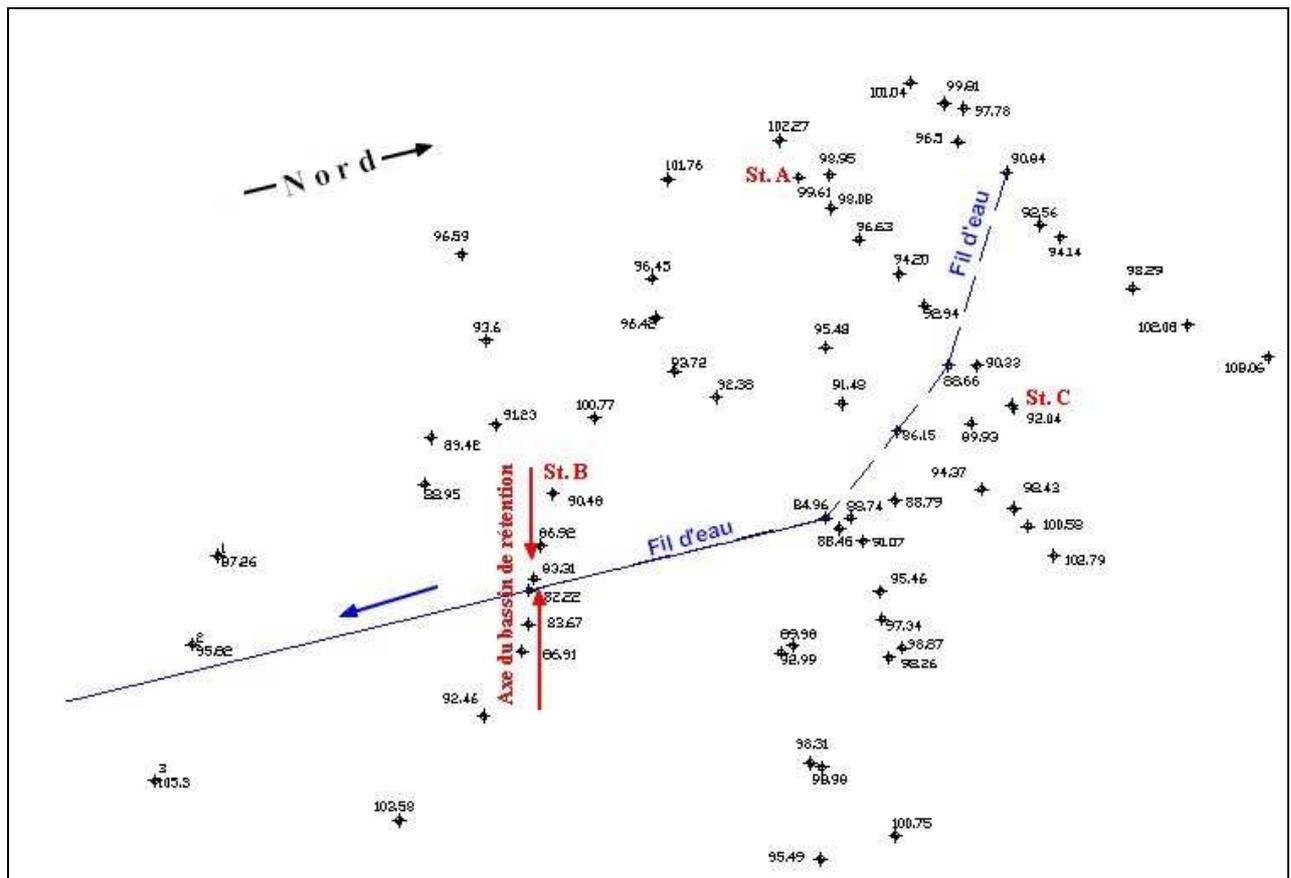
Galerie de l'oued Kouba et exutoire

### 3.2. Bassin de rétention sur l'oued Kouba

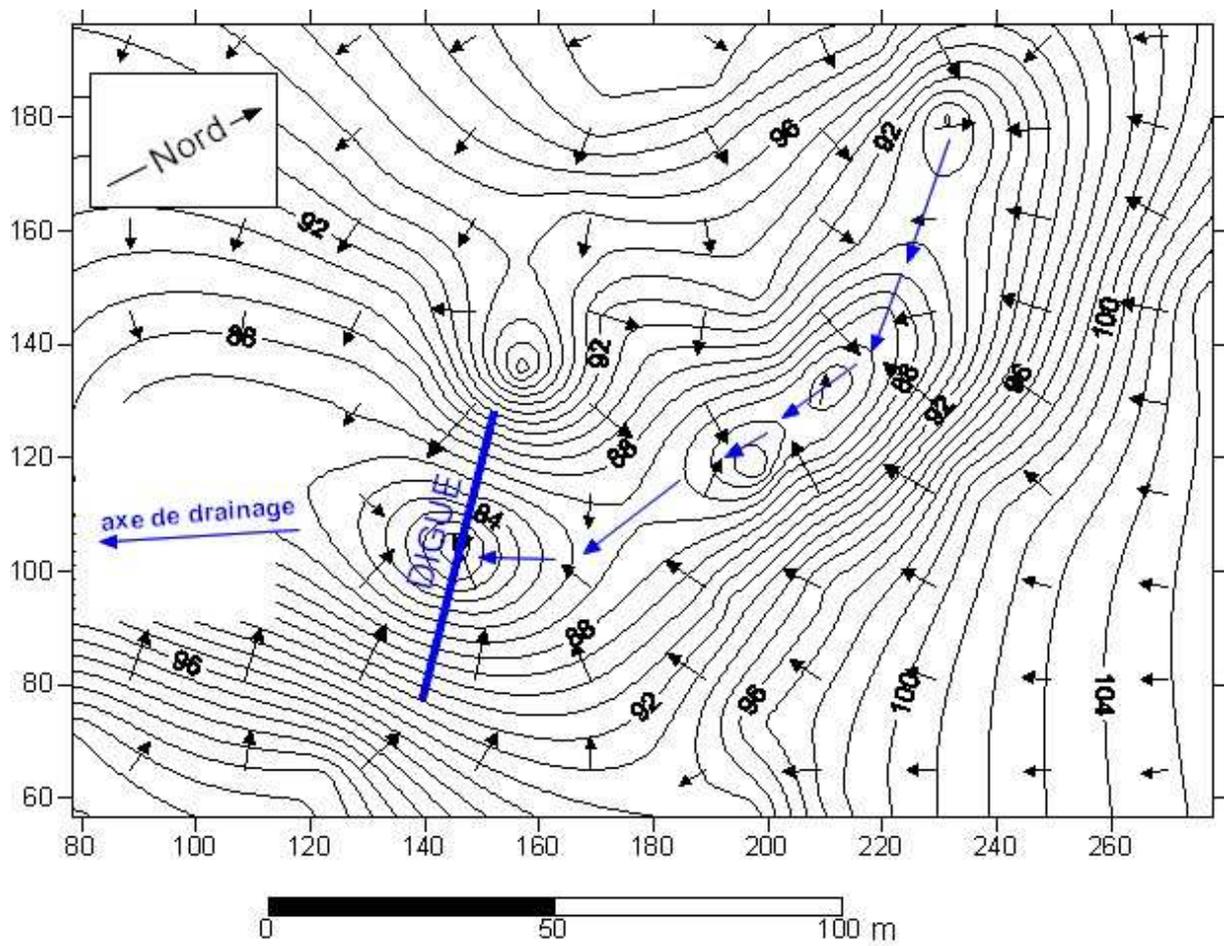
- levé de fond de la cuvette d'accumulation des eaux et schéma de position des points

Point	dh	Hz	Hv	$\Delta H$	Z <sub>f</sub>	Observation	Z
1	72	0	106,97	-9,43	46,37		88,37
2	26,2	213	93,64	1,13	56,93		98,93
3	29,2	228	98,53	-0,43	55,37		97,37
4	32	232,7	100,83	-2,13	53,67		95,67
5	29,2	244	103,71	-3,41	52,39		94,39
6	44	270,5	108,19	-7,35	48,45		90,45
7	48	272,5	107,39	-5,77	50,03		92,03
8	63	278,6	101,41	-1,62	54,18		96,18
9	74,5	281,3	97,3	2,89	58,69		100,69
10	90	281,5	94,02	8,15	63,95		105,95
11	22	320,5	97,53	2,88	58,68		100,68
12	75	32,3	99,2	0,67	56,47		98,47
13	71	321,6	100	-1,48	54,32		96,32
14	65	324,5	105,19	-5,54	50,26		92,26
15	54	319,4	111,4	-9,98	45,82		87,82
16	46,5	310	112,71	-9,58	46,32		88,32
17	56,1	310,46	102,65	-7,87	47,93	station C	89,93
18	32,2	305,85	113,55	-6,97	48,83		90,83
19	25	307,1	114,08	-5,71	50,09		92,09
20	15,5	309,3	113,05	-3,28	52,52		94,52
21	8	306,8	114,1	-1,83	53,97		95,97
22	5,5	252,7	110,74	-0,96	54,84		96,84
23	7,5	127	80,3	2,36	58,16		100,16
24	23,5	57	94,78	1,85	57,65		99,65
25	32	19,5	103,6	-3,46	52,34		94,34
26	36	8,4	105,93	-3,49	52,31		94,31
27	88	346,3	100,96	-1,65	54,15		96,15
28	81	346,25	101,57	-2,48	53,32		95,32
29	74,5	345,8	103,5	-4,45	51,35		93,35
30	66,5	348,6	111,12	-11,17	44,63	station B (46.37)	86,63
31	72,5	0	90,25	19,43	55,8		97,8
32	46	335	91,3	6,11	52,48		94,48
33	30	332	93,16	3,12	49,49		91,49
34	16	314,1	96,8	0,75	47,12		89,12
35	24	265,6	99,92	-1,06	45,31		87,31
36	23	262,5	99,84	-1,53	44,84		86,84
37	34	24	94,35	1,9	48,27		90,27
38	31	7,8	93,13	3,24	49,61		91,61
39	15,5	390	92,46	10,29	56,66		98,66
40	9,7	172,5	122,15	-3,56	42,81		84,81
41	15,7	171,5	123,61	-7,17	39,2		81,2
42	18	173,2	122,63	-8,26	38,11		80,11
43	24	169,5	114,9	-6,81	39,56		81,56
44	29	170,2	107,56	-3,57	42,8		84,8

45	42	177	96,95	1,98	48,35		90,35
46	65	185,8	87,11	13,1	59,47		101,47
47	88	218	89,15	14,82	61,19		103,19
48	70	232,6	94,92	5,34	51,71		93,71
49	61	246,2	103,13	-3,22	43,15		85,15
50	51	94,2	95,4	2,51	48,88		90,88
51	50	97	94,58	-0,5	45,87		87,87
52	68,5	84,7	92,01	8,39	54,76		96,76
53	87	108,2	92,29	10,27	56,64		98,64
54	69	108,8	91,06	8,5	54,87		96,87
55	67	109,7	91,42	7,83	54,2		96,2
56	81,5	118	94,85	5,31	51,38	station A	93,38
57	56,1	0	90,53	8,2	56,13		98,13
58	35	36,71	93,55	3,44	51,37		93,37
59	30,5	34,84	100,95	-0,56	47,37		89,37
60	42	46	99,31	-1,2	46,73		88,73
61	13,5	385,3	115,39	-3,38	44,55		86,55
62	21	333,6	112,89	-5,89	42,04		84,04
63	27	304,2	107,4	-3,25	44,68		86,68
64	38	308	104,1	-3,58	44,35		86,35
65	39	312,9	104,1	-3,58	40,85		82,85



Carte de position des points côtés du levé du bassin de rétention de l'oued Kouba



**Carte topographique du fond du bassin de rétention**

## ANNEXE 8 – DONNEES DU LAMINAGE DES CRUES

### **Abréviations :**

H : hauteur de la lame d'eau déversante

Z : côte ou altitude par rapport au nivellement général algérien (NGA)

Qs : débit de crue déversé (ou débit sortant)

V : volume de la retenue à la côte indiquée (V)

Ve : volume entrant de la crue

Vs : volume sortant de la crue

S : volume de la crue stocké au dessus de la côte de référence

t : temps de crue

$\Delta t$ : pas de temps ou période de laminage

I1 : débit entrant (Qe) à l'instant  $t_1$

I2 : débit entrant à l'instant  $t_2$

Q1: débit calculé à l'instant  $t_1$

S1 : volume calculé à l'instant  $t_1$

Q2: débit calculé à l'instant  $t_2$

S2 : volume calculé à l'instant  $t_2$

CNE : côte normale d'exploitation

$\Delta S$  : variation de la réserve ( $\Delta S = V_e - V_s$ )

## Barrage de régulation sur l'oued Bouhdid

### 1. Données de base pour le tracé des courbes du laminage

#### 1.1 . Evacuateur de crue: (Evacuation par trop plein)

- Déversoir rectangulaire (Longueur en crête du seuil: 15 m)

a- Capacité à la côte normale d'exploitation (au seuil): 0,5 Hm<sup>3</sup>

H /seuil (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Z (m)	V (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	S+(Qs/2) ×Δt (Hm <sup>3</sup> )
0,00	0	71,80	0,500	0,000	0,0000
0,20	2,08	72,00	0,510	0,010	0,0109
0,40	5,88	72,20	0,520	0,020	0,0226
0,60	10,81	72,40	0,530	0,030	0,0349
0,80	16,64	72,60	0,550	0,050	0,0575
1,00	23,25	72,80	0,560	0,060	0,0705
1,20	30,56	73,00	0,570	0,070	0,0838
1,40	38,51	73,20	0,580	0,080	0,0973
1,60	47,05	73,40	0,590	0,090	0,1112
1,80	56,15	73,60	0,610	0,110	0,1353
2,00	65,76	73,80	0,620	0,120	0,1496
2,20	75,87	74,00	0,630	0,130	0,1641
2,40	86,44	74,20	0,640	0,140	0,1789
2,60	97,47	74,40	0,660	0,160	0,2039
2,80	108,93	74,60	0,670	0,170	0,2190
3,00	120,81	74,80	0,690	0,190	0,2444

b- Capacité à la côte normale d'exploitation (au seuil): 0,6 Hm<sup>3</sup>

H /seuil (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Z (m)	V (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	S+(Qs/2) ×Δt (Hm <sup>3</sup> )
0,00	0,000	73,50	0,600	0,000	0,0000
0,20	2,080	73,70	0,620	0,020	0,0209
0,40	5,882	73,90	0,640	0,040	0,0426
0,60	10,806	74,10	0,650	0,050	0,0549
0,80	16,636	74,30	0,660	0,060	0,0675
1,00	23,250	74,50	0,670	0,070	0,0805
1,20	30,563	74,70	0,680	0,080	0,0938
1,40	38,514	74,90	0,690	0,090	0,1073
1,60	47,055	75,10	0,710	0,110	0,1312
1,80	56,148	75,30	0,730	0,130	0,1553
2,00	65,761	75,50	0,740	0,140	0,1696
2,20	75,868	75,70	0,750	0,150	0,1841
2,40	86,445	75,90	0,770	0,170	0,2089
2,60	97,473	76,10	0,790	0,190	0,2339
2,80	108,933	76,30	0,800	0,200	0,2490
3,00	120,811	76,50	0,820	0,220	0,2744

**c- Capacité à la côte normale d'exploitation (au seuil): 0,7 Hm<sup>3</sup>**

H /seuil (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Z (m)	V (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	S+(Qs/2) ×Δt (Hm <sup>3</sup> )
0,00	0,000	75,00	0,700	0,000	0,0000
0,20	2,080	75,20	0,711	0,011	0,0119
0,40	5,882	73,44	0,722	0,022	0,0246
0,60	10,806	73,64	0,750	0,050	0,0549
0,80	16,636	73,84	0,760	0,060	0,0675
1,00	23,250	74,04	0,772	0,072	0,0825
1,20	30,563	74,24	0,783	0,083	0,0968
1,40	38,514	74,44	0,800	0,100	0,1173
1,60	47,055	74,64	0,811	0,111	0,1322
1,80	56,148	74,84	0,827	0,127	0,1523
2,00	65,761	75,04	0,844	0,144	0,1736
2,20	75,868	75,24	0,861	0,161	0,1951
2,40	86,445	75,44	0,872	0,172	0,2109
2,60	97,473	75,64	0,888	0,188	0,2319
2,80	108,933	75,84	0,911	0,211	0,2600
3,00	120,811	76,04	0,933	0,233	0,2874

**1.2. Evacuateur de crue : Vidange de fond**

**- Orifice (Diamètre : 2 m)**

**a- Capacité à la côte normale d'exploitation: 0,5 Hm<sup>3</sup>**

- Côte fil d'eau : 59.60 m

- Volume mort : 0.05 Hm<sup>3</sup>

H /seuil (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Z (m)	V (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	S+(Qs/2) ×Δt (Hm <sup>3</sup> )
0,00	0,000	59,60	0,05	0,000	0,000
2,00	11,766	61,60	0,08	0,030	0,035
3,20	14,883	62,80	0,11	0,060	0,067
5,20	18,973	64,80	0,16	0,110	0,119
7,20	22,325	66,80	0,2	0,150	0,160
9,20	25,236	68,80	0,35	0,300	0,311
11,20	27,844	70,80	0,44	0,390	0,403
13,20	30,228	72,80	0,58	0,530	0,544
15,20	32,437	74,80	0,66	0,610	0,625
17,20	34,505	76,80	0,82	0,770	0,786

**Equations du laminage :**

-  $S = 2 \times 10^{-5} \times Q^{3,0416}$  ;  $R^2 = 99\%$

-  $Q = 38,06 \times (S + \Delta t \times Q/2)^{0,3395}$  ;  $R^2 = 98,9\%$

-  $H = 20,889 \times S^{0,6513}$  ;  $R^2 = 99,0\%$

**b- Capacité à la côte normale d'exploitation: 0,6 Hm<sup>3</sup>**

- Côte fil d'eau : 60.60 m

- Volume mort : 0.06 Hm<sup>3</sup>

H /seuil (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Z (m)	V (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	S+(Qs/2) ×Δt (Hm <sup>3</sup> )
0,00	0,000	60,60	0,06	0,000	0,000
2,20	12,341	62,80	0,11	0,050	0,056
4,20	17,051	64,80	0,16	0,100	0,108
6,20	20,717	66,80	0,2	0,140	0,149
8,20	23,825	68,80	0,35	0,290	0,301
10,20	26,572	70,80	0,44	0,380	0,392
12,20	29,061	72,80	0,58	0,520	0,533
14,20	31,352	74,80	0,66	0,600	0,614
16,20	33,487	76,80	0,82	0,760	0,775

**Equations du laminage :**

-  $S = 4 \times 10^{-5} \times Q^{2,8216}$  ;  $R^2 = 98,2\%$

-  $Q = 37,24 \times (S + \Delta t \times Q/2)^{0,3592}$  ;  $R^2 = 98,1\%$

-  $H = 20,10 \times S^{0,6959}$  ;  $R^2 = 98,2\%$

**c- Capacité à la côte normale d'exploitation: 0,7 Hm<sup>3</sup>**

- Côte fil d'eau : 60.80 m

- Volume mort : 0.07 Hm<sup>3</sup>

H /seuil (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Z (m)	V (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	S+(Qs/2) ×Δt (Hm <sup>3</sup> )
0,00	0,000	60,80	0,07	0	0,000
2,00	11,766	62,80	0,11	0,04	0,045
4,00	16,640	64,80	0,16	0,09	0,097
6,00	20,380	66,80	0,2	0,13	0,139
8,00	23,533	68,80	0,35	0,28	0,291
10,00	26,310	70,80	0,44	0,37	0,382
12,00	28,821	72,80	0,58	0,51	0,523
14,00	31,131	74,80	0,66	0,59	0,604
16,00	33,280	76,80	0,82	0,75	0,765

**Equations du laminage :**

-  $S = 3 \times 10^{-5} \times Q^{2,91}$  ;  $R^2 = 98.5 \%$

-  $Q = 37 \times (S + \Delta t \times Q/2)^{0,351}$  ;  $R^2 = 98 \%$

-  $H = 19,8 \times S^{0,6772}$  ;  $R^2 = 98 \%$

## 2. Calculs et résultats du laminage

### 2.1. Evacuateur de crue: Evacuation par trop plein

a- Capacité au seuil:  $0,5 \text{ Hm}^3$ ; CNE: 71,8 m

- Crue centennale

t (min)	I1 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	I2 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$(I1+I2) \times \Delta t/2$ ( $\text{Hm}^3$ )	Q1 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	S1 ( $\text{Hm}^3$ )	$S1-(Q1 \times \Delta t/2)$ ( $\text{Hm}^3$ )	$S2+(Q2 \times \Delta t/2)$ ( $\text{Hm}^3$ )	Q2 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	S2 ( $\text{Hm}^3$ )	Capacité ( $\text{Hm}^3$ )	Altitude (m)
0	0,000	6,789	0,0031	0	0	0	0,003	10,814	0,0315	0,500	71,8
15	6,789	21,050	0,0125	10,814	0,0315	0,0219	0,0323	12,015	0,0335	0,534	72,44
30	21,050	45,141	0,0298	12,015	0,0335	0,035	0,0483	20,426	0,0475	0,548	72,72
45	45,141	64,137	0,0492	20,426	0,0475	0,0343	0,0752	38,448	0,0675	0,568	73,20
60	64,137	70,000	0,0604	38,448	0,0675	0,0476	0,0978	54,068	0,0815	0,582	73,55
75	70,000	66,095	0,0612	54,068	0,0815	0,0555	0,1067	58,874	0,0895	0,590	73,66
90	66,095	56,135	0,0550	58,874	0,0895	0,0619	0,1077	59,475	0,09	0,590	73,67
105	56,135	40,972	0,0437	59,475	0,09	0,0622	0,0986	55,269	0,0835	0,584	73,58
120	40,972	28,956	0,0315	55,269	0,0835	0,0573	0,0835	45,657	0,0745	0,575	73,37
135	28,956	20,786	0,0224	45,657	0,0745	0,0519	0,0705	33,642	0,0615	0,562	73,08
150	20,786	15,499	0,0163	33,642	0,0615	0,0434	0,057	26,433	0,0495	0,550	72,89
165	15,499	11,078	0,0120	26,433	0,0495	0,0341	0,0441	18,023	0,0415	0,542	72,64
180	11,078	8,134	0,0086	18,023	0,0415	0,0292	0,0364	14,418	0,0375	0,538	72,53
190	8,134	5,911	0,0063	14,418	0,0375	0,0266	0,0319	13,217	0,037	0,537	72,49
210	5,911	4,301	0,0046	13,217	0,037	0,0265	0,0304	10,814	0,0315	0,532	72,40
225	4,301	2,968	0,0033	10,814	0,0315	0,0219	0,0247	8,411	0,0285	0,529	72,31
240	2,968	2,223	0,0023	8,411	0,0285	0,0198	0,0217	7,209	0,0255	0,526	72,26
255	2,223	1,490	0,0017	7,209	0,0255	0,0173	0,0187	5,046	0,0217	0,522	72,16
270	1,490	1,454	0,0013	5,046	0,0217	0,0143	0,0154	4,806	0,0215	0,522	72,15
285	1,454	0,745	0,0010	4,806	0,0215	0,0142	0,015	4,686	0,0195	0,520	72,14
300	0,745	0,733	0,0007	4,686	0,0195	0,0122	0,0128	3,605	0,0185	0,519	72,09
315	0,733	0,709	0,0006	3,605	0,0185	0,0116	0,0121	3,004	0,0175	0,518	72,06

330	0,709	0,577	0,0006	3,004	0,0175	0,0108	0,0113	2,403	0,0155	0,516	72,02
345	0,577	0,312	0,0004	2,403	0,0155	0,0091	0,0083	2,283	0,0145	0,515	72,01
360	0,312	0,024	0,0002	2,283	0,0145	0,0081	0,0082	2,163	0,0135	0,514	72,01
390	0,024	0,012	0,0000	2,163	0,0135	0,0071	0,0071	1,922	0,0125	0,513	71,99
405	0,012	0,000		1,922	0,0125	0,0062	0,0062	1,682	0,0115	0,512	71,97
	0,000			1,682	0,0115	0,0053	0,0053	1,442	0,0105	0,511	71,96
				1,442	0,0105						

**- Crue millennale**

t (min)	I1 (m <sup>3</sup> /s)	I2 (m <sup>3</sup> /s)	(I1+I2) × Δt/2 (Hm <sup>3</sup> )	Q1 (m <sup>3</sup> /s)	S1 (Hm <sup>3</sup> )	S1-(Q1×Δt/2) (Hm <sup>3</sup> )	S2+(Q2×Δt/2) (Hm <sup>3</sup> )	Q2 (m <sup>3</sup> /s)	S2 (Hm <sup>3</sup> )	Capacité (Hm <sup>3</sup> )	Altitude (m)
0	0,000	8,166	0,0037	0	0	0	0,004	0,508	0,002	0,500	71,8
15	8,166	25,312	0,0151	0,508	0,002	0,0012	0,0162	4,068	0,014	0,514	72,11
30	25,312	54,254	0,0358	4,068	0,014	0,0142	0,0492	18,305	0,040	0,540	72,65
45	54,254	77,044	0,0591	18,305	0,040	0,0339	0,0919	44,746	0,074	0,574	73,35
60	77,044	84,000	0,0725	44,746	0,074	0,056	0,1272	58,983	0,101	0,601	73,66
75	84,000	79,241	0,0735	58,983	0,101	0,0769	0,1489	64,576	0,112	0,612	73,77
90	79,241	67,241	0,0659	64,576	0,114	0,0849	0,1489	70,169	0,114	0,614	73,89
105	67,241	49,017	0,0523	70,169	0,114	0,0849	0,1359	67,119	0,108	0,608	73,83
120	49,017	34,607	0,0376	67,119	0,108	0,0803	0,1173	52,881	0,090	0,590	73,53
135	34,607	24,844	0,0268	52,881	0,090	0,0686	0,0946	44,746	0,074	0,574	73,35
150	24,844	18,529	0,0195	44,746	0,074	0,0562	0,0752	32,542	0,060	0,560	73,05
165	18,529	13,241	0,0143	32,542	0,060	0,0476	0,0616	24,407	0,049	0,549	72,83
180	13,241	9,722	0,0103	24,407	0,049	0,0402	0,0502	18,305	0,040	0,540	72,65
195	9,722	7,058	0,0076	18,305	0,040	0,0339	0,0409	13,220	0,031	0,531	72,49
210	7,058	5,288	0,0056	13,220	0,031	0,0266	0,0316	10,169	0,026	0,526	72,38
225	5,288	3,549	0,0040	10,169	0,026	0,0235	0,0275	8,136	0,022	0,522	72,30
240	3,549	2,654	0,0028	8,136	0,022	0,0204	0,0234	6,102	0,018	0,518	72,21
255	2,654	1,769	0,0020	6,102	0,018	0,0173	0,0193	5,085	0,016	0,516	72,16

270	1,769	1,729	0,0016	5,085	0,016	0,0157	0,0167	4,068	0,014	0,514	72,11
285	1,729	0,885	0,0012	4,068	0,014	0,0142	0,0152	3,966	0,012	0,512	72,11
300	0,885	0,885	0,0008	3,966	0,012	0,0122	0,0129	3,051	0,010	0,510	72,06
315	0,885	0,854	0,0008	3,051	0,010	0,0106	0,0113	2,034	0,006	0,506	72,00
330	0,854	0,681	0,0007	2,034	0,006	0,0071	0,0077	1,831	0,004	0,504	71,98
345	0,681	0,366	0,0005	1,831	0,004	0,0051	0,0055	1,017	0,000	0,500	71,92
360	0,366	0,366	0,0003	1,017	0,000	0,0015	0,0016	0,203	0,000	0,500	71,84
375	0,366	0,028	0,0002	0,203	0,000						
390	0,028	0,001	0,0000	0,000							
405	0,001	0,000	0								
420	0,000	0	0								

**b- Capacité au seuil: 0,6 Hm<sup>3</sup> : CNE: 73.4 m**

**- Crue centennale**

t (min)	I1 (m <sup>3</sup> /s)	I2 (m <sup>3</sup> /s)	(I1+I2) ×Δt/2 (Hm <sup>3</sup> )	Q1 (m <sup>3</sup> /s)	S1 (Hm <sup>3</sup> )	S1-(Q1×Δt/2) (Hm <sup>3</sup> )	S2+(Q2×Δt/2) (Hm <sup>3</sup> )	Q2 (m <sup>3</sup> /s)	S2 (Hm <sup>3</sup> )	Capacité (Hm <sup>3</sup> )	Altitude (m)
0	0,000	6,789	0,0031	0	0	0	0,0025	0,601	0,004	0,600	73,40
15	6,789	21,050	0,0125	0,601	0,004	0,0038	0,0142	1,202	0,012	0,612	73,54
30	21,050	45,141	0,0298	1,202	0,012	0,0116	0,0363	5,106	0,028	0,628	73,76
45	45,141	64,137	0,0492	5,106	0,028	0,0261	0,067	19,224	0,051	0,652	74,28
60	64,137	70,000	0,0604	19,224	0,051	0,0431	0,094	36,045	0,068	0,668	74,74
75	70,000	66,095	0,0612	36,045	0,068	0,0545	0,1055	45,657	0,08	0,680	74,97
90	66,095	56,135	0,0550	45,657	0,08	0,0629	0,1087	48,060	0,086	0,686	75,02
105	56,135	40,972	0,0437	48,060	0,83	0,065	0,1014	40,851	0,081	0,681	74,86
120	40,972	28,956	0,0315	40,851	0,074	0,0587	0,0849	31,239	0,074	0,674	74,62
135	28,956	20,786	0,0224	31,239	0,061	0,0493	0,0679	20,426	0,061	0,661	74,32
150	20,786	15,499	0,0163	20,426	0,059	0,0514	0,0649	19,224	0,059	0,659	74,28
165	15,499	11,078	0,0120	19,224	0,055	0,0478	0,0578	16,821	0,055	0,655	74,21
180	11,078	8,134	0,0086	16,821	0,05	0,0437	0,0509	13,217	0,05	0,65	74,09

195	8,134	5,911	0,0063	13,217	0,045	0,0401	0,0453	9,612	0,045	0,645	73,96
210	5,911	4,422	0,0046	9,612	0,04	0,0364	0,0403	7,209	0,04	0,64	73,86
225	4,422	2,968	0,0033	7,209	0,035	0,0323	0,0351	6,008	0,035	0,635	73,81
240	2,968	2,223	0,0023	6,008	0,03	0,0278	0,0297	4,806	0,03	0,63	73,75
255	2,223	1,490	0,0017	4,806	0,025	0,0232	0,0246	3,605	0,025	0,625	73,69
270	1,490	1,454	0,0013	3,605	0,0225	0,0212	0,0223	3,004	0,023	0,623	73,66
285	1,454	0,745	0,0010	3,004	0,016	0,0149	0,0157	2,403	0,016	0,616	73,62
300	0,745	0,745	0,0007	2,403	0,014	0,0131	0,0137	1,802	0,014	0,614	73,58
315	0,745	0,709	0,0007	1,802	0,012	0,0113	0,0119	1,202	0,012	0,612	73,54
330	0,709	0,577	0,0006	1,202	0,01	0,0096	0,01	0,601	0,01	0,61	73,49
345	0,577	0,312	0,0004	0,601	0	0	0,0003	0,000	0,005	0,605	73,40
360	0,312	0,024	0,0002	0,000							
375	0,024	0,012	0,0000								
390	0,012	0,000									
405	0,000	0									

**- Crue millennale**

t (min)	I1 (m <sup>3</sup> /s)	I2 (m <sup>3</sup> /s)	(I1+I2) ×Δt/2 (Hm <sup>3</sup> )	Q1 (m <sup>3</sup> /s)	S1 (Hm <sup>3</sup> )	S1-(Q1×Δt/2) (Hm <sup>3</sup> )	S2+(Q2×Δt/2) (Hm <sup>3</sup> )	Q2 (m <sup>3</sup> /s)	S2 (Hm <sup>3</sup> )	Capacité (Hm <sup>3</sup> )	Altitude (m)
0	0,000	8,166	0,0037	0	0	0	0,0036	4,068	0	0,600	73,400
15	8,166	25,322	0,0151	4,068	0	0,0282	0,043	6,102	0,026	0,626	73,81
30	25,322	54,254	0,0358	6,102	0,026	0,0373	0,0725	19,322	0,046	0,646	74,28
45	54,254	77,054	0,0591	19,322	0,046	0,0515	0,1096	38,644	0,076	0,676	74,80
60	77,054	84,010	0,0725	38,644	0,076	0,0729	0,1445	51,864	0,106	0,706	75,11
75	84,010	79,241	0,0735	51,864	0,106	0,0971	0,1693	67,119	0,126	0,726	75,43
90	79,241	67,241	0,0659	67,119	0,126	0,1103	0,1751	70,169	0,131	0,731	75,49
105	67,241	49,027	0,0523	70,169	0,131	0,1139	0,1654	63,051	0,124	0,724	75,34
120	49,027	34,607	0,0376	63,051	0,124	0,1101	0,1471	51,864	0,106	0,706	75,11
135	34,607	24,844	0,0268	51,864	0,106	0,0971	0,1234	44,746	0,086	0,686	74,95
150	24,844	18,529	0,0195	44,746	0,086	0,0802	0,0994	34,576	0,066	0,666	74,70
165	18,529	13,241	0,0143	34,576	0,066	0,0647	0,0788	20,339	0,051	0,651	74,31

180	13,241	9,722	0,0103	20,339	0,051	0,056	0,0662	16,271	0,046	0,646	74,19
195	9,722	7,068	0,0076	16,271	0,046	0,0528	0,0602	13,220	0,041	0,641	74,09
210	7,068	5,288	0,0056	13,220	0,041	0,04915	0,05465	9,153	0,031	0,631	73,94
225	5,288	3,549	0,0040	9,153	0,031	0,04095	0,04485	6,102	0,026	0,626	73,81
240	3,549	2,664	0,0028	6,102	0,026	0,0373	0,04	5,085	0,021	0,621	73,76
255	2,664	1,780	0,0020	5,085	0,021	0,03275	0,03475	4,068	0,016	0,616	73,71
270	1,780	1,739	0,0016	4,068	0,016	0,0282	0,0298	3,051	0,011	0,611	73,66
285	1,739	0,885	0,0012	3,051	0,011	0,0296	0,0249	2,542	0,008	0,608	73,63
300	0,885	0,885	0,0008	2,542	0,008	0,01888	0,0197	1,627	0,001	0,601	73,57
315	0,885	0,854	0,0008	1,627	0,001	0,0143	0,01508	1,525	0	0,6	73,40
330	0,854	0,692	0,0007	1,525	0	0,0093	0,01	1,017			
345	0,692	0,376	0,0005	1,017		0,0075	0,008	0,000			
360	0,376	0,031	0,0002	0,000							
375	0,031	0,010	0,0000	0,000							
390	0,010	0,000	0,0000	0,000							
405	0,000		0,0000								

**c- Capacité au seuil: 0,7 Hm<sup>3</sup> : CNE: 75.0 m**

**- Crue centennale**

t (min)	I1 (m <sup>3</sup> /s)	I2 (m <sup>3</sup> /s)	(I1+I2) ×Δt/2 (Hm <sup>3</sup> )	Q1 (m <sup>3</sup> /s)	S1 (Hm <sup>3</sup> )	S1-(Q1×Δt/2) (Hm <sup>3</sup> )	S2+(Q2×Δt/2) (Hm <sup>3</sup> )	Q2 (m <sup>3</sup> /s)	S2 (Hm <sup>3</sup> )	Capacité (Hm <sup>3</sup> )	Altitude (m)
0	0,000	6,789	0,0031	0,000	0,000	0,000	0,000	0,481	0,002	0,700	75,00
15	6,789	21,050	0,0125	0,481	0,002	0,0018	0,0122	2,403	0,011	0,711	75,20
30	21,050	45,141	0,0298	2,403	0,011	0,0101	0,0349	9,131	0,032	0,732	75,30
45	45,141	64,137	0,0492	9,131	0,032	0,0285	0,0694	21,387	0,062	0,762	75,80
60	64,137	70,000	0,0604	21,387	0,062	0,0539	0,10419	36,045	0,086	0,786	76,00
75	70,000	66,095	0,0612	36,045	0,086	0,0725	0,1235	50,463	0,104	0,804	76,20
90	66,095	56,135	0,0550	50,463	0,104	0,0851	0,1309	55,269	0,114	0,814	76,78

105	56,135	40,972	0,0437	55,269	0,11	0,0893	0,1257	52,866	0,106	0,806	76,20
120	40,972	28,956	0,0315	52,866	0,106	0,0862	0,1124	42,654	0,094	0,794	76,20
135	28,956	20,786	0,0224	42,654	0,094	0,078	0,0966	36,045	0,086	0,786	76,00
150	20,786	15,499	0,0163	36,045	0,086	0,0725	0,0861	30,038	0,075	0,775	75,80
165	15,499	11,078	0,0120	30,038	0,075	0,0637	0,0737	22,829	0,064	0,764	76,00
180	11,078	8,134	0,0086	22,829	0,064	0,0554	0,0626	16,220	0,056	0,756	75,60
195	8,134	5,911	0,0063	16,220	0,056	0,0499	0,0552	13,096	0,05	0,75	75,60
210	5,911	4,301	0,0046	13,096	0,05	0,045	0,0489	11,535	0,041	0,741	75,50
225	4,301	2,968	0,0033	11,535	0,04	0,0356	0,0384	9,612	0,0345	0,7345	75,40
240	2,968	2,223	0,0023	9,612	0,0345	0,0309	0,0328	8,651	0,029	0,729	75,30
255	2,223	1,490	0,0017	8,651	0,029	0,0257	0,027	7,690	0,0245	0,7245	75,20
270	1,490	1,454	0,0013	7,690	0,0245	0,0216	0,0227	6,488	0,02	0,72	75,20
285	1,454	0,745	0,0010	6,488	0,02	0,0175	0,0187	5,046	0,016	0,716	75,20
300	0,745	0,745	0,0007	5,046	0,016	0,0141	0,0145	3,605	0,0135	0,7135	75,10
315	0,745	0,709	0,0007	3,605	0,0135	0,0121	0,0126	2,884	0,012	0,712	75,10
330	0,709	0,577	0,0006	2,884	0,012	0,0109	0,0114	2,403	0,011	0,711	75,10
345	0,577	0,312	0,0004	2,403	0,011	0,0102	0,0104	2,163	0,01	0,71	75,10
360	0,312	0,024	0,0002	2,163	0,01	0,009	0,0092	1,922	0,009	0,709	75,00
375	0,024	0,012	0,0000	1,922							
390	0,012	0,000	0,0000	0,000							
405	0,000										
420											

**- Crue millennale**

t (min)	I1 (m <sup>3</sup> /s)	I2 (m <sup>3</sup> /s)	(I1+I2) ×Δt/2 (Hm <sup>3</sup> )	Q1 (m <sup>3</sup> /s)	S1 (Hm <sup>3</sup> )	S1-(Q1×Δt/2) (Hm <sup>3</sup> )	S2+(Q2×Δt/2) (Hm <sup>3</sup> )	Q2 (m <sup>3</sup> /s)	S2 (Hm <sup>3</sup> )	Capacité (Hm <sup>3</sup> )	Altitude (m)
0	0,000	8,166	0,0037	0	0	0	0	0,610	0,0035	0,700	75,00
15	8,166	25,322	0,0151	0,610	0,0035	0,032	0,018	4,068	0,016	0,716	75,10
30	25,322	54,254	0,0358	4,068	0,016	0,0142	0,0494	9,966	0,0465	0,747	75,60
45	54,254	77,054	0,0591	9,966	0,0465	0,042	0,1002	32,542	0,088	0,788	76,10
60	77,054	84,010	0,0725	32,542	0,088	0,0736	0,1449	53,898	0,122	0,822	76,60

75	84,010	79,241	0,0735	53,898	0,0122	0,0986	0,1703	65,085	0,141	0,841	76,90
90	79,241	67,241	0,0659	65,085	0,141	0,1122	0,177	68,136	0,147	0,847	77,05
105	67,241	49,027	0,0523	68,136	0,146	0,1158	0,1672	64,068	0,139	0,839	76,80
120	49,027	34,607	0,0376	64,068	0,139	0,1106	0,1476	54,915	0,123	0,823	76,60
135	34,607	24,844	0,0268	54,915	0,123	0,0987	0,125	43,729	0,106	0,806	76,50
150	24,844	18,529	0,0195	43,729	0,106	0,0866	0,1058	34,576	0,092	0,792	76,10
165	18,529	13,241	0,0143	34,576	0,092	0,0767	0,0908	27,966	0,078	0,778	76,00
180	13,241	9,722	0,0103	27,966	0,078	0,0656	0,0758	20,644	0,066	0,766	75,70
195	9,722	7,068	0,0076	20,644	0,066	0,0568	0,0642	15,254	0,0579	0,758	75,60
210	7,068	5,288	0,0056	15,254	0,0579	0,0511	0,0566	11,593	0,059	0,759	75,50
225	5,288	3,549	0,0040	11,593	0,052	0,0468	0,0507	10,169	0,0465	0,747	75,40
240	3,549	2,664	0,0028	10,169	0,0465	0,042	0,0447	9,153	0,041	0,741	75,30
255	2,664	1,780	0,0020	9,153	0,041	0,0369	0,0389	8,136	0,0345	0,735	75,20
270	1,780	1,739	0,0016	8,136	0,0345	0,0309	0,0325	7,932	0,029	0,729	75,19
285	1,739	0,885	0,0012	7,932	0,029	0,0257	0,0267	6,407	0,024	0,724	75,10
300	0,885	0,885	0,0008	6,407	0,024	0,0211	0,0219	5,390	0,019	0,719	75,09
315	0,885	0,854	0,0008	5,390	0,019	0,0166	0,0174	3,864	0,0155	0,716	75,06
330	0,854	0,692	0,0007	3,864	0,0155	0,01379	0,0144	2,847	0,013	0,713	75,03
345	0,692	0,376	0,0005	2,847	0,013	0,0117	0,0122	2,237	0,0109	0,711	75,01
360	0,376	0,031	0,0002	2,237	0,0109	0,0096	0,0098	1,627	0,009	0,709	75,09
375	0,031	0,010	0,0000	1,627	0,009	0,0082	0,0082	1,220	0,007	0,707	75,07
390	0,010	0,000	0,0000	1,220	0,007	0,0064	0,0064	1,017	0,006	0,706	75,06
405	0,000	0,000	0,0000	1,017	0,006	0,0055	0,0055	0,814	0,005	0,705	75,05
420				0,814	0,006	0,0055	0,0055	0,814	0,005	0,705	75,05
435				0,814							

## 2.2. Evacuateur de crue : Vidange de fond

a- Capacité à la côte normale d'exploitation: 0,5 Hm<sup>3</sup>

- Crue centennale

t (min)	Qe (m <sup>3</sup> /s)	Ve (Hm <sup>3</sup> )	Vs (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	H (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Capacité (Hm <sup>3</sup> )	Altitude (m)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	<b>0,050</b>	<b>59,60</b>
15	6,780	0,003	0,000	0,003	0,48	5,766	0,053	<b>60,08</b>
30	21,024	0,016	0,003	0,013	1,23	9,237	0,063	<b>60,83</b>
45	45,084	0,043	0,007	0,036	2,40	12,877	0,086	<b>62,00</b>
60	64,056	0,085	0,010	0,075	3,87	16,368	0,125	<b>63,47</b>
<b>75</b>	<b>70,000</b>	0,135	0,013	0,122	5,32	19,182	0,172	<b>64,92</b>
90	66,012	0,183	0,016	0,168	6,52	21,251	0,218	<b>66,12</b>
105	56,064	0,222	0,018	0,204	7,42	22,669	0,254	<b>67,02</b>
120	40,920	0,248	0,020	0,228	7,98	23,500	0,278	<b>67,58</b>
<b>135</b>	28,920	0,260	0,021	0,239	8,22	<b>23,852</b>	0,289	<b>67,82</b>
150	20,760	0,261	0,021	0,240	<b>8,24</b>	<b>23,886</b>	<b>0,290</b>	<b>67,84</b>
165	15,480	0,256	0,021	0,235	8,13	23,717	0,285	<b>67,73</b>
180	11,064	0,247	0,021	0,225	7,91	23,401	0,275	<b>67,51</b>
195	8,124	0,234	0,021	0,213	7,62	22,967	0,263	<b>67,22</b>
210	5,904	0,219	0,021	0,198	7,28	22,443	0,248	<b>66,88</b>
225	4,416	0,203	0,020	0,182	6,89	21,844	0,232	<b>66,49</b>
240	2,964	0,186	0,020	0,166	6,48	21,174	0,216	<b>66,08</b>

255	2,220	0,168	0,019	0,149	6,04	20,440	0,199	<b>65,64</b>
270	1,488	0,150	0,019	0,132	5,57	19,644	0,182	<b>65,17</b>
285	1,452	0,133	0,018	0,115	5,10	18,794	0,165	<b>64,70</b>
300	0,744	0,116	0,017	0,099	4,62	17,879	0,149	<b>64,22</b>
315	0,738	0,099	0,017	0,083	4,12	16,888	0,133	<b>63,72</b>
330	0,708	0,083	0,008	0,076	3,89	16,412	0,126	<b>63,49</b>
345	0,576	0,076	0,015	0,061	3,39	15,323	0,111	<b>62,99</b>
360	0,312	0,062	0,014	0,047	2,87	14,095	0,097	<b>62,47</b>
375	0,024	0,048	0,013	0,034	2,33	12,689	0,084	<b>61,93</b>
390	0,012	0,034	0,012	0,000	0,00	0,000	0,050	<b>59,60</b>
405	0,000	0,000	0,006					

**- Crue millennale**

t (min)	Qe (m <sup>3</sup> /s)	Ve (Hm <sup>3</sup> )	Vs (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	H (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Capacité (Hm <sup>3</sup> )	Altitude (m)
0	0,00	0	0	0	0	0	<b>0,050</b>	<b>59,60</b>
15	8,17	0,0037	0,0000	0,0037	0,542	6,127	0,054	60,14
30	25,32	0,0187	0,0028	0,0160	1,413	9,889	0,066	61,01
45	54,26	0,0518	0,0072	0,0446	2,755	13,811	0,095	62,36
60	77,06	0,1037	0,0107	0,0930	4,448	17,547	0,143	64,05
<b>75</b>	<b>84,01</b>	0,1655	0,0141	0,1514	6,108	20,563	0,201	65,71
90	79,25	0,2249	0,0171	0,2077	7,505	22,793	0,258	67,11
105	67,24	0,2736	0,0195	0,2541	8,559	24,341	0,304	68,16
120	49,03	0,3064	0,0212	0,2852	9,228	25,274	0,335	68,83
135	34,61	0,3229	0,0223	0,3005	9,547	25,708	0,351	69,15
<b>150</b>	24,85	0,3273	0,0229	0,3044	9,626	<b>25,813</b>	<b>0,354</b>	<b>69,23</b>
165	18,53	0,3239	0,0232	0,3007	9,550	25,712	0,351	69,15
180	13,24	0,3150	0,0232	0,2918	9,366	25,462	0,342	68,97

195	9,73	0,3021	0,0230	0,2791	9,098	25,096	0,329	68,70
210	7,06	0,2867	0,0228	0,2639	8,772	24,642	0,314	68,37
225	5,29	0,2695	0,0224	0,2471	8,404	24,120	0,297	68,00
240	3,55	0,2511	0,0219	0,2291	8,001	23,534	0,279	67,60
255	2,66	0,2319	0,0214	0,2105	7,571	22,892	0,260	67,17
270	1,77	0,2125	0,0209	0,1916	7,121	22,202	0,242	66,72
285	1,74	0,1932	0,0203	0,1729	6,660	21,471	0,223	66,26
300	0,89	0,1741	0,0197	0,1544	6,187	20,695	0,204	65,79
315	0,89	0,1552	0,0190	0,1362	5,703	19,868	0,186	65,30
330	0,85	0,1370	0,0089	0,1281	5,478	19,473	0,178	65,08
345	0,69	0,1288	0,0177	0,1111	4,992	18,590	0,161	64,59
360	0,37	0,1115	0,0171	0,0944	4,491	17,632	0,144	64,09
375	0,03	0,0946	0,0163	0,0783	3,976	16,589	0,128	63,58
390	0,01	0,0783	0,0154	0,0629	3,448	15,449	0,113	63,05
405	0,00	0,0629	0,0144	0,0485	2,910	14,194	0,099	62,51
410	0,00	0,0485	0,0133	0,0352	2,360	12,782	0,085	61,96
415	0,00	0,0352	0,0121	0,0230	1,791	11,136	0,073	61,39
420	0,00	0,0230	0,0108	0,0123	1,188	9,070	0,062	60,79
425	0,00	0,0123	0,0091	0,0032	0,492	5,837	0,053	60,09
430	0,00	0,0032	0,0067	0,0000	0,000	0,000	0,050	59,60
435	0,00	0,0000	0,0026	0,0000	0,000	0,000	0,050	59,60

**b- Capacité à la côte normale d'exploitation: 0,6 Hm<sup>3</sup>**

**- Crue centennale**

t (min)	Qe (m <sup>3</sup> /s)	Ve (Hm <sup>3</sup> )	Vs (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	H (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Capacité (Hm <sup>3</sup> )	Altitude (m)
0	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000	<b>0,060</b>	<b>60,60</b>
15	6,780	0,003	0,000	0,003	0,36	4,971	0,063	60,96
30	21,024	0,016	0,002	0,013	1,00	8,303	0,073	61,60
45	45,084	0,043	0,006	0,037	2,03	11,856	0,097	62,63
60	64,056	0,086	0,009	0,077	3,38	15,295	0,137	63,98
<b>75</b>	<b>70,000</b>	0,137	0,012	0,125	4,74	18,105	0,185	65,34
90	66,012	0,186	0,015	0,171	5,89	20,194	0,231	66,49
105	56,064	0,226	0,017	0,209	6,76	21,640	0,269	67,36
120	40,920	0,253	0,019	0,234	7,31	22,501	0,294	67,91
<b>135</b>	28,920	0,265	0,020	0,246	7,56	<b>22,882</b>	0,306	68,16
150	20,760	0,268	0,020	0,247	<b>7,60</b>	<b>22,937</b>	<b>0,307</b>	<b>68,20</b>
165	15,480	0,264	0,021	0,243	7,51	22,805	0,303	68,11
180	11,064	0,255	0,021	0,234	7,33	22,519	0,294	67,93
195	8,124	0,243	0,020	0,223	7,07	22,120	0,283	67,67
210	5,904	0,229	0,020	0,209	6,76	21,634	0,269	67,36
225	4,416	0,214	0,020	0,194	6,42	21,079	0,254	67,02
240	2,964	0,197	0,019	0,178	6,05	20,460	0,238	66,65
255	2,220	0,180	0,019	0,162	5,66	19,785	0,222	66,26
270	1,488	0,163	0,018	0,145	5,25	19,061	0,205	65,85
285	1,452	0,147	0,017	0,129	4,83	18,294	0,189	65,43
300	0,744	0,130	0,017	0,113	4,41	17,480	0,173	65,01
315	0,738	0,114	0,016	0,098	3,99	16,611	0,158	64,59
330	0,708	0,098	0,007	0,091	3,79	16,199	0,151	64,39
345	0,576	0,092	0,015	0,077	3,37	15,271	0,137	63,97

360	0,312	0,077	0,014	0,063	2,94	14,257	0,123	63,54
375	0,024	0,063	0,013	0,050	2,50	13,143	0,110	63,10
390	0,012	0,050	0,012	0,038	2,05	11,909	0,098	62,65
405	0,000	0,038	0,011	0,026	1,60	10,519	0,086	62,20
410	0,000	0,026	0,010	0,000	0,00	0,000	0,060	60,60
415	0,000	0,000	0,005	0,000	0,00	0,000	0,060	60,60

**- Crue millennale**

t (min)	Qe (m <sup>3</sup> /s)	Ve (Hm <sup>3</sup> )	Vs (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	H (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Capacité (Hm <sup>3</sup> )	Altitude (m)
0	0,00	0	0	0	0,00	0	<b>0,060</b>	<b>60,60</b>
15	8,17	0,0037	0,0000	0,0037	0,41	5,304	0,064	61,01
30	25,32	0,0187	0,0024	0,0164	1,15	8,916	0,076	61,75
45	54,26	0,0522	0,0064	0,0458	2,35	12,755	0,106	62,95
60	77,06	0,1049	0,0098	0,0951	3,91	16,451	0,155	64,51
75	<b>84,01</b>	0,1676	0,0131	0,1544	5,48	19,474	0,214	66,08
90	79,25	0,2279	0,0162	0,2117	6,82	21,734	0,272	67,42
105	67,24	0,2777	0,0185	0,2591	7,85	23,316	0,319	68,45
120	49,03	0,3114	0,0203	0,2912	8,52	24,281	0,351	69,12
135	34,61	0,3288	0,0214	0,3074	8,84	24,744	0,367	69,44
150	24,85	0,3342	0,0221	0,3121	<b>8,94</b>	<b>24,875</b>	<b>0,372</b>	<b>69,54</b>
165	18,53	0,3316	0,0223	0,3093	8,88	24,797	0,369	69,48
180	13,24	0,3236	0,0224	0,3012	8,72	24,570	0,361	69,32
195	9,73	0,3116	0,0222	0,2894	8,48	24,228	0,349	69,08
210	7,06	0,2969	0,0220	0,2749	8,18	23,802	0,335	68,78
225	5,29	0,2805	0,0216	0,2589	7,85	23,309	0,319	68,45
240	3,55	0,2629	0,0212	0,2417	7,48	22,757	0,302	68,08
255	2,66	0,2445	0,0207	0,2237	7,09	22,155	0,284	67,69
270	1,77	0,2257	0,0202	0,2055	6,68	21,510	0,266	67,28
285	1,74	0,2071	0,0196	0,1875	6,27	20,832	0,247	66,87

300	0,89	0,1886	0,0191	0,1696	5,85	20,118	0,230	66,45
315	0,89	0,1704	0,0184	0,1520	5,42	19,364	0,212	66,02
330	0,85	0,1527	0,0087	0,1440	5,22	19,006	0,204	65,82
345	0,69	0,1447	0,0173	0,1275	4,79	18,215	0,187	65,39
360	0,37	0,1279	0,0167	0,1112	4,36	17,369	0,171	64,96
375	0,03	0,1114	0,0160	0,0953	3,92	16,465	0,155	64,52
390	0,01	0,0954	0,0152	0,0801	3,47	15,499	0,140	64,07
405	0,00	0,0801	0,0144	0,0658	3,02	14,469	0,126	63,62
410	0,00	0,0658	0,0135	0,0523	2,58	13,359	0,112	63,18
415	0,00	0,0523	0,0125	0,0398	2,13	12,144	0,100	62,73
420	0,00	0,0398	0,0115	0,0283	1,68	10,787	0,088	62,28
425	0,00	0,0283	0,0103	0,0180	1,23	9,211	0,078	61,83
430	0,00	0,0180	0,0090	0,0090	0,76	7,231	0,069	61,36
435	0,00	0,0090	0,0074	0,0000	0,00	0,000	0,060	60,60

**c- Capacité à la côte normale d'exploitation: 0,7 Hm<sup>3</sup>**

**- Crue centennale**

t (min)	Qe (m <sup>3</sup> /s)	Ve (Hm <sup>3</sup> )	Vs (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	H (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Capacité (Hm <sup>3</sup> )	Altitude (m)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	<b>0,070</b>	<b>60,80</b>
15	6,780	0,003	0,000	0,003	0,39	5,208	0,073	61,19
30	21,024	0,016	0,002	0,013	1,06	8,556	0,083	61,86
45	45,084	0,043	0,006	0,037	2,11	12,099	0,107	62,91
60	64,056	0,086	0,009	0,077	3,48	15,511	0,147	64,28
<b>75</b>	<b>69,912</b>	0,137	0,012	0,124	4,83	18,282	0,194	65,63

90	66,012	0,186	0,015	0,170	5,97	20,335	0,240	66,77
105	56,064	0,225	0,017	0,208	6,84	21,754	0,278	67,64
120	40,920	0,252	0,019	0,233	7,38	22,596	0,303	68,18
<b>135</b>	28,920	0,264	0,020	0,244	7,62	22,967	0,314	<b>68,42</b>
150	20,760	0,266	0,021	0,246	<b>7,66</b>	<b>23,026</b>	<b>0,316</b>	<b>68,46</b>
165	15,480	0,262	0,021	0,242	7,57	22,886	0,312	68,37
180	11,064	0,254	0,021	0,233	7,38	22,603	0,303	68,18
195	8,124	0,242	0,020	0,221	7,12	22,208	0,291	67,92
210	5,904	0,227	0,020	0,207	6,82	21,726	0,277	67,62
225	4,416	0,212	0,020	0,192	6,48	21,176	0,262	67,28
240	2,964	0,195	0,019	0,176	6,11	20,562	0,246	66,91
255	2,220	0,178	0,019	0,160	5,72	19,890	0,230	66,52
270	1,488	0,161	0,018	0,143	5,31	19,167	0,213	66,11
285	1,452	0,144	0,018	0,127	4,89	18,401	0,197	65,69
300	0,744	0,128	0,017	0,111	4,47	17,584	0,181	65,27
315	0,738	0,112	0,016	0,095	4,03	16,709	0,165	64,83
330	0,708	0,096	0,008	0,089	3,83	16,291	0,159	64,63
345	0,576	0,089	0,015	0,074	3,40	15,350	0,144	64,20
360	0,312	0,075	0,014	0,060	2,96	14,315	0,130	63,76
375	0,024	0,061	0,013	0,047	2,51	13,169	0,117	63,31
390	0,012	0,047	0,012	0,035	2,04	11,884	0,105	62,84
405	0,000	0,035	0,011	0,024	0,00	0,000	0,094	60,80
410	0,000	0,024	0,005	0,000	0,00	0,000	0,070	60,80
415	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,070	60,80

**- Crue millennale**

t (min)	Qe (m <sup>3</sup> /s)	Ve (Hm <sup>3</sup> )	Vs (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	H (m)	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Capacité (Hm <sup>3</sup> )	Altitude (m)
0	0,00	0	0	0	0,00	0	<b>0,070</b>	<b>60,80</b>
15	8,17	0,0037	0,0000	0,0037	0,44	5,547	0,074	61,24

30	25,32	0,0187	0,0025	0,0162	1,22	9,176	0,086	62,02
45	54,26	0,0521	0,0066	0,0454	2,44	12,997	0,115	63,24
60	77,06	0,1045	0,0100	0,0945	4,01	16,658	0,165	64,81
75	<b>84,01</b>	0,1670	0,0133	0,1537	5,57	19,636	0,224	66,37
90	79,25	0,2272	0,0163	0,2108	6,90	21,854	0,281	67,70
105	67,24	0,2767	0,0187	0,2581	7,91	23,403	0,328	68,71
120	49,03	0,3104	0,0204	0,2900	8,56	24,347	0,360	69,36
135	34,61	0,3277	0,0215	0,3062	8,88	24,797	0,376	69,68
150	24,85	0,3329	0,0221	0,3108	<b>8,97</b>	<b>24,924</b>	<b>0,381</b>	<b>69,77</b>
165	18,53	0,3303	0,0224	0,3080	8,92	24,846	0,378	69,72
180	13,24	0,3223	0,0224	0,2999	8,76	24,623	0,370	69,56
195	9,73	0,3102	0,0223	0,2879	8,52	24,287	0,358	69,32
210	7,06	0,2955	0,0220	0,2735	8,23	23,867	0,343	69,03
225	5,29	0,2790	0,0217	0,2574	7,90	23,382	0,327	68,70
240	3,55	0,2614	0,0213	0,2401	7,53	22,838	0,310	68,33
255	2,66	0,2429	0,0208	0,2221	7,15	22,243	0,292	67,95
270	1,77	0,2241	0,0203	0,2038	6,74	21,605	0,274	67,54
285	1,74	0,2054	0,0197	0,1857	6,33	20,933	0,256	67,13
300	0,89	0,1868	0,0191	0,1677	5,91	20,224	0,238	66,71
315	0,89	0,1685	0,0185	0,1500	5,48	19,474	0,220	66,28
330	0,85	0,1508	0,0088	0,1420	5,28	19,117	0,212	66,08
345	0,69	0,1427	0,0174	0,1253	4,85	18,325	0,195	65,65
360	0,37	0,1258	0,0168	0,1089	4,41	17,476	0,179	65,21
375	0,03	0,1091	0,0161	0,0930	3,96	16,566	0,163	64,76
390	0,01	0,0930	0,0153	0,0777	3,51	15,588	0,148	64,31
405	0,00	0,0777	0,0145	0,0633	3,05	14,538	0,133	63,85
410	0,00	0,0633	0,0136	0,0497	2,59	13,398	0,120	63,39
415	0,00	0,0497	0,0126	0,0371	2,13	12,138	0,107	62,93
420	0,00	0,0371	0,0115	0,0256	1,66	10,707	0,096	62,46
425	0,00	0,0256	0,0103	0,0154	1,17	9,001	0,085	61,97
430	0,00	0,0154	0,0089	0,0065	0,65	6,723	0,076	61,45
435	0,00	0,0065	0,0071	0,0000	0,00	0,000	0,070	60,80
440	0,00	0,0000	0,0030	0,0000	0,00	0,000	0,070	60,80
445	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,000	0,070	60,80

450	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,000	0,070	60,80
455	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,000	0,070	60,80
460	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,000	0,070	60,80
465	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,000	0,070	60,80
470	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,000	0,070	60,80
475	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,000	0,070	60,80

## Bassin de rétention de l'oued Kouba

### 1. Données de base pour le tracé des courbes du laminage

*Evacuation de la crue par vidange de fond*

*- Orifice (Diamètre : 1 m)*

$$Q_s = 2,086 \times \sqrt{H}$$

H (m)	Q <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Z (m)	V = S (m <sup>3</sup> )	S+(Q <sub>s</sub> /2)*Δt (m <sup>3</sup> )
0,00	0,000	80,00	0,0	0,000
1,00	2,086	81,00	74,0	699,800
2,00	2,950	82,00	148,0	1033,015
3,00	3,613	83,00	555,0	1638,917
4,00	4,172	84,00	814,0	2065,600
5,00	4,664	85,00	2386,5	3785,851
6,00	5,110	86,00	3145,0	4677,891
7,00	5,519	87,00	7418,6	9074,321
8,00	5,900	88,00	8547,1	10317,170
9,00	6,258	89,00	10101,2	11978,570
10,00	6,597	90,00	11655,2	13634,153

### Equations du laminage :

$$- S = 1,2188 \times Q^{4,8792} ; R^2 = 97 \%$$

$$- Q = 0,2927 \times (S + \Delta t \times Q/2)^{0,3297}; R^2 = 93,4 \%$$

$$- H = 0,2335 \times S^{0,3969} ; R^2 = 97,0 \%$$

## 2. Calculs et résultats du laminage

### - Crue millennale

t (min)	I (m <sup>3</sup> /s)	Ve (m <sup>3</sup> )	Q1 (m <sup>3</sup> /s)	Vs (Hm <sup>3</sup> )	ΔS (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	H (m)	Q2 (m <sup>3</sup> /s)	altitude (m)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	80,00
10	9,56	2840,66	0,00	0,00	2840,66	2840,66	5,48	4,88	85,48
20	20,35	8884,61	4,88	1450,59	7434,01	10274,67	9,13	6,30	89,13
30	13,84	10153,84	6,30	3322,78	6831,06	17105,73	11,18	6,97	91,18
40	5,70	5802,19	6,97	3943,67	1858,52	18964,25	11,65	7,12	91,65
50	2,18	2457,14	7,12	4397,21	-1940,06	17024,18	11,16	6,97	91,16
60	1,12	989,01	6,97	4226,10	-3237,09	0,00	0,00	0,00	80,00
70	0,43	463,98	0,00	2090,42	-1626,44	0,00	0,00	0,00	80,00

Capacité et aire aux PHE : 15410 m<sup>3</sup> et 0,77 ha, respectivement (valeurs tirées des courbes Capacité-Superficie- Altitude de la cuvette

**- Crue centennale**

t (min)	I (m <sup>3</sup> /s)	Ve (m <sup>3</sup> )	Q1 (m <sup>3</sup> /s)	Vs (Hm <sup>3</sup> )	ΔS (Hm <sup>3</sup> )	S (Hm <sup>3</sup> )	H (m)	Q2 (m <sup>3</sup> /s)	altitude (m)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	80,00
10	5,36	1590,77	0,00	0,00	1590,77	1590,77	4,36	4,35	84,36
20	11,40	4975,38	4,35	1292,92	3682,46	5273,22	7,01	5,52	87,01
30	7,75	5686,15	5,52	2932,99	2753,16	8026,39	8,28	6,00	88,28
40	3,19	3249,23	6,00	3422,71	-173,48	7852,90	8,21	5,98	88,21
50	1,22	1376,00	5,98	3737,26	-2361,26	5491,64	7,12	5,57	87,12
60	0,63	553,85	5,57	3462,89	-2909,04	0,00	0,00	0,00	80,00
70	0,24	259,83	0,00	1670,02	-1410,20	0,00	0,00	0,00	80,00

**Capacité et aire aux PHE : 8980 m<sup>3</sup> et 0,45 ha, respectivement (valeurs tirées des courbes Capacité-Superficie- Altitude de la cuvette.**