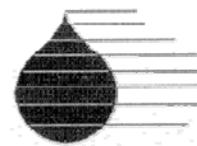


République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
UNIVERSITE ABOUBAKR BELKAID – TLEMCCEN



Faculté de sciences de l'ingénieur



Département d'hydraulique

Mémoire pour l'obtention du diplôme de Magister en hydraulique
Option : Ecoulements et transport solide

Thème

GESTION DE CRUE DANS UN BASSIN VERSANT
Etude hydrologique, hydraulique et aménagement

Présenté par
Chachoua Abdeldjalil

Devant le jury :

Bouannani Abderrazak	Maitre de conférences	U.A.B.T Tlemcen	Président de jury
Allal Mohamed Amine	Maitre de conférences	U.A.B.T Tlemcen	Examineur
Ghenim Abderrahmane	Maitre de conférences	U.A.B.T Tlemcen	Examineur
Seddini Abdelali	Maitre de conférences	U.A.B.T Tlemcen	Encadreur
Terfous Abdelali	Maitre de conférences	INSA Strasbourg	Co-encadreur

Année universitaire 2009-2010

Remerciements

Je tiens, tout d'abord à remercier mon encadreur Mr Seddini Abdelali pour sa disponibilité, ses compétences, sa grande patience et son expérience et je remercie également Mr Terfous le Co-encadreur, c'est avec lui que j'ai met mes premiers pas dans le monde de modélisation hydraulique.

Je remercie vivement les membres de jury de me faire l'honneur de lire et de juger ce modeste effort. Mr Bouannani Abderrazak qui a bien voulu m'honorer en présidant le jury, Mr Allal Mohamed Amine qui a pris de son précieux temps et accepté de faire partie de jury, et Mr Ghenim Abderrahmane mon enseignant en post graduation qui je lui réserve ici une grande marque de reconnaissance.

Mes remerciements vont également à l'ensemble de mes enseignants en post graduation qui m'ont orienté vers le bon chemin de recherche et restaient disponibles à tout moment, qu'ils trouvent ici toute ma reconnaissance et ma gratitude.

Je tiens par ailleurs à exprimer mes vifs remerciements aux personnes qui m'ont aidé à collecter les données nécessaires pour ce travail mêmes à ceux qui ont essayé de m'aider et n'ont pas aboutit. Mr Tahar subdivisionnaire de l'hydraulique à Sebdou, Mr Hammoudi de CTH de Tlemcen, le subdivisionnaire d'hydraulique à Ghazaouet, Mr Lahbib ingénieur à la direction d'hydraulique de Tlemcen, Mlle Bouadel ingénieur au ministère des ressources en eau, et d'autres je les remercie tous pour leur soutien.

Table des matières

Table des matières	02
Liste des figures	04
Liste de tableaux	09
Résumés	10
Introduction générale	12
Chapitre I. Gestion de risque d'inondations	
1. Risque d'inondation	15
2. L'aléa	15
3. la vulnérabilité	16
4. gestion de risque	16
4.1. La prévision	17
4.2. La prévention	17
4.3. Annonce et alerte	17
4.4. Gestion de crise.	17
4.5. Analyse post crise	17
5. Gestion de l'aléa	17
5.1. Prévision de crue	17
5.1.1. Méthodes de Maxima annuels	18
5.1.2. Méthode de renouvellement	18
5.1.3. Les méthodes hydrométéorologiques	18
5.1.4. Les méthodes stochastiques	19
5.1.5. Relation pluies débits	19
5.2. Choix entre modèles	19
5.3. Notion de crue de projet	20
5.4. Mesures pour réduire de l'aléa	20
5.4.1. Aménagements en versant avant le lit du cours d'eau	20
5.4.2. Changement d'occupation de sol	21
5.4.2.1. Banquettes	21
5.4.2.2. Le reboisement	22
5.4.2. Aménagement en lit mineur	23
5.4.2.1. Correction torrentiel	23
5.4.2.2. Barrage écrêteur	25
5.4.2.3. Création des zones d'expansion de crue	25
5.4.2.4. Ouvrages de stockage en dérivation	25
5.4.2.5. Dignes de protection contre les inondations	26
5.5. Mesures pour réduire la vulnérabilité	27
5.5.1. Délimitation des zones à risque	28
5.5.2. Détermination des enjeux	28
Chapitre II. Bilan hydrologique et genèse de crues	
1. Les précipitations	30
1.1. Formation et typologie	30
1.2. Variation spatio-temporelle des précipitations	31
2. L'interception	33
2.1. Facteurs influençant l'interception	33

2.1.1. Structure de l'averse	33
2.1.2. Morphologie de végétation	34
2.1.3. Densité de peuplement	34
2.1.4. L'âge de peuplement	34
2.2. L'interception et le bilan hydrologique	34
3. L'Evaporation et l'évapotranspiration	35
3.1. Processus d'évaporation :	35
3.2. L'évaporation à partir d'une nappe d'eau libre :	36
3.2.1. Facteurs météorologiques	36
3.2.2. Facteurs liés aux caractéristiques physico-chimiques de l'eau	37
3.3. Evaporation à partir d'un sol nu	38
3.3.1. Teneur en eau	38
3.3.2. La profondeur de la nappe d'eau	39
3.3.3. Texture de sol et capillarité	39
3.3.4. L'Albédo	39
3.4. L'évaporation à partir d'un sol couvert de végétation	39
3.4.1. Mécanisme de la transpiration végétale	39
3.4.2. Evapotranspiration potentielle	40
3.4.3. Facteurs déterminant l'évapotranspiration	40
3.4.3.1. Facteurs météorologiques	40
3.4.3.2. Facteurs liés à la végétation	41
3.4.3.3. Facteurs liés aux caractéristiques de sol	41
4. Infiltration	41
4.1. Infiltrabilité	42
4.2.1. La percolation	42
4.2.2. Facteurs influençant l'infiltration	42
5. Ecoulement	43
5.1. L'écoulement de surface ou ruissellement	43
5.1.1. Ecoulement Hortonien	43
5.1.2. Ecoulement sur surface saturée	43
5.2. L'écoulement hypodermique	43
5.2.1. Écoulement par macroporosité	44
5.2.2. Intumescence de la nappe	44
5.2.3. Ecoulement de retour	44
5.2.4. Effet Piston	44
6. Genèse des crues et réponse hydrologique	45
6.1. Processus de la genèse de crue	45
6.1.1 Théorème de Horton	45
6.1.2. Théorème des aires contributives	46
6.2. Les facteurs influençant la réponse hydrologique	46
6.2.1. Facteurs intrinsèques	47
6.2.2. Facteurs extrinsèques	47
6.3. Schématisation de la réponse hydrologique	47
Conclusion	48

Chapitre III. Modélisation hydrologique et hydraulique

1. Modélisation hydrologique	50
------------------------------	----

1.1. Objectifs de la modélisation pluie – débit :	50
1.2. Typologie de modèles hydrologique	50
1.2.1. Selon le degré d'abstraction	51
1.2.2. Selon la nature des variables	51
1.2.3. Selon la discrétisation spatiale	51
1.2.4. Selon la description des sous processus	51
1.3 Calage de Modèle hydrologique	51
1.4. Méthodes de calage des modèles pluies-débits	52
1.4.1. Calage manuel	52
1.4.2. Calage automatique	52
1.4.3. Calage mixte	52
1.5. Modélisation des aménagements anthropiques	52
2. Modélisation hydraulique	53
2.1. Typologie des modèles	53
2.1.1 Modèles monodimensionnels (filaires)	53
2.2.2. Les modèles 1D à casiers	53
2.2.3 Modèles bidimensionnels (2D)	53
2.3. Comparaison entre les modèles 1D et 2D	55
2.4. Présentation de modélisation monodimensionnelle	55
2.4.1. Contraintes et hypothèses de base	56
2.4.2. Données nécessaires à la modélisation	56
2.4.2.1. Géométrie de cours d'eau :	56
2.4.2.2 Conditions aux limites	56
2.4.2.3. Rugosité de lit	56
2.4.3. Pertes de charge singulières	57
Chapitre IV. Cadre de l'étude	
Introduction	59
1. Contexte géographique	59
2. Contexte topographique	60
3. Contexte géologique et stratigraphique	61
3.1. Schéma géologique	61
3.2. Stratigraphie	62
4. Contexte climatique	63
4.1. Température	63
4.2 Pluviométrie	64
5. Contexte hydrogéologique	65
6. Bilan de ressources en eau	66
6.1. Bilan des eaux potables	66
6.2. Bilan d'assainissements	66
7. Historique d'aménagement dans le périmètre de Ghazaouet	67
7.1. Travaux réalisés depuis la création de périmètre	68
8. Caractéristique morphométriques et hydrographiques	68
8.1. Forme	68
8.2 Altitudes	68
8.3. Réseau hydrographique	70

Chapitre V. Méthodologie, modélisation et gestion de risque

1. Objectifs et méthodologie	73
2. Choix de modèle	74
3. Présentation de HEC-HMS	75
3.1. Interface de logiciel	75
3.2 Processus de simulation avec HEC-HMS	76
3.3 Les données nécessaires pour la simulation avec HEC-HMS	76
3.4 Modélisation de l'EvapoTranspiration (ETP)	80
3.5 Représentation de processus d'écoulement	80
3.6 Bases théoriques de HEC HMS	81
3.6.1 Modélisation des pertes	82
3.6.1.1 Le modèle de pertes initiales et à taux constant	83
3.6.1.2 Modèle de déficit et à taux de perte constant	84
3.6.1.4 Le modèle Green & Ampt	84
3.6.1.5 Le modèle continue SMA	85
3.6.1.6 Choix et applicabilité	88
3.6.2 Modélisation du fonction production	89
3.6.2.1 Modèle de l'hydrogramme unitaire	89
3.6.2.2 Modèle de l'onde Cinématique	89
3.6.3 Modélisation des écoulements à surface libre avec HEC-HMS	91
3.6.3.1 Modèle de Puls modifié (Modified puls)	91
3.6.3.2 Modèle de Muskingum	91
3.6.3.3 Le modèle du décalage (lag model)	92
3.6.3.4 Le modèle de l'onde cinématique	92
3.6.3.5 Le modèle Muskingum-Cunge	92
3.7 Exécution de la simulation	93
4. Simulation des hydrogrammes de crue	94
4.1 Analyse fréquentiel de séries pluviométriques	94
4.2 Calage des Modèles	96
4.3 Résultats issus de la simulation	98
4.4 Sensibilité des modèles	101
4.4.1 Influence des pertes initiales sur la réponse hydrologique :	101
4.4.2 Influence de l'infiltration	102
5. Modélisation et cartographie de l'Aléa	102
5.1. Modèle HEC-RAS	102
5.1.1. Bases théorique de logiciel HEC-RAS	102
5.1.2. L'Environnement HEC-RAS	105
5.1.3. Etapes de simulation par HEC-RAS	107
5.1.3.1. Création d'un nouveau projet	107
5.1.3.2. Création de la géométrie de cours d'eau	107
5.1.3.3. Données hydrométriques	108
5.1.3.4. Les conditions aux limites	109
5.1.3.5. La simulation	109
5.1.4. Programme auxiliaires de la famille HEC.	110
5.1.5 Contraintes d'utilisation de Modèles HEC-RAS	111
5.2. Données topographique requises	111
5.3 Modélisation de l'Aléa	113

5.3.1 Stabilité de modèle et simplifications	113
5.3.2 Résultats et cartographie	114
5.4 Cartographie de vulnérabilité	115
5.4.1. Notions	117
5.4.2. Niveaux de vulnérabilité	117
5.5 Analyse du risque	118
5.5.1. Approche qualitative	118
5.5.2. Approche quantitative	119
5.5.3. Approche semi-quantitative	120
5.5.4 Application de l'approche qualitative	120
conclusion	123
Conclusion générale	125
Références bibliographiques	128
Annexes	134

Liste des figures

Figures	pages
Fig 1.1 risque d'inondation	15
Fig 1.2 technique de banquettes	21
Fig 1.3 correction torrentiel	24
Fig 1.4 : schéma de fonctionnement de barrage écrêteur	25
Fig 1.5 : Fonctionnement d'ouvrage de stockage en dérivation	26
Fig 1.6 : schéma de digue	27
Fig 1.7 : vallée endiguée	27
Fig 1.8 : digue enrochée	28
Fig 2.1 : typologie de précipitations	31
Fig 2.2 : Volume d'eau interceptée en fonction de structures de précipitations	33
Fig 2.3:Variation de la pression de vapeur de l'humidité de l'air et la température	36
Fig 2.4:comparaison de l'évaporation entre un plan d'eau peu profond et un lac très profond	37
Fig 2.5:Relation entre le taux d'évaporation, la taille de la surface évaporante et l'humidité relative	38
Fig2.6 : relation théorique et observé entre résistance de la couche limite et vitesse de vent dans deux sites différents	40
Fig2.7 : Génération de l'écoulement de surface	43
Fig2.7a : infiltration dans un sol présentant des macropores	44
Fig2.8 : Genèse de crue , principaux processus d'écoulement	46
Fig2.9 : génération de débit de crue	47
Fig2.10 : Hyétogramme et hydrogramme résultant d'un événement pluie-débit	48
Fig 3.1 Schéma de construction et de validation d'un modèle hydrologique	53
Fig 4.1 situation géographique de la commune de Ghazaouet et de Bassin versant de Oued Ghazouana	60
Fig 4.2 Extrait de la carte géologique 1/50000	62
Fig 4.3 Extrait de la carte géologique 1/50000	63
Fig 4.4 Carte en isohète de la région de Tlemcen (1970/98)	64
Fig 4.5 Hystogrammes des pluies mensuelles	65
Fig 4.6 a courbe d'altitude du bassin versant d'Oued Ghazouana	69
Fig 4.6 b cartes hypsométriques du bassin versant d'Oued Ghazouana	70
Fig 4.7 Chevelet hydrographique du bassin versant d'Oued Ghazouana	70
Fig 5.1 Chaîne de modélisation	74
Fig 5.2 Interface du logiciel HEC-HMS	76
Fig5.3 : Représentation graphique du modèle physique du bassin de Ghazouana dans HEC-HMS	77
Fig 5.4 Exemple de modèle météorologique	77
5.5 Exemple de la distribution de la Pluie basée sur la fréquence	79
Fig 5.6 contrôle de la simulation	79
Fig 5.7 données pluviométriques	80
Fig 5.8 Schématisation de processus d'écoulement avec HEC-HMS.	81
Fig 5.9 couches de stockage – modèle SMA	86
Fig 5.10 Représentation de l'onde cinématique sur un simple bassin versant	90
Fig 5.11 Gestionnaire de simulations	93

Fig 5.12 Visualisation des résultats	94
Fig 5.13 Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel	95
Fig 5.14 Exemple de la répartition hypothétique de la pluie journalière	96
Fig 5.15 Hydrogramme de crue correspond au PMJ (P= 93.8 mm)	98
Fig 5.16 Hydrogramme de crue correspond au PMJ (P= 143 mm)	99
Fig 5.17 Hydrogramme de crue correspond au PMJ (P= 192 mm)	100
Fig 5.18 influence de perte initiale sur la réponse hydrologique	101
Fig 5.19 Influence de l'infiltration sur la réponse hydrologique	101
Fig 5.20 représentation des termes de l'équation d'énergie	103
Fig 5.21 représentation des termes de l'équation d'énergie	104
Fig 5.22 fenêtre principale de HEC-RAS	106
Fig 5.23 création de nouveau projet HEC-RAS	107
Fig 5.24 fenêtres des données géométriques	108
Fig 5.25 fenêtres de simulation pour le régime permanent	109
Fig 5.26 affichage des résultats de simulations	110
Fig 5.27 Schématisation d'une rivière naturelle	111
Fig 5.28 MNT de la région de Ghazoauet	112
Fig 5.29 géométrie du cours d'eau dans HEC RAS	113
Fig 5.30 Hauteur d'eau et débit en aval pour trois rugosités différentes	114
Fig 5.31 Lignes d'eau maximales pour les trois crues de référence	114
Fig 5.32 Contour brut de la crue centennale	115
Fig 5.33 Cartographie multifréquence de l'Aléa , ville de ghazoauet	115
Fig 5.34.a Hauteurs d'eau simulé pour la crue centennale	116
Fig 5.34.b Section en travers montre la faible hauteur d'eau en sur une grande zone inondée	116
Fig 5.35 Vulnérabilité quelque constructions de la ville de Ghazaouet à la crue centennale	118
Fig 5.35 Exemple d'analyse du risque par la méthode Inondabilité	119
Fig 5.36 : section en travers sur le tronçon endiguée	120
Fig 5.37 section en travers avec le canal en béton	121
Fig 5.38 comparaison des hauteurs d'eau avant et après aménagements	121
Fig 5.39 a) Carte de risque avant aménagement	122
Fig 5.39 b) Carte de risque avant aménagement	122

Liste des Tableaux

Tableaux	pages
Tableau 1.1 méthodes d'estimation des crues par type de données et des objectifs	20
Tableau 1.2 banquettes en fonction de pente et type de culture	22
Tableau 1.3 différentes plantes utilisées dans le reboisement	23
Tableau 2.1 : Régimes pluviométriques du monde	32
Tableau 2.2 Type de végétation et capacité de stockage	34
Tableau 2.3 Pression de vapeur et humidité saturante pour différentes températures	35
Tableau 2.5 valeurs d'Albedo pour différents sols	41
Tableau 3.1 coefficient de Strickler en fonction de type de cours d'eau	57
Tableau 4.1 Moyennes mensuelles et annuelles des températures Station de Ghazaouet périodes (1913 – 1938)et (1970-2004)	63
Tableau 4.2 sources d'alimentation en eau potable de la ville de Ghazaouet	66
Tableau 4.3 récapitulatif des travaux d'aménagement	68
Tableau 4.4 tableau des altitudes	69
Tableau 4.5 caractéristiques de du bassin versant Ghazouana	71
Tableau 5.1 Liste des modèles d'écoulement intégrés à HEC-HMS	70
Tableau 5.2 le taux de pertes constant pour les différents types du sol (HEC-HMS)	83
Tableau 5.3 Estimation des différents paramètres en fonction de la classe de texture	85
Tableau 5.4 Critères de choix entre modèles d'écoulement inclus dans HEC-HMS	89
Tableau 5.5 information requise pour le modèle de l'onde cinématique	90
Tableau 5.6 récapitulatif des paramètres utilisés avec les modèles de HEC HMS	93
Tableau 5.7 Pluies maximales journaliers en fonction de la période de retour	95
Tableau 5.8 Paramètres de sous bassins versant.	96
Tableau 5.9 calage des paramètres utilisés par les différents modèles	97
Tableau 5.10 Résultats de la simulation pour chaque élément du bassin (T=10 ans)	98
Tableau 5.11 Résultats de la simulation pour chaque élément du bassin (T=100 ans)	99
Tableau 5.12 Résultats de la simulation pour chaque élément du bassin (T=1000 ans)	100
Tableau 5.13 Grille simple d'analyse du risque	118

Résumé

La problématique des risques naturels et plus particulièrement du risque Inondation est un sujet d'actualité en Algérie comme en monde entier, notamment au regard des dernières grandes crues catastrophiques. Et la gestion de ce risque devient de plus en plus une nécessité.

Une gestion de risque d'inondation doit impliquer tous les acteurs (décideurs, techniciens et population) afin d'identifier les enjeux à protéger, les moyens disponibles et les alternatives possibles.

Dans ce travail et à travers l'exemple de la ville de Ghazaouet et le bassin versant de Oued Ghazouana, nous avons exposé les différents aspects de la gestion de risque d'inondation, par la recherche des solutions techniques qui s'appuient sur un diagnostic complet de ce risque, et établir une méthodologie qui pourra être généralisé sur d'autres bassins en adaptant les modèles utilisés selon les caractéristiques techniques de chaque bassin.

Nous appuyons sur le rôle de l'outil informatique afin faciliter et automatiser les modélisations hydrologiques et hydrauliques, ainsi l'outil de cartographie qui permet la comparaison des différents scénarios et la présentation des résultats aux décideurs qui sont pas forcément techniciens, et dont à eux appartient le choix final de la stratégie de lutte contre le risque inondation.

Mots clés : *Risque, inondation, gestion, Ghazaouet, Ghazouana, Aléa, Vulnérabilité, modélisation, aménagement, HEC-RAS, HEC-HMS, cartographie*

Abstract

The issue of natural hazards and particularly of flood risk is a hot topic in Algeria as in the world, particularly in light of recent catastrophic floods , so the risk management becomes more and more a necessity.

Management of flood risk needs to involve all partners (authorities, technicians and people) to identify the issues needs to be protected, also the resources available and possible solutions.

In this work, and through the example of the Ghazaouet city and its catchment area we outlined the various aspects of flood risk management by seeking technical solutions based on a complete diagnosis of this risk and establish a methodology that can be generalized to other catchment areas by adapting the model regarding characteristics of each area.

We have supported the role of softwares to facilitate and automate the hydrologic and hydraulic modelling, also the mapping tool that allows comparison of different scenarios and presentation of results to authorities who are not technicians and which belongs to them the final choice of strategy of the flood management.

Keywords : *Risk , Inundation , Management , Ghazaouet, Ghazouana , Hazard , Vulnerability , Modelling , HEC-RAS, HEC-HMS , Mapping.*

ملخص:

تعتبر الوقاية من الأخطار الطبيعية و خاصة خطر الفيضانات من أهم أولويات الباحثين في هذا المجال، و على إثر الفيضانات الكارثية التي ضربت مختلف مناطق العالم في السنوات الأخيرة أصبحت الحاجة إلى تسيير هذه الأخطار أمراً حتمياً.

إن تسيير خطر الفيضانات يستلزم إشراك كل الأطراف المعنية من مسؤولين وتقنيين و سكان لتحديد أولويات الحماية، الإمكانيات المتوفرة و الحلول الممكنة.

من خلال هذا البحث وعبر مثال مدينة الغزوات و حوضها الهيدرغرافي ، نحاول توضيح مختلف جوانب تسيير خطر الفيضانات و البحث عن حلول تمثل في مجملها منهجية شاملة يمكن تعميمها على أحواض أخرى مع الأخذ بعين الاعتبار خصائص كل حوض.

يمثل تطور المعلوماتية وما تنتجه من إمكانيات محاكاة الحوادث الطبيعية، إضافة إلى أدوات التخطيط ورسم الخرائط وسيلة فعالة في معالجة الكم الكبير من المعطيات و إخراجها في شكل رسومي يسهل فهم ومقارنة مختلف الحلول مما يبسر على المسؤولين اتخاذ القرارات المناسبة.

كلمات مفتاحية : *خطر الفيضانات، تسيير، الغزوات، الحوض الهيدرغرافي، الخرائط، برنامج HEC RAS ، برنامج HEC*

.HMS

Introduction générale

Introduction générale

Les dégâts provoqués par les phénomènes naturels dans le monde sont estimés à 500.000 de personnes décédées pendant la décennie entre 1996 et 2006 et de 600 milliard de dollars de pertes économiques (KLIJN 2008). Au sommet de ces phénomènes naturels, les plus dommageables, se positionnent deux liés étroitement aux précipitations, la sécheresse et les inondations, les inondations sont très spectaculaires et médiatiques.

L'histoire de l'Algérie est marquée par de nombreuses inondations dont plusieurs étaient meurtrières, les plus récentes sont :

- les inondations à Oued R'hiou, wilaya de Ghilizane, en octobre 1993, 22 décès et 14 blessés.
- Octobre 1994 (plusieurs régions de pays), 60 décès et des dizaines de blessés pendant 10 jours
- Octobre 2000 (ouest algérien) plus de 24 décès.
- 10-11 novembre 2001, Bab El-Oued – Alger, 733 décès et 3000 sans abri (BOULGHOBRA 2006).
- 01.10.2008 à Ghardaïa plus de 40 morts et des dégâts matériels très lourds.

Le risque inondation est le résultat du croisement de deux facteurs, l'aléa représenté dans la probabilité d'occurrence du phénomène crue, ainsi que son intensité (LECLERC 2004). Et la vulnérabilité aux inondations, définie par les conséquences prévisibles de la crue sur les personnes et leurs biens, en fonction de l'occupation de sol sans prendre en compte la capacité des citoyens à confronter la crise engendré par la crue (HENRY 2004).

La gestion des inondations doit être intégrée et faire impliquer tous les acteurs (collectivités, élus, entreprises, protection civile, citoyens...) afin de minimiser le risque, et ceci nécessite la prévision de crues en temps réel.

L'objet de la présente étude est la gestion de crue dans le bassin versant d'Oued Ghazouana qui traverse la ville de Ghazaouet. Cette étude intègre plusieurs volets afin de répondre à l'approche de gestion intégrée et de développement durable. Cette gestion passe par l'élaboration d'une synthèse de risque à travers le couplage de modélisation hydrologique et hydraulique. On va s'intéresser au premier lieu à la réponse du bassin versant aux crues, ensuite nous étudierons les zones à risque afin de déterminer les aménagements adéquats.

L'évolution de l'outil informatique permet l'émergence d'une gamme très variée des outils de modélisation et nous avons choisi le logiciel hydrologique HEC-HMS pour modéliser la réponse hydrologique du bassin versant et un autre logiciel de la même famille HEC-RAS pour modéliser le comportement hydraulique du cours d'eau.

Ce mémoire s'organise en cinq chapitres, le premier chapitre présente une synthèse de la gestion de risque d'inondations en distinguant les différentes composantes de risque et en citant plusieurs techniques de réduction de risque des inondations.

Le deuxième chapitre est consacré aux composantes du bilan hydrologique et l'exposition des différents processus de genèse de la crue ainsi que les facteurs qui influencent chaque processus.

Dans le troisième chapitre nous exposerons la typologie de modélisation hydrologique et hydraulique et nous présenterons la mise en œuvre de ces modèles et leurs techniques de calage.

Le quatrième est consacré au site de l'étude, les contextes géographique, climatique, géologique, et topographique, ainsi que les caractéristiques morphométriques du bassin versant.

Un cinquième chapitre est dédié à l'application de différentes notions abordés dans les chapitres précédents afin de mettre en place un plan de gestion intégré de risque, commençant par modélisation hydrologique avec le logiciel HEC-HMS ensuite l'intégration des résultats dans le modèle hydraulique HEC-RAS pour tracer les lignes d'eau correspondantes aux différentes fréquences, et à l'aide de la carte d'occupation de sol on établira la carte de vulnérabilité, ensuite on procèdera à proposer différents scénarios d'aménagements et modéliser leurs impact sur les hauteurs d'eau et par conséquence sur la carte de vulnérabilité.

La synthèse de risque permet la comparaison de différents résultats et de choisir les aménagements qui répondent le mieux aux objectifs de gestion intégrée de risque.

Chapitre I

Gestion de risque d'inondations

Ce chapitre présente les notions et concepts fondamentaux liés au risque d'inondations ainsi que la conception de la gestion intégrée du risque par le développement de chaque aspect en détail afin de déduire un schéma globale de gestion qui prend tous les facteurs en considération.

1. Risque d'inondation

Le risque inondation est défini par le croisement de deux composantes, l'aléa décrit à partir de phénomène aléatoire de crue et la morphologie de cours d'eau, et la vulnérabilité déterminée en fonction des conséquences prévisibles des inondations sur les personnes et leurs biens (LANG 2000, BRIANNE 2004)

$$\text{Risque} = \text{aléa} \times \text{vulnérabilités}$$

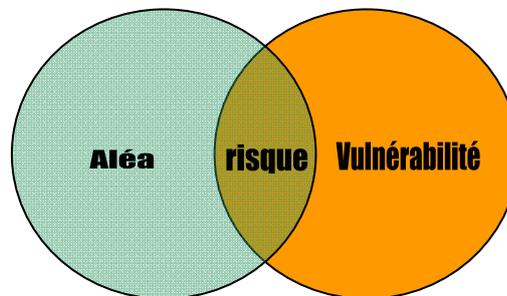


FIG. 1.1 risque d'inondation

La détermination de risque est loin d'être maîtrisée vu la variabilité spatio-temporelle de deux composantes que la constituent.

2. L'aléa

L'aléa semble le terme le plus adéquat pour définir le phénomène physique, naturel et non maîtrisable, d'occurrence et d'intensité donnée (*définition du ministère de l'environnement et de développement durable français*). Cette définition révèle le caractère hasardeux du risque et le faire différencier de sa définition linguistique qui le présente comme un risque et non pas un de ses composantes.

Dans notre cas où le risque est l'inondation l'aléa n'est que le phénomène naturel de crue non maîtrisable d'occurrence et d'intensité aléatoires, cette prévision est probabiliste et la détermination de l'intensité et la fréquence de crue est basé sur le traitement stochastique de l'historique des événements où la longueur de la série observée joue un rôle principale sur la validité des prévisions. Néanmoins la notion de période de retour est purement statistique et elle ne correspond qu'à l'appréciation de l'intensité du phénomène en comparaison à d'autres (HENRY 2004).

En résumé les éléments constituant de l'aléa sont :

- Une fréquence d'occurrence
- Une extension spatiale
- Une durée

3. la vulnérabilité

La vulnérabilité est une notion composite. Elle prend en compte divers paramètres géographique socioéconomique. Plusieurs définitions existent dans la littérature, parmi lesquelles on choisit deux définitions officielles:

- La définition de MEDD (le Ministère de l'Écologie et du Développement durable français) « *la vulnérabilité est le niveau des conséquences prévisibles d'un phénomène naturel sur les enjeux* »,
- et celle de NOAA (National Oceanic And Atmospheric Administration) « *la susceptibilité des ressources à être affectées par des aléas* ».

Les enjeux sont les éléments à risque (personne, biens, activités, patrimoine...) attribuent à la vulnérabilité une dimension complexe quantitative et qualitative

La notion de vulnérabilité peut être résumée en quatre points (HENRY 2004) :

- La perception sociale de l'aléa.
- L'aléa et ses conséquences prévisibles sur les enjeux.
- Les dispositions prises pour limiter l'effet de l'aléa.
- Les enjeux.

Cette complexité de concepts d'aléa et de vulnérabilité montre que la considération de risque sommairement comme un produit de deux facteurs est limitative et pour mettre en œuvre une politique de gestion précise et scientifique, on doit décomposer ces deux facteurs en plusieurs éléments afin de déterminer ceux susceptibles d'être maîtriser pour minimiser le risque

4. Gestion de risque

Le phénomène d'inondation à l'échelle des bassins versants est un phénomène cyclique et continu, il se décompose en plusieurs étape dont chacune a son propre temps d'action et d'analyse, ses propres acteurs et domaines d'application. On peut classer ces étapes par ordre d'action comme suit (HENRY 2004):

4.1. La prévision

Relative à l'aléa, Elle consiste la modélisation du phénomène naturel et l'observation instantanée et régulière des variables descriptives. Les informations qu'on tire de cette prévision sont de deux types :

A long terme : intensité et probabilité d'occurrence de crue.

En temps réel : valeurs des variables météorologiques en temps réel.

4.2. La prévention

Consiste à l'analyse des données fournies par la modélisation, afin de mettre en œuvre les politiques et recommandations pour lutter contre les dégâts d'un événement de probabilité d'occurrence donnée. On ne peut pas se protéger entièrement de risque mais selon les moyens qu'on dispose on choisit la meilleure façon de se protéger d'un aléa d'occurrence fixé préalablement.

4.3. Annonce et alerte

Basée sur la prévision en temps réel des facteurs météorologiques, elle permet de préparer les moyens et de sensibiliser la population, et dans le cas échéant procéder à l'évacuation et la mise en place des mesures de gestion de crise.

4.4. Gestion de crise

Planifiée précédemment par des plans de gestion et de formation des éléments de secours, permet de bien gérer la situation en cours et protéger les biens et les personnes, Elle permet ainsi de remédier instantanément les conséquences de l'évènement qui peuvent aggraver la crise (ouverture des voies, pannes de téléphones et d'électricité...etc.)

4.5. Analyse post crise

Consiste à analyser les étapes précédentes et détecter les défaillances de plans de gestion et des résultats de calcul afin d'améliorer les qualités de futures interventions.

5. Gestion de l'aléa

Notre travail est focalisé sur la gestion de crue (l'aléa) sans négliger la deuxième composante (la vulnérabilité) qui sera abordée de façon que cette étude réponde à la notion de gestion intégrée de crue.

5.1. Prévision de crue

La prévision est l'étape la plus importante dans tout travail d'aménagement hydraulique, il s'agisse de choisir un débit et forcerment un risque de dépassement de ce débit (MIQUEL 1984).

En plus pour la gestion de crues on se trouve devant la nécessité de prédire la crue en temps réel, ce que nous a mène à décomposer la prévision de crue selon deux exigences :

- *L'estimation des probabilités de crue* ; il s'agit de prédéterminer la fréquence d'apparition d'un débit donné,
- *L'estimation de la réponse hydrologique en temps réel* (relation pluies - débits)

L'approche statistique reste la meilleur façon d'avoir une telle information, cependant qu'elles existent d'autres méthodes empiriques et déterministe basées sur le régime climatique de la région, mais elles sont à éviter vu les résultats maximisés qu'elles fournissent « *aussi incertaine soit elle, reste la moins mauvaise façon d'effectuer un dimensionnement* » (MIQUEL 1984).

Les méthodes de prévision de crues se rangent en quatre catégories :

- Les méthodes à échantillonnage fixes (Maximas annuels)
- Les méthodes de type renouvellement.
- Les méthodes hydrométéorologiques.
- Les méthodes stochastiques

5.1.1. Méthode des Maximas annuels

C'est la méthode la plus répandue dans la littérature, et la plus simple à mettre en œuvre, son idée est de relever toutes les crues maximales de chaque année et de faire une analyse fréquentielle ou le débit Q est la variable aléatoire et on cherche parmi les lois d'ajustement classiques celle qui s'ajuste le mieux avec la série des maximas annuels observés. L'inconvénient de cette méthode est la nécessité d'une longue série d'observations et un nombre d'années élevé où les Q maximums dépassent la crue fixée.

5.1.2. Méthode de renouvellement

Son principe est de fixer un seuil critique et de coupler la probabilité de débit de crues qui dépassent ce seuil avec la probabilité de l'occurrence d'apparition dans le temps de ces crues, afin d'obtenir le risque annuel* de dépassement d'un certain débit, le choix de seuil est fait de façon qu'il réponde à un compromis de deux tendances, le seuil élevé implique l'indépendance des crues et l'homogénéité d'échantillon tandis que le seuil bas augmente le nombre des crues retenues et par conséquent améliorer l'échantillonnage (MIQUEL 1984)

5.1.3. Les méthodes hydrométéorologiques

Leur application donne des résultats fiables pour des bassins versants de taille limitée. Elles intègrent l'approche conceptuelle de mécanisme interne de bassin versant. Leurs inconvénient est d'ajouter l'incertitude de mesures météorologiques au processus de calcul. Néanmoins, ils sont très utiles dans les bassins versants mal jaugés où les mesures hydrométriques font défaut.

* On utilise le terme risque pour définir le risque hydrologique, une des composantes de risque naturel.

5.1.4. Les méthodes stochastiques

Sont basés sur le traitement statistique des données journalières ou mensuelles, leur utilité est d'étudier des variables complexes, avec l'inconvénient de mauvaise contrôle d'incertitude.

5.1.5. Relation pluies - débits

Les données d'entrée sont des données météorologiques (histogramme de pluies) issus par le calcul statistique des pluies historiques ou par prévision météorologique. La modélisation faite pour obtenir une relation pluies - débits traduisant la réponse hydrologique du bassin versant. Le modèle étant établie et par conséquent les débits correspondants, ce modèle sera utilisé pour prédire les débits de crues à partir des pluies escomptées.

Les modèles qui peuvent être utilisés sont divers autant qu'ils rendent le choix de modèle adéquat une tâche relativement délicate.

5.2. Choix entre modèles

Le choix d'un modèle hydrologique se fait en fonction des éléments suivants :

- Objectif de l'étude hydrologique : Les objectifs de l'étude hydrologique sont multiples selon lesquels on peut négliger ou simplifier certain paramètres dans la modélisation.
- Disponibilité de données : En dépit des l'incertitude que présentent des modèles par rapport à d'autres le manque de données nous contraignent à les utiliser.
- Nature de modèle, la robustesse et la simplicité de modèle influence le choix en particulier dans le cas où le temps où le coût présentent une contrainte.

A.Musy et Ch.Higy ont dressé un tableau (tableau 1.1) qui illustre un exemple de classification de choix de modélisation selon les critères précédents (MUSY et HIGY 1998).

Tableau 1.1 méthodes d'estimation des crues du type de données et des objectifs (MUSY ET HIGY 1998)

Variable de dimensionnement	Données nécessaires enregistrées dans le bassin versant		Pas de données
	Type de données	Méthodes	
Débit de pointe	<ul style="list-style-type: none"> • Longue série de débits maximaux • Longue série de précipitations maximales (P_{max}) • Courte série de débits maximaux (Q_{max}) • Courbes IDF 	<ul style="list-style-type: none"> • Analyse fréquentielle • GRADEX et méthodes dérivées • Méthodes rationnelles et méthodes dérivées 	<ul style="list-style-type: none"> • Formules empiriques • Méthodes régionales • Méthodes analogiques
Hydrogramme de crue	<ul style="list-style-type: none"> • Courbes série concomitantes de précipitations et de débits et courbes IDF • Longue série de débits 	<ul style="list-style-type: none"> • Méthode hydrologique simple (hydrogramme unitaire, méthode du SCS-CN) • Méthode déterministe • Courbes QDF et hydrogramme synthétique monofréquence • Catalogue de crue et analyse fréquentielle 	<ul style="list-style-type: none"> • Hydrogramme unitaire synthétique • Coefficient de ruissellement • Pluie de projet
Scénarios de crues historiques et/ou probables	<ul style="list-style-type: none"> • Courtes séries concomitantes de précipitations et de débits et longues séries de précipitations 	<ul style="list-style-type: none"> • Modèle de simulation continue. Calage sur la courte série de pluie-débits puis validation sur une longue série de débits à partir d'une longue série de précipitations. • Modèle stochastique de précipitation pour générer des chroniques synthétiques de pluies 	<ul style="list-style-type: none"> •

5.3. Notion de crue de projet

Tout calcul de prédimensionnement des aménagements hydrologiques évoque la notion de la crue de projet, ce débit est choisi selon deux cas :

- Le choix à partir d'une étude économique des conséquences, en étudiant tous les scénarios possibles afin de choisir le plus optimale.
- Le choix à partir d'un risque hydrologique fixé (période de retour T) duquel on déduit la crue correspondante.

De point de vue probabiliste on ne peut pas se protéger de tout événement hydrologique, et les contraintes financières ne sont pas à négligées. En résumé dans les deux cas

le choix est lié à la vulnérabilité, et un passage par une étude économique, si c'est possible, reste le choix le plus rationnel.

5.4. Mesures pour réduire l'aléa

5.4.1. Aménagements en versant avant le lit du cours d'eau

Les aménagements sur les versants ont plusieurs avantages sur le ruissellement de crue et sur l'érosion. Leur implantation en zone rurale se fait en fonction de la topographie en repérant sur la carte topographique, les zones de ruissellement importante et les biefs secs, et étudier la faisabilité des aménagements. En zone urbanisée la réalisation de nombreux espaces de stockage de différentes natures dont leur nombre influence relativement le volume d'eau ruisselé.

5.4.1.1 changement d'occupation de sol

Le changement de type de culture de certains champs et prairies et le reboisement sont des techniques qui favorisent la stabilité de sol contre l'érosion et ralentir le ruissellement et par conséquent laminent les crues, l'effet de réduction de ruissellement n'est pas illimité lorsque ils tombent des grandes volumes dans des courtes durées (MICHAELSAN 1984).

5.4.4.2 Banquettes

La technique des banquettes est de double objectif, la lutte contre l'érosion et la réduction de ruissellement en favorisant l'infiltration due à la diminution de pente. Leur effet est considérable dans la défense et de restauration de sol.

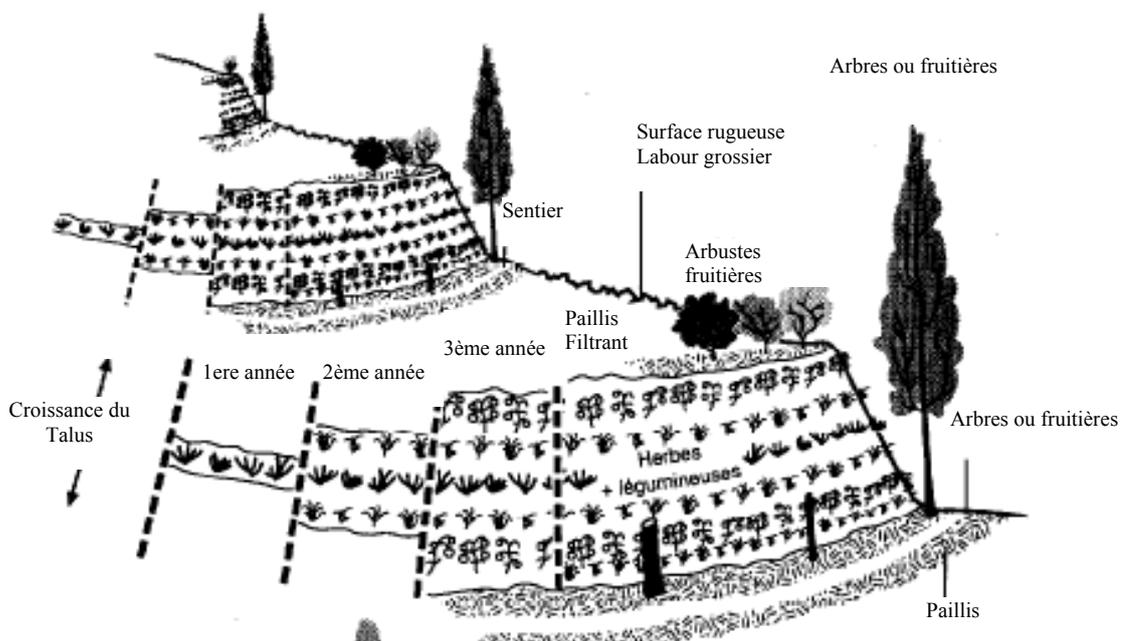


FIG. 1.2 Technique de banquettes

La banquette mécanique se divise en quatre zones(Fig.1.2) :

1. Le fossé large reçoit les eaux de ruissellement de l'impluvium.
2. Le talus reçoit la pluie et un apport latéral des eaux du fossé.
3. L'impluvium à l'amont du fossé ; zone cultivé entre les bourrelets, qui ne reçoit plus que la pluie moins le ruissellement.
4. La zone de l'impluvium à l'aval et proche du bourrelet qui pourrait recevoir un appoint d'eau par drainage à travers le bourrelet lors des grosses averses.

Tableau 1.2 banquettes en fonction de pente et type de culture (KHENTOUCHE 2005)

CULTURE	PENTE DU TERRAIN	TYPE DE BANQUETTE
Céréales	2 à 3 %	Labours horizontaux
	3 à 6 %	Cultures a bandes
	3 à 5 %	Banquette à triple courbure
	5 à 12 %	Banquette à double courbure
	12 à 18%	Banquette à simple courbure
	18 à 30 %	Banquette à talus coupé en V
	30 à 50 %	Banquette à profil en V
Céréales et arbres fruitiers, sur bourrelet	< 18 %	Banquette à simple courbure
	< 30 %	Banquette à talus coupé
	< 50 %	Banquette à profil normal
Arbres fruitiers Vignes	< 30 %	Banquette à talus coupé
	< 50 %	Banquette à profil normal
	< 30 %	Banquette à talus coupé
Pâturage et reboisement	< 80 %	Banquette à profil en V

5.4.4.3. Le reboisement

En plus de leur rôle à développer le volet écologique et touristique, les forêts ont un rôle considérable dans la conservation de sol et des eaux. Le volume intercepté de pluies est non négligeable et contribue dans le ralentissement de la montée de crue et en opposé on doit conserver les forêts existants contre le déboisement (un fort accroissement de ruissellement a été observé après des coupes sélectives des forêts, (BRUIJNZEL 1999) (MICHAELSAN, 1984). Le taux d'infiltration sous un couvert végétal naturel non modifié est généralement élevé et le ruissellement est un phénomène relativement rare sauf dans le cas de pluie exceptionnellement violente.

Les espèces utilisées dans le reboisement diffèrent selon les altitudes et le type de sol comme est montré dans le tableau suivant :

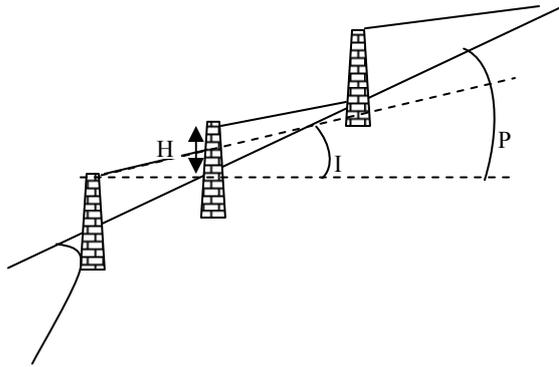
Tableau 1.3 différentes plantes utilisées dans le reboisement (KHENTOUICHE 2005)

Résineux	<i>Pinus halepensis</i> pin d'alep <i>Pinus pinea</i> <i>Pinus coulteri</i> <i>Cedrus atlantica</i> <i>Juniperus phoenicea</i>	Calcaire siliceux Altitudes élevées
	<i>Cupressus sempervirens</i> <i>Cupressus arizonica</i> <i>Cupressus globosa</i>	Calcaire siliceux
	<i>Abies numidica</i> <i>Pinus nigra</i>	Altitudes élevées calcaire
Feuillus	<i>Ilex quercus</i> <i>Quercus afares</i>	Altitudes moyennes
	<i>Castanea vesca</i> <i>Populus nigra</i> peulier noir <i>Populus alba</i> peulier blanche	Lits des Oueds (Calcaire – marne)
	<i>Fraxinus angustifolia</i> <i>Fraxinus dimorpha</i> frêne	Pied de monts (calcaire siliceuse)
	<i>Celtis australis</i>	
	<i>Pistacia atlantica</i> <i>Morus alba</i>	
	<i>Robinia pseudo acacia</i>	
	<i>Eleagnus angustifolia</i>	
Eucalyptus	<i>Eucalyptus camaldulensis</i> <i>Eucalyptus geomphcephale</i> <i>Eucalyptus melliodora</i>	Lits des Oueds Altitudes moyennes (marnes – alluvionnés)
Arbres fruitières	<i>Amygdalus</i> <i>Ficus carica</i> figuier	Altitudes moyennes (plaines) (marnes)
	<i>Olea europea</i>	Calcaire, marnes
	<i>Ceratonia siliqua</i> <i>Crataegus</i> <i>Monnagyna aubepine</i>	Calcaire, marnes Glacis, piémonts

5.4.2. Aménagement en lit mineur

5.4.2.1. Correction torrentiel

Selon la pente, les rivières se classifient en trois types, dans les rivières torrentiels et les torrents la vitesse d'écoulement est très élevée et provoque le transport des sédiments par la force de l'eau sous forme de lave torrentiel, pour diminuer cette vitesse on utilise les travaux de correction torrentiel qui consistent à implanter des digues le long du cours d'eau (FIG.1.3).



(a)



(b)

FIG.1.3 Correction torrentiel a) (BELGHOBRA 2006) et b) (BESSON 2007)

Le dimensionnement des digues se fait selon la formule suivante : (KHENTOUICHE 2005)

$$N = L \cdot \frac{(P \cdot I)}{H}$$

N : Nombre de Digues

L : Longueur du ravin

P : Pente moyenne

H : hauteur moyenne des digue (1 à 4 m)

I : Pente de compensation (Pente –inter digue)

5.4.2.2. Barrage écrêteur

Le barrage écrêteur a pour but l'écrêtement des crues, et parfois à vocation multiple, son principe de fonctionnement est de stocker temporairement un certain volume dans le lit du cours d'eau de façon à diminuer le débit de crue en aval selon le schéma suivant (DUGLAS et al.2004):

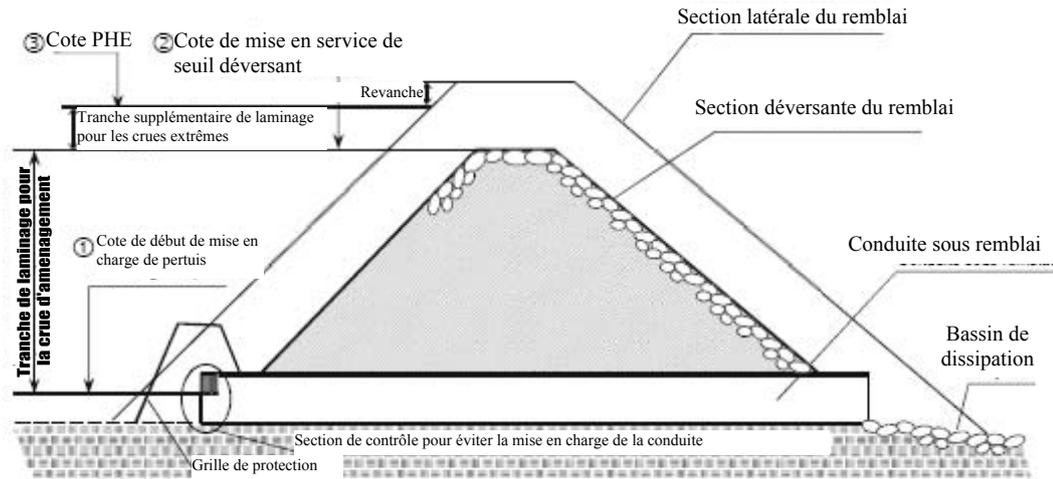


FIG.1.4 : schéma de fonctionnement de barrage écrêteur (DUNGLAS et al.2004)

Par un pertuis de fond dimensionné de façon qu'il permet l'écoulement ordinaire et de crues fréquentes et limiter le débit en aval selon les enjeux à protéger contre l'inondation. En cas de crue qui dépasse la capacité de pertuis, le barrage se remplit progressivement et se vide lentement par le pertuis en fin de crue. En cas où la crue est très forte et le volume d'eau dépasse la capacité de stockage de barrage, le débit excédent s'évacue par le déversoir de sécurité.

Il reste à noter le risque de rupture de barrage sur la partie aval de barrage ce que nécessite le contrôle et le nettoyage permanent des végétations qui peuvent se pousser sur les pertuis.

5.4.2.3. Création des zones d'expansion de crue

Le principe est proche à celui de barrage écrêteur. Il consiste à aménager un rétrécissement d'une section sur le cours d'eau afin d'augmenter la ligne d'eau en amont et si nécessaire de construire des remblais barrant le lit majeur. Le fonctionnement de tel aménagement est plus proche du fonctionnement naturel.

Les champs d'expansion doivent prendre en considération la nature juridique des espaces aménagés afin d'indemniser les propriétaires ou les exproprier.

Ce type d'aménagement n'a que peu d'impact sur la vie aquatique de la rivière et sur son fonctionnement (DUNGLAS et al.2004).

5.4.2.4. Ouvrages de stockage en dérivation

Contrairement au fonctionnement naturel des champs d'expansion, ce type d'ouvrages est alimenté par dérivation de cours d'eau par un ouvrage de prise et un chenal d'aménagé.

Les bassins de stockage sont creusés dans le terrain naturel ou par construction de digues. Selon la topographie, ils peuvent être aménagés en plusieurs bassins en cascade qui se remplissent successivement de l'amont vers l'aval par diversement.

Le schéma de fonctionnement de ces ouvrages est montré dans la figure suivante (Fig.1.5) :

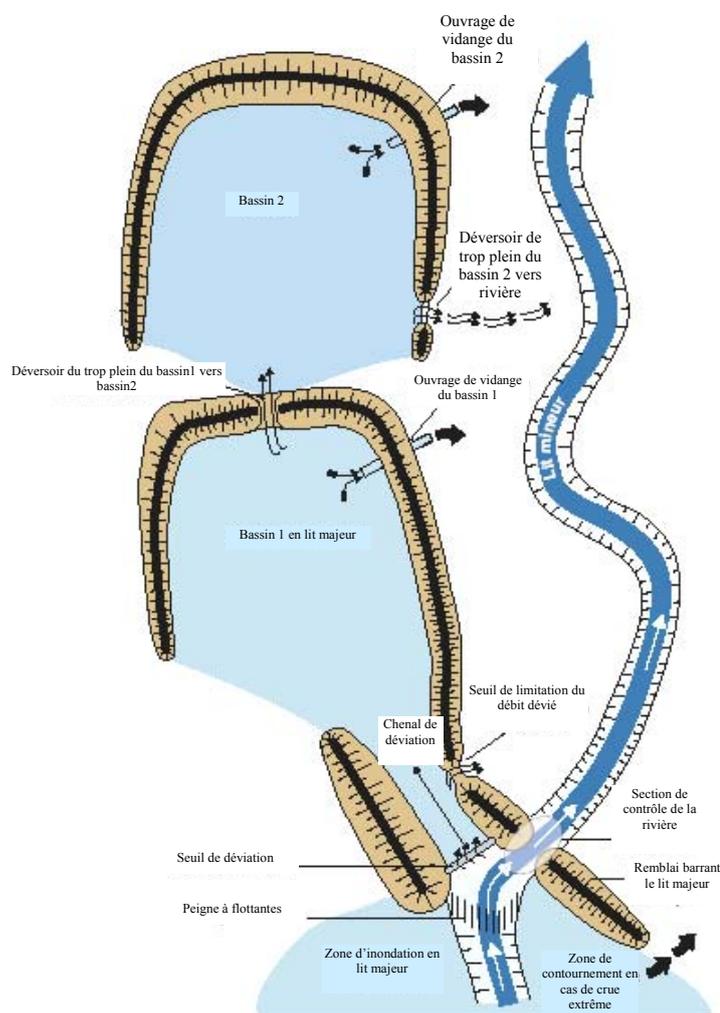


FIG. 1.5 : Fonctionnement d'ouvrage de stockage en dérivation (DUNGLAS et al.2004)

L'ouvrage n'entre en jeu que lorsque la crue dépasse une certaine hauteur. En cas de crue exceptionnelle un dispositif de sécurité limite les débits déversés pour protéger les bassins de surverse.

Les ouvrages de stockage peuvent être exploités à vocation agricole dans les périodes sans crues avec la prise en compte de risque d'inondation.

5.4.2.5. Digue de protection contre les inondations

Il s'agit d'aménagement longitudinal le long des berges qui sert à protéger de l'inondation des zones où sont présents des enjeux importants (habitations, zones commerciales, industriels...etc.)

Les digues sont des ouvrages dont au moins une partie est construite au dessus de niveau de terrain naturels destinés à contenir le flux d'eau dans les périodes de crue afin de protéger les zones inondables (MERIAUX et al. 2001).

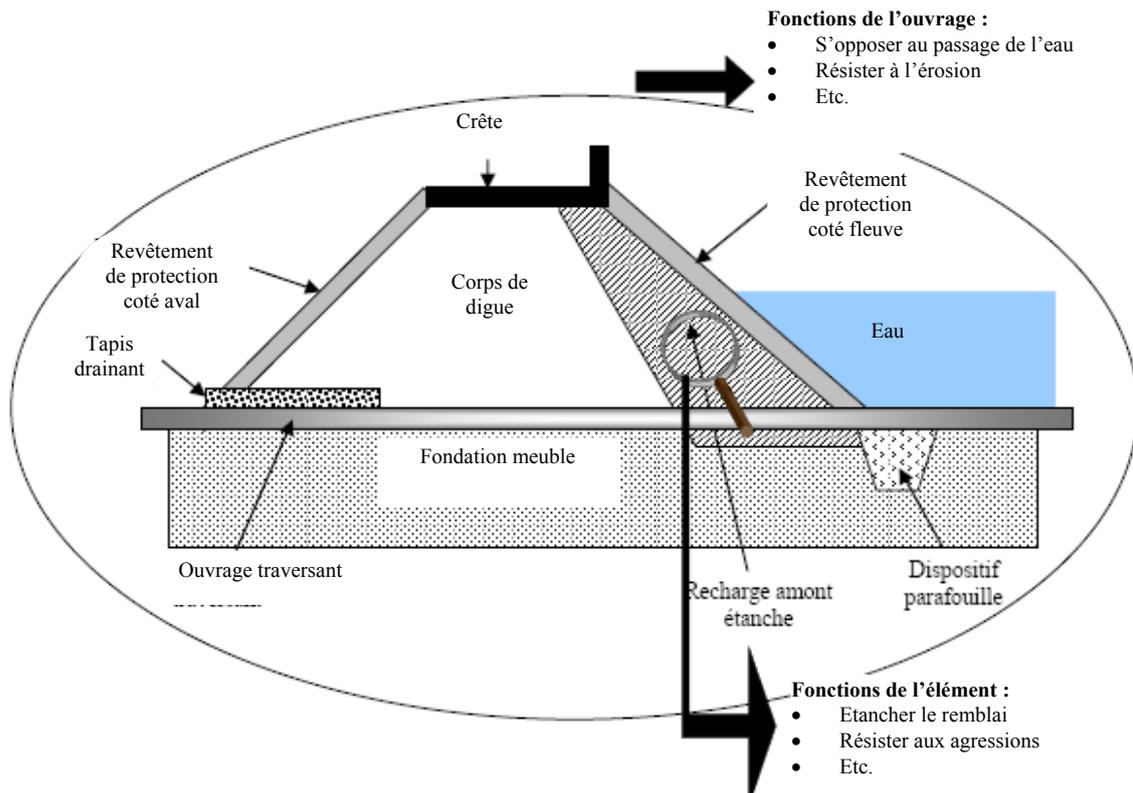


FIG.1.6 : schéma de digue (SERRE 2005)

Le fonctionnement hydraulique d'une vallée endiguée peut être décrit comme suit :

- A la montée de crue, la rivière se déborde de son lit.
- La digue limite les crues relativement fortes mais elle surélève la ligne d'eau là où la présence des digues conduit à rétrécir sensiblement la largeur de lit naturel.
- Dans le cas des fortes crues, le rôle des digues est limité et la vallée sera complètement inondée.

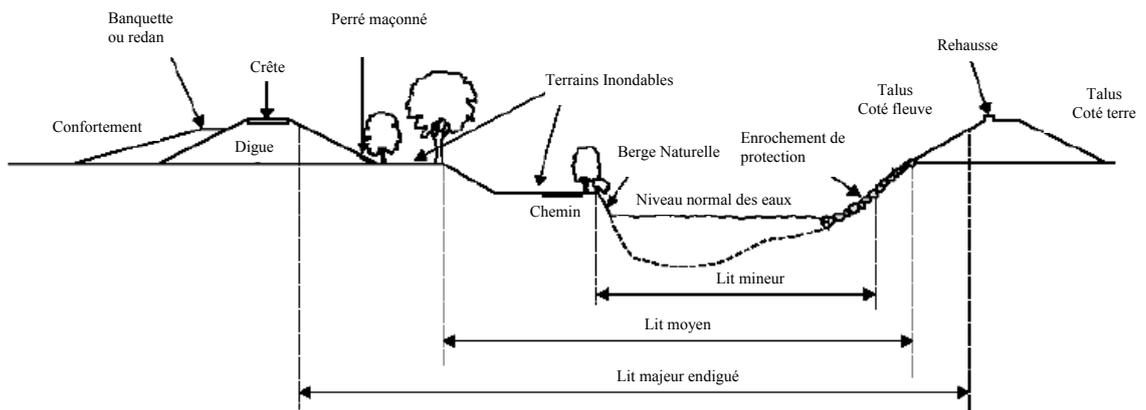


FIG.1.7 : vallée endiguée (MERIAUX et al.2001)

Les digues peuvent être de différents type (génie civil, enrochée, enherbée) (Fig.1.8)



FIG. 1.8 : digue enrochée (FAURE. 2004)

5.5. Mesures pour réduire la vulnérabilité

Les mesures de réduction de la vulnérabilité ont pour but de mitiger les conséquences néfastes de l'inondation. Ces mesures sont multiples, ils doivent être précédés par la délimitation des zones à risque et la détermination des enjeux.

5.5.1 Délimitation des zones à risque

La délimitation des zones à risque est liée à la capacité hydrologique du bassin versant et la capacité hydraulique à transporter le débit de crue, ainsi que à la distribution des enjeux dans le lit majeur. On distingue généralement plusieurs zones de crues selon les périodes de retour.

5.5.2. Détermination des enjeux

Toutes les personnes ou leurs biens peuvent être classés comme des enjeux. Ils sont définis par leurs importances socioéconomiques. On cite les suivants :

- Habitations
- Locaux à évacuation difficile (les hôpitaux, les garderies d'enfants, les écoles primaires, les foyers de personnes âgées ou de déficience intellectuelle)
- Locaux de stockage de matières toxiques.

Les mesures à entreprendre pour réduire la vulnérabilité sont de trois rangs :

Mesures à long terme : Ils s'agissent d'établir des plans d'occupation de sol, des espaces à urbaniser en prenant en compte les zones à risque d'inondations.

Mesures à moyen terme : Ce sont des mesures constructives qui consistent à délocaliser certaines instructions, modifier leurs usages ou les interdire carrément.

Mesures d'urgence : Les mesures d'urgence sont à entreprendre dans le cas de dépassement des côtes d'alerte ou pré alerte. Ils consistent à évacuer les localités en risque et préparer les plans de secours.

Chapitre II

Bilan hydrologique et genèse de crues

Bilan hydrologique à l'échelle de bassin versant

Le fonctionnement hydrologique du bassin versant se résume en trois processus ; stockage et déstockage, transfert et changement d'état, ces processus se manifestent d'une façon simpliste dans les phénomènes hydrologiques suivants :

- Précipitation
- Ecoulement
- Infiltration
- Evaporation

1. Les précipitations

« Produits, sous forme liquide ou solide, de la condensation de la vapeur d'eau, tombant des nuages ou déposés par l'air humide sur le sol ». *Glossaire International d'Hydrologie* (1992)

Les précipitations sont le processus le plus important du cycle hydrologique vue leurs simplicité relative de mesure par rapport aux autres processus. Les précipitations se produisent sous différentes formes, qui se distinguent en deux parties essentielles. Les précipitations liquides constituent essentiellement de pluies et de bruines qui s'intègrent immédiatement dans le cycle hydrologique, et les précipitations solides neige et grêle, qui séjournent un temps plus ou moins long pour rejoindre le cycle d'eau sous forme liquide (LABORDE.2000).

1.1. Formation et typologie

Le déclenchement des précipitations est dû à la condensation de la vapeur d'eau atmosphérique en forme de gouttelettes autour des particules microscopiques suspendues dans l'atmosphère. Ces fines gouttelettes d'eau qui se condensent sur les particules de poussière pour créer un nuage montent vers des couches d'air plus froides. Plus les gouttelettes grossissent et se rapprochent les unes des autres, elles ne peuvent plus flotter et elles commencent à descendre lentement, de l'intérieur du nuage vers sa base. Lorsque la taille de la gouttelette de bruine dépasse un certain seuil elle se met à tomber plus vite. Selon leurs mécanismes d'ascendance les précipitations peuvent se classer en trois types :

a. Précipitations de type frontale ou cyclonique : Ce type de précipitation est lié à la confrontation de deux masses d'air formant des fronts, l'air froid plus dense se glisse sous l'air chaud qu'il l'oblige à se soulever et se refroidir. Les précipitations seront d'autant plus abondantes que l'ascendance est rapide et la masse d'air chaude plus humide (Fig 2.1)

b. Précipitations orographiques : Du mot grec *oro* qui signifie montagne. Ces précipitations résultent de la présence d'un obstacle topographique sur le trajet des masses d'air provoquant ainsi leur ascendance. Ce type de précipitation est caractérisé par une variabilité spatiale remarquable entre le versant au vent et le versant sous le vent ce qui est connu en hydrologie par l'effet d'abri où *l'effet Fohen* (Fig 2.1).

c. Précipitations convectives : les masses d'air en contact avec la surface de sol réchauffée deviennent instables ce que provoque leur ascendance ce type de précipitation est caractérisé par son intensité et brièveté.

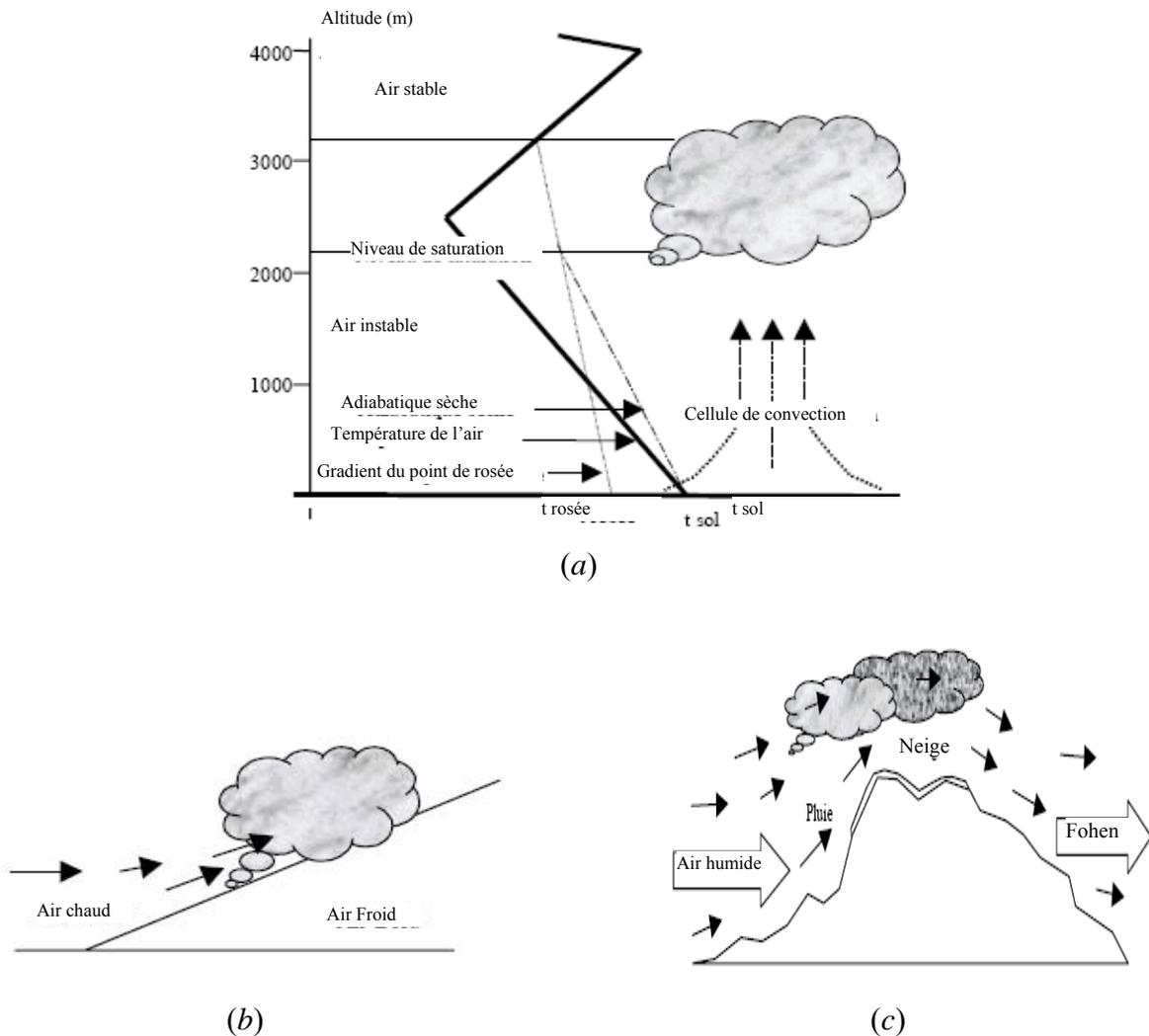


FIG 2.1 : typologie de précipitations : (a) : convectives (b) : cycloniques (c) : orographiques (LABORDE, 2000)

1.2. Variation spatio-temporelle des précipitations :

A l'échelle locale, régionale ou du globe, les précipitations se répartissent inégalement dans l'espace comme dans le temps. A l'échelle mondiale cette variation caractérise les différents régimes pluviométriques qui divisent le monde en plusieurs zones dont les moyennes annuels de la lame d'eau précipitée appartiennent à une même tranche. (Tableau 2.1).

A l'échelle régionale un même pays peut connaître une variation spatiale de la pluviométrie liée essentiellement aux conditions de relief et aux variations de la circulation atmosphérique.

Même dans le cas de petits bassins versants la distribution de l'intensité des précipitations est très variable, cette variabilité infecte visiblement la cohérence des modèles hydrologiques.

Tableau 2.1 : Régimes pluviométriques du monde tiré de (CHAMPOUX,1988) dans (MUSY et HIGY 2004)

Régime	Caractéristiques
Régime équatorial humide	<ul style="list-style-type: none"> - Plus de 200 cm de précipitations annuelles moyennes - A l'intérieur des continents et sur les côtes - Région typique de ce régime : bassin de l'Amazone
Régime subtropical humide en Amérique	<ul style="list-style-type: none"> - Entre 100 et 150 cm de précipitation annuelle moyenne - A l'intérieur des continents et sur les côtes - Région typique de ce régime : pointe sud-est de l'Amérique du Nord
Régime subtropical sec	<ul style="list-style-type: none"> - Moins de 25 cm de précipitation annuelle moyenne - A l'intérieur des continents et sur les côtes ouest - Région typique de ce régime : le sud du Maghreb
Régime intertropical sous l'influence des alizés	<ul style="list-style-type: none"> - Plus de 150 cm de précipitation annuelle moyenne - Sur des zones côtières étroites ; humidité - Région typique de ce régime : côtes est de l'Amérique centrale
Régime continental tempéré	<ul style="list-style-type: none"> - Entre 10 et 50 cm de précipitation annuelle moyenne - A l'intérieur des continents ; il en résulte des déserts ou des steppes - Région typique de ce régime : plaines de l'ouest du continent nord-américain
Régime océanique tempéré	<ul style="list-style-type: none"> - Plus de 100 cm de précipitation annuelle moyenne - Sur les côtes ouest des continents - Région typique de ce régime : la Colombie britannique, l'Europe
Régime polaire et arctique	<ul style="list-style-type: none"> - Moins de 30 cm de précipitation annuelle moyenne - Se situe au nord du 60e parallèle ; formation de grands déserts froids région typique de ce régime : le Grand Nord canadien

2. L'interception

Généralement on entend par l'interception, la fraction d'eau qui n'atteint pas le sol. Ce qu'il est connu chez les anglo-saxons par « *interception loss* » ou perte d'interception (COSANDEY et ROBINSON 2000). L'importance de l'étude de ce processus figure plus dans sa caractéristique à retarder l'acheminement de l'eau précipitée vers les cours d'eau.

L'interception est liée étroitement au couvert végétal et à d'autres surfaces imperméables comme les constructions et les roches qui peuvent, selon leur surface, intercepter un volume considérable de la pluie (MUSY et HIGY 2004). La relation donnant le volume intercepté s'écrit ainsi :

$$I = P_i - (P_s + P_t)$$

I : Hauteur de pluie interceptée

P_i : Pluie incidente.

P_s : Pluie atteignant le sol par égouttage.

P_t : Pluie atteignant le sol par écoulement le long des tronçons.

2.1. Facteurs influençant l'interception

2.1.1. Structure de l'averse

Les recherches ont montré que même durant l'averse une fraction de la pluie s'évapore (MUSY et HIGY 2004) ce que relève le rôle que joue le facteur météorologique et la durée de précipitations sur le volume d'eau intercepté. La relation entre la hauteur d'eau sur le feuillage végétal et la structure de la pluie est illustrée dans la figure suivante (Fig. 2.2).

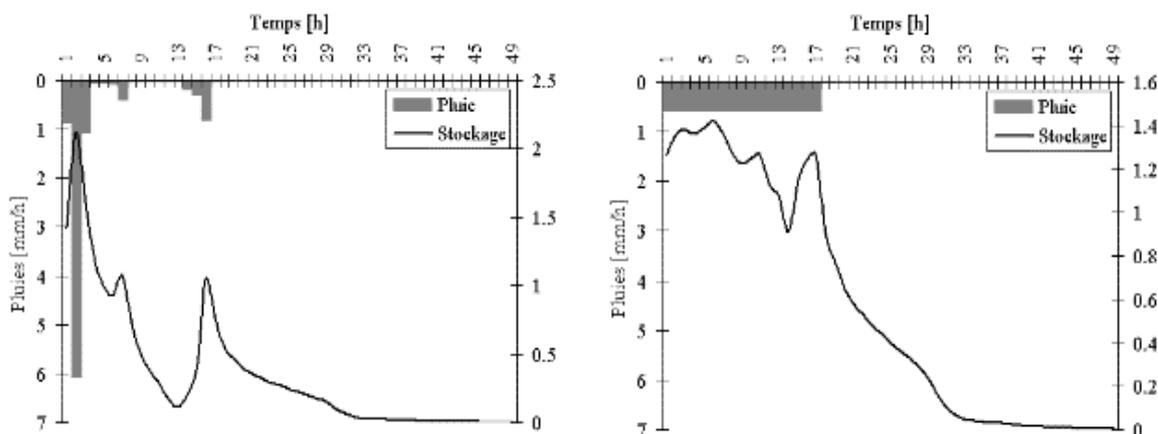


FIG. 2.2 Volume d'eau interceptée en fonction de structures de précipitations. (a) cas d'une précipitation observée non uniforme, (b) cas d'une précipitation uniforme de même durée et de même volume total (MUSY et HIGY 2004)

2.1.2. Morphologie de végétation

La morphologie de végétation joue un rôle principal sur la lame d'eau interceptée. Comme le montrent les données du tableau ci-après (Tableau 2.2), la hauteur d'eau sur la végétation varie visiblement d'un type de végétation à un autre (COSANDY 2000).

Tableau 2.2 Type de végétation et capacité de stockage (COSANDY et ROBINSON 2000)

Type de végétation	Hauteur d'eau équivalente sur la végétation (mm)
Résineux <ul style="list-style-type: none">▪ Pin de Corse▪ Pin de Norvège▪ Epicéa▪ Douglas	1.05 1.5 1.7 1.2
Les feuillus <ul style="list-style-type: none">○ Bouleau<ul style="list-style-type: none">▪ Avec feuillus▪ Sans feuillus○ Chêne<ul style="list-style-type: none">▪ Avec feuillus▪ Sans feuillus	1.0 0.65 0.5 0.3
Végétation basses <ul style="list-style-type: none">▪ Bruyère▪ Herbe	1.1 1.1

2.1.3. Densité de peuplement

Plusieurs indicateurs peuvent caractériser la densité de peuplement, le premier nous donne l'information sur la surface couverte par la végétation et se nomme indice de surface foliaire totale du couvert végétal. Le deuxième représente le rapport entre la surface occupée par les feuilles et la surface totale de couvert végétal (MUSY et HIGY 2004).

2.1.4. L'âge de peuplement

La variation de capacité d'interception d'un couvert végétal augmente avec l'âge de peuplement jusqu'à atteindre un seuil déterminé. La durée de cette variation dépend de type du couvert végétal.

2.2. L'interception et le bilan hydrologique

En parallèle à son rôle dans le changement de l'impact des gouttes à la surface de sol, l'interception joue un rôle non négligeable dans la modification de bilan hydrologique.

Dans ce sens deux théories qui se contredisent, la première basée sur la répartition de bilan énergétique, considère que l'énergie disponible est limitée et l'eau intercepté substitue

l'eau transpirée donc l'effet de l'interception dans la modification de bilan hydrologique est négligeable .

La deuxième s'est fondé sur des résultats expérimentaux menés par Hirata (1929) et Kittredge (1948) confirme l'effet de réduction de l'écoulement par interception , et que l'eau si elle n'avait pas interceptée , aurait été infiltré ou ruisselée , quelque années plus tard , les recherches menées par Rutter (1963), Patric (1966) , Helvey (1967) et autres , viennent pour conforter cette théorie en démontrant que les pertes par évaporation des eaux interceptées sont plus vites que celles de transpiration et supérieurs en volume de l'ordre du 2 à 3 fois (Singh et Szeiz , 1979) jusqu'à 5 fois (Stewart et Thom ,1973).(COSANDY et ROBINSON 2000).

3. L'Evaporation et l'évapotranspiration

Une fraction considérable de l'eau précipitée retourne vers l'atmosphère (jusqu'à 75% en Afrique) (MUSY et HIGY 2004). Ce retour peut se faire soit directement à partir de surface d'eau libre (lac, cours d'eau ...) soit à partir de sol couvert ou nu. On parle dans le premier cas d'évaporation, tandis qu'en deuxième cas on utilise le terme évapotranspiration qui prend en compte la combinaison de l'évaporation directe à partir de sol, et la transpiration végétal.

3.1. Processus d'évaporation :

Le processus de l'évaporation et le passage de l'eau de l'état liquide à l'état gazeux, le moteur de cette transformation est l'énergie solaire soit directement par le rayonnement solaire soit par l'atmosphère, cette énergie fragilise les liens entre molécules provoquant l'échappement vers la couche d'air sus-jacente, outre la température la pression joue un rôle sur le seuil de saturation de l'air en humidité (la capacité de l'air à contenir de la vapeur) et par conséquent sur l'évaporation.

Tableau 2.3 Pression de vapeur et humidité saturante pour différentes températures (COSANDY et ROBINSON 2000)

Temp (°C)	Pression partielle de vapeur saturante (hPa)	Humidité absolue (ou saturante) (g/m ³)	Temp (°C)	Pression partielle de vapeur saturante (hPa)	Humidité absolue (ou saturante) (g/m ³)
-30	0.37	0.34	10	12.29	9.40
-20	1.03	0.90	20	23.41	17.30
-10	2.59	2.16	30	42.50	30.37
0	6.12	4.85	40	73.89	51.12

3.2. L'évaporation à partir d'une nappe d'eau libre :

Dalton (1822) a établi une loi qui exprime le taux d'évaporation d'un plan d'eau en fonction du déficit de saturation (la quantité de vapeur d'eau que cette masse d'air peut encore absorber). Cette loi est formulée par Riou (1979) comme suit :

$$LE = (es - ed).f(u)$$

LE : Taux d'évaporation

es : Pression de vapeur d'eau saturante à la loi t° de surface évaporante.

ed : Pression de vapeur d'eau.

Différents facteurs peuvent influencer le flux d'évaporation on peut les regrouper en trois classes différentes.

3.2.1. Facteurs météorologiques :

Energie solaire :

Le soleil émet en permanence une énergie sensiblement constante. Le flux moyen à travers une surface normale aux rayons solaires à la limite supérieure de l'atmosphère est appelée « constante solaire » qui égale en moyenne à 1.396 kW/m^2 . Une faible partie de cette énergie arrive au sol après avoir traversé l'atmosphère (Labordé JP 2000) le changement d'état nécessite un apport d'énergie égale à $2.5 \times 10^6 \text{ Joules /kg à } 10^\circ \text{ C}$ environ 680 cal/gr cette énergie qui à l'origine solaire varie à pas saisonnier et journalier.

Humidité d'air :

La différence entre les deux vecteurs caractéristiques de l'humidité de l'air, humidité relative et efficace déterminent le flux de l'évaporation, cette différence est liée étroitement à la température puisque l'humidité varie faiblement au cours de la journée (dans des conditions dynamique quasi-stable de l'air) (Fig. 2.3)

L'augmentation de la température diminue l'humidité relative ce que favorise les échanges moléculaires eau - air, au contraire par temps froid l'évaporation est moindre lorsque l'humidité relative est grande.

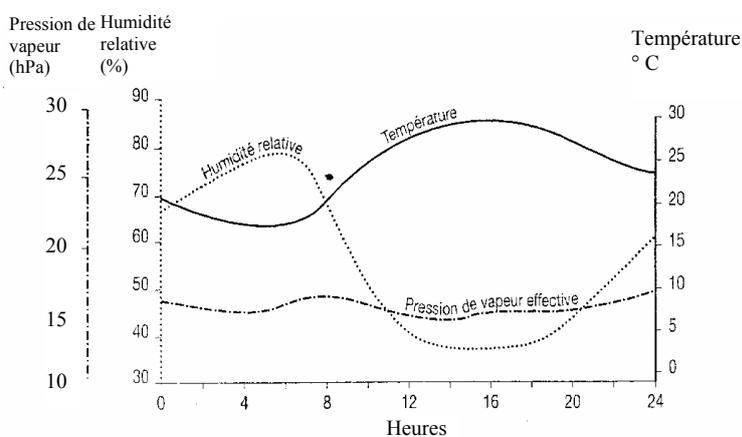


FIG 2.3 Exemple de variation de la pression de vapeur de l'humidité de l'air et la température (COSANDEY et ROBINSON 2000)

Vitesse de vent

La turbulence de la couche limite est un phénomène continu dont l'ampleur influence le taux d'évaporation par renouvellement de la couche d'air saturée par une autre moins saturée. Le vent crée aussi des rides à la surface de l'eau augmentent ainsi la surface d'échange entre l'eau et la couche d'air sur jacente.

3.2.2. Facteurs liés aux caractéristiques physico-chimiques de l'eau

Le flux d'évaporation dépend des caractéristiques de la surface d'eau libre et de cette eau elle-même. On cite les plus importantes :

La salinité

L'augmentation de la salinité (teneur en sel) de 1% diminue l'évaporation de 1%, suite à la baisse de pression de vapeur de l'eau salée, due aux substances dissoutes dans l'eau qui freinent les mouvements des molécules.

La profondeur

L'évaporation dans plans d'eau profonds et peu profonds est complètement différente comme le montre la figure (Fig 2.4). Les lacs d'eau très profonds ont une capacité d'emmagasinement de chaleur élevée. En été, la surface d'eau garde une température relativement homogène et sensiblement élevés aux niveaux inférieurs, cependant en hiver la densité de la couche supérieur augmente par refroidissement, et s'enfonce dans les couches inférieures plus chaudes, comme il est indiqué par la loi de Dalton. L'évaporation est proportionnelle à l'écart entre la température de l'air est la surface de l'eau.

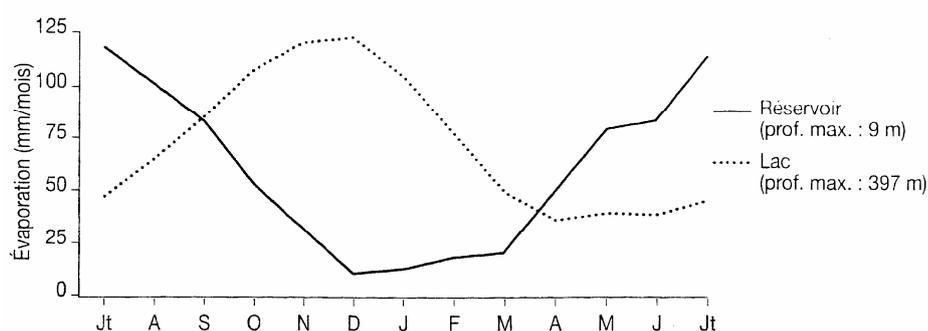


FIG 2.4 Comparaison de l'évaporation entre un plan d'eau peu profond et un lac très profond (COSANDEY et ROBINSON 2000)

Etendue

Même s'il est évident que le volume total évaporé augmente avec la taille de surface de plan d'eau, le flux d'évaporation tend à diminuer en fonction de la saturation de l'air qui traverse la surface d'eau (Fig 2.5). Ce phénomène explique la différence observée entre le taux d'évaporation d'un lac d'eau et celle d'un bac à évaporation situé juste en bordure. Il résulte que la variation de l'évaporation avec la surface est sensiblement liée à l'humidité de l'air.

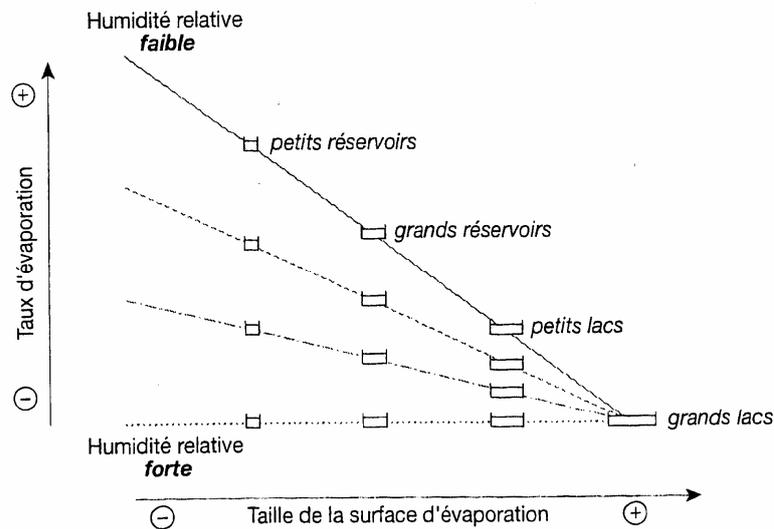


FIG 2.5: Relation entre le taux d'évaporation, la taille de la surface évaporante et l'humidité relative (COSANDEY et ROBINSON 2000)

3.3. Évaporation à partir d'un sol nu

La différence entre l'évaporation à partir d'une surface d'eau libre et d'un sol nu réside essentiellement dans la disponibilité d'eau. Dans le premier cas la quantité d'eau n'est pas limitée, or dans le deuxième elle peut présenter un facteur déterminant du pouvoir évaporant. Cette capacité est gouvernée par les facteurs suivants :

3.3.1. Teneur en eau

Les expériences menées par *Veihmeyer* et *Brooks* en 1954 ont montré que l'évaporation a une relation étroite avec la teneur en eau. Elle peut même dépasser celle d'un plan libre dans le cas d'un sol saturée et rigoux, ou la rugosité constitue une surface plus grande que dans le cas d'un plan d'eau.

3.3.2. La profondeur de la nappe d'eau

Le rôle que joue la nappe d'eau souterraine sur l'évaporation paraît particulièrement dans la zone à faible pluviométrie. Plus la nappe d'eau est proche de surface plus l'évaporation est maximale et lorsque la nappe s'enfonce l'évaporation devient minimale.

3.3.3. Texture de sol et capillarité

L'eau profonde est amenée à la surface de sol par mécanisme de la remontée est très sensible à la structure et texture du sol. Dans le sol à texture fine la vitesse et la distance traversés par l'eau profonde sont d'un ordre supérieur par rapport aux sols à textures grossière.

3.3.4. L'Albédo

L'albédo d'un sol est le rapport du rayonnement réfléchi par le rayonnement incident. Les sols à faible albédo sont des sols foncés, ils ont tendance à absorber la chaleur plus qu'un sol clair ou a albédo fort, et par conséquent une capacité d'évaporation plus grande.

3.4. L'évaporation à partir d'un sol couvert de végétation

3.4.1. Mécanisme de la transpiration végétale

L'origine de l'eau transpirée à travers les stomates des plantes est le sol. Le mécanisme avec lequel cet eau peut aboutir à l'air libre est décrit par un trajectoire qui commence par l'absorption des racines et s'achève par s'échapper dans l'atmosphère. Ce mouvement est gouverné par l'ensemble de potentiels qui déterminent sa circulation en montée ou en descente. Ces potentiels résultent de la combinaison de trois forces essentielles :

- Force de succions
- Force de gravité
- Force osmotique

Cette combinaison détermine le potentiel hydrique de la molécule d'eau défini comme suit :

$$\Phi = \Psi_z + \Psi_p + \Psi_\theta$$

Φ : Potentiel hydrique totale

Ψ_z : Potentiel de gravité

Ψ_p : Potentiel de succion

Ψ_θ : Potentiel osmotique

3.4.2. Evapotranspiration potentielle

Elle est définie par la quantité d'eau susceptible à être évaporée à partir d'un sol totalement couvert dans des conditions climatiques données où l'eau ne présente pas un facteur limitant. Certains scientifiques ont remplacé cette définition par la définition de l'évaporation de référence ET_0 où les conditions climatiques ne soient pas données.

3.4.3. Facteurs déterminant l'évapotranspiration

3.4.3.1. Facteurs météorologiques

L'évapotranspiration est influencée sensiblement par les conditions climatiques, humidité de l'air et l'énergie solaire ou incidente agissant de la même façon décrite précédemment dans le cas d'un sol nu, ou d'une surface libre, cependant deux résistances aux flux évaporatif entrent en jeu.

Résistance aérodynamique

Elle est appelée aussi résistance de la couche limite ou simplement « couche limite ». C'est la résistance aux flux évaporant que déplace de la surface extérieure de végétation à l'atmosphère. Elle dépend de la rugosité de surface affectée par les propriétés physiques de la végétation notamment son hauteur, elle dépend aussi de la vitesse de l'air tel que l'augmentation de la vitesse du vent diminue la résistance de la couche limite (Fig. 2.6).

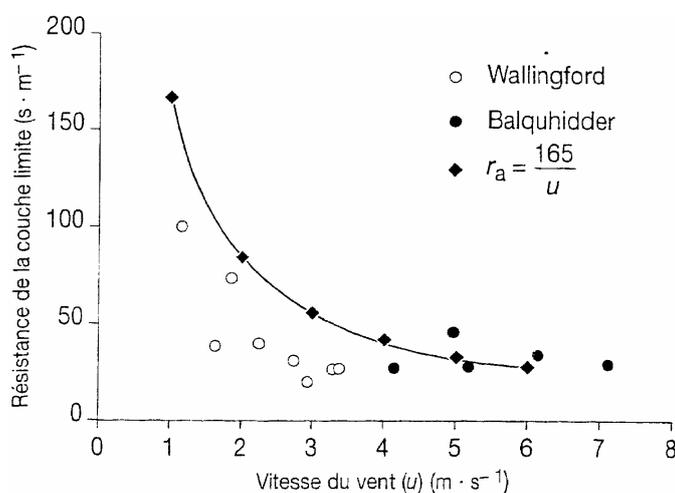


FIG.2.6 Relation théorique et observé entre résistance de la couche limite et vitesse de vent dans deux sites de royaume unie (COSANDEY et ROBINSON 2000)

Résistance de surface

C'est la résistance que subit le mouvement de l'eau par la végétation elle-même. Cette résistance est très variable selon le type de couvert végétal et selon les conditions climatiques

3.4.3.2. Facteurs liés à la végétation

Le rôle de la végétation sur l'évaporation réside dans trois aspects essentiels :

L'albédo

L'albédo traduit le rayonnement absorbé par la végétation. Ses effets sur l'évaporation sont considérables. A l'échelle de globe les valeurs de l'albédo se différent selon la nature du couvert du sol. Le tableau suivant donne quelque valeurs moyennes :

Tableau 2.5 valeurs d'Albedo pour différents sols. (COSANDY 2000), (LABORDE 2000)

Nature de sol	Albédo
Nuages	0.50 – 0.90
Sol cultivé	0.07 – 0.14
Mer	0.05 – 0.40
Sable sec	0.84
Sol couvert de végétation	0.3
Forêt sombre	0.05
Forêt tempéré	0.12

Contrôle par la végétation

Le facteur essentiel qui gouverne la diffusion de la vapeur d'eau à travers les stomates est la pression de vapeur, la physiologie de la feuille, le nombre des stomates. Leurs distributions ont aussi un effet non négligeable sur la favorisation de la transpiration.

3.4.3.3. Facteurs liés aux caractéristiques de sol :

Les caractéristiques du sol influence la réponse a la demande de l'évaporation, soit directement ou par le biais de la végétation. Cette réponse et aussi liée à l'humidité de sol. Plusieurs approches ont conduit les scientifiques à établir des modèles de réponse différents, néanmoins ils sont, somme toute, basés sur la réserve hydrique.

4. Infiltration

L'eau précipitée qui ne s'évapore pas ou ne participe pas à l'écoulement de surface pénètre dans le sol verticalement jusqu'à la nappe phréatique, ou horizontalement en écoulement subsurface pour réapparaître en surface et finir dans le cours d'eau. Le processus dans lequel l'eau peut pénétrer dans le sol à partir de sa surface sous l'action de gravité est appelé l'infiltration

4.1. Infiltrabilité

Ce terme désigne la capacité de pénétration de l'eau de surface, à ne pas confondre avec la perméabilité définie par le flux d'eau que peut transmettre un sol. L'infiltrabilité dépend essentiellement du régime d'alimentation de précipitation, et des propriétés du sol ; la définition de la capacité de l'infiltration donnée par Hillel (1974) est : « *le flux maximale que le profil du sol peut absorber à travers sa surface maintenue avec de l'eau à la pression atmosphérique* » (COSANDEY 2000). La capacité d'infiltration diminue avec l'augmentation de la teneur en eau.

4.2.1. La percolation

Désigne le processus avec lequel l'eau infiltrée s'écoule verticalement en direction de la nappe phréatique, sous l'effet de la gravité. Cette frange de l'eau infiltrée conditionne l'alimentation des nappes souterraines.

4.2.2. Facteurs influençant l'infiltration

Les facteurs qui influencent l'infiltration sont multiples, on cite les principaux :

Structure de sol

La structure de sol et la porosité jouent un rôle essentiel sur la capacité d'infiltration, ainsi que la compaction de la croûte superficielle par l'effet de battance.

Le couvert végétal

Le couvert végétal est de double effet sur l'infiltration, d'une part ralenti le ruissellement au profit de l'infiltration, et d'autre part diminue l'impact des gouttes de pluie sur la couche superficielle du sol.

La pente

La forte pente favorise le ruissellement et par conséquent diminue l'infiltration.

Structure de l'averse

L'intensité de l'averse et la structure de l'averse conditionnent le processus de l'infiltration. Le volume infiltré d'une averse étalée sur une longue durée dépasse celui provenant de la même quantité de pluie d'intensité plus forte.

Etat initial du sol

L'humidité initiale du sol est un facteur déterminant de l'infiltration. Le sol humide est plus proche de la saturation qu'un sol sec qui est plus favorable à absorber de l'eau.

5. Ecoulement

L'écoulement constitue la frange d'eau qui aboutit au cours d'eau. Il présente la circulation de l'eau précipités du premier contact avec le sol jusqu'au cours d'eau. Deux formes principales de l'écoulement peuvent être distinguées.

5.1. L'écoulement de surface ou ruissellement

C'est la partie d'eau qui s'écoule à la surface libre du sol. Plusieurs facteurs influencent ce type d'écoulement, on cite entre autres l'intensité des précipitations, la structure, les propriétés de la croûte extérieure du sol et la pente. On distingue deux types de l'écoulement de surface :

5.1.1. Ecoulement Hortonien

Appelé aussi écoulement par dépassement de la capacité d'infiltration. Il se produit lorsque la capacité d'infiltration devient inférieure à l'intensité de précipitations

5.1.2. Ecoulement sur surface saturée

Ce phénomène se produit lorsque le sol n'aura plus la capacité à transmettre ou à stocker l'eau, et l'eau précipitée va s'écouler en surface. Il peut s'ajouter à cet écoulement celui de retour.

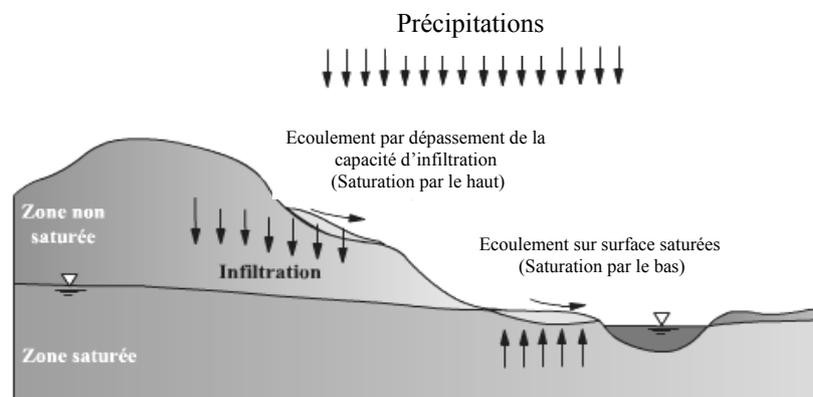


FIG.2.7 : Génération de l'écoulement de surface (MUSEY et HIGY 2004)

5.2. L'écoulement hypodermique

Ce type d'écoulement apparaît dans les couches superficielles du sol. Il est caractérisé par un mouvement latéral de l'eau. Cet écoulement se produit lorsque la conductivité hydraulique horizontale est supérieure à la conductivité verticale.

L'écoulement subsurface peut se produire par quatre processus différents :

5.2.1. Écoulement par macroporosité :

La définition la plus simpliste de macropore est « un pore où le phénomène de capillarité est inexistant ». Un réseau de macropores constitue un facteur déterminant pour l'écoulement hypodermique. Dans le cas où la taille des macropores est plus grande on passe à utiliser la notion d'écoulement par tubes (Fig. 2.8).

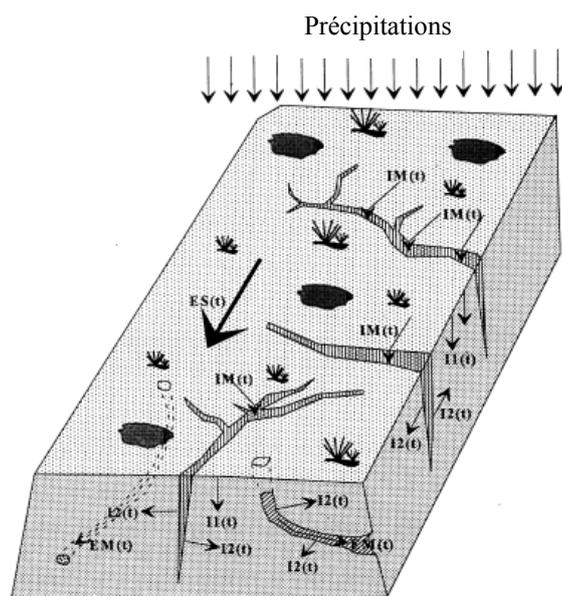


FIG.2.8 Infiltration dans un sol présentant des macropores (HIGY 2000)

5.2.2. Intumescence de la nappe

Ce processus est lié à la présence d'une frange capillaire proche de la surface et au soulèvement rapide de la nappe ce qui entraîne l'augmentation rapide du gradient hydraulique de la nappe durant la crue.

5.2.3. Ecoulement de retour

Avec la diminution de la capacité du sol à transmettre l'eau de surface et la présence d'une zone saturée, la nappe alimente la zone de l'écoulement de subsurface et la pousse à réapparaître de nouveau en surface, Ce phénomène permet l'apparition et la contribution des eaux anciennes au ruissellement de surface.

5.2.4. Effet Piston

La présence des eaux anciennes dans la décompositions de l'hydrogramme de crue est due en plus de l'effet de retour à un phénomène nommé *effet piston*, qui peut s'expliquer par la transmission de l'impulsion d'eau reçu par le versant vers le bas de versant à l'aide d'une onde

de pression. Cette transmission est traduite par une exfiltration par le bas de versant. L'effet de piston est réduit lorsque la capacité de stockage est grande.

6. Genèse des crues et réponse hydrologique

Le processus de la genèse de crue est le résultat de plusieurs processus concomitants. Il peut être le résultat de l'écoulement superficiel ou souterrain ou les deux ensembles.

Les crues sont de trois types :

Les crues d'averses : Ce sont les crues les plus connues et plus répandues.

Les crues de fonte de neige : Caractéristiques aux régimes climatiques neigeux. Elles sont liées à l'augmentation de température.

Les crues d'embâcles : Généralement dues aux blocs de glaces ou troncs d'arbres qui s'accumulent formant des petits barrages et provoquant des inondations à l'amont. La débâcle est l'effet de la rupture de ces petits barrages résultant des inondations à l'aval.

6.1. Processus de la genèse de crue

La chronique des débits dans un cours d'eau caractérise deux types d'écoulement, l'écoulement de base où les eaux ne dépassent pas un niveau bas quasiment stable, et l'écoulement rapide ou crue. Ce régime d'écoulement est liée étroitement au régime de précipitations avec un décalage dans le temps que nous observons lorsque on compare une série pluies débits instantanées.

Le volume d'eau précipitée se répartit en eau interceptée, évaporée, infiltrée, et ruisselée. Les deux dernières formes contribuent à l'écoulement dans les cours d'eau en générant les crues. Le processus de la genèse de crues diffère selon le régime de précipitation bien que selon les caractéristiques morphologiques et biomécaniques du bassin versant.

6.1.1 Théorème de Horton

La genèse de crue a fait l'objet de plusieurs théories en hydrologie ; la première conception était de Horton (1933) qui considère que les crues sont générées par un ruissellement de surface se produisant sur l'ensemble du bassin versant lorsque l'intensité des pluies dépasse la capacité d'infiltration des sols (COSANDEY et ROBINSON 2000). Cette capacité est caractérisée par l'infiltrabilité et supposée décroissante tout au long de l'épisode pluvieux jusqu'à une valeur minimale ou une infime partie de l'eau peut infiltrer et le reste participe à l'écoulement de surface. Dans cette conception hortonien la partie d'eau infiltrée rejoint les nappes souterraines par percolation, ou les cours d'eau par écoulement hypodermique retardé, qui par conséquent ne contribue pas à la genèse de crue. Donc l'ensemble du bassin versant contribue et seulement une partie des précipitations contribue à l'écoulement (BORRELL 2004).

6.1.2. Théorème des aires contributives

Le théorème de Horton restait pour des longues années l'explication la plus fondée du processus de la genèse des crues, ce que incitait les chercheurs à s'orienter vers une meilleure détermination de deux facteurs, capacité minimale d'infiltration, et intensité des pluies. Pour l'établissement de la fonction de production $Q = f(I, K_{inf})$ les recherches menées dans ce sens s'étaient affrontées par les observations sur le terrain, et les chercheurs ont constaté que :

- L'intensité des pluies ne joue pas toujours un rôle essentiel pour déterminer le volume d'eau ayant contribué à l'écoulement de crue.
- Des valeurs mesurées de la capacité d'infiltration sont bien supérieures à des intensités de pluies.
- L'absence de ruissellement sur les versants même pendant des grosses crues.

Cappus en 1960 était le premier, suite à ses recherches dans des milieux agricole et pastorale, qui présentait une explication différente de celle de Horton consistait que « le ruissellement est le produit de la totalité de la pluie tombant sur une zone imperméable ou saturée, dont l'étendue varie avec le niveau moyen de la nappe phréatique » (COSANDEY et ROBINSON 2000). La même idée dite de « surfaces contributives » avait évoqué par Hewlett en 1961 sauf que ce dernier a mené ses recherches dans un milieu forestier.

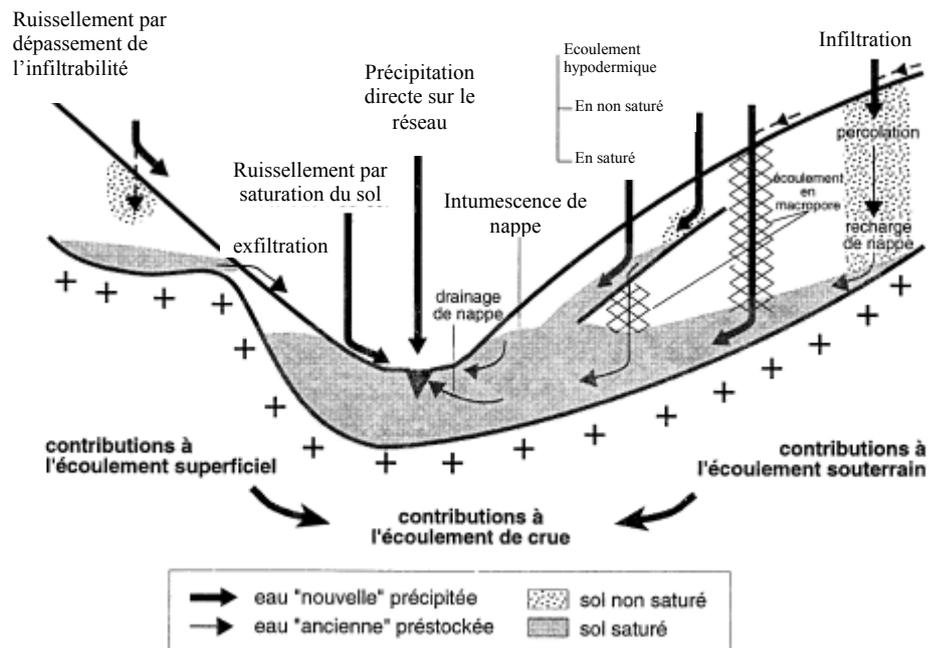


FIG.2.9 : Genèse de crue, principaux processus d'écoulement (AMBROISE 1998)

6.2. Les facteurs influençant la réponse hydrologique

Les facteurs influençant la réponse hydrologique de bassin versant peuvent être groupés en deux ensembles :

6.2.1. Facteurs intrinsèques

Ce sont les facteurs liés aux caractéristiques du bassin versant, dont on peut citer :

- Caractéristiques morphologiques du bassin versant (forme, hypsométrie, orientation des versants).
- Propriétés physiques du bassin versant (nature de sol, couvert végétal...etc.).
- Etat hydrique antécédent du sol.
- Physiographie (caractéristiques du réseau hydrographique).

6.2.2. Facteurs extrinsèques

Ce sont les facteurs relatifs aux conditions climatiques du milieu et la répartition spatiotemporelle des précipitations.

6.3. Schématisation de la réponse hydrologique

Le processus de la genèse de crue est conditionné par la succession de deux fonctions (Fig. 2.10) :

Fonction de production : c'est la fonction qui décrit le passage de la pluie brute à la pluie nette

Fonction de transfert : consiste à établir l'hydrogramme de crue à partir de la pluie nette.

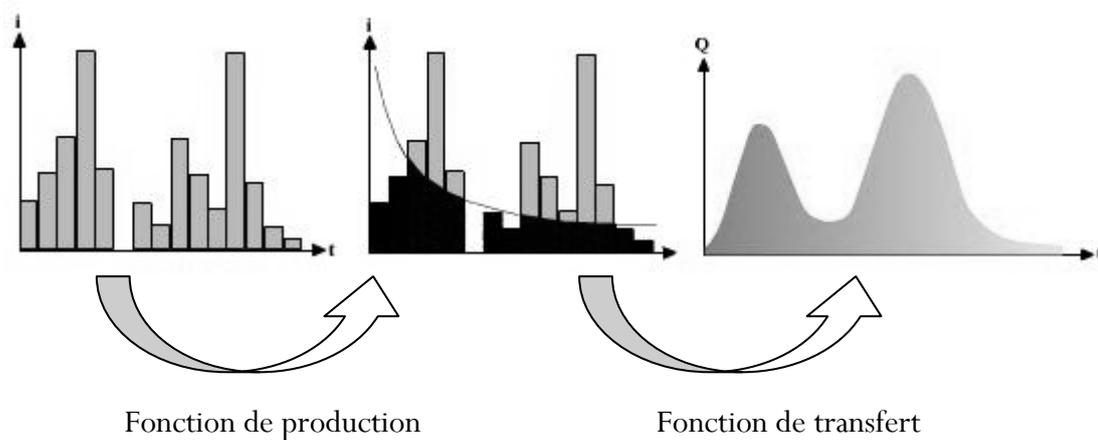


FIG.2.10 : Génération de débit de crue (MUSEY et HIGY 2004)

La transformation pluie – débit peut être schématisée comme le montre la figure (Fig. 2.11), l'hydrogramme de crue qui prend la forme de cloche comprend les temps caractéristiques suivants :

Temps de base (t_b) : Durée de ruissellement directe.

Temps de réponse (t_p) : Intervalle de temps entre la pointe de crue et le centre de gravité de la pluie nette.

Temps de concentration (t_c) : Estimé par la durée entre la fin de la pluie nette et la fin de ruissellement directe. Il présente le temps dans lequel tout le bassin versant participe à l'écoulement.

Temps de montée (t_m) : C'est le temps compris entre le début de la montée de crue et la pointe de l'hydrogramme.

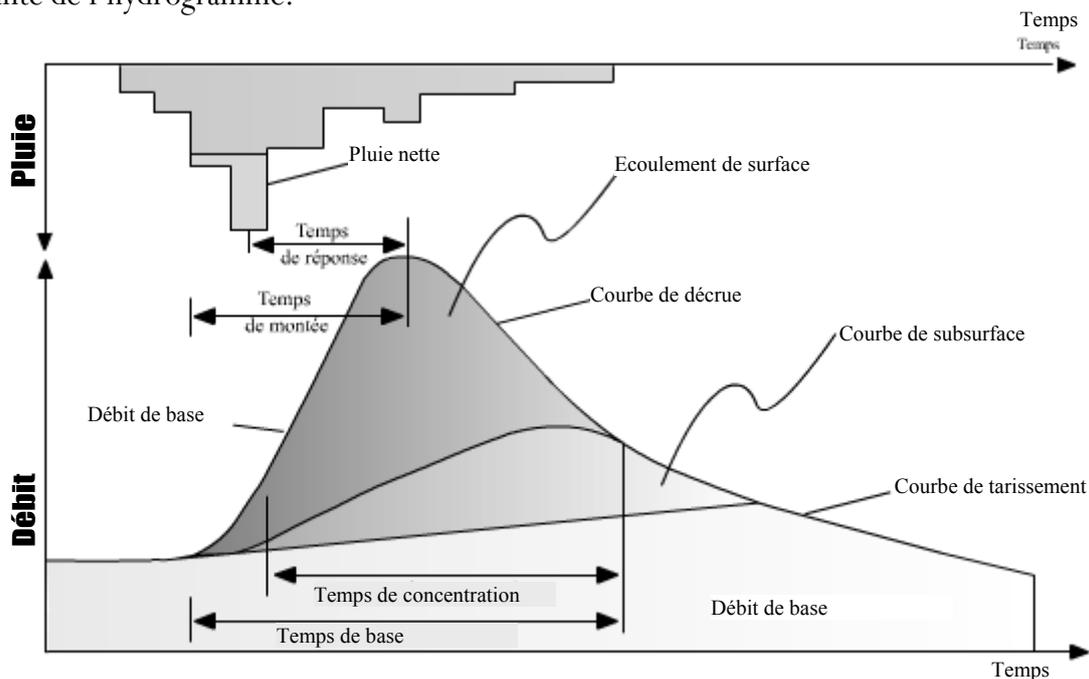


FIG.2.11 : Hyétogramme et hydrogramme résultant d'un événement pluie-débit (MUSEY et HIGY 2004)

Conclusion

Le processus de la genèse de crue est très complexe et fait introduire plusieurs variables. Chaque variable est liée à d'autres inconnus morphologiques et climatiques formant ainsi un système interdépendant, et c'est le rôle de l'hydrologue d'établir la relation entre les variables d'entrée et celles de sortie. La tâche est souvent délicate et nécessite le recours aux différentes techniques de modélisation.

Chapitre III

Modélisation hydrologique et hydraulique

Modélisation hydrologique et hydraulique

1. Modélisation hydrologique

La modélisation hydrologique est la représentation simplifiée partielle ou totale du cycle hydrologique. Le modélisateur introduit généralement les facteurs qui lui semblent pertinents pour minimiser l'inexactitude liée aux hypothèses simplificatrices de la modélisation.

Tout travail de modélisation doit passer par les éléments suivants :

- Délimitation spatiale et temporelle du système, le plus souvent est le bassin versant.
- Définir l'objectif de modélisation, on s'intéresse dans cette étude à la fonction de transformation pluie-débit.
- La formulation la plus satisfaisante de la réalité relativement aux objectifs fixés.

1.1. Objectifs de la modélisation pluie – débit :

La modélisation de la transformation pluie – débit intègre dans son contexte les différents éléments du cycle hydrologique. Certains types de modèles nécessitent le passage par la modélisation de chaque élément avant de construire le modèle finale pluie – débit. L'unité de l'étude est généralement le bassin versant limité topographiquement, sauf dans le cas où des formations géologiques drainent des surfaces situées hors limites topographiques du bassin.

La modélisation pluie débit peut donner la réponse aux nombreuses questions, relatives à l'eau, axée sur la gestion des ressources et de risque. Parmi ces questions on note (GRESILLON 2000) :

- La reconstitution des séries de débit par le comblement des lacunes dans les séries historiques afin de permettre les traitement statistiques utilisées notamment dans les études de faisabilité des ouvrages et de détermination des valeurs de projet.
- Prévision des fréquences avec lesquelles les débits extrêmes (crue et étiage) peuvent se produire.
- Prédétermination de la réponse hydrologique d'un bassin versant avec un pas de temps fin, afin de permettre l'élaboration d'un système de prévention et d'alarme.
- L'étude de l'impact des différents aménagements sur la réponse hydrologique.

1.2. Typologie de modèles hydrologique

L'ambiguïté des interactions entre les différents éléments du bilan hydrologique et la complexité des systèmes étudiés ont permet l'émergence d'un nombre indénombrable de modèles « *il y a presque d'autant de modèles que d'hydrologues* », « *on trouve pas dans la littérature des catégories de modèles nettement distinct* » (AMBROISE 1998).

Les modèles pluie-débit peuvent se classer selon la description de processus ce que conduit à différents niveaux de classification :

1.2.1. Selon le degré d'abstraction

- **Modèles physiques** : Ils représentent le système à une échelle réduite. Ce type de modèles est très coûteux et l'imitation du phénomène physique est loin d'être réelle.
- **Modèles mathématiques** : Ils décrivent le processus hydrologique à l'aide des équations mathématiques qui relient les variables d'entrée et de sortie.

1.2.2. Selon la nature des variables

- **Modèles déterministe** : Dans lesquels la relation entre variables d'entrée et de sortie et phénoménologique et ne considère pas le caractère aléatoire de variable, la même entrée produit toujours la même sortie.
- **Modèles stochastiques** : (probabilistes), le terme stochastique est lié à la statistique et traduit le caractère aléatoire du modèle.

1.2.3. Selon la discrétisation spatiale

- **Modèles Globaux** : le bassin versant est considéré comme entité homogène. On utilise dans ce type des modèles de valeurs représentatives moyennes.
- **Modèles Spatialisés** (distribués) : Ils tiennent en compte la variabilité spatiale de processus et de variables d'entrée, ils sont plus avantageux que les modèles globaux. Dans le cas où les composants du système ne sont pas complètement spatialisés, on parle de modèles semi spatialisés.

1.2.4. Selon la description des sous processus

Le processus hydrologique de transformation pluie-débit est composé d'autres sous-processus : précipitations, interception, infiltration...etc. Les modèles hydrologiques peuvent se classer selon la manière de décrire ces sous processus :

- **Modèles conceptuels** : le fonctionnement du système est représenté par analogie aux réservoirs interconnectés, dont leurs interactions sont simulées par des relations empiriques.
- **Modèles empiriques** : Ils sont utilisés pour reproduire le comportement globale du système sans décrire les processus élémentaires. Ils sont généralement de type boîte noire sous la forme $\text{débit} = f(\text{pluie})$ où f est déterminée par régression effectuée sur les chroniques pluies-débits (AMBROISE 1991).

1.3 Calage de Modèle hydrologique

Les étapes qui doivent être suivies dans toute modélisation hydrologique sont :

- La conceptualisation de la problématique.
- Choix du modèle correspondant.
- Introduction des données analysées et critiquées.
- Le calage de modèle avec des données observées.
- Validation avec d'autres données.
- Utilisation du modèle pour la prévision et la simulation hydrologiques.

- Vérification des prévisions faites par le modèle (post-audit) (KINGUMBI 2006).

Le calage est l'optimisation d'un ou plusieurs jeux de paramètres avec lesquels les résultats du modèle approchent au mieux de l'hydrogramme de l'échantillon de référence.

Le calage a pour but :

- De compenser les erreurs de mesures de données fournies aux modèles.
- Forcer les paramètres vers de valeurs dont l'interprétation ne correspond pas à la physique du modèle.
- Trouver une valeur moyenne pour un paramètre descripteur d'un bassin versant dont la variabilité spatiale n'est pas appréhendé par le modèle (MARCHANDISE 2007).

Pour caler un modèle, il faut choisir une série de référence (pluies-débits) et fixer un critère d'évaluation pour l'ajustement des simulations du modèle aux données de calage pour un jeu de paramètres donnés.

1.4. Méthodes de calage des modèles pluies-débits

On peut procéder au calage de modèle par trois méthodes :

1.4.1. Calage manuel

Cette méthode consiste à donner des valeurs aux paramètres de modèle et évaluer manuellement l'erreur entre les valeurs de sortie et les valeurs observées de l'échantillon de référence pour faciliter cette opération on utilise une représentation graphique.

1.4.2. Calage automatique

Ce calage optimise automatiquement les paramètres de modèle par l'utilisation d'un algorithme numérique pour trouver un extremum d'un critère numérique donné afin de déterminer l'ensemble des paramètres qui satisfont un critère donné de précision à travers différentes combinaisons possibles (KINGUMBI 2006).

1.4.3. Calage mixte

Le calage mixte consiste à combiner les deux méthodes précédentes. On détermine manuellement l'intervalle de variation des paramètres, puis on utilise la méthode automatique pour trouver les valeurs de paramètres optimales.

1.5. Modélisation des aménagements anthropiques

Les aménagements anthropiques qui peuvent se présenter dans un bassin versant se regroupent en deux catégories :

- Aménagement par changement d'occupation de sol (reboisement, urbanisation, déforestation, agriculture...etc.).
- Aménagement localisé par l'implantation des ouvrages hydrauliques.

La prise en compte de ces aménagements en modélisation sert à analyser leurs impacts sur le cycle hydrologique et l'environnement du bassin versant.

Dans le cas des petits bassins versants, les modèles à base physique sont avantageux. Pour les grands bassins le recours aux modèles conceptuel présente une bonne solution vu la lourdeur des modèles à base physique.

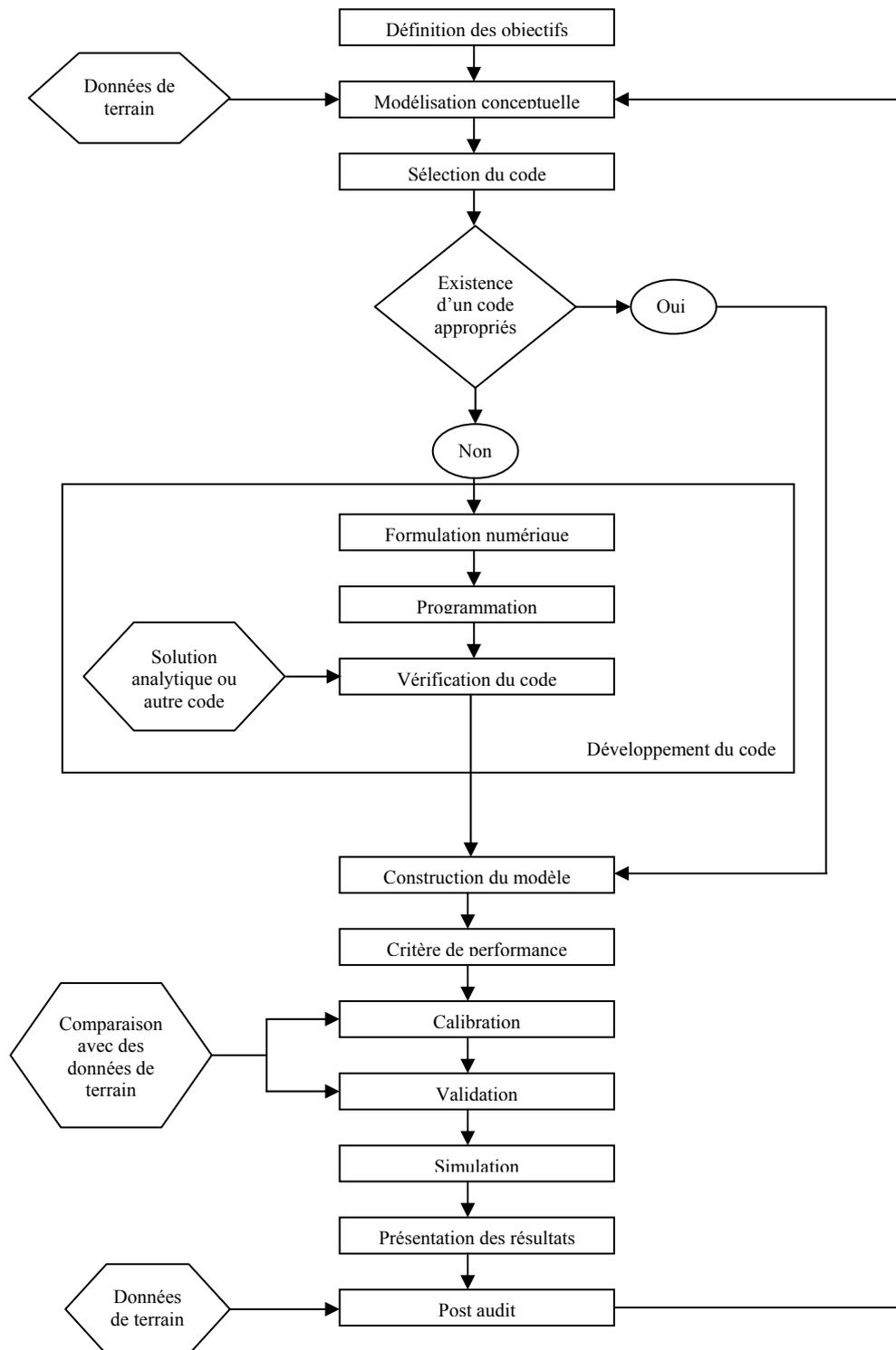


FIG.3.1 Schéma de construction et de validation d'un modèle hydrologique (VARDO 2004)

2. Modélisation hydraulique

La modélisation hydraulique est une schématisation simplifiée d'un système réel de l'écoulement à surface libre, pour modéliser l'écoulement dans des canaux à géométrie simple les modèles physiques (modèles réduits) donnent des résultats satisfaisants, tandis que l'écoulement dans les cours d'eau naturels nécessitent le recours aux modèles mathématiques ces derniers sont basés sur la résolution des équations de Saint Venant issues de l'intégration sur la verticale des équations tridimensionnelles de Navier Stokes.

Les données nécessaires pour la résolution d'un modèle hydraulique sont la géométrie du cours d'eau (longueur, largeur, forme et morphologie), les données hydrauliques (hauteurs d'eau, vitesse, débit dans les sections amont et aval) ainsi que la rugosité de lit et des berges dans les différents points de calcul (VIDAL 2005).

2.1. Typologie des modèles

Les modèles mathématiques se répartissent selon le degré de simplicité de la représentation géométrique de différentes variables de modèle en trois types.

2.1.1 Modèles monodimensionnels (filaires)

La géométrie dans ce type est représenté par un profil en long sur lequel sont repérées les sections en travers, perpendiculairement au sens d'écoulement, les résultats obtenus par ce modèle sont le débit, la vitesse en chaque section en travers, et la hauteur d'eau en fonction du temps.

Les résultats fournis par les modèles monodimensionnels sont satisfaisants lorsque l'écoulement déborde peu de lit mineur, et la plaine inondée ne présente pas de fortes singularités (ROUX 2004)

2.2.2. les modèles 1D à casiers

Ces modèles ont l'avantage de modéliser les zones de débordement en tant que réservoirs interconnectés ou reliés à l'écoulement par des lois de vidange/remplissage. L'inconvénient que présente ce type de modèles est la difficulté de calage des coefficients régissant les lois de ces casiers (ROUX 2004).

2.2.3 Modèles bidimensionnels (2D)

Dans ce type de modèles la géométrie du cours d'eau est représentée par un maillage 2D. Les modèles fournissent les cotes d'eau et la vitesse en fonction de temps dans chaque maille, par la résolution des équations 2D de Saint Venant :

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \nabla(HV) = q \quad (1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + (\nabla V)V + g \left(\nabla Z + \frac{V\|V\|}{K_s^2 H^3} \right) = 0 \quad (2)$$

H : Hauteur d'eau (m)
V : Vecteur de vitesse (m.s⁻¹)
q : Apports (m³.s⁻¹)
Z : Cote de la surface libre (m)
Ks : Coefficient de rugosité de Strickler (m^{1/3}.s⁻¹)

Les modèles 2D sont gourmands au temps de calcul et nécessitent la connaissance fine de la géométrie, ils sont utilisés pour les petits tronçons ou dans le cas où les modèles 1D ne donnent pas des résultats satisfaisants.

2.3. Comparaison entre les modèles 1D et 2D

Cette comparaison a été faite par des chercheurs (HORRITT et BATES 2002) sur la capacité de simuler l'étendue de l'inondation d'une crue donnée par trois modèles :

Un modèle 1D représenté par le HEC-RAS de l'*US Army Corps Engineers*.

Et deux modèles 2D représentés par : Telemac 2D développé par Electricité de France, et Lisflood-Fp (BATES et DE ROO 2000).

Les résultats de comparaison montrent la capacité de modèle HEC-RAS (1D) comparable au modèle Telemac (2D) en matière de reproduction de l'étendue de l'inondation. La précision de la topographie introduit dans le modèle joue un rôle déterminant dans la reconstitution de la zone inondée dans cette comparaison (ROUX 2004).

2.4. Présentation de modélisation monodimensionnelle

Les équations de Saint Venant sont formées de deux équations :

L'équation de conservation de masse transformée en conservation de volume en tenant compte de l'incompressibilité de l'eau (FAUVE et al 2006):

$$\frac{\partial s}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = qL \quad (3)$$

L'équation de conservation de quantité de mouvement :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{s} \right) + gs \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + J \right) = K_L q_L V \quad (4)$$

S : surface mouillée m²

Q : débit (m³.s⁻¹)

q_L : débit par unité de longueur (m².s⁻¹)

g : accélération de la pesanteur (m . s⁻²)

Z : la cote de la surface libre (m).

J : la pente de la ligne d'eau (m.m⁻¹)

K_L : coefficient tel que (k=1 q_L<0) (k=0 q_L>0)

V : la vitesse moyenne dans une section transversale (m².s⁻¹)

x : l'abscisse curviligne (m)

t : temps.

2.4.1. Contraintes et hypothèses de base

Les hypothèses simplificatrices des équations de Saint Venant qui assurent l'unidimensionnalité des modèles sont :

- La pression est hydrostatique (écoulement lentement variée)
- La vitesse est la même (vitesse moyenne) dans toute section perpendiculaire à l'écoulement.
- La pente de la ligne d'eau est faible.
- Le rayon de courbure de l'axe du cours d'eau est très grand.

2.4.2. Données nécessaires :

2.4.2.1. Géométrie du cours d'eau :

La géométrie est constituée par des sections en travers, paramétrées sur un profil en long. Ces sections doivent être choisies de façon qu'elles permettent une représentation la plus proche de réalité. Leur nombre dépend de changement de la géométrie. On doit avoir un profil en travers à chaque variation brusque de largeur ou de pente, et à chaque point contenant une singularité hydraulique.

2.4.2.2. Conditions aux limites

Le choix de conditions aux limites est lié au régime d'écoulement. Pour un modèle monodimensionnel une seule condition aux limites est nécessaire pour chaque variable, puisque l'équation est de premier ordre. Pour un régime fluvial ($Fr < 1$) cette condition doit être donnée en aval et par contre si le régime est torrentiel, elle doit être donnée en amont.

2.4.2.3. Rugosité de lit

Les modèles hydrauliques prennent en compte les pertes de charge par frottement dont plusieurs influences y intègrent :

1. Le frottement dû à la rugosité propre de lit.
2. Les frottements dues à la forme de fond (rudes, dunes)
3. Dissipation par la végétation

La valeur de la rugosité est la combinaison de ses influences déterminée par des approches qui donnent à chaque type de cours d'eau la valeur de coefficient de Strickler correspondant, une de ces approche est celle de M.Pradé (ROUX 2004) :

Tableau 3.1 coefficient de Strickler en fonction de type de cours d'eau M.Pradé(Roux 2004)

Catégories, selon les études de M.Pardé	K_s
Petits cours d'eau de montagne, à fond très irrégulier, largeur de l'ordre de 10 à 30 mètres.	23 à 26
Cours d'eau de montagne larges de 30 à 50 mètres, avec pentes supérieures à 0.002 et fond de gros graviers (par exemple 10 à 20 centimètres de diamètre pour beaucoup d'entre eux).	27 à 29
Rivières de largeur comparable ou supérieure, à pente comprise entre 0.0008 et 0.002, avec fond de graviers dont le diamètre extrême en général ne dépasse pas 8 à 10 centimètres	30 à 33
Pente comprise entre 0.0006 et 0.0008, graviers de 4 à 8 centimètres	34 à 37
Même pente mais cailloux plus petits	38 à 40
Pente inférieure à 0.0006 et supérieure à 0.00025, cailloux très petits ou sable	41 à 42
Cours d'eau peu turbulents, avec pente de 0.00012 à 0.00025, fond de sable et de boue .	43 à 45
Très gros cours d'eau à très faible pente (moins de 0.00012) et fond très lisse	46 à 50

2.4.2.4. Pertes de charge singulières

Les singularités dans les cours d'eau sont de deux types , les ouvrages en travers, et les élargissement et les rétrécissement. Le calcul des pertes dues aux changements brusques de cours d'eau est faite par la formule de Parda , et celui des pertes de charge provoquées par les structures en travers est effectué par des formules d'ouvrages spécifiques à chaque type de structure qui utilise des paramètres à caler sur des observations.

Chapitre IV

Cadre de l'étude

Cadre de l'étude

Les bassins versants de l'Algérie sont en général mal jaugés et ceci est dû à la politique des organismes chargés de collecte des données et de gestion des stations hydrométriques. Parmi les objectifs de cette politique, l'implantation des stations afin d'étudier la faisabilité de certains aménagements hydrauliques, ces stations nous informent généralement sur les propriétés hydrologiques des petits bassins versants, ou des affluents intersectés avec d'autres non jaugés, cette situation rend l'obtention des données précises concernant les Oueds qui traversent les tissus urbains une occasion rare. C'est ce qu'on a remarqué ou moins dans les bassins hydrographiques de la région ouest du pays où la plupart des stations hydrométriques ont été positionnées dans des endroits après lesquels on trouve souvent des affluents plus ou moins importants, ce qu'explique le recours fréquent aux formules empiriques pour modéliser la réponse hydrologique dans plusieurs études de protection contre les crues.

En dépit de cette pénurie en matière de données fiables, on a choisi le bassin versant de Oued Ghazouana comme site d'application. Ce choix est basé sur les critères suivants :

- La taille relativement réduite du bassin versant, ce qui nous donne l'avantage de minimiser l'erreur de régionalisation des paramètres hydrologiques.
- La position d'Oued Ghazouana qui scinde la ville de Ghazaouet.
- La présence de risque d'inondations de la ville et d'envasement du port prouvé par un historique témoin.
- Les différentes interventions qu'elle a subies la région avant et après l'indépendance.
- La disponibilité relative des données sur une partie du bassin versant.

1. Contexte géographique

La commune de Ghazaouet (Ex. Nemrous), est attachée administrativement à la wilaya de Tlemcen, elle prend son position dans la bande côtière ouest de l'Algérie sur la mer méditerranéenne, traversée par l'Oued Ghazouana (Ex Marsa) issu de la confluence des deux Oueds , Oued Taima qui draine la zone occidentale de la commune de Djebala et Oued Tleta qui draine une grande partie de la commune de Nedroma.(Fig 4.1)

Le bassin versant de l'Oued Ghazouana appartient au bassin hydrographique côtier oranais, classé par l'ANRH sous le code 04. Ce dernier est limité au Nord par la mer Méditerranée, au Sud et au Sud Est par le bassin de la Tafna (code 16).

L'exutoire du bassin versant de Oued Ghazouana est situé sur le port de Ghazaouet dont les coordonnées sont les suivantes :

- 1° 52' 00'' W (longitude)
- 35° 06' 00' N (latitude)

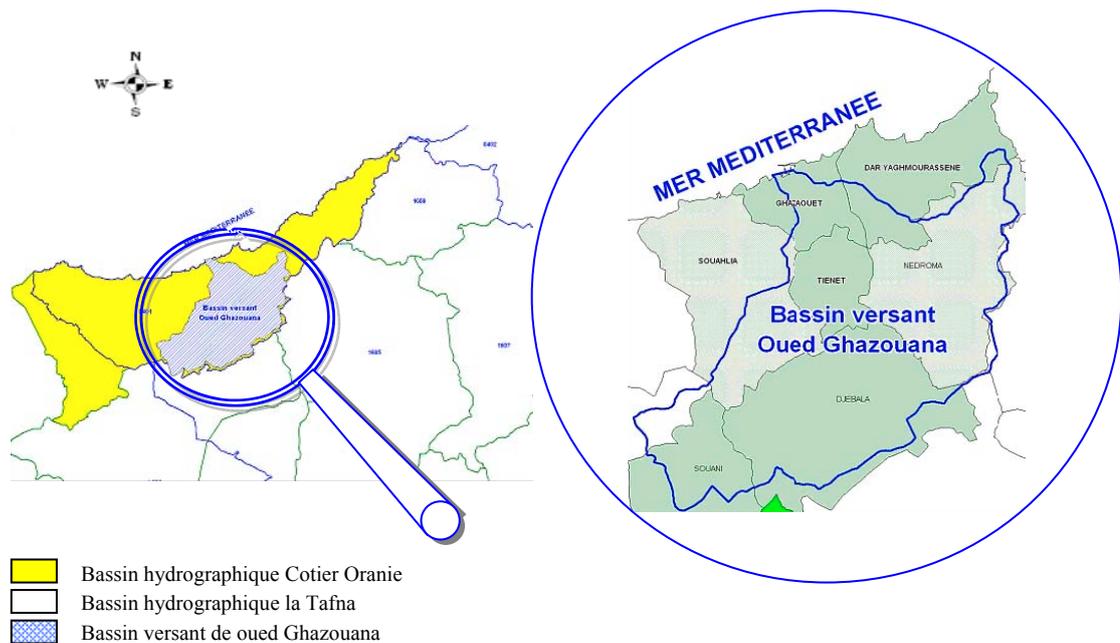


FIG. 4.1 situation géographique de la commune de Ghazaouet et de Bassin versant de Oued Ghazouana
(Source : DHW Tlemcen)

2. Contexte topographique

Le bassin versant de Oued Ghazouana se situe sur la frange nord orientale de chaîne montagneuse de Traras et s'ouvre sur la mer méditerranée, il se caractérise par un relief accidenté avec des pentes fortes, les altitudes culminent au sud plus de 1100 mètres au djebel Flaoucène.

Les pentes dans la ville de Ghazaouet sont relativement fortes. Elles atteignent 10 à 12 % la zone des pentes les plus faibles est représentée par la zone basse de la ville à l'embouchure de Oued où les pentes sont douces et ne dépassent guère les 2%.

Au plateau dorsal orientés N-S, les pentes varient de de 4% sur le sommet de plateau à de 6 à 12 % au niveau des flancs. Le plateau de sidi Ammar présente des pentes inférieures à 5% au sommet inférieure, et approchent de 12 % pour les flancs, à l'ouest de la ville les plateaux de Addas et Agroub présentent des pentes de 5 à 12 %.

Au niveau du Nord – Est le plateau de Sidi Amar surplombe la ville. Il est sous forme triangulaire dont la base atteint 1500 mètres. Le plateau est plat avec des pentes au sommet inférieures à 5%. Mais les flancs sont de fortes pentes, abruptes variant entre 10 et 12%.

Au niveau des plateaux de Addas et Argoub situés à l'Ouest de la ville les pentes varient entre 5 à 12% (BERBAR et GUEMMOU 2006).

3. Contexte géologique et stratigraphique

La région de Ghazaouet est située à l'extrémité occidentale du Tell méridional constitué par le massif des Traras. Les monts de Traras et la bande côtière de Ghazaouet font partie du domaine externe de l'orogénèse nord magrébin.

3.1. Schéma géologique

Les travaux géologique menées sur la région et en particulier ceux de M. GAUTIER, permettent de définir les grands traits de cette région que l'on peut diviser en 3 zones, orientées Est-Ouest (étude géologique de la région faite par BET ANTEA , DHW 2006)

- La zone sud comprend la chaîne de Fellaoucène, qui présente une série stratigraphique à peu près complète des schistes primaires aux calcaires du jurassique supérieur. Les épaisseurs des formations calcaires secondaires en font un petit château d'eau régional.
- La zone centrale s'appuie à l'Est sur un petit batholite de granite dit « de Nedroma » ayant servi de matériau de base à une formation de poudingue d'âge permo-triassique (des beni Menir). C'est une roche très dure dans laquelle il est particulièrement difficile d'effectuer des captages. Quelques petites sources en sont issues. Cette formation disparaît ensuite sous des épandements basaltiques. Vers l'Ouest se trouve un bassin miocène dont seul le centre est susceptible de contenir une petite nappe (de Sidi Brahim à Bab El Assa).
- Une zone côtière, qui est en fait le déplacement vers le sud et par chevauchement sur la zone précédente, de formations originellement situées à l'emplacement de la mer actuelle. Les formations déplacées comprennent des lambeaux de trias de faciès germanique (marne, gypse, dolomie et roche verte) ayant servi de plan de glissement. Ils sont surmontés de lias calcaire (calcaires massifs parfois entrecoupés de schistes), puis de formations schisteuses attribuées au jurassique supérieur et au crétacé. De plus, quelques grès tertiaires transgressifs subsistent au voisinage même de la côte.

Enfin des épandements basaltiques sont venus couronner l'ensemble à la suite des mouvements tectoniques.

En résumé, les seules roches perméables susceptibles de renfermer une nappe souterraine sont les poudingues de la zone centrale. Les calcaires de Fellaoucène et de la zone septentrionale, les basaltes et enfin les alluvions des vallées.

3.2. Stratigraphie

Sur la carte de la figure Fig.4.2 sont représentées les principales formations géologiques de la ville de Ghazaouet.

Aux environs de Ghazaouet, on rencontre successivement de bas en haut :

- Le socle schisteux hercynien,
- Le jurassique inférieur *Ji* : Calcaire ou calcaréo-dolomitique, qui est visible au niveau du port de Ghazaouet au lieu dit « la Grotte », et qui montre de nombreux plissements,
- les grès grossiers du Miocène *mg* : Discordant sur le Jurassique. Ces grès souvent argileux, mal lités, plus ou moins consolidés, se retrouvent de part et d'autre de la vallée de l'Oued Ghazouana surplombant la ville de Ghazaouet.

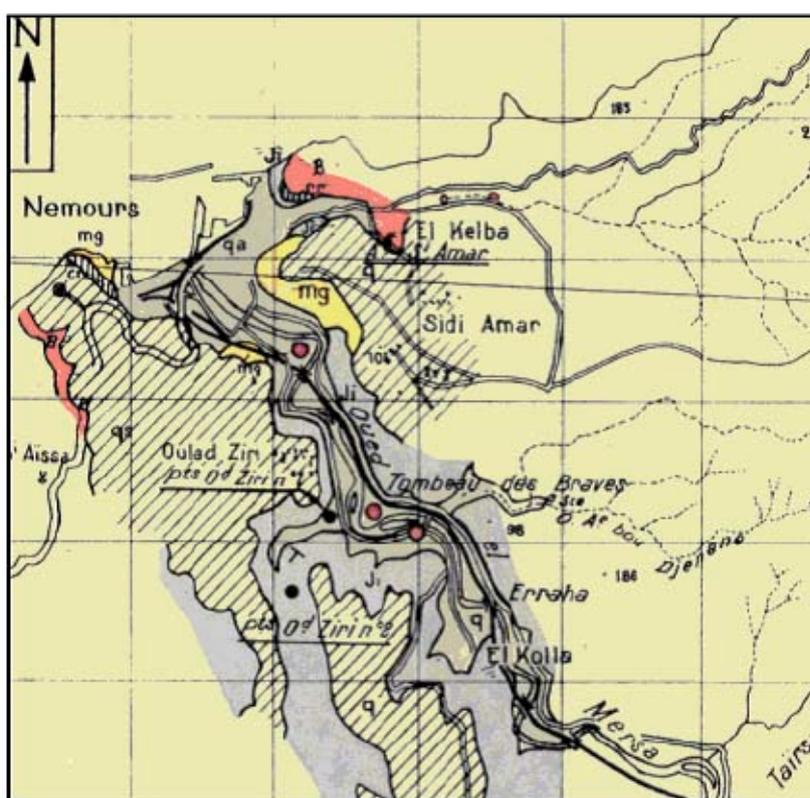


FIG. 4.2 Extrait de la carte géologique 1/50000 (Source : DHW Tlemcen)

- Les couches rouges : Alluvions continentales anciennes formées par des argiles plus ou moins sableuses avec des niveaux de cailloutis roulés et de petits bancs marno-calcaires plus consolidés. Ces couches rouges peuvent passer latéralement à des sables dunaires à stratifications entrecroisées. Cette formation se situerait au-dessus des grès du miocène.
- les basaltes **B** post-miocène forment des coulées au-dessus du Jurassique et des couches rouges. Ces basaltes sont visibles à la sortie de la ville,
- Les alluvions sableuses anciennes forment des grès tendres à la base desquels on trouve des cinérites,

- Les alluvions récentes de l'Oued Ghazouana **q**, argilo-sableuses, à niveaux conglomératiques souvent bien développés dans les zones de méandres.

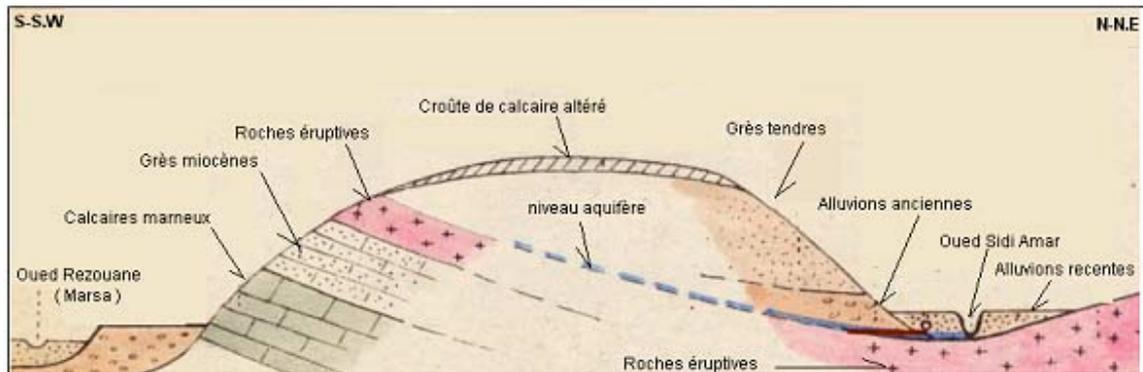


FIG. 4.3 Extrait de la carte géologique 1 / 50000 (Source : DHW Tlemcen)

4. Contexte climatique

La région de Ghazaouet fait partie de la zone climatique méditerranéenne. Son climat oscille entre le semi aride et le subhumide, caractérisé par l'irrégularité de pluies et la sécheresse d'été prolongé. Les pluies dépassent rarement les 500 mm (BERRAYAH 2007). Ces perturbations sont dues aux facteurs suivants :

- Le rôle que joue la dorsale du moyen atlas de Rif marocain.
- L'orientation Nord Ouest – Nord Est du bâti structural de l'Algérie. Une variation pluviométrique entre les régions Est et Ouest de la même latitude expliqué par le fait que la dorsale du moyen atlas bloque les mouvements ascendants accentués (BERRAYAH 2007).

4.1. Température

Les températures moyennes relevées dans deux périodes différentes montrent l'augmentation relative de la température moyenne.

Tableau 4.1 Moyennes mensuelles et annuelles des températures Station de Ghazaouet périodes (1913 – 1938) et (1970-2004) Source : SELTZER (1946) et ONM (BERRAYAH 2007)

Période (1913-1938)													
Temp	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Tmax	15.9	16.5	17.5	19.7	21.9	25.2	27.9	29	26.6	22.4	19.6	17.1	21.6
Tmin	7.0	7.2	8.3	10.4	12.9	16	18.6	19.5	17.7	14	10.9	7.5	12.5
Tmoy	11.4	11.8	12.9	15.0	17.4	20.6	23.4	25.2	22.1	18.7	15.2	12.3	17.2
Période (1970-2004)													
Temp	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Tmax	17.3	17.5	19.3	20.4	22.5	24.0	26.8	29.3	27.3	23.9	21.0	18.1	22.3
Tmin	8.8	9.3	11.0	12.4	15.5	18.1	21.3	22.6	20.0	16.7	13.0	10.1	14.9
Tmoy	13.1	13.4	15.2	16.4	19.0	21.1	24.1	25.9	23.7	20.3	17.0	14.1	18.6

Les températures minimales et maximales suivent un rythme saisonnier très puissant et régulier. Le maximum d'été dépasse 29°C en mois d'Août, le minimum d'hiver au voisinage de 9°C.

4.2 Pluviométrie

La région de Ghazaouet est caractérisée par une irrégularité spatiotemporelle de la pluviométrie avec une succession alternée des périodes sèches et humides.

La carte pluviométrique de la figure Fig. 4.4 montre que la région de Ghazaouet est située entre les isohyètes 300 mm et 400 mm.

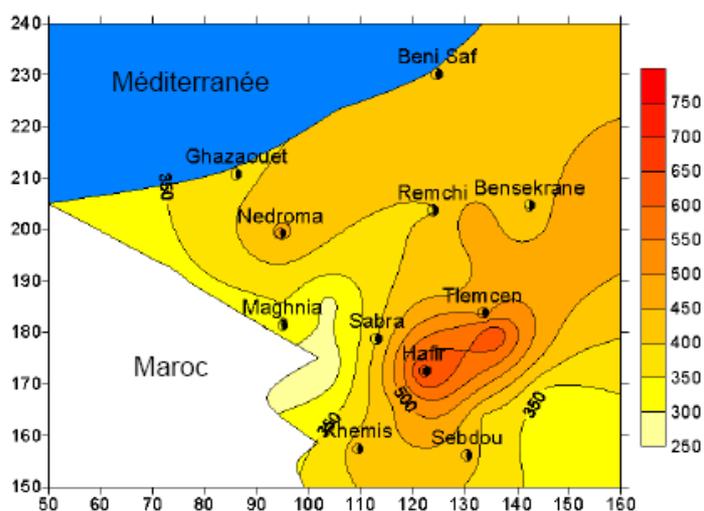


FIG. 4.4 Carte en isohyète de la région de Tlemcen (1970/98)(Source : BOUANNAI 2004)

L'étude de la pluviométrie de la région est basée sur les données de la station 040101 et concerne la période 1971-2004.

La première observation est la forte irrégularité à l'échelle mensuelle et inter annuelle (Fig. 4.5) (entre 203 mm en 1982 et 630 mm en 1972) avec une pluie moyenne inter annuelle calculée sur 34 ans de 379.4 mm. (Tableau 1 en annexes)

L'histogramme des pluies mensuelles moyennes décrit le régime pluvieux de la région, les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et d'hiver de Novembre à Mars avec des valeurs non négligeables au mois d'octobre et mai, devant un été sec avec moins de 1 mm au mois de Juillet (Fig.4.5).

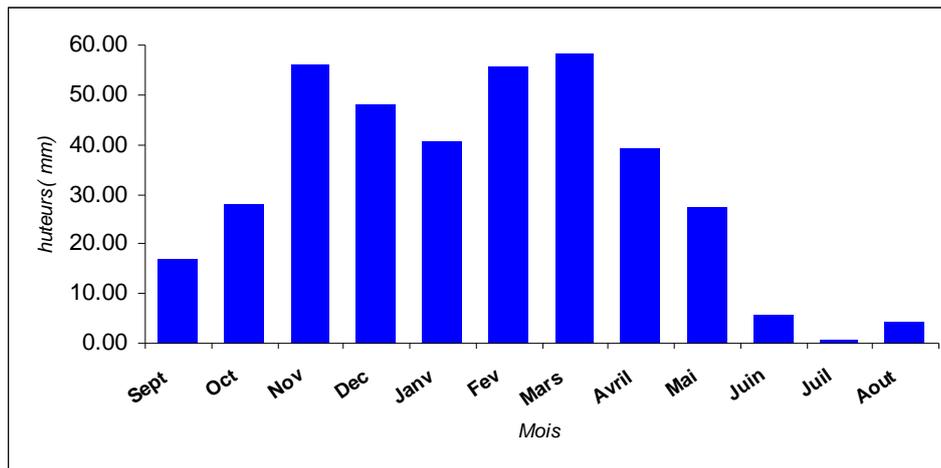


FIG. 4.5 Histogramme des pluies moyennes mensuelles station 040101 période (1971-2004)

Cependant l'analyse des données de pluies maximales journalières (tableau 2 en annexes) de la même période, montre un caractère des averses très intenses qui dépassent parfois pour une journée le tiers de la pluviométrie annuelle, comme c'est le cas de l'année 1988 où la pluie maximale journalier était de 115.3 mm tandis que la pluie annuelle était de 343.5 mm. Cette remarque révèle le risque d'inondation que présente ce type d'averses, et la nécessité de mettre l'accent sur l'analyse fréquentiel des pluies extrêmes.

5. Contexte hydrogéologique

Les ressources en eaux souterraines se présentent en quatre aquifères principales :

Les calcaires du jurassique

Constituent un potentiel aquifère à cause des fissures et des chenaux, ils sont drainés par l'Oued Ghazouana ou ses alluvions, ils peuvent être à l'origine de plusieurs résurgences de faible débit.

Dépôts des plateaux et poudingues de Beni Mehrir

Ils interviennent avec les dépôts quaternaires et le basalte du plateau de Khoriba dans le régime hydrogéologique d'Oued Tleta en la fournissant un débit retardé.

Les basaltes

Alimentés par les alluvions anciennes du plateau de Sidi Ammar, constituent un réservoir qui alimente la plupart des sources (Ain Safra, Ain M'sirda, Source de Tient).

Les alluvions de l'Oued Ghazouana

Elle est alimenté par l'Oued Ghazouana et les calcaires liasiques et couvre une certaine superficie, cette nappe semble la principale ressource souterraine locale, elle alimente des puits particuliers.

6. Bilan de ressources en eau

6.1. Bilan des eaux potable

Les besoins en eau de Ghazaouet sont estimés à 7300 m³/j le volume assuré est de 5204 m³/j, avec un taux de satisfaction de 71 % supérieur au taux de satisfaction de la wilaya 66 % (source : DHW 2005), la partie majeure de ces besoin est assurée par une station de dessalement de capacité de 5000 m³/j soit 30 m³/s.

Les sources d'alimentation en eau de la ville de Ghazaouet sont répartis dans le tableau ci après :

Tableau 4.2 sources d'alimentation en eau potable de la ville de Ghazaouet source : DHW Tlemcen 2005

Source	Détails
Station de dessalement	Capacité théorique 2 x 2500 m ³ /j Capacité réelle 2700 m ³ /j soit 30 m ³ /j
Forage	Sidi Ammar et Ouled Ziri Débit : 6 l/s soit m ³ /j
Puits	05 Points Débit 846 m ³ /j soit 10 l/s
Transfert Maghnia-Ghazaouet	7 à 10 l/s
Points d'eau	<ul style="list-style-type: none">▪ 395 points d'eau▪ 279 puits individuels▪ 15 puits collectifs▪ 45 puits agricoles▪ 3 sources captées▪ 3 sources non captées▪ 15 réservoirs d'eau▪ 2 châteaux d'eau▪ 23 fontaines publiques 9 stations

6.2. Bilan d'assainissements

La contrainte de la pente pour le collecteur principale et l'ancienneté de réseau produisent le rejet forcé dans l'Oued Ghazouana ce que rend très important la prise en compte de l'assainissement dans tous aménagement projetés. 91 % de la population de la commune de Ghazaouet (37000 hab : l'an 2005) résident dans le chef lieu de la commune soit une densité de 1388 hab/km² et rejettent un volume de l'ordre de 4000 m³/j.

Les caractéristiques du système d'assainissement de la ville de Ghazaouet sont les suivants :

- 15 points de rejet
- Taux de raccordement 98%
- Réseau (diamètre de 300 – 1250 mm)
- Type unitaire à 80 %.
- Eaux pluviales drainées par l'Oued Ghazouana
- Volume de rejet 4000 m³/j.

7. Historique d'aménagement dans le périmètre de Ghazaouet :

Afin de lutter contre les problèmes de l'érosion et d'inondations, le périmètre de Ghazaouet a subi des travaux d'aménagement qui datent de 1940, à cet époque les techniques de traitement préconisées ont concerné les zones de montagnes et les versants, et ont fait appel à trois types d'ouvrages :

- Les banquettes d'infiltration
- Les ouvrages de correction torrentielle
- Le reboisement sur les banquettes (BERRAYAH 2007)

Ces travaux ont été poursuivis après l'indépendance, et on peut distinguer les différents travaux par deux périodes :

La période avant 1970 a été caractérisée par les travaux suivants :

- Reboisement comme facteur social (volontariat) pour lutter contre l'érosion
- Renforcement des infrastructures forestières.
- Réfection et reprise des anciennes banquettes

Après, les travaux ont été orienté essentiellement vers les aménagements intégrés qui concernent plusieurs volets.

Le volet DRS (défense et restauration de sol) destiné aux secteurs de forêts et d'hydraulique et caractérisé par des travaux antiérosifs par les moyens mécaniques et biologiques.

Le volet confié à l'agriculture de montagnes traduit par vulgarisation des nouvelles techniques culturelles ainsi que des plantations fruitières et fourragères.

Ces travaux d'aménagement de périmètre de Ghazaouet ont donné des résultats palpables, mais c'est le manque d'entretien et suivi de travaux qui faisait défaut.

Les crues de Oued Ghazouana ont causé des dégâts importants au niveau de la ville de Ghazaouet et son port, et ce même avant l'année 1940, de même les apports solides déversés à l'entrée de port qui ont été estimé de plus de 25000 m³/an ont présenté un grand danger et l'aménagement de périmètre est devenu fatale.

Les services d'hydraulique à cette époque proposent la construction d'un barrage réservoir au niveau de Oued Taima et un tunnel de déviation (DHW Tlemcen), et vu le coût onéreux de tels travaux de génie civil et l'efficacité redoutable, il a été proposé un programme

d'aménagement antiérosif et des travaux de défense et restauration des sols. La protection du port de Ghazaouet a été déclarée d'utilité publique par arrêté le 09 mai 1952 (BERRAYAH 2007).

7.1. Travaux réalisés depuis la création de périmètre

Période de 1944 à 1969

Les travaux ont concerné 11500 ha résumés comme suit :

- Réalisation de fossés de protection
- Réalisation des banquettes cultivables
- Réalisation des ceintures en pierres.
- Protection des talwegs par seuils en maçonnerie et pierres.
- Plantation d'arbres fruitières et fourragères (amandes, figuiers, oliviers ..etc.)

Période de 1970 à 1991

Les travaux dans cette période concernent les opérations de reboisement, de réhabilitation et d'entretien des anciennes banquettes, ainsi que des corrections torrentielles.

Tableau 4.3 récapitulatif des travaux (BERRAYAH 2007)

Action	Volume
Corrections torrentielles	20000 ha
Aménagement points d'eau	04 points
Réfection des banquettes	400 ha
Ouvertures de pistes	20 km
Aménagement de pistes	30 km

8. Caractéristiques morphométriques et hydrographiques

Le bassin versant de Oued Ghazouana est de 294 km² de superficie répartie en deux sous bassins principaux celui de Oued Tleta et celui de Oued Tleta. Le périmètre planimétrie présenté par la ligne de partage des eaux est de 102 km.

8.1. Forme

Les caractéristiques de forme de bassin versant sont récapitulées dans le tableau 4.5

8.2 Altitudes

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve

au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

La planimétrie des surfaces partielles du bassin a permis de dresser le tableau suivant :

Tableau 4.4 tableau des altitudes et des surfaces correspondantes

N°	Altitude (m)	Surface Ai (km ²)	∑ Ai (km ²)	%	Hi moy (m)	Xi (m)	Di (m)
1	100	17.58	17.58	5.97	50	1.52	100
2	200	48.26	65.84	16.38	150	4.17	100
3	300	73.23	139.07	24.86	250	6.32	100
4	400	50.38	189.45	17.10	350	4.35	100
5	500	32.81	222.26	11.14	450	2.83	100
6	600	25.89	248.15	8.79	550	2.24	100
7	700	21.21	269.36	7.20	650	1.83	100
8	800	14.25	283.61	4.84	750	1.23	100
9	900	6.79	290.40	2.31	850	0.59	100
10	1000	3.79	294.20	1.29	950	0.33	100
11	1100	0.40	294.60	0.14	1050	0.03	100

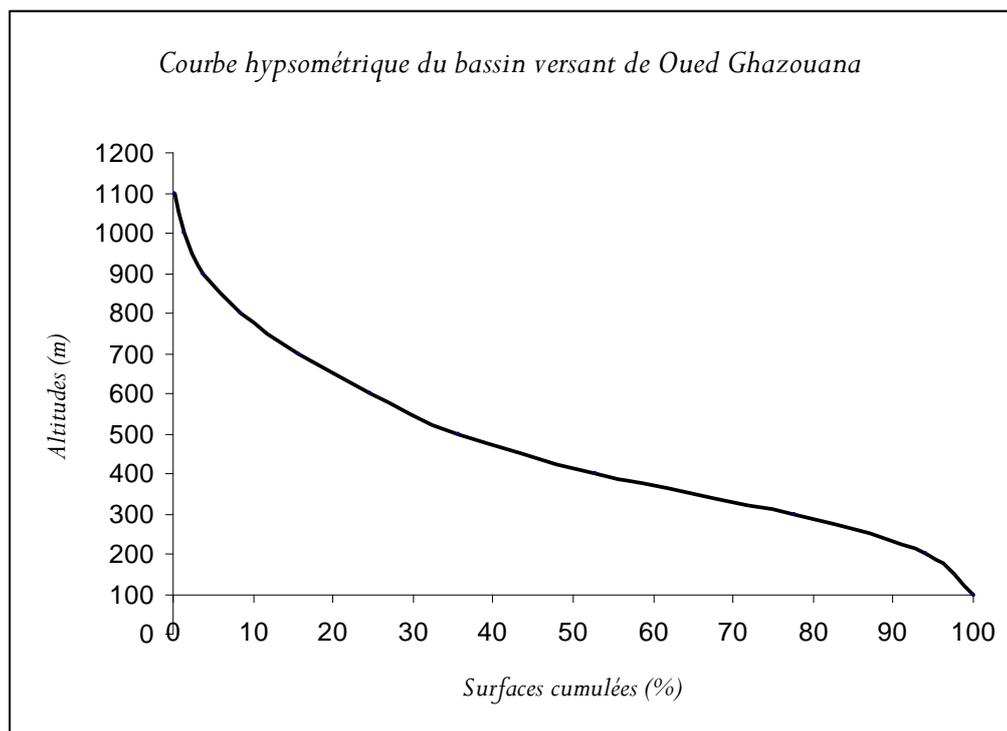


FIG. 4.6 courbe hypsométrique du bassin versant de Oued Ghazouana

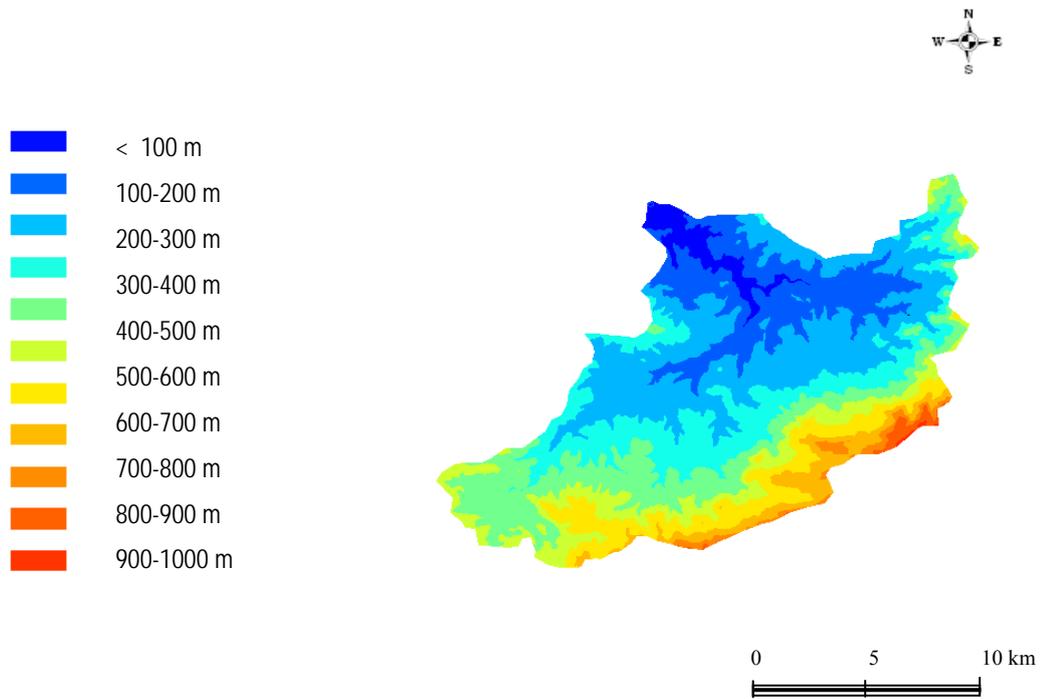


FIG. 4.7 carte hypsométrique du bassin versant de Oued Ghazouana

8.3. Réseau hydrographique

La densité de drainage dépend de la géologie (structure et lithologie) des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatiques et anthropiques. En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé ; elles dépassent 1000 pour certaines zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration. Selon Schumm, la valeur inverse de la densité de drainage, $C=1/Dd$, s'appelle « constante de stabilité du cours d'eau ». Physiquement, elle représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans un vecteur hydrographique unitaire (section du réseau). (LLMAS 2000)

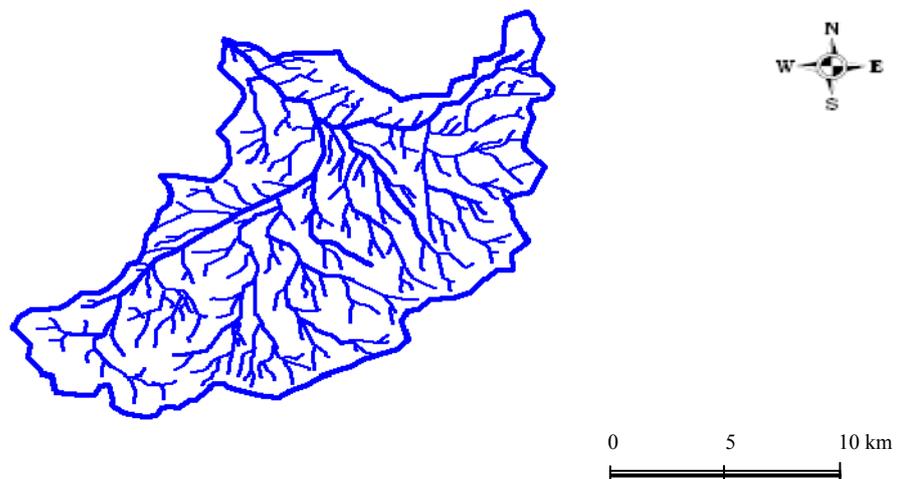


FIG. 4.8. Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Ghazouana

Les différents paramètres décrivant le réseau hydrographique sont donnés dans le tableau des caractéristiques du bassin versant (Tableau 4.5).

Tableau 4.5 caractéristiques de du bassin versant d'Oued Ghazouana

Paramètre	Formule	Valeurs
Indice de compacité kc	$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$	1.66
Facteur de forme	$Rf = \frac{A}{lm^2}$	0.68
Coefficient de forme	$kf = \frac{Bm}{la}$	1.33
Coefficient d'élanement Re (de Shum)	$Re = 1.128 \frac{\sqrt{A}}{Lm}$	0.93
Rayon de circularité	$Rci = \frac{A}{Ac(\text{cercle ayant le même périmètre})}$	0.356
Rectangle équivalent	$l, L = \frac{kc\sqrt{A}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{kc} \right)^2} \right]$	l=11.58 km L=25.43.km
Pente moyenne	$Im = \frac{H \text{ max} - H \text{ min}}{Lr}$	4.3%
Indice de pente globale	$Ig = \frac{H05 - H95}{Lr}$	27.12m/km
Indice de pente de Roche	$Ip = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^x \left[xi \sqrt{\frac{di}{xi}} \right]$	5.91
Pente de moyenne de cours d'eau	$Pmoy = \frac{DH \text{ max}}{L}$	3.7 %
Densité de drainage	$Dd = \frac{\sum li}{A}$	25.44
Constante de stabilité	$Dd = \frac{1}{Dd}$	0.039
Densité hydrographique	$F = \frac{\sum Ni}{A}$	6.25

Chapitre V

Méthodologie, Modélisation et gestion de risque

Méthodologie, Modélisation et gestion de risque

1. Objectifs et méthodologie.

L'objectif principal de cet exemple d'application sur l'Oued de Ghazouana est de présenter les étapes de la modélisation dans un contexte intégré de gestion de risque, et d'exposer les capacités des outils informatiques ainsi que la cartographie des résultats finaux qui présentent un outil très ambitieux en matière de l'aide à la décision.

La méthodologie de travail consiste à modéliser la réponse hydrologique à l'aide de logiciel HEC-HMS. Cette modélisation est basée sur les données disponibles dans le bassin versant de Oued Ghazouana, à savoir les précipitations de la période 1996-2005 avec un pas de 3 heures, les apports annuels de sous bassin de Oued Tleta (le seul sous bassin qui dispose de données réels), et les pluies maximales journalières de la station de Ghazaouet (1971-2004). Ces données ne sont pas suffisantes pour lancer une modélisation statistique consistante, ce qui rend indispensable le recours aux modèles physiques ou empiriques dont le choix de modèle HEC-HMS.

Les résultats issus de la modélisation hydrologique sont utilisés comme données d'entrée dans le modèle hydraulique HEC-RAS afin de tracer les plus hautes lignes d'eau correspondantes aux différentes crues de projet. La géométrie du cours d'eau et du lit majeur est le résultat d'un levé topographique du tronçon étudié et du modèle numérique du terrain du bassin versant d'Oued Ghazouana.

A l'aide d'un outil de cartographie, les résultats de la modélisation hydraulique sont présentés sous forme de cartes d'aléa, d'autre part l'analyse de la carte d'occupation du sol permet de tracer une carte de vulnérabilité aux inondations, la superposition de deux cartes engendre la carte de risques.

Cet enchaînement des modèles (Fig 5.1) présente la plateforme pour l'analyse et la gestion de risque d'inondation, plusieurs scénarios peuvent se présenter en fonction de différents jeux de données ce qui met à la disposition des décideurs une vision claire sur l'ampleur de phénomène et l'impact des aménagements à projeter.

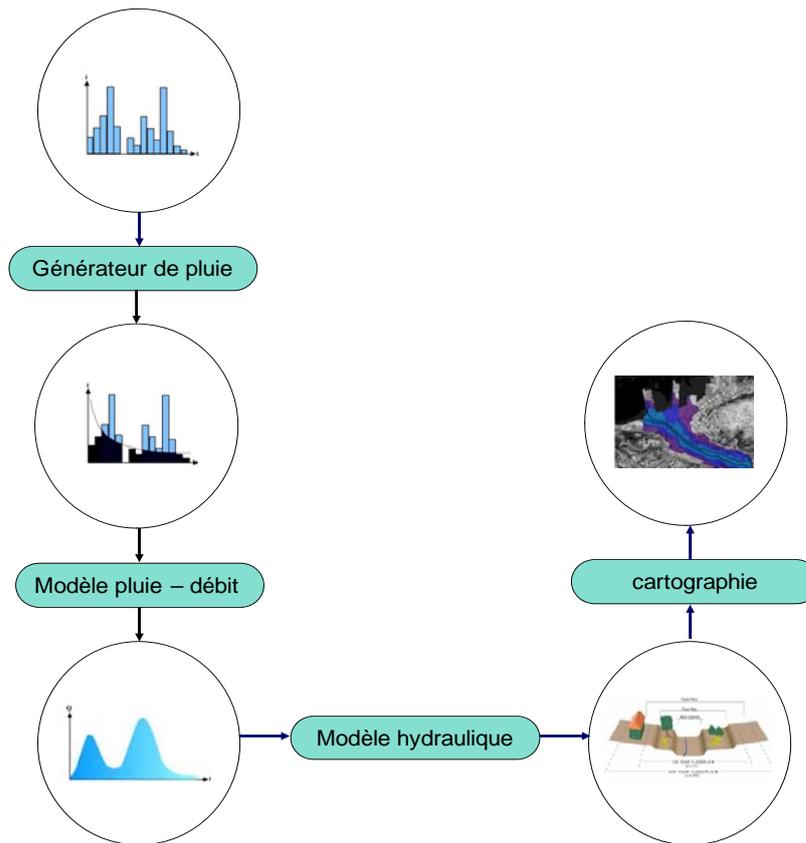


FIG 5.1 Chaîne de modélisation

2. Choix de modèle

Vu la non disponibilité des données réelles fiables pour lancer une modélisation statistique consistante, et la pauvre qualité de quelques mesures météorologiques disponibles, on peut considérer le bassin de Ghazouana comme un bassin très mal jaugé voir non jaugé, puisque même les données disponibles ne donnent une idée que d'une partie du bassin, la où se trouve la station hydrométrique 040101 sur l'affluent de Oued Tleta qui draine son sous bassin d'une superficie de 97 km², soit 35 % de la surface totale du bassin principale.

Face à cette pénurie des données on a fait le choix de procéder à une approche conceptuelle et comparer les résultats de la modélisation avec les apports annuels observés d'Oued Tleta ensuite régionaliser les paramètres ainsi calés sur les autres sous bassins d'Oued Ghazouana.

Il existe plusieurs modèles empiriques qui basent sur les paramètres morphométriques du bassin, pour établir une relation entre les précipitations enregistrées et les éventuels débits à l'exutoire, ces modèles sont généralement propres aux régions dans lesquelles ont été établies, leurs domaines de validités sont très étroites et la transposition de ces modèles est rarement efficaces. Néanmoins, ceci n'empêche pas de faire recours à certains modèles en cas où les données nécessaires pour modéliser autrement font défaut,

Deux études précédentes ont utilisés les mêmes méthodes empiriques pour modéliser la réponse hydrologique du bassin de Ghazouana. Une faite par deux étudiants dans le cadre de

mémoire de fin d'études (GUEMMOU et BERBAR 2006) et l'autre est faite par le CTH¹ en 2008, étant donnée les paramètres considérés dans la modélisation, ces deux études sont aboutit à des résultats différents.

L'approche conceptuelle à bases physiques semble la plus adéquate avec les données disponibles qui donnent plus de connaissances sur la nature physique du bassin versant (surface , topographie) et météorologique (pluies, évaporations ..) et pour cela on a choisi le logiciel HEC –HMS, ce choix est soutenu par la liberté de droit de ce logiciel et l'aisance d'interchangeabilité des données avec le logiciel de modélisation hydrodynamique HEC-RAS utilisé plus loin pour modéliser le comportement hydraulique du cours d'eau.

L'approche consiste dans un premier temps à une analyse fréquentielle des pluies maximales journalières, et au lieu d'utiliser la notion de crue de projet on va modéliser une pluie de projet pour déduire la crue de projet simulé correspondante.

3. Présentation de HEC-HMS :

3.1. Interface de logiciel

Le modèle HEC-HMS (*Hydrologic Engeneering Center - Hydrologic Modeling System*) est un modèle hydrologique libre conçu par ; *Hydrologic Engeeniering Centre* de l'*US Corp Engineers* désigné pour la modélisation hydrologique des bassins versants.

Le principe de ce modèle est la présentation physique des différents processus du cycle hydrologique à l'intérieur du basin versant par les différentes formules connues dans la littérature et laisse à l'utilisateur le choix de celles qui conviennent le mieux avec le bassin de l'étude.

Un ensemble des modèles développés sous un environnement unique de logiciel HEC-HMS présente trois fonctions essentielles. Modèles pour calculer les précipitations, le volume de ruissellement, le ruissellement direct et les modèles de calcul des écoulements souterrains, (Fig 5.2)

¹ Controle Technique Hydraulique : Organisme Algerien D'étude et de Realisation des Projets Hydraulique

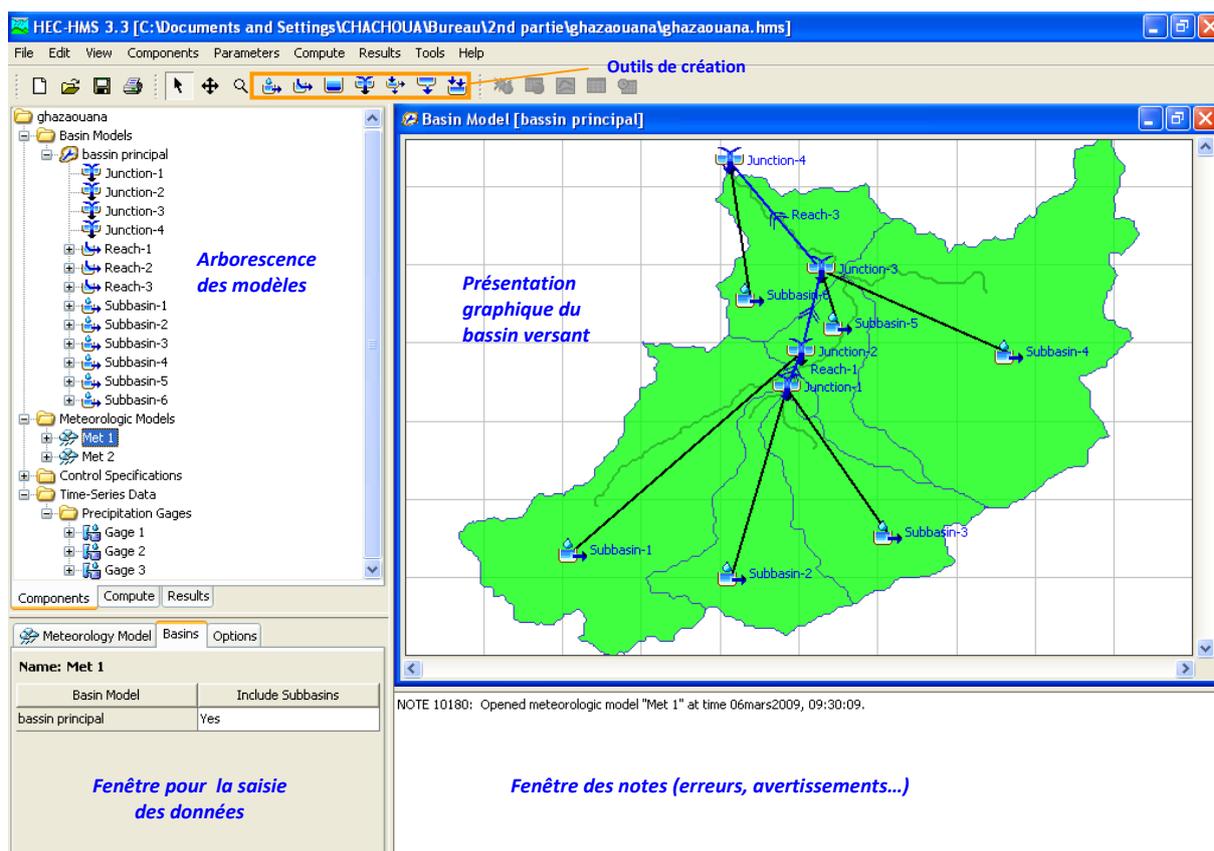


FIG. 5.2 Interface du logiciel HEC-HMS. Plusieurs modèles dans un environnement convivial

3.2 Processus de simulation avec HEC-HMS :

L'étude hydrologique dans HEC-HMS doit passer impérativement par l'ordre suivant :

- Description physique du bassin versant
- Estimation des paramètres du bassin versant
- Calibration de modèle en cas d'existence des données historiques
- Exécution du modèle avec plusieurs épisodes pluvieux historiques ou hypothétiques
- Analyse des résultats
- Modification du modèle de bassin pour resimuler l'impact
- Réexécution de la simulation avec les mêmes modèles météorologiques.
- Comparaison des résultats pour évaluer l'impact des changements sur le bassin.

3.3 Les données nécessaires pour la simulation avec HEC-HMS

Description Physique du bassin :

Le HEC-HMS offre la possibilité de modéliser physiquement le bassin versant (Fig 5.3), dont on peut schématiser les éléments principaux constituant le bassin versant à savoir les sous bassins, les biefs, les jonctions, les bifurcations, de façon que la simulation s'effectue d'amont en aval.

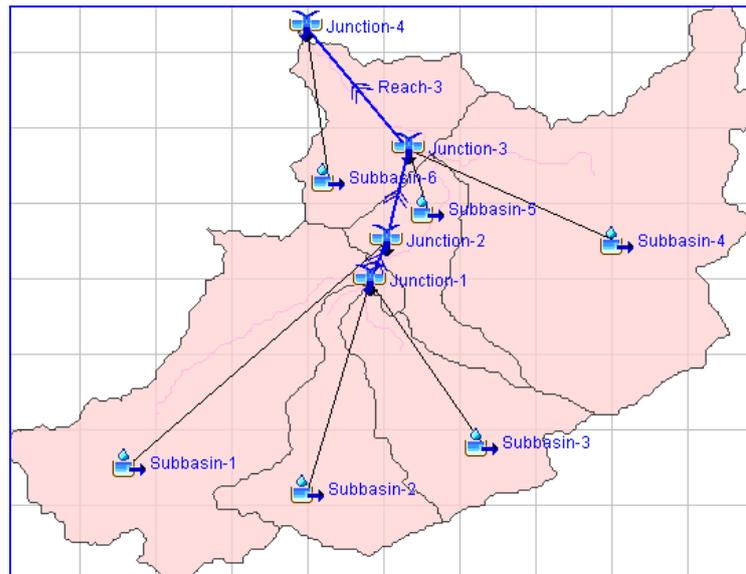


FIG.5.3 : Représentation graphique du model physique du bassin de Ghazouana dans HEC-HMS

Model météorologique :

Le model météorologique concerne un jeu de données de précipitations et d'évapotranspiration, Sept méthodes sont utilisées pour les précipitations et trois pour l'évapotranspiration (Fig 5.4)

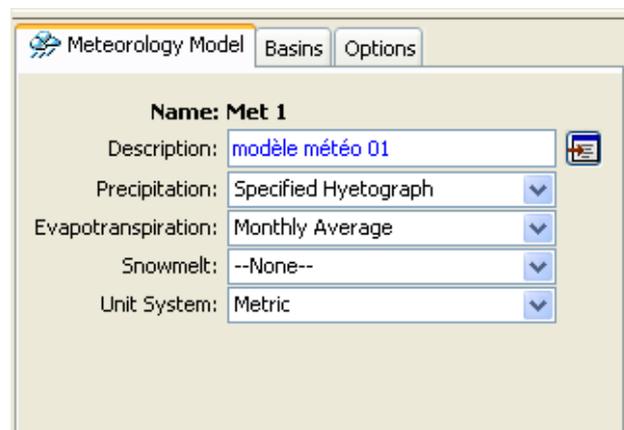


FIG 5.4 Exemple de modèle météorologique

Données de précipitations :

Trois sources de données peuvent être utilisées pour les précipitations dans HEC-HMS deux sources s'agissent de relevés réels et la troisième d'évènements hypothétiques.

Données historiques observées sur terrain :

Ces données sont des séries de relevés collectés à l'aide des instruments de mesures classiques dont la moyenne est calculée à l'aide d'une des méthodes suivantes :

- Moyenne arithmétique
- Polygones de Thiessen
- Les isohyètes

Données historiques issus d'observations Radar

Cette technique de mesure des précipitations par radar est certainement vouée à un développement très prometteur. L'intensité d'une précipitation se définit comme le flux d'eau traversant une section horizontale unitaire. Cette intensité s'exprime en hauteur par unité de temps, généralement en mm/h. Bien entendu, cette intensité est instantanée ou quasi instantanée compte tenu des possibilités de mesure (LABORDE 2000)

Pluviométrie Hypothétique

En cas de l'absence des données issues de relevés réels le HEC-HMS offre la possibilité de créer des pluies virtuelles. Cette méthode s'avère pratique dans le cas de simulation des écoulements pour dimensionner les ouvrages hydrauliques

Trois évènements pluvieux peuvent être créés dans HEC-HMS

- Pluie hypothétique basée sur la fréquence ;
- Pluie de projet standard, cette méthode fait intervenir des paramètres propres au territoire américain (à l'Est de longitude 105°)
- Pluie hypothétique dont la distribution est définie par l'utilisateur

Pluie hypothétique basée sur la fréquence (Frequency-Based Hypothetical Storm)

L'objectif de cette méthode est de définir un événement pour lequel la hauteur et la durée des précipitations sont déterminées pour une probabilité de dépassement donnée. Pour définir cet événement avec HEC-HMS l'utilisateur doit spécifier la hauteur de précipitation en chaque pas de temps pour une probabilité de dépassement choisie. Les hauteurs des précipitations peuvent être déduites à partir des courbes HDF (Hauteur-Durée-Fréquence). Le HEC-HMS applique un coefficient de correction de surface aux hauteurs données par les courbes HDF.

Généralement, la distribution de l'intensité des précipitations est non uniforme sur le bassin versant, la hauteur moyenne sur la surface du bassin est inférieure à la hauteur donnée par les courbes HDF. Pour palier à ce problème, le U.S. Weather Bureau, a défini des facteurs qui permettent d'ajuster les hauteurs données par les courbes HDF à la hauteur moyenne. Ces facteurs, exprimés en pourcentage, sont fonction de la surface du bassin et de la durée de la pluie (HEC-HMS) .(HENINE 2006).

Série de données :

Les données météorologiques nécessaires à la simulation doivent être saisies manuellement ou par le biais de l'importation sous forme DSS (la forme standards d'échange de données générées par les différents applications HEC). Au même temps les données saisies peuvent se visualiser graphiquement sur la même fenêtre (Fig 5.7)

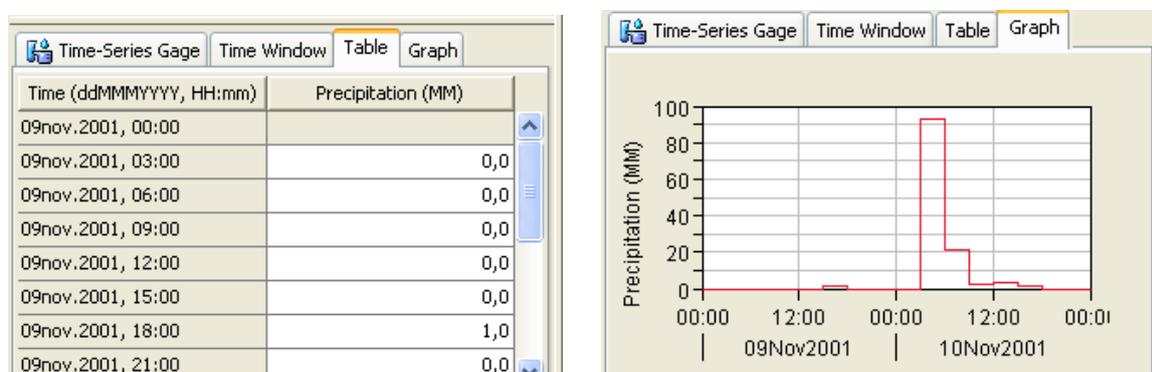


FIG. 5.7 données pluviométriques

3.4 Modélisation de l'EvapoTranspiration (ETP)

L'ETP est modélisé dans HEC-HMS différemment selon le modèle utilisé. Dans le cas de modélisation des évènements courts il est approprié d'omettre ce paramètre. Par contre dans les cas de modélisation des longues périodes ce paramètre devient signifiant et les modèles ont la possibilité de modeler de périodes avec et sans précipitations et font introduit l'ETP sous forme de moyenne mensuel ou des coefficients de correction.

3.5 Représentation de processus d'écoulement

La représentation de processus d'écoulement dans HEC-HMS (Fig 5.8) dépend des buts envisagés par l'étude, et aussi des données disponibles, Dans le cas par exemple de calcul de la surface inondée en aval du bassin versant, le détail des quantités interchangés à l'amont n'est pas nécessaire.

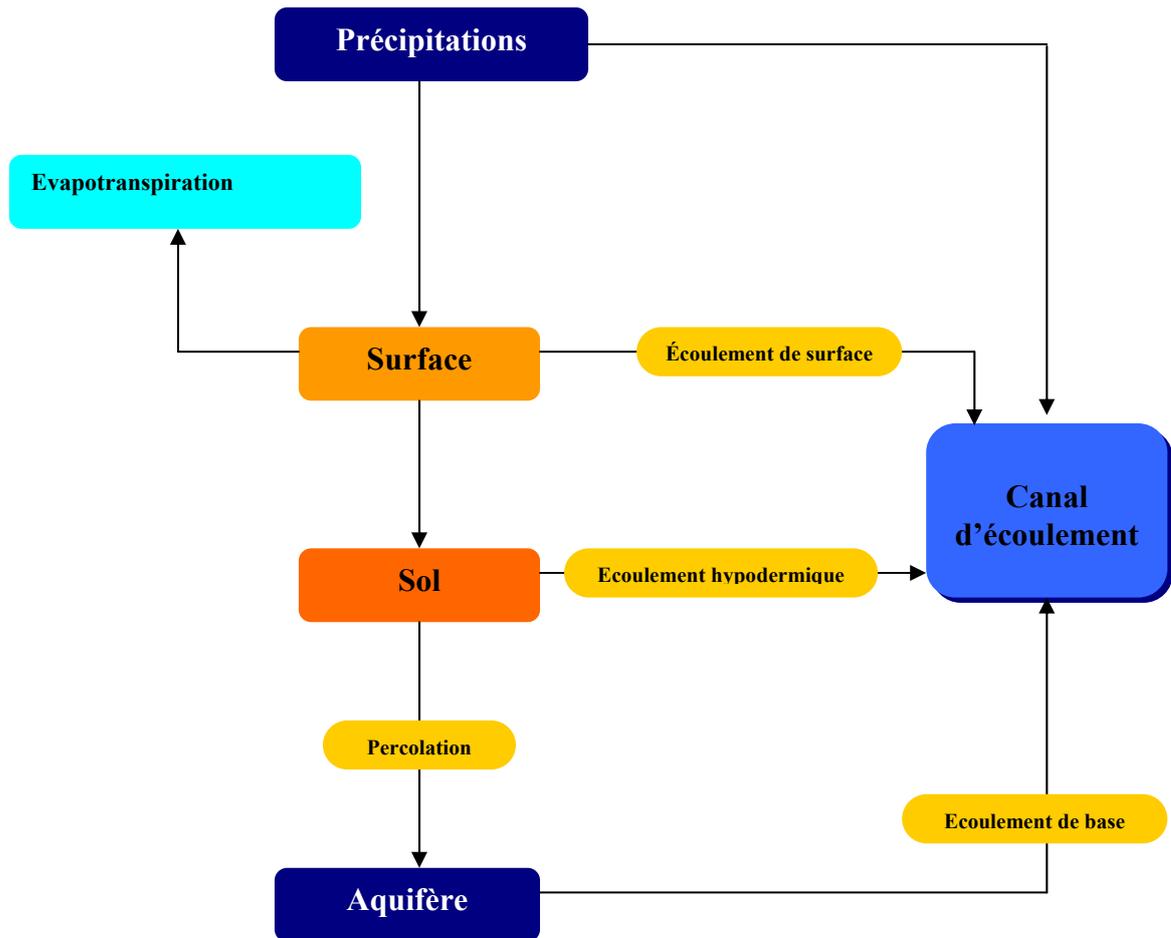


FIG.5.8 Schématisation de processus d'écoulement avec HEC-HMS.

3.6. Bases théoriques de HEC HMS :

Le HEC-HMS intègre des modèles séparés pour chaque composante de processus d'écoulement à savoir :

1. Modèle pour calculer le volume d'écoulement.
2. Modèle de ruissellement direct y compris l'écoulement de surface et hypodermique.
3. Modèle d'écoulement de base.
4. Modèle d'écoulement à surface libre

Ci-après la liste des différents modèles utilisés pour chaque type d'écoulement.

Tableau 5.1 Liste des modèles d'écoulement intégrés à HEC-HMS (TechManual HEC-HMS).

Composantes d'écoulement	MODELES
Volume d'écoulement (Runoff-volume)	Initial and constant-rate
	SCS curve number (CN)
	Gridded SCS CN
	Green and Ampt
	Deficit and constant rate
	Soil moisture accounting (SMA)
	Gridded SMA
Ruissèlement direct (Direct-runoff models)	User-specified unit hydrograph (UH)
	Clark's UH
	Snyder's UH
	SCS UH
	ModClark
	Kinematic wave
	User-specified unit hydrograph (UH)
Ecoulement de base (Baseflow models)	Constant monthly
	Exponential recession
	Linear reservoir
Ecoulement à surface libre (channel flow)	Kinematic wave
	Lag
	Modified Puls
	Muskingum
	Muskingum-Cunge Standard Section
Muskingum-Cunge 8-point Section	

3.6.1 Modélisation des pertes

Le HEC-HMS considère le bassin versant comme :

- Surfaces imperméables interconnectés.
- Surfaces perméables.

Les surfaces imperméables interconnectées considèrent que tout le volume précipité termine dans le canal d'écoulement sans infiltration, ni évaporation ou tout type de perte, dans le cas des surfaces perméables, les pertes sont inclus dans la modélisation. Les modèles suivants sont utilisés pour calculer le volume cumulé des pertes :

- Modèle de perte initiale et à taux constant (The initial and constant-rate loss model)
- Modèle de déficit et à taux de perte constant (The deficit and constant-rate model)
- Modèle (SCS-CN) (The Soil Conservation Services curve number loss model).
- Modèle de Green et Ampt (The Green and Ampt loss model).
- Le modèle continue SMA (Sol-Moisture Accounting)

Concepts de base :

Pour tous ces modèles, les pertes sont calculées pour chaque intervalle de temps et soustraites à la moyenne surfacique de précipitations de cet intervalle. La quantité d'eau restante désigne l'excès de précipitation. Cette quantité est considérée uniforme sur tout le bassin versant et représente le volume d'écoulement de surface.

3.6.1.1 Le modèle de pertes initiales et à taux constant

Ce modèle considère que le potentiel du taux de pertes maximum fc est constant tel que si la précipitation moyenne durant l'intervalle de t à $t + \Delta t$ le volume ruisselé p_{et} est donné par :

$$pe_t = \begin{cases} pt - fc & \text{si } pt > fc \\ 0 & \text{sinon} \end{cases}$$

Pour présenter l'interception et le stockage dans les dépressions de surfaces un taux de pertes initiales Ia est inclus. L'interception est une conséquence de l'absorption de la pluie par le couvert végétal et le stockage de surface est la conséquence de la topographie du bassin versant, l'eau stockée dans les dépressions de surface sera soit évaporée soit infiltrée. Tant que Ia n'est pas atteint, il n'y a pas de ruissellement.

$$pt_e = \begin{cases} 0 & \text{si } \sum pi < Ia \\ pt - fc & \text{si } \sum pi > Ia \text{ et } pt > fc \\ 0 & \text{si } \sum pi > Ia \text{ et } pt < fc \end{cases}$$

Estimation de perte initiale

Ce modèle en effet introduit un paramètre (taux constant) et une condition initiale ce que représente les propriétés physiques du bassin versant, l'occupation et l'état antécédent du sol.

Si le bassin est en état de saturation le Ia approchera de zéro, si le sol est sec le Ia augmente et absorbe le maximum de précipitations avant le ruissèlement. Ce taux comme est montré dans le tableau 5.2 oscille entre des valeurs minimales en cas des surfaces urbanisées et des valeurs maximales aux forêts. Cependant, il est préféré d'estimer ce paramètre par calibration.

Tableau 5.2 Le taux de pertes constant pour les différents types du sol (HEC-HMS)

Groupe	Type du sol	Ordre de grandeur du taux de pertes (mm/h)
A	Sable profond, loess profond, limons agrégés	7.5 à 11
B	Loess peu profond, terre sableuse	3.5 à 7.5
C	Terre argileuse, terre sableuse peu profonde, sols à faible teneur en matière organique, sols argileux	1.2 à 3.5
D	Sols gonflant fortement sous l'effet de l'eau, argiles plastiques lourdes, sols salins.	0 à 1.2

3.6.1.2 Modèle de déficit et à taux de perte constant (*The deficit and constant-rate model*)

Ce modèle inclut une variation de perte initiale quasi-continue, ce modèle diffère du premier modèle par le fait qu'il prend en considération les pertes qui peuvent être récupérés après un certain temps de non écoulement comme le volume d'eau intercepté.

3.6.1.3 SCS-CN model :

La hauteur cumulée des précipitations ruisselées est une fonction de précipitations cumulées, couverture de sol, occupation de sol et l'état initial du sol donnée par la formule

$$Pe = \frac{(p - Ia)^2}{p - Ia + S}$$

Tel que :

Pe : excès cumulé de précipitation (*accumulated precipitation excess*)

P : La hauteur cumulée de précipitations au temps t. (*accumulated rainfall depth at time t*)

Ia : perte initiale

S : capacité maximal de rétention

Le SCS a développé une relation empirique entre la perte initiale et la capacité de rétention

$$Ia = 0.2 S$$

D'où la formule précédente devient :

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{p + 0.8S}$$

La capacité maximale de rétention S est une fonction du paramètre CN (curve number) :

$$S = \frac{25400 - 254CN}{CN}$$

Les valeurs de CN varient de 100 pour les cours d'eau à 30 pour les sols perméables à taux d'infiltration élevé.

3.6.1.4 Le modèle Green & Ampt :

Les pertes sont données par la formule :

$$ft = K \frac{1 + (\varphi - \theta_i)Sf}{Ft}$$

Les paramètres requis dans ce modèle sont :

f_t : perte pendant le temps t .

K : Conductivité hydraulique : dépend des caractéristiques physiques du sol. (Tableau 5.3)

$(\varphi - \theta_i)$: Déficit en eau du sol

S_f : humectation du sol en fonction de la taille des pores.

F_t : Perte cumulée (*cumulative loss*)

Tableau 5.3 Estimation des différents paramètres en fonction de la classe de texture

Texture	Porosité	Conductivité hydraulique (cm / hr)	Aspersion avant mouillage (cm)
Sable	0.437	21.00	10.6
Sable glaiseux	0.437	6.11	14.2
Terre sableuse	0.453	2.59	22.2
Terre	0.463	1.32	31.5
Terre-Limons	0.501	0.68	40.4
Terre Argileuse sableuse	0.398	0.43	44.9
Terre argileuse	0.464	0.23	44.6
Terre-Argile-limons	0.471	0.15	58.1
Argile sableuse	0.430	0.12	63.6
Argile-limons	0.479	0.09	64.7
Limons	0.475	0.06	71.4

3.6.1.5 Le modèle continue SMA (*Sol-Moisture Accounting*)

Contrairement aux modèles précédents, SMA est un modèle qui permet d'étudier de longues périodes avec alternance de la pluie et du temps sec. Le modèle simule le mouvement de l'eau à travers les différents éléments d'un bassin versant. A partir des données de précipitations et d'évapotranspiration, le modèle calcule le ruissellement de surface, les infiltrations et les pertes dues à l'évapotranspiration et les percolations profondes (HENINE 2006) .

Le bassin versant est présenté sous forme d'une série de couches de stockage interconnectées (Fig 5.9) où chacune des courbes est représentée par le taux d'apport de sortie et de sa capacité de stockage qui commande la quantité d'eau perdue ou ruisselé.

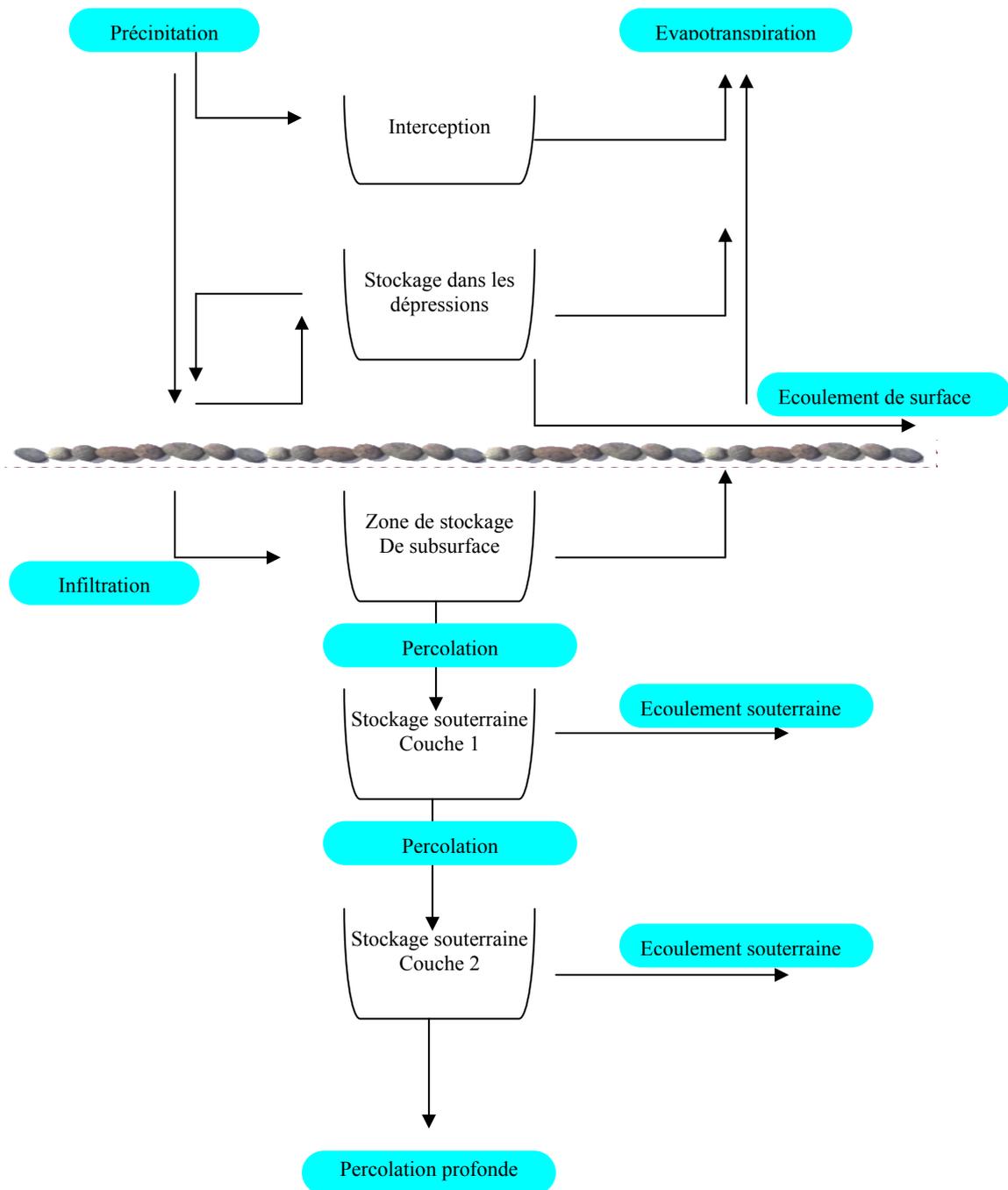


FIG. 5.9 couches de stockage – modèle SMA (HEC-HMS Techmanual)

Les différentes séries de couches de stockage sont :

- Stockage par interception végétale : Cette couche représente l'eau retenue par la végétation (arbres, herbes...) et qui n'atteint donc pas le sol. Les précipitations représentent le seul apport de cette couche. L'évaporation est le principal moyen de la vider.
- Stockage par interception de surface (par les dépressions de surface) : Les apports de cette couche proviennent des eaux non capturées par la

végétation. Cette couche se remplit quand l'infiltration maximale est atteinte. Lorsqu'elle est pleine, elle déborde pour créer le ruissellement de surface.

- Stockage de sub-surface : Il représente l'eau retenue dans le sol à faible profondeur et susceptible d'être soumise à l'évapotranspiration. Les apports sont les infiltrations et les sorties incluent les percolations et l'évapotranspiration. Cette couche est subdivisée en deux zones, la zone supérieure et la zone de tension. La première représente la zone où l'eau sera perdue par percolation et par évapotranspiration. La deuxième est représentée par la partie où l'eau n'est perdue que par évapotranspiration seulement.
- Stockage souterrain : Les couches souterraines représentent le processus des écoulements horizontaux. L'eau stockée dans ces couches est obtenue par percolation (dont le taux est à définir) et considérée comme perdue pour le système.

Le modèle SMA calcule l'écoulement à l'entrée et à la sortie de chaque couche de stockage. Cet écoulement peut être :

- **Précipitations** : Les précipitations représentent les données (ou les inputs) du modèle, elles contribuent en premier lieu au volume de stockage par interception. Une fois que cette couche est saturée, l'excès sera disponible pour l'infiltration.
- **Infiltration** : Le volume d'infiltration pour chaque intervalle de temps est une fonction du volume disponible pour l'infiltration, l'état (fraction de la capacité) de la couche supérieure du sol et du taux d'infiltration maximum spécifié par l'utilisateur. Si le volume disponible pour l'infiltration dépasse le potentiel de stockage calculé, l'excès contribue ensuite au stockage de surface.
- **Percolation** : Le taux de percolation entre les couches de surfaces et les couches souterraines ou entre deux couches souterraines, dépend de l'eau contenue initialement dans la couche source et la couche de réception. Le taux sera important si la couche source est saturée et la couche de réception est presque drainée.
- **Ruissellement de surface et écoulement souterrain** : Le volume d'eau qui excède l'infiltration souterraine et le stockage de surface participe directement au ruissellement de surface ; l'hydrographe résultant de cette étape est calculé par l'un des modèles de ruissellement de surface L'écoulement souterrain est la somme des volumes sortant de chaque couche souterraine en chaque pas de temps considéré.

- **Evapotranspiration** : L'ETP est la quantité d'eau perdue par évaporation directe de l'eau interceptée par les végétaux et l'eau stockée dans les dépressions de surface. Cette quantité est calculée généralement en pas de temps mensuels.

3.6.1.6 Choix et applicabilité

Le choix entre les différents modèles présentés ci-dessus est l'étape la plus importante dans la simulation avec HEC –HMS, ce choix est basé sur les paramètres à définir et les données disponibles pour le calage de modèle, et seuls les résultats obtenues après calage sont capables de donner l'idée sur la convergence de modèle et la décision de le retenir ou de le rejeter.

Le tableau suivant présente les différents avantages et inconvénients qui peuvent aider au choix du modèle le plus adéquat.

Tableau 5.4 Critères de choix entre modèles d'écoulement inclus dans HEC-HMS (HENINE 2006).

Modèle	Avantages	Inconvénients
Modèle de pertes initiales et à taux constant et le modèle déficitaire à taux constant	<ul style="list-style-type: none"> ○ Ces modèles ont été utilisés avec succès dans plusieurs essais aux Etats Unis. ○ Facile à installer et à utiliser. ○ Les modèles incluent seulement quelques paramètres nécessaires qui expliquent la variation du volume de l'écoulement. ○ Le modèle à déficit peut être utilisé pour des simulations à long terme. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Difficile de l'appliquer pour un bassin non jaugé en raison du manque de rapport physique direct entre les paramètres et les propriétés du bassin. ○ Le modèle paraît très simplifié pour prévoir les pertes au cours de l'événement, même s'il prévoit bien les pertes totales.
La méthode Curve Number (CN)	<ul style="list-style-type: none"> ○ La méthode est simple, prévisible et stable. ○ Considère un seul paramètre, qui change en fonction du type de sol, de l'occupation et l'utilisation de la terre, les conditions en surface, et l'état antécédant d'humidité. ○ Méthode bien établie, largement admise pour l'usage aux différentes régions du monde 	<ul style="list-style-type: none"> ○ La méthode ne tient pas compte de la théorie des écoulements non saturés. ○ Le taux d'infiltration approchera à zéro pour une précipitation à longue durée, plutôt que constante. ○ L'abstraction initiale par défaut (0.2S) ne dépend pas des caractéristiques de la pluie, donc si elle est utilisée, elle sera la même pour des averses à des périodes de retour différentes. ○ La méthode ne tient pas compte de l'intensité des précipitations
La méthode de Green & Ampt	<ul style="list-style-type: none"> ○ Les différents paramètres peuvent être estimés à partir des informations sur le sol, pour des bassins versants non jaugés. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Ce modèle n'est pas professionnel ○ Il est moins efficace que quelques modèles empiriques

3.6.2 Modélisation de la fonction de production (*direct runoff*) .

Le ruissèlement direct est modelé sous HEC-HMS par deux méthodes de transformation :

Méthode empirique : Cette méthode ne prend pas en détail les processus internes, les équations et les paramètres du modèle ont une signification physique très limitée.

Méthode conceptuel : Le modèle conceptuel inclus dans HEC-HMS est le modèle de l'onde cinématique de l'écoulement de surface. Il représente, le mieux possible, les mécanismes physiques qui régissent le mouvement de l'excès de précipitation sur la surface et dans les petits canaux du bassin versant.

3.6.2.1 Modèle de l'hydrogramme unitaire (HU)

Le modèle empirique de l'hydrogramme unitaire est un modèle très répandu qui donne la relation entre la pluie nette et le débit ruisselé.

L'hydrogramme unitaire donne le débit de ruissellement par unité de hauteur d'eau tombée sur le bassin versant. Cette méthode repose principalement sur l'hypothèse de linéarité entre la pluie nette et le ruissellement direct.

Le HEC-HMS propose plusieurs modèles de type hydrogramme unitaire à savoir ;

1. Modèle HU de Snyder
2. Modèle HU de SCS
3. Modèle HU de Clark
4. Modèle HU de Clark modifié

3.6.2.2 Modèle de l'onde Cinématique

Ce modèle conceptuel est basé sur la représentation simplifiée du bassin versant (Fig 5.10). L'écoulement superficiel peut être décrit par l'approximation de l'onde cinématique. Le versant est alors conceptualisé par un plan incliné sur lequel s'écoulent deux petites rigoles dans une troisième plus importante.

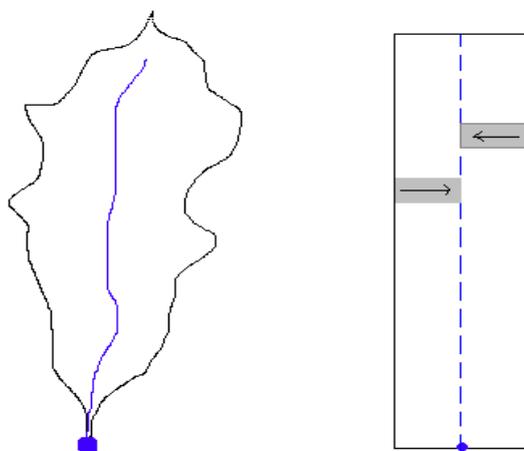


FIG. 5.10 Représentation de l'onde cinématique sur un simple bassin versant

Le HEC-HMS représente les écoulements de surface sur un canal rectangulaire de largeur unité. Cette méthode est aussi utilisée pour les écoulements fluviaux. Dans les deux cas, la résolution des équations se fait par la méthode des différences finies pour assurer la précision et la stabilité. Pour utiliser la méthode de l'onde cinématique dans la modélisation du ruissellement, le bassin versant est décomposé en divers éléments :

- Les plans de ruissellement de surface ;
- Les canaux de collection ;
- Le cours d'eau principal.

Les informations nécessaires pour chacun de ces éléments sont représentées sur le tableau ci-dessous (HENINE 2006).

Tableau 5.5 informations requises pour le modèle de l'onde cinématique

Plans de ruissellement de surface	Collecteurs	Cours d'eau principal
Longueur caractéristique Pente représentative Coefficient de rugosité Aire représentée par le plan Paramètres de pertes	Aire drainée par le canal Longueur du canal Forme du canal Dimensions de la section transversale représentative Coefficient de Manning Pente représentative	Longueur du canal Pente du canal Forme de la section Dimensions de la section transversale représentative Coefficient de Manning Débit d'écoulement de base

Le choix de modèle de ruissellement direct dépend essentiellement de la disponibilité des données pour le calage ou pour l'estimation de certains paramètres, de la pertinence des hypothèses faites pour chaque modèle par rapport au cas étudié et de l'expérience que peut avoir l'utilisateur face aux divers modèles (HENINE 2006) (BORELL 2004).

3.6.3 Modélisation des écoulements à surface libre avec HEC-HMS

Tous les modèles inclus dans HEC-HMS qui calculent l'écoulement fluviale sont basés sur les deux équations fondamentales de l'écoulement à surface libre, l'équation de continuité et l'équation de quantité de mouvement, ces deux équations prennent en considération les principes suivants :

- La vitesse est constante et la surface libre est horizontale.
- L'écoulement est graduellement varié et les accélérations verticales peuvent être négligés.
- Pas de mouvement latéral de flux d'eau.
- Les limites du canal sont fixes, les érosions et les dépôts n'altèrent pas la forme de la section transversale du canal.

- La densité de l'eau est uniforme et la résistance à l'écoulement peut être décrite par des formules empiriques, telles que l'équation de Manning ou de Chézy.

Les équations de continuité et de quantité de mouvement dans HEC-HMS sont résolues par la méthode des différences finis, les équations de différences finis sont simplifiées des équations différentielles partielles originales.

Les informations nécessaires pour ces modèles sont :

- La description du canal
- Paramètres de dissipation d'énergie (ex : coefficient de Manning n)
- Condition initiales
- Conditions aux limites

3.6.3.1 Modèle de Puls modifié (Modified puls)

Ce modèle est basé sur une solution approximative par la méthode des différences finis de l'équation de continuité et une représentation empirique de l'équation de quantité de mouvement (CHOW 1964) (Tech Manual HEC-HMS). La simplification considère que le débit latéral est négligeable.

3.6.3.2 Modèle de Muskingum

Comme le modèle précédent, ce modèle utilise une approximation simple de l'équation de continuité par la méthode des différences finis.

3.6.3.3 Le modèle du décalage (lag model)

Ce modèle est le plus simple, et très répandu surtout pour modéliser le drainage urbain. On considère que l'hydrogramme aval est simplement l'hydrogramme amont décalé dans le temps d'une certaine durée (lag): La valeur de ce décalage peut être estimée comme la durée entre les deux pics des deux hydrographes (ou leurs centres de gravité respectifs).

3.6.3.4 Le modèle de l'onde cinématique (Kinematic wave model) :

Ce modèle est le même que celui décrit précédemment (§3.6.2.2. Il est basé sur une approche des différences finies de l'équation de continuité et une approche simplifiée de l'équation du mouvement. Les informations nécessaires pour ce modèle sont :

- Le type de la section du cours d'eau : trapézoïdale, rectangulaire ou circulaire ;
- Les dimensions principales : la base de la section du canal, le diamètre de la conduite ;
- Pente des berges ;
- La longueur du bief ;
- La pente de ligne d'énergie ;
- Coefficient de la rugosité de Manning (n).

3.6.3.5 Le modèle Muskingum-Cunge

Le modèle Muskingum-Cunge est conçu pour palier aux différentes difficultés que présente le Modèle de Muskingum, tel que les paramètres qui n'ont pas de signification physique et qui sont donc difficiles à évaluer. Il est basé sur l'équation de continuité incluant un débit latéral et sur la forme diffusivité de l'équation de quantité de mouvement.

Dans le tableau ci après un récapitulatif des paramètres utilisés dans les différents modèles et les valeurs acceptées pour chaque modèle.

Tableau 5.6 récapitulatif des paramètres utilisés avec les modèles de HEC HMS (HENINE 2006)

Modèle	Paramètre	Minimum	Maximum
Perte initiale et à taux constant	Perte initiale	0 mm	500mm
	Taux de perte constant	0 mm/h	300mm/h
Modèle de perte SCS	Rétention initiale	0 mm	500 mm
	Curve Number (CN)	1	100
Modèle de perte de GREEN et AMPT	Déficit hydrique	0	1
	Conductivité hydraulique	0 mm/h	250mm/h
	Wetting front suction	0 mm	1000 mm
Hydrographe unitaire de CLARK	Temps de concentration	h	500 h
	Coefficient de stockage	0 h	150 h
Hydrographe unitaire de SNYDER	Décalage	0.1 h	500 h
	Cp	0.1	1.0
Hydrographe unitaire du SCS	Décalage	0.1 min	30 000min
Onde cinématique	Coefficient de Manning (n)	0	1
Ecoulement souterrain	Ecoulement souterrain initial	0 m ³ /s	100 000m ³ /s
	Facteur de récession	0.000011	-
	Rapport débit/pic max	0	1
Modèle de Muskingum	K	0.1 h	150h
	X	0	0.5

3.7 Exécution de la simulation

La simulation dans HEC-HMS peut être lancée en plusieurs scénarios. Dans chaque scénario on a la possibilité de combiner différents jeux de données et sauvegarder chaque combinaison sous un nom spécifique, l'outil qui permet la manipulation des exécution est le gestionnaire d'exécution (run manager) (Fig 5.11)

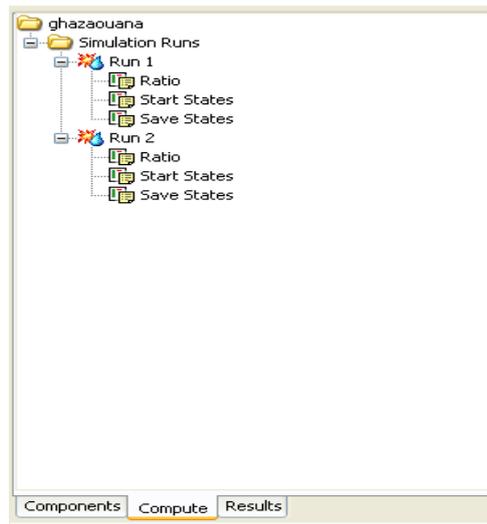


FIG 5.11 Gestionnaire de simulations

Visualisation des résultats

La visualisation des résultats sous HEC-HMS se fait sous forme de tableaux ou sous forme graphique (Fig 5.12). Le modèle offre la possibilité de visualiser les résultats globaux ou par élément du bassin (sous bassin, bief, jonction).

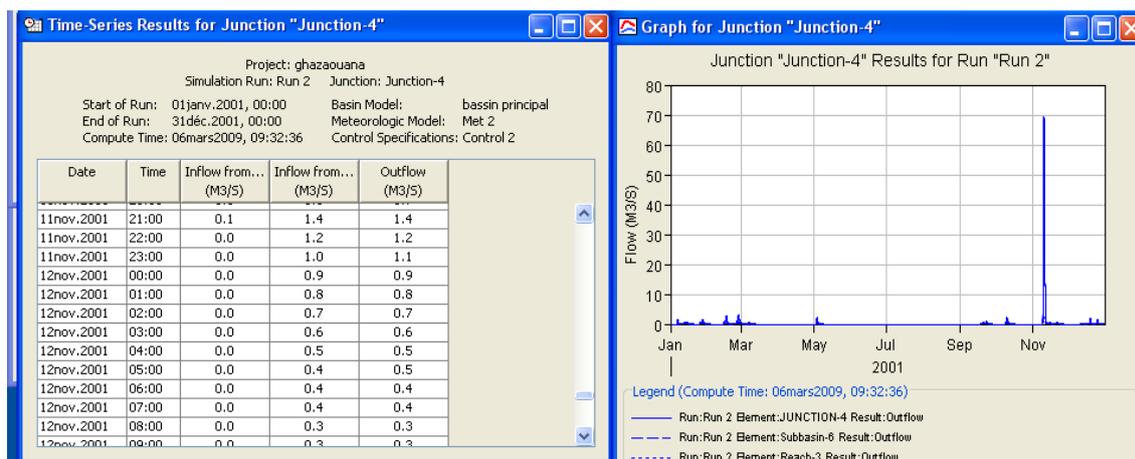


Fig 5.12 Visualisation des résultats

4 .Simulation des hydrogrammes de crue

4.1 Analyse fréquentielle des séries pluviométriques

Les données disponibles pour l'étude hydrologique du bassin de Ghazouana sont :

- Une série de précipitations avec un pas de 03 heures étalé sur une période de dix ans 1996-2005, et les valeurs d'évapotranspiration correspondants (données ANRH^{*}),

* ANRH : Agence Nationale Des Ressources Hydriques

- Les apports liquides annuels pour 06 ans 1996-2001.
- Pluies mensuelles de la période 1971-2004.
- Pluies maximales journalières de la période 1971-2004.

Pour l'étude statistique de la série des pluies maximales journalières de la station de Ghazoauet (1971 – 2004) , on a utilisé une version d'évaluation du Code Hyfran (développé par l'équipe de la Chaire CRSNG/Hydro-Québec en hydrologie statistique, située à l'Institut national de la recherche scientifique (Québec)).

L'analyse fréquentielle des pluies maximales journalières montre qu'elles suivent une distribution à loi de Gumbel (Fig 5.13).

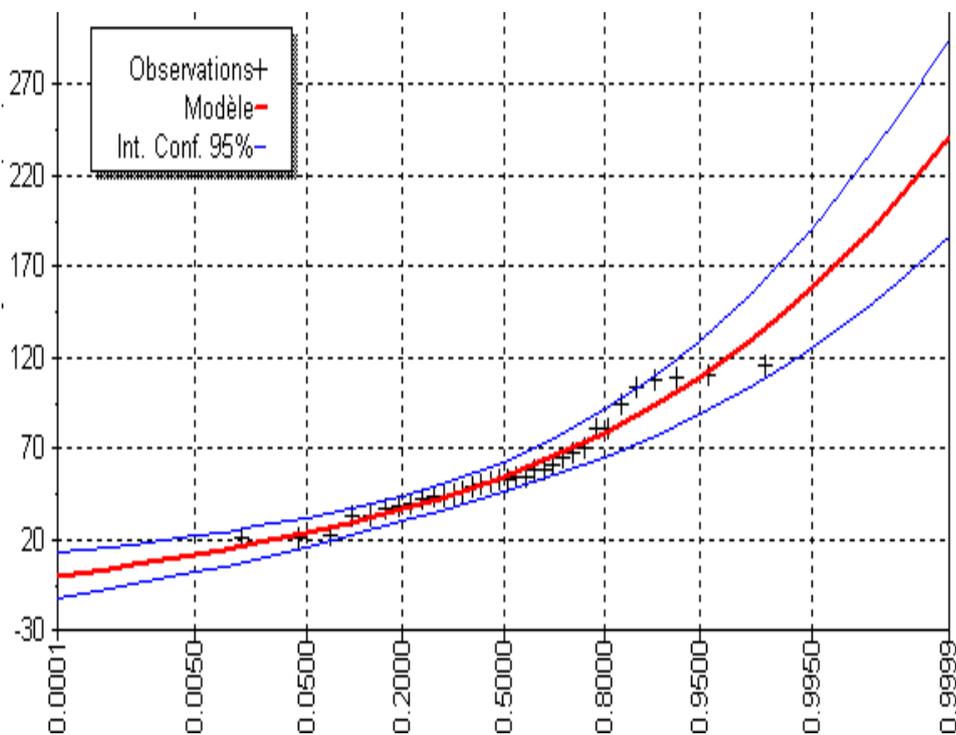


FIG. 5.13 Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel

Le code calcule automatiquement les valeurs des pluies maximales journalières correspondantes aux différentes périodes de retour (Tableau 5.7).

Tableau 5.7 Pluies maximales journaliers en fonction de la période de retour

Période de retour	Probabilité au non dépassement	Pluie maximale journalière
10000	0.9999	240
2000	0.9995	206
1000	0.999	192
200	0.995	158
100	0.99	143
50	0.98	129
20	0.95	109
10	0.9	93.8
5	0.8	78.1
3	0.6667	65.5
2	0.5	54.2
1.4286	0.3	42.6
1.25	0.2	36.5
1.1111	0.1	29
1.0526	0.05	23.5
1.0204	0.02	17.9
1.0101	0.01	14.4
1.005	0.005	11.5
1.001	0.001	5.92

Les valeurs retenues pour la simulation hydrologique sont celles qui correspondent aux périodes de retour 10, 100 et 1000 ans.

Ces valeurs considérées comme pluies de projet, sont utilisées dans HEC-HMS pour modéliser la réponse hydrologique de bassin versant de Oued Ghazouana, la durée est choisie de façon qu'elle dépasse le temps de concentration du bassin versant, et l'intensité est répartie uniformément (Fig 5.14).

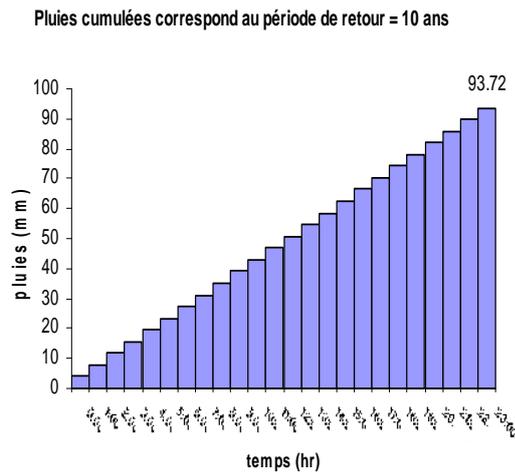


FIG. 5.14 Exemple de la répartition cumulée hypothétique de la pluie journalière

4.2 Calage des Modèles

La simulation avec les données disponible est simplificatrice et les résultats issus ne reflètent pas la réponse réelle du bassin en l'absence des données observées fiables pour le calage et la calibration des paramètres utilisés dans la simulation.

Les paramètres des sous bassin versant d'Oued Ghazouana :

Tableau 5.8 Paramètre des sous bassins versant.

Sous bassins	Superficie (km ²)	Temps de concentration Tc (h)	Taux des zones imperméables (%)
1	79	4.8	0.2
2	31	3.7	0.2
3	37	4.1	0.2
4	99	5.2	5
5	19	2.9	2
6	29	2.1	7

Les temps de concentration des sous bassins sont calculés par la formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy}}}$$

A : superficie du bassin versant

L : Longueur maximale du bassin (Km)

Le taux d'imperméabilisation est estimé par la cartographie de la carte d'occupation de sol, et la superposition de la carte issue avec la carte des sous bassins.

Les modèles ont été choisis selon l'objectif envisagé par la simulation et les données disponibles. Les seules données disponibles en matière de débit de sortie sont les apports liquides annuels de sous bassin de Oued Tleta. Ces données sont utilisés pour caler le modèles de HEC-HMS qui introduisent des paramètres simples.

Le tableau suivant (Tableau 5.9) présente les différents paramètres que nous avons calés à l'aide de l'apport annuel du sous bassin d'Oued Tleta, ces paramètres ont été régionalisés sur l'ensemble du bassin versant d'Oued Ghazouana.

Tableau 5.9 calage des paramètres utilisés par les différents modèles

Modèle	Paramètres	Après calage	Apport annuel 2000-2001 (hm ³) BV O.Tleta	Apport annuel simulé 2000-2001 (hm ³) O.Tleta
Modèle de perte Initial	Perte initiale	4 mm	0.50156	0.5238
	Taux d'infiltration	2 mm		
Modèle HU de clark	Temps de concentration	5.2 h		
	Coefficient de storage	8.7		
Modèle de Muskingum	Muskingum K	2		
	Muskingum X	0		

L'évapotranspiration n'a pas été prise en compte, car l'évènement simulé est de courte durée et supposée totalement pluvieux, ce que rend l'évapotranspiration insignifiante, de la même façon, on a négligé les pertes à travers les canaux vue la difficulté d'estimation de débit perdu à travers ces cours d'eau.

4.3 Résultats issus de la simulation

Période de retour 10 ans :

On a utilisé dans cette simulation les modèles qui conviennent le plus avec les paramètres physiques du bassin. On note que les dates indiquées sont virtuelles et leur utilisation est à titre d'illustration. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10 Résultats de la simulation pour chaque élément du bassin (T=10 ans)

Hydrologic Element	Surface drainée (km ²)	Debit max (m ³ /s)	Temps de debit max (durée virtuel)
Junction-1	68	33.6	10nov.2001, 00:00
Junction-2	147	72.7	10nov.2001, 01:00
Junction-3	265	134.4	10nov.2001, 01:00
Junction-4	294	147.1	10nov.2001, 02:00
Reach-1	68	33.0	10nov.2001, 01:00
Reach-2	147	70.4	10nov.2001, 02:00
Reach-3	265	131.9	10nov.2001, 02:00
Subbasin-1	79	39.7	10nov.2001, 00:00
Subbasin-2	31	15.7	10nov.2001, 00:00
Subbasin-3	37	17.9	10nov.2001, 01:00
Subbasin-4	99	54.4	10nov.2001, 00:00
Subbasin-5	19	10.7	10nov.2001, 00:00
Subbasin-6	29	16.0	10nov.2001, 00:00

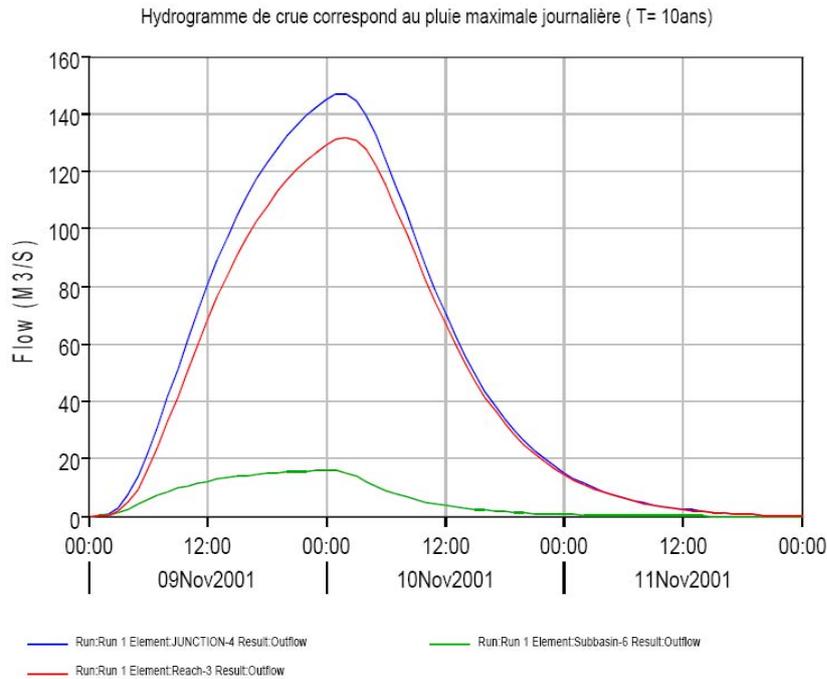


Fig 5.15 Hydrogramme de crue correspond au pluie maximale journalière (P= 93.8 mm)

La jonction 4 qui figure dans les graphes (Fig 5.15) et qui présente le plus grand débit, est la jonction qui correspond à l'exutoire du bassin. Le sous bassin 6 est connecté directement à l'exutoire, le bief (reach 3) draine le reste du bassin.

Période de retour 100 ans :

T = 100 ans :

La simulation de la pluie maximale journalière (P = 143 mm)

Tableau 5.11 Résultats de la simulation pour chaque élément du bassin (T=100 ans)

Hydrologic Element	Surface drainée (km ²)	Debit max (m ³ /s)	Temps de debit max (durée virtuel)
Junction-1	68	70.6	10nov.2001, 00:00
Junction-2	147	152.7	10nov.2001, 01:00
Junction-3	265	276.4	10nov.2001, 01:00
Junction-4	294	302	10nov.2001, 02:00
Reach-1	68	69.6	10nov.2001, 01:00
Reach-2	147	148.2	10nov.2001, 02:00
Reach-3	265	271.5	10nov.2001, 02:00
Subbasin-1	79	83.2	10nov.2001, 00:00
Subbasin-2	31	33.2	10nov.2001, 00:00
Subbasin-3	37	37.6	10nov.2001, 01:00
Subbasin-4	99	109.2	10nov.2001, 00:00
Subbasin-5	19	21.3	10nov.2001, 00:00
Subbasin-6	29	32.1	10nov.2001, 00:00

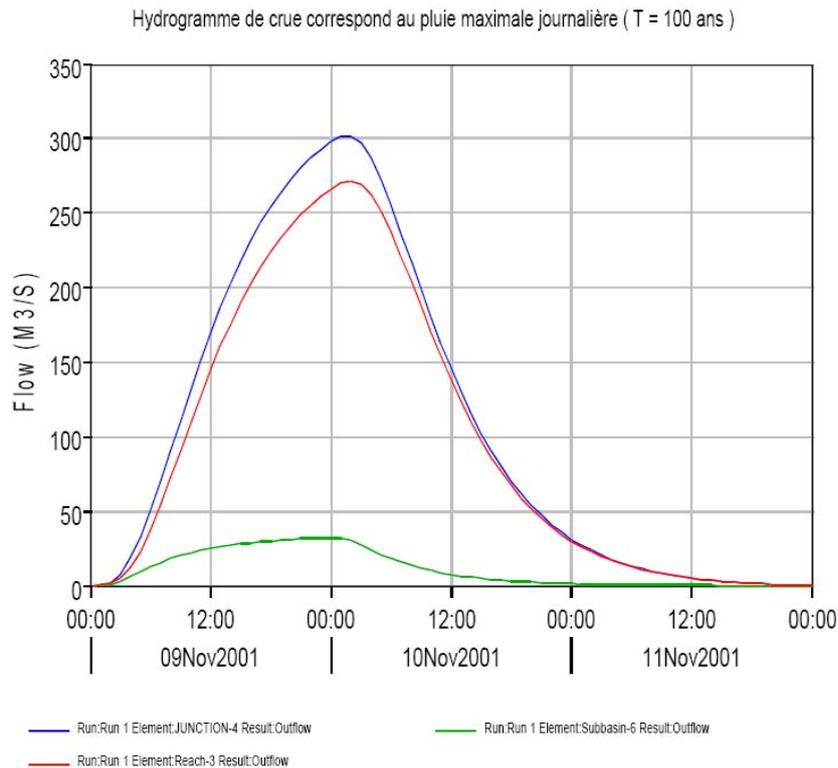


Fig 5.16 Hydrogramme de crue correspond au pluie maximale journalière (P= 143 mm) ;

Période de retour 100 ans :

T = 1000 ans :

La simulation de la pluie maximale journalière (P = 192)

Tableau 5.12 Résultats de la simulation pour chaque élément du bassin (T=1000 ans)

Hydrologic Element	Surface drainée (KM2)	Debit max (M3/S)	Temps de debit max (durée virtuel)
Junction-1	68	107	10nov.2001, 00:00
Junction-2	147	231.1	10nov.2001, 01:00
Junction-3	265	415.8	10nov.2001, 01:00
Junction-4	294	454	10nov.2001, 02:00
Reach-1	68	105.5	10nov.2001, 01:00
Reach-2	147	224.5	10nov.2001, 02:00
Reach-3	265	408.6	10nov.2001, 02:00
Subbasin-1	79	125.9	10nov.2001, 00:00
Subbasin-2	31	50.3	10nov.2001, 00:00
Subbasin-3	37	56.9	10nov.2001, 01:00
Subbasin-4	99	163	10nov.2001, 00:00
Subbasin-5	19	31.6	10nov.2001, 00:00
Subbasin-6	29	47.9	10nov.2001, 00:00

Tableau 5.12 Résultats de la simulation pour chaque élément du bassin (T=1000 ans)

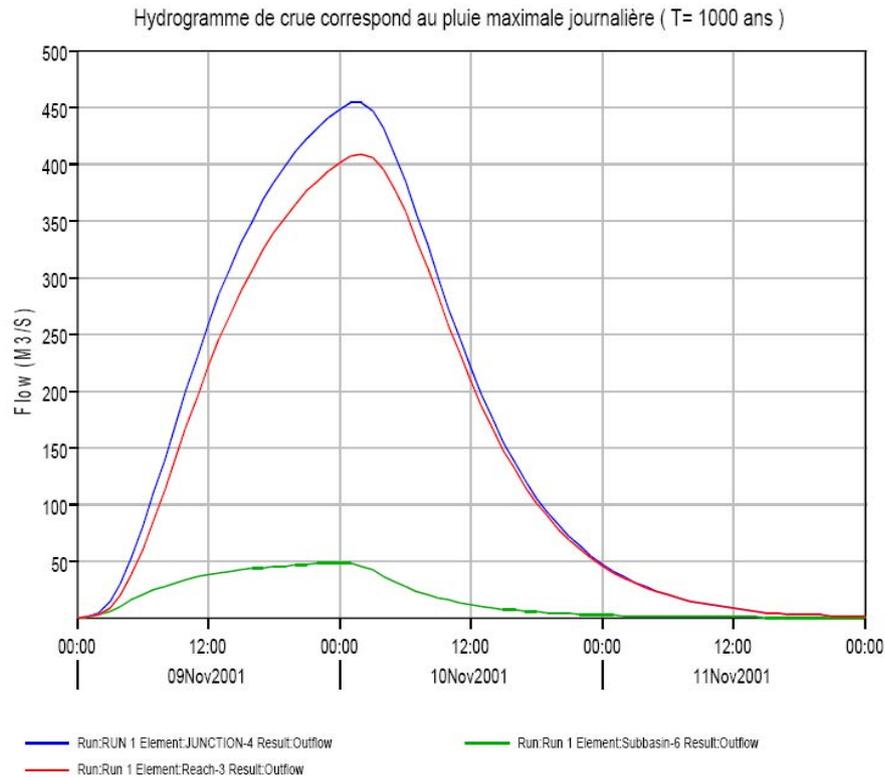


FIG. 5.17 Hydrogramme de crue correspond au pluie maximale journalière (P= 192 mm)

4.4 Sensibilité des modèles

Le calage des modèles est une étape très sensible dans la modélisation hydrologique,. Ceci nécessite des données observées fiables afin de caler les paramètres utilisés dans chaque modèle. Nous avons testé la sensibilité de la réponse hydrologique à la variation de quelque paramètres,

4.4.1 Influence des pertes initiales sur la réponse hydrologique :

Le graphe de la figure (Fig 5.18) montre que l'hydrogramme de crue est très sensible a la variation des pertes initiales dans sa phase de montée, où l'allure est sensiblement modifié. En générale la courbe garde la même allure et la variation est beaucoup plus observée sur le retardement de la réponse et le laminage de pique. Cette réalité peut nous servir dans la proposition des aménagements qui augmentent ce paramètre et par conséquent réduit le pique et le volume de la crue.

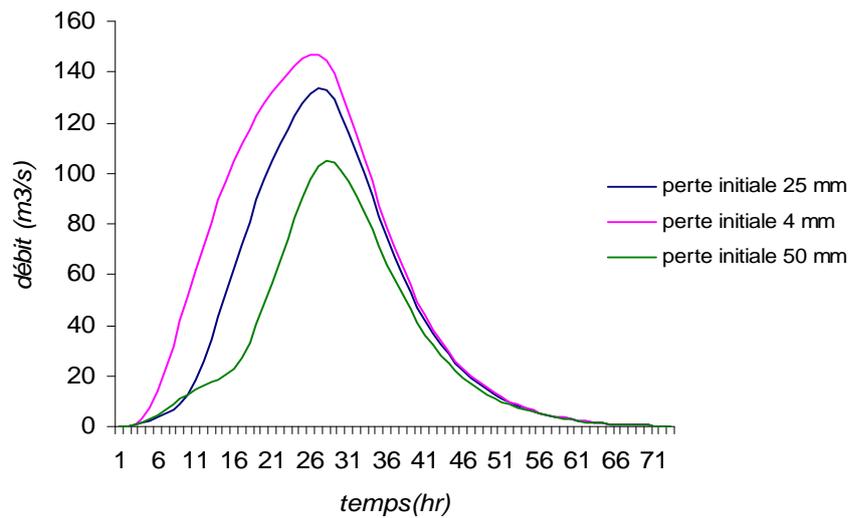


FIG. 5.18 influence de perte initiale sur la réponse hydrologique

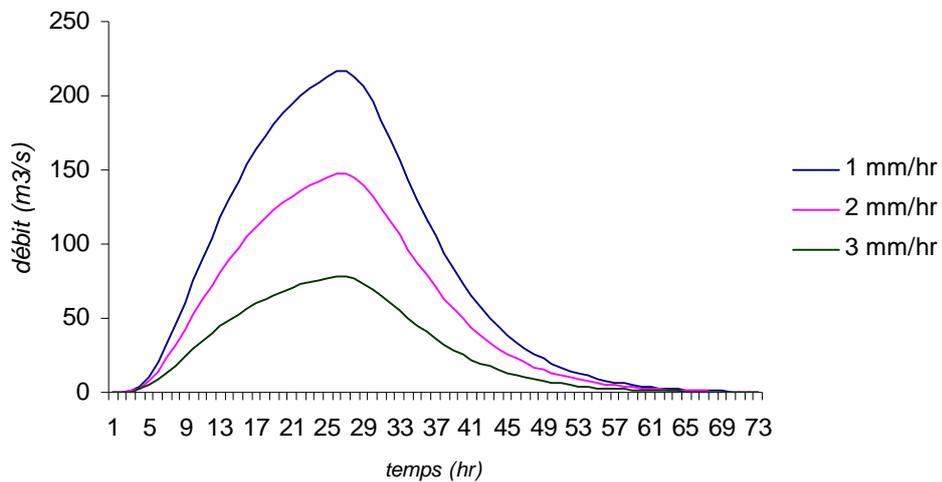


FIG. 5.19 Influence de l'infiltration sur la réponse hydrologique

4.4.2 Influence de l'infiltration

La réponse hydrologique est très influencée par le taux d'infiltration et ceci durant la période de crue comme durant celle de décrue, ce paramètre varie en fonction de la nature et la texture de sol.

5. Modélisation et cartographie de l'Aléa

Notre objectif était donc de présenter les potentialités de modèle HEC-HMS, parmi toutes les conceptualisations de la genèse et de la propagation des crues disponibles. On a choisi les plus simples à manipuler, selon les données disponibles, et les résultats obtenus seront utilisés dans la section suivante pour modéliser l'Aléa à l'échelle de lit majeur.

Les hydrogrammes issus de la modélisation hydrologique sont utilisés comme données d'entrée du modèle hydraulique. Le choix du type de modèle hydraulique et du logiciel qui permet de le mettre en œuvre est une étape très importante. Nous présentons dans un premier temps les potentialités de logiciel choisi (HEC-RAS).

5.1. Modèle HEC-RAS

Le modèle HEC-RAS (the Hydrologic Engineering Center River Analysis System)* est un modèle unidimensionnel conçu par ; Hydrologic Engineering Centre de l'US Corp Engineers pour modéliser l'écoulement surface libre permanent et non permanent. HEC-RAS est conçu principalement pour exécuter trois tâches :

1. calcul des hauteurs d'eau dans un régime permanent.
2. simulation de l'écoulement non permanent
3. calcul de la capacité de transport solide

Les trois composants peuvent se présenter dans la même géométrie. En plus le système comporte plusieurs caractéristiques hydrauliques qui peuvent être appelés une fois les lignes d'eau sont calculées.

Le modèle est en développement continu. La version actuel est HEC-RAS 4.0 caractérisé, en comparaison avec les versions précédentes, par l'amélioration de calcul de transport solide et d'autres fonctionnalités sur la qualité des eaux.

5.1.1. Bases théorique de logiciel HEC-RAS

Les bases théoriques de HEC-RAS sont publiés dans les brochures d'aide de logiciel, nous allons cités en ce qui jugées les principales.

Régime permanent

Le HEC-RAS à la capacité de calcul unidimensionnel des hauteurs de la surface libre, par la résolution des équations suivantes :

Equation de base de calcul

La variation de la hauteur d'eau entre deux sections successives est calculée à partir de la résolution par procédure itérative de l'équation d'énergie suivante :

$$y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + hc \quad (5)$$

Tel que :

y_1, y_2 : Tirant d'eau dans chaque section

Z_1, Z_2 : Côte de fond.

V_1, V_2 : Vitesse moyenne dans chaque section

* Version téléchargeable gratuitement sur le site : <http://www.hec.usace.army.mil/>

α_1, α_2 : Coefficients relatifs à la répartition des vitesses dans une section
 g : Accélération de la pesanteur
 hc : Perte de charge.

La perte de charge est composée de perte de charge due aux frottements linéaires (distribués), et celle due aux singularités (locales).

$$hc = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (6)$$

L : Distance entre deux sections

\bar{S}_f : Pente représentative de frottement entre deux section*

C : Coefficient de perte par expansion ou contraction

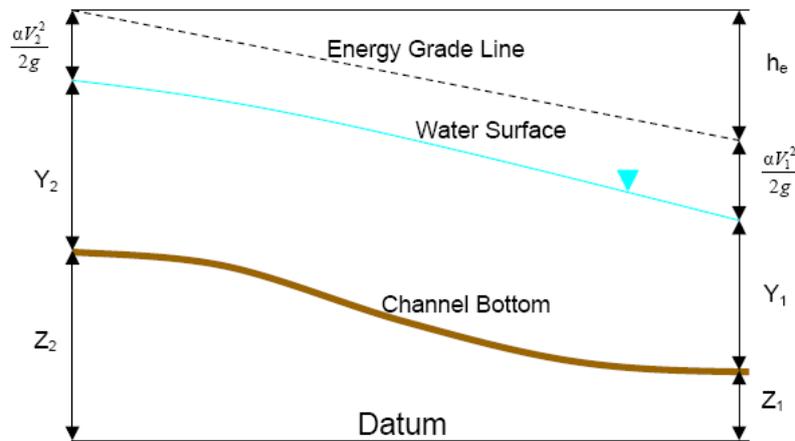


FIG. 5.20 représentation des termes de l'équation d'énergie (Manuel de HEC-RAS)

Calcul de coefficient global de Strickler

Le coefficient de rugosité global K (de Strickler) est le coefficient relatif à la répartition de vitesses qui sont calculées par la subdivision de débits en unités, où la vitesse est uniformément répartie, cette subdivision est basé dans HEC-RAS sur le changement de coefficient de Manning n qui est calculé dans chaque subdivision par l'équation de Manning suivante :

$$R = K . S_f^{1/2} \quad (7)$$

$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad (8)$$

K : coefficient de Strickler

n : coefficient de rugosité de Manning

A : section mouillée

R : rayon hydraulique

* Traduction proposée de : Representative friction slope between two sections

Rugosité équivalente de lit composé

Le coefficient de rugosité composé est calculé dans HEC-RAS par la relation :

$$nc = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \quad (9)$$

nc :rugosité équivalente

P :périmètre mouillé totale

P_i : périmètre mouillé de la subdivision i .

n : coefficient de rugosité de la subdivision

Détermination de la ligne de charge moyenne

La ligne de charge moyenne est obtenue en reportant graphiquement $\frac{V^2}{2g}$ (énergie cinétique) au dessus de la ligne piézométrique.

Le terme $\frac{V^2}{2g}$ traduit l'énergie cinétique est obtenue dans HEC-RAS (Fig 5.21)

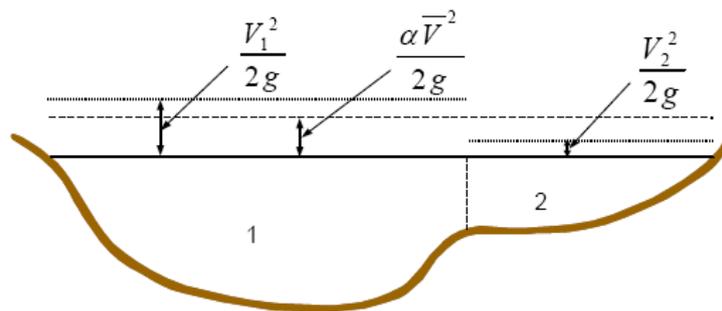


FIG. 5.21 représentation des termes de l'équation d'énergie (Manuel de HEC-RAS)

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2} \quad (10)$$

$$\alpha = \frac{2g \left(Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g} \right)}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2} \quad (11)$$

$$\alpha = \frac{[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2]}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2} \quad (12)$$

En général

$$\alpha = \frac{[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_n V_n^2]}{(Q) \bar{V}^2} \quad (13)$$

Procédure de Calcul

Le calcul de la hauteur d'eau dans la section considérée est fait par procédure itérative de l'équation (5) et (6), et déroule comme suit :

1. Proposer une hauteur d'eau à la section en aval(ou en amont selon le régime considéré)
2. Sur la base de la hauteur d'eau proposée déterminer le coefficient total de Strickler et la vitesse moyenne.
3. Avec les valeurs obtenues calculer \bar{S}_f et résoudre l'équation de hc
4. Avec les valeurs obtenues dans l'étape 2 et 3 résoudre l'équation (1)
5. Comparer la valeur de la hauteur d'eau avec celle proposée au début.
6. Répéter la procédure jusqu'à l'obtention de la précision par l'utilisateur.

5.1.2. L'Environnement HEC-RAS

L'environnement de logiciel HEC-RAS est présenté sous forme de projets, chaque projet contient plusieurs fichiers dans chacun porte le nom de projet et possède son propre extension et présente son propre jeu de données , ces fichiers sont présentés comme suit :

Le fichier de projet (*.prj) : C'est le fichier principale qui contient les informations descriptifs de projet et les conFiguration par défaut ou choisis par l'utilisateur.

Le fichier de géométrie (*.G--) :Il comporte la géométrie de cours d'eau étudié il s y intègrent tous les informations relatives à la géométrie (schéma, sections en travers, rugosité, ouvrage...etc.).

Le fichier (flow) débit (*.F--) Ce fichier est utilisé pour stocker les données de débits , il peut comporter plusieurs profils ou chaque profile regroupe de conditions particuliers de débit.

Le fichier Plan (*.P--) Chaque fichier plan contient par combinaison des données particuliers, ce fichier aide l'utilisateur à simuler plusieurs scénarios avec les mêmes données.

Le fichier exécution (*.R--) Ce fichier se crée automatiquement à l'exécution de chaque simulation et contient les données relatives à la simulation .

Le fichier (output) résultat (*.O--) : Il regroupe les résultats de la simulation

Tous les fichiers HEC-RAS prennent la numérotation de 0 à 99 , leurs nom est ceux définis par l'utilisateur et ne doivent pas modifiés.

Au premier démarrage de HEC-RAS la fenêtre de la FIG. 3.4 apparaît, la description des principaux boutons est illustrée comme suit :

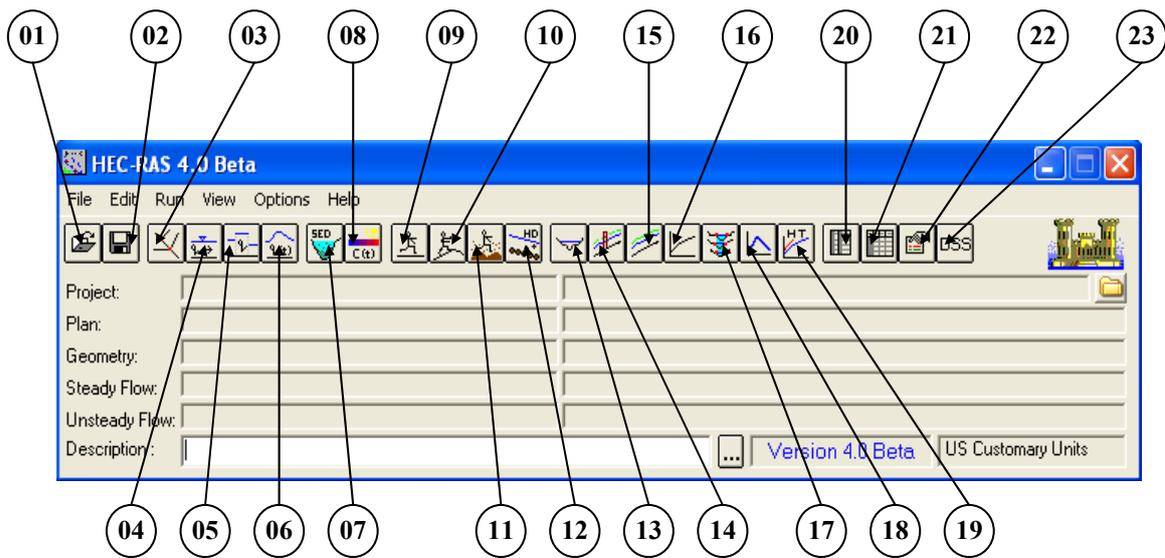


FIG. 5.22 fenêtre principale de HEC-RAS

1. Ouvrir un projet existant ;
2. Enregistrer un travail ;
3. Fenêtre de géométrie ;
4. Introduire les données de régime stationnaire ;
5. Introduire les données de régime quasi-stationnaire (version 4.0 Béta) ;
6. Introduire les données de régime non-stationnaire ;
7. Introduire les données de transport solide ;
8. Introduire les données de qualité d'eau ;
9. Lancer la simulation de régime stationnaire ;
10. Lancer la simulation de régime non stationnaire ;
11. Lancer le calcul de transport solide ;
12. Exécuter le calcul de la conception hydraulique ;
13. Détails des sections en travers ;
14. Affichage des caractéristiques de l'écoulement ;
15. Affichage générale de profile ;
16. Courbes d'estimation ;
17. Vues 3D ;
18. Hydrographe de crue ;
19. Affichage de propriétés hydrauliques ;
20. Affichage des résultats détaillés ;
21. Affichage global des résultats ;
22. Rapport d'erreurs ;
23. Données DSS.

5.1.3. Etapes de simulation par HEC-RAS

La simulation de l'écoulement à l'aide de logiciel HEC-RAS passe par des étapes successives illustrées par les paragraphes suivantes :

5.1.3.1. Création d'un nouveau projet

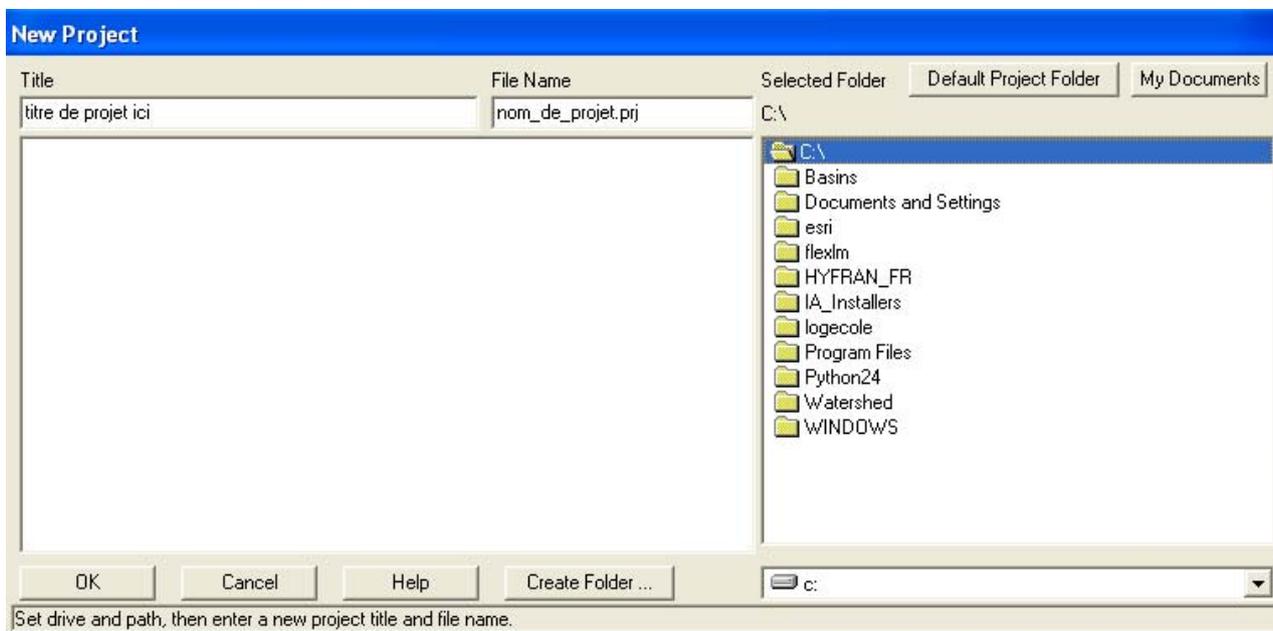


FIG. 5.23 création de nouveau projet HEC-RAS

Choisir un nom et un titre de projet ainsi que l'emplacement des fichiers

5.2.3.2. Création de la géométrie de cours d'eau

Dans le menu **Edit** la commande **Geometric Data** fait apparaître la fenêtre de la figure Fig.3.6 sur laquelle on doit tracer le schéma de cours d'eau à étudier, avec la possibilité d'insérer une image de fond pour nous aider à tracer le tronçon de l'étude, les sections transversales sont représentées par des points avec les coordonnées (x,y) où x est la distance par rapport à un point repère et y est l'élévation correspondante.

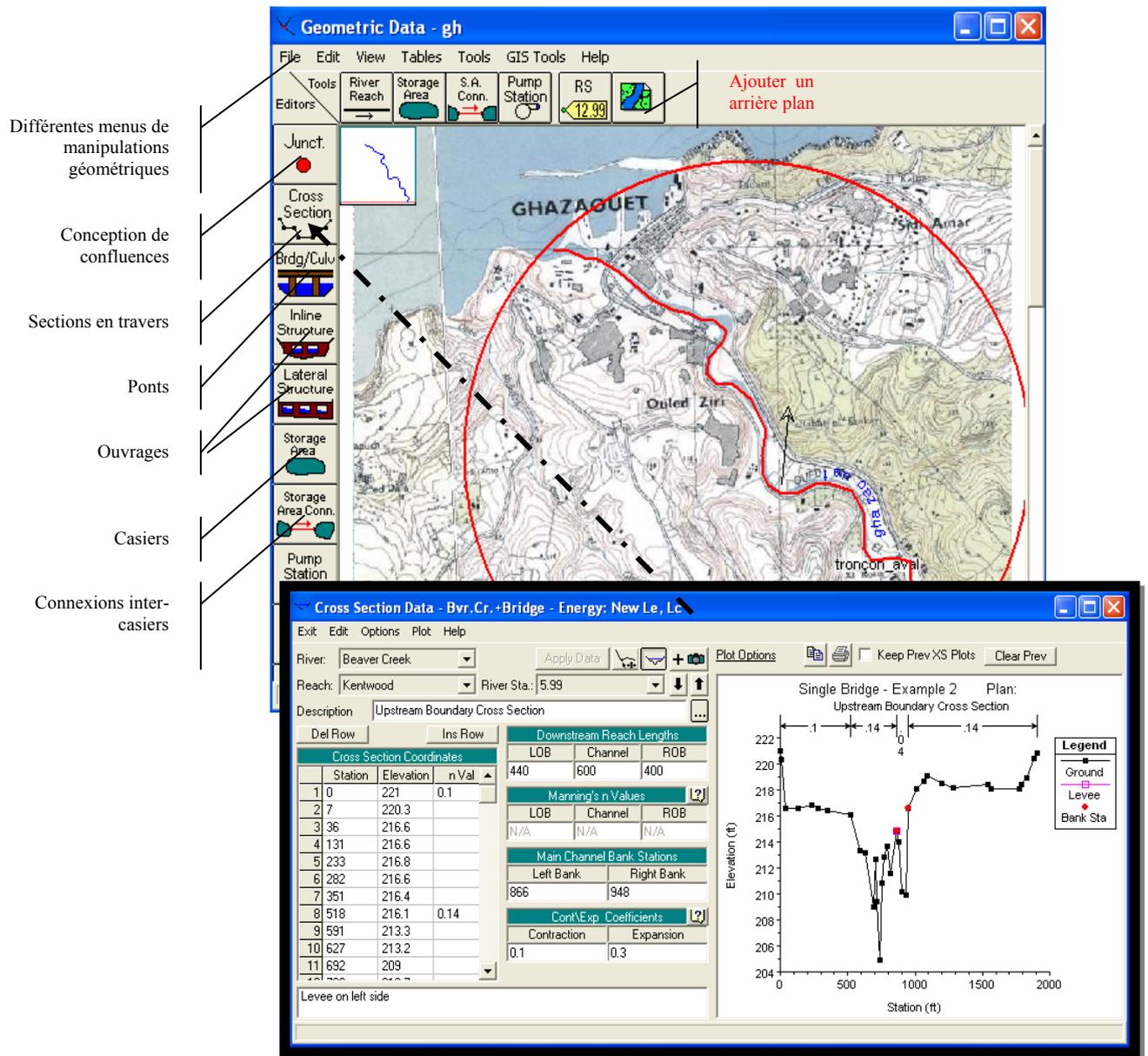


FIG. 5.24 fenêtres des données géométriques

5.1.3.3. Données hydrométriques

Selon le régime étudié, les données sont introduites à l'aide de menu **Edit\steady flow data** (pour le régime permanent) et **Edit\unsteady flow data** pour spécifier le régime non permanent. Pour un régime permanent les valeurs de débit entrés en amont sont valables pour tous les tronçons sauf le cas où un affluent important change le débit dans le tronçon, les valeurs des débits sont issues d'une analyse fréquentielle des débits. Ils sont généralement utilisés pour simuler l'impact des débits extrêmes (crues et étiages).

5.1.3.4. Les conditions aux limites

En cliquant sur le bouton **Reach boundary conditions**, on définit les conditions aux limites en aval si l'écoulement est fluvial (infracritique), et en amont si l'écoulement est torrentiel (supercritique). Le HEC-RAS offre la possibilité d'entrer, comme conditions aux limites, une hauteur d'eau connue, une pente, une profondeur normale ou critique et une courbe d'estimation. Pour un régime non permanent sans apport. Les conditions aux limites qui peuvent être utilisées dans HEC-RAS sont l'hydrogramme de crue, la courbe de tarage ou la combinaison des deux.

5.1.3.5. La simulation

Après avoir défini la géométrie, les données hydrométriques et les conditions aux limites nécessaires à la simulation et après avoir enregistré les fichiers correspondants, on peut passer à la simulation hydraulique en utilisant le bouton **Perform a steady flow simulation** pour le régime permanent, ou le bouton **Perform Unsteady flow simulation** pour le régime non permanent, par exemple, dans le premier cas on obtient la fenêtre suivante :

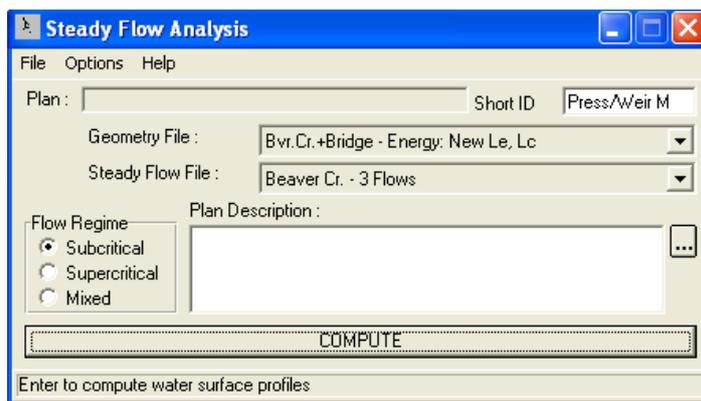
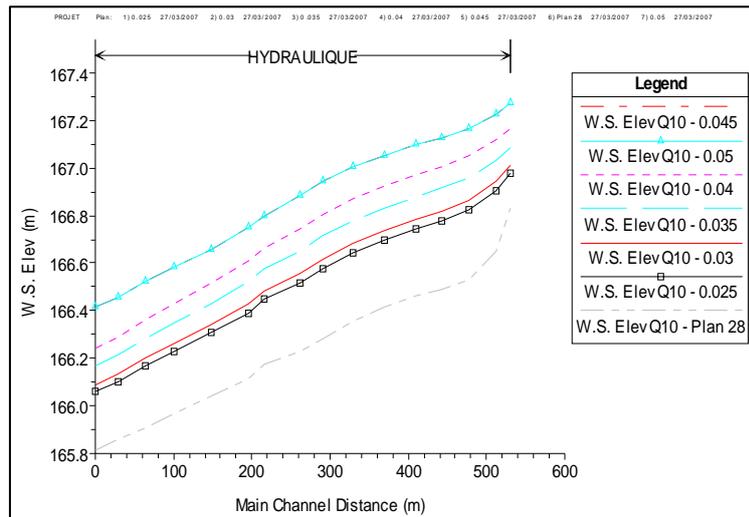


FIG. 5.25 fenêtre de simulation pour le régime permanent

Choisissez les données voulues pour la simulation (géométrie et débit) et cochez le régime adéquat. Puis cliquez sur la barre **compute** (calculez) si l'opération se déroulera normalement la simulation s'enregistrera automatiquement, dans le cas échéant vous aurez des erreurs relatives généralement aux mauvaises manipulations de format de l'heure ou la date ou un choix erroné des conditions aux limites, corrigez les erreurs et refaites le calcul.

Les résultats obtenus de la simulation sont affichés sous format graphique avec une large possibilité d'afficher le paramètre désiré ou sous forme de tableau détaillé. Les résultats peuvent être exportés vers un fichier ou un périphérique d'impression.



Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: Press/Weir M River: Beaver Creek Reach: Kentwood Profile: 25 yr Reload Data

Reach	River Sta	Profile	Q Total (cfs)	Min Ch El (ft)	W.S. Elev (ft)	Crit W.S. (ft)	E.G. Elev (ft)	E.G. Slope (ft/ft)	Vel Chnl (ft/s)	Flow Area (sq ft)	Top Width (ft)	Froude #
Kentwood	5.99	25 yr	5000.00	209.90	217.37	214.81	217.57	0.001992	5.10	2646.70	950.24	0
Kentwood	5.875*	25 yr	5000.00	207.45	215.99	214.61	216.30	0.002849	5.39	2172.34	1101.78	0
Kentwood	5.76	25 yr	5000.00	205.00	215.20	213.39	215.31	0.001166	3.45	3796.37	1490.64	0
Kentwood	5.685*	25 yr	5000.00	204.70	214.79	212.84	214.93	0.001075	3.98	3466.21	1465.02	0
Kentwood	5.61	25 yr	5000.00	204.40	214.46	211.64	214.56	0.001256	4.75	3314.47	1355.84	0
Kentwood	5.49*	25 yr	5000.00	204.07	213.75	211.95	213.99	0.001405	5.19	2510.46	1254.80	0
Kentwood	5.41	25 yr	5000.00	202.70	213.12	208.91	213.39	0.001102	4.17	1216.47	1037.98	0
Kentwood	5.4	Bridge										
Kentwood	5.39	25 yr	5000.00	202.70	212.85	208.91	213.14	0.001232	4.34	1199.25	1155.62	0
Kentwood	5.24*	25 yr	5000.00	201.83	211.95	210.25	212.05	0.001303	4.06	2759.24	921.27	0
Kentwood	5.13	25 yr	5000.00	199.90	210.93	209.01	211.20	0.001736	5.75	2552.24	899.85	0
Kentwood	5.065*	25 yr	5000.00	199.90	210.28	208.60	210.55	0.002060	5.38	2444.50	1009.73	0

Total flow in cross section.

FIG. 5.26 *affichage des résultats de simulations*

5.1.4. Programme auxiliaires de la famille HEC.

Les logiciels de modélisation de la famille HEC ont une grande connexité entre eux. Les deux applications les plus utilisés avec HEC-RAS sont :

HEC-DSS : une petite application qui sert à importer les données à partir du tableur Excel, ce que facilite la manipulation des longue séries de données hydrométriques.

HEC-GEORAS : Cette application offre la compatibilité entre HEC-RAS et le logiciel ArcGIS (logiciel de cartographie). Elle permet l'importation des sections en travers à partir de ArcGIS vers HEC-RAS, ce que élimine la manipulation manuelle, parfois fastidieuse, des sections en travers, il suffit de tracer les profils en travers sur ArcGIS et les importer dans HEC-RAS. Au même temps il permet l'exportation des simulations pour les afficher dans ArcGIS reconnu par ses potentialités d'affichage 2D et 3D.

5.1.5 Contraintes d'utilisation de Modèles HEC-RAS

Malgré la performance prouvée de logiciel HEC RAS et sa convivialité, (KERIS 2004), (ROUX 2004), il présente quelques contraintes qui doivent être prises en considération.

La non prise en compte des échanges de masse et des échanges turbulents entre le lit mineur et le lit majeur, ces phénomènes sont responsables de pertes de charge très importantes.

En tant que modèle 1D il s'avère moins performant quand il s'agit de grandes plaines d'inondation présentant des diffluences et de confluences multiples (caractère 2D).

5.2. Données topographique requises

La simulation hydraulique des crues des rivières s'appuie sur la connaissance de la géométrie de cours d'eau et de la plaine d'inondation, la rivière naturelle présente une structure de lits imbriqués (Fig 5.27). Chaque lit correspondant à un régime d'écoulement particulier. La rivière s'écoule dans le lit mineur pendant les basses eaux, se déborde dans le lit majeur au période de crue (VIDAL 2004)

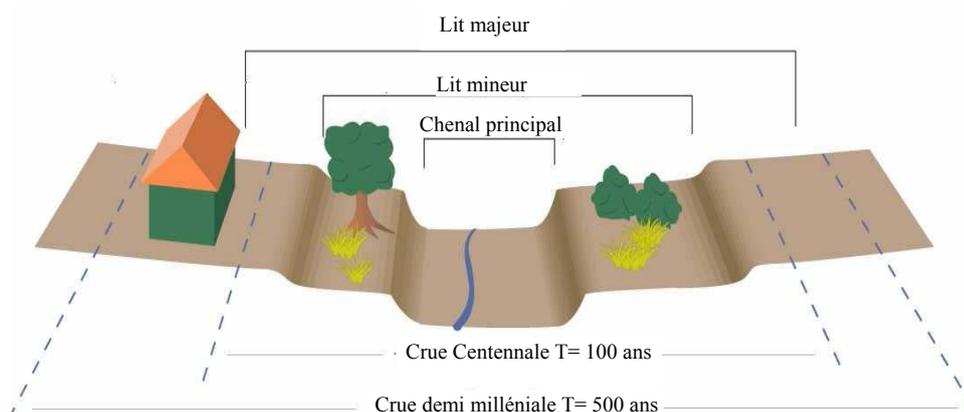


FIG. 5.27 Schématisation d'une rivière naturelle (KERIS 2004)

La qualité de modélisation hydraulique dépend étroitement de la qualité des données topographiques, la précision et la résolution sont les deux facteurs qui régissent la qualité des données topographiques. Plusieurs techniques d'acquisition plus au moins sophistiquées peuvent être utilisées selon l'objectif envisagé par l'étude et le budget alloué.

La résolution présente la finesse de maillage des levés sur le terrain, la précision et l'erreur absolue sur ces mesures, la qualité requise diffère entre le lit mineur et le lit majeur, on distingue deux types de levés, les semis de points et les profils en travers, (FARISSIER 1993).

Lorsqu'on utilise un modèle monodimensionnel, on décrit la géométrie par un ensemble des profils en travers qui doivent être choisis judicieusement de façon qu'ils couvrent toutes les particularités de profil en long à savoir ; les contractions et les expansions de l'écoulement et les détails importants de la géométrie (VIDAL 2005).

Pour une étude hydraulique à grande échelle on doit fournir des données topographiques très étendues, de résolution fine et de bonne précision. Pour cela, il faut choisir la méthode de lever qui offre le meilleur rapport entre la qualité exigée par les buts de l'étude d'une part et le cout d'acquisition d'autre part (PAYRASTRE 2005).

Données disponibles :

Cette étude hydraulique de crue d'Oued Ghazouana s'appuie sur la combinaison de trois types de données topographiques :

- **Profil en long et sections en travers :** Le lever des profils en travers est effectué par les géomètres de CTH dans le cadre d'une étude hydraulique d'Oued Ghazouana. Ces profils s'étendent sur une longueur de 1400 m et de nombre de 25 section en travers.
- **Carte topographique de la région :** La digitalisation des courbes de niveau et la superposition avec la carte d'occupation de sol nous a servit à la correction de la cartographie de l'aléa.
- **Modèle numérique de terrain :** Le modèle numérique de terrain utilisé dans cette étude est celui de la mission STRM3 de la NASA. La résolution de ce MNT est faible (90 m) (Fig 5.28).

Les profils en travers sont allongés à l'aide de l'intersection avec les courbes de niveau et les points interpolés sur le MNT et complétés par des levés topographiques utilisées dans des études de projets d'assainissement.

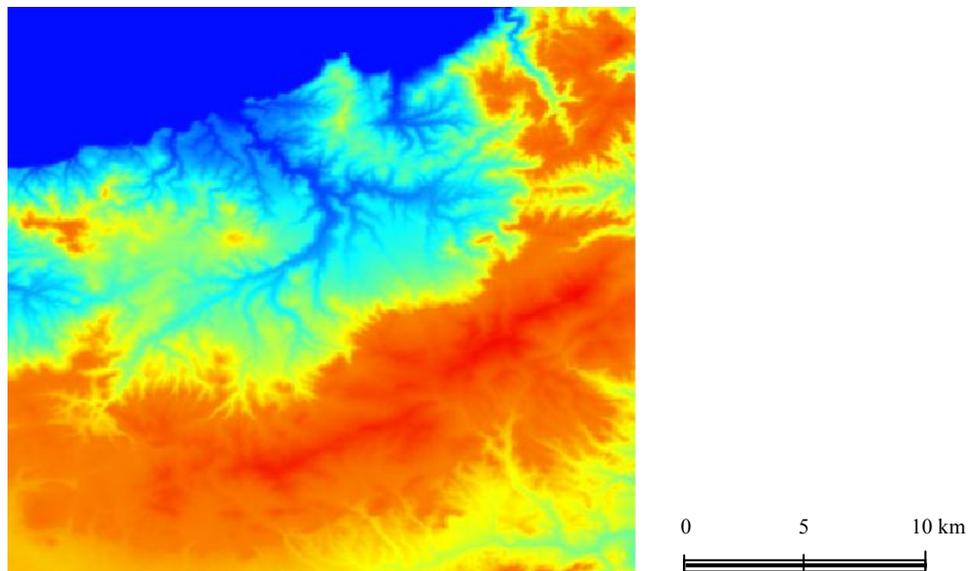


FIG. 5.28 MNT brut de la région de Ghazoauet

Les données topographiques sont introduites pour constituer le modèle géométrique dans HEC RAS (Fig 5.29)

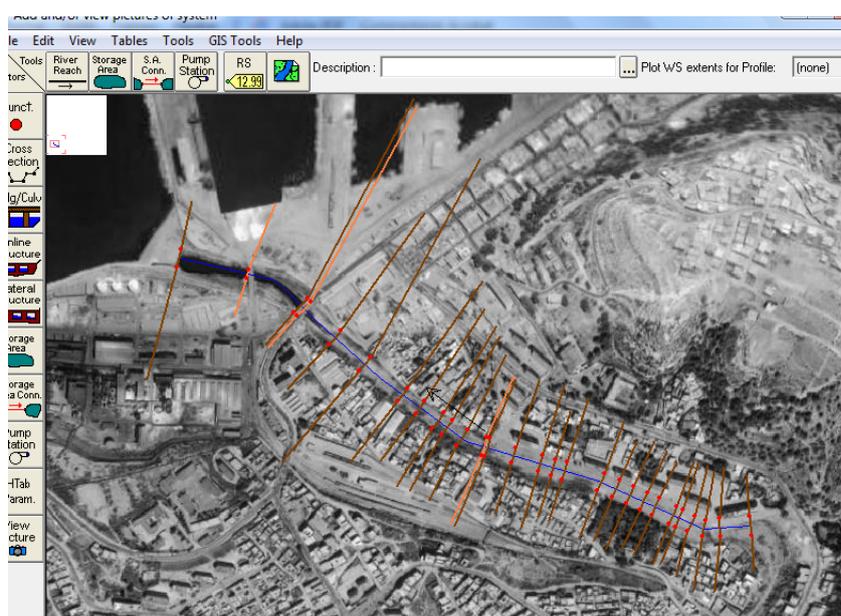


FIG. 5.29 Géométrie du cours d'eau dans HEC RAS

5.3 Modélisation de l'Aléa

Après avoir introduire la géométrie de cours d'eau, nous pouvons envisager la simulation hydraulique en régime graduellement varié avec trois événements de référence issus précédemment de la modélisation hydrologique (§ 4.3), et qui correspondent aux périodes de retours 10 , 100 et 1000 ans.

5.3.1 Stabilité de modèle

Le modèle HEC HMS devient instable en régime transitoire ou les débordements sont importante (KERIS 2004). Contrairement au cas de crues exceptionnelles qui submergent les ponts et les digues, cette instabilité est moins importante dans le cas des petites crues.

Simplifications :

Dans les sections qui suivent et pour palier a cette instabilité de modèles nous avons effectués les simplifications suivantes :

Les digues dans le cas des propositions des aménagement sont matérialisées par des levers, ou le sommet de digue se substitue par un point de levée . La levée indique au modèle que la zone située en retrait ne peut être submergée qu'à partir du moment au moment où la ligne d'eau dépasse la cote du point de levée (KERIS 2004).

Les ponts dans les crues de forte intensité présentent une source d'instabilité pour les modèles. Ils sont supprimés pour les crues de période de retour plus de 10 ans, et leurs effets sur la hauteur d'eau est limité sur quelque mètre en amont de l'ouvrage.

La rugosité est prise comme étant homogène le long du cours d'eau. La valeur choisie est n à 0.035 correspond à un lit peu enherbé. La sensibilité de modèle à la variation de la rugosité est illustrée par l'exemple virtuel donné ci après (Fig 5.30) (KERIS 2004).

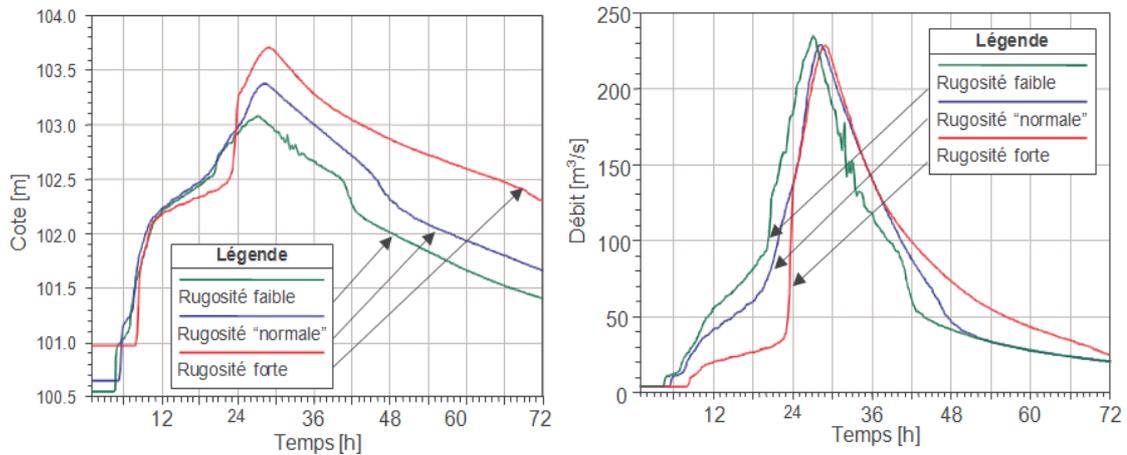


FIG 5.30 Hauteur d'eau et débit en aval pour trois rugosités différentes

On remarque que l'effet de la rugosité sur le routage de l'hydrogramme et le débit de pointe est assez faible. La différence la plus notable est observée pour la montée de la crue qui commence beaucoup plus tôt lorsque la rugosité est faible, car la rétention est moins importante.

5.3.2 Résultats et cartographie

Pour chaque évènement de référence, le modèle hydraulique produit la ligne d'eau maximale atteinte par la crue. La visualisation la plus simple consiste à tracer le profil en long des trois évènements correspondant aux trois évènements de références (Fig. 5.31)

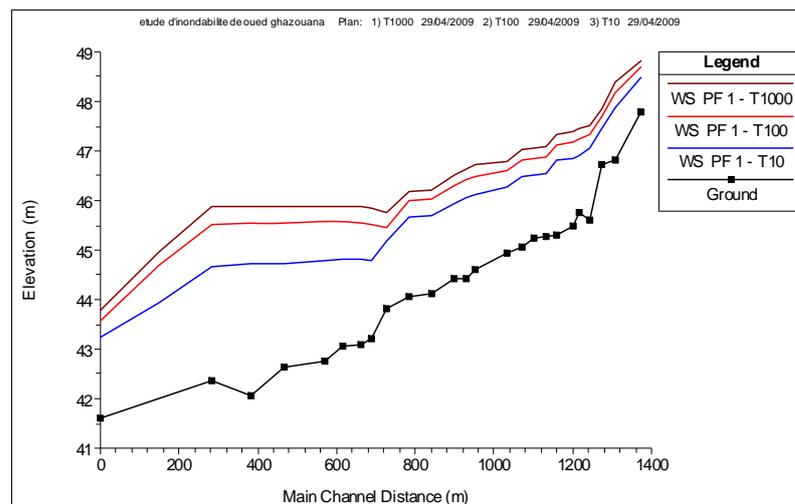


FIG 5.31 Lignes d'eau maximales pour les trois crues de référence, fenêtre issue de HEC-RAS

Les lignes d'eau maximales peuvent être exportées vers un logiciel de cartographie pour délimiter les zones inondées,

Les enveloppes de crues issues directement de HEC RAS suivent les sections en travers qui sont pas suffisamment proches, on affine manuellement le tracé des différentes enveloppes de crues à l'aide des courbes de niveau et des photos aériennes qui donnent une bonne connaissance de terrain (Fig 5.32).



FIG 5.32 Contour brut de la crue centennale

La figure ci-dessus montre la cartographie de la plaine inondée par la crue centennale (T=100) sur la photo satellitaire de la ville de Ghazaouet.

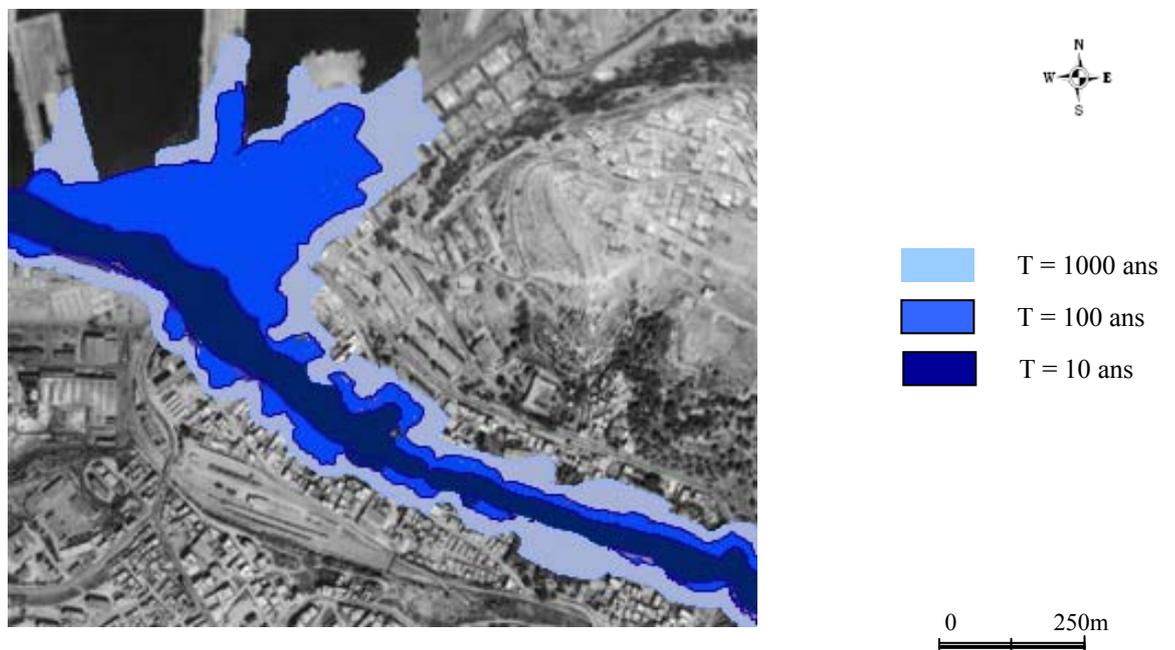


FIG 5.33 Cartographie multifréquence de l'Aléa, ville de Ghazaouet

La cartographie multifréquence de l'aléa (Fig 5.33) montre que les crues dont la période de retour dépasse 10 ans présentent un risque d'inondation sur une grande étendue en aval (la

partie de la ville la plus en aval et le port de Ghazaouet). Cette région est marquée par les faibles altitudes qui approchent de niveau de la mer , connu à Ghazaouet par le plateau zéro. La hauteur d'eau dans cette zone ne dépasse pas les 50 cm sur une distance de 200 m au sens des sections en travers, pendant la crue centennale et le 400 m pendant la crue milléniale,(Fig 5.34)

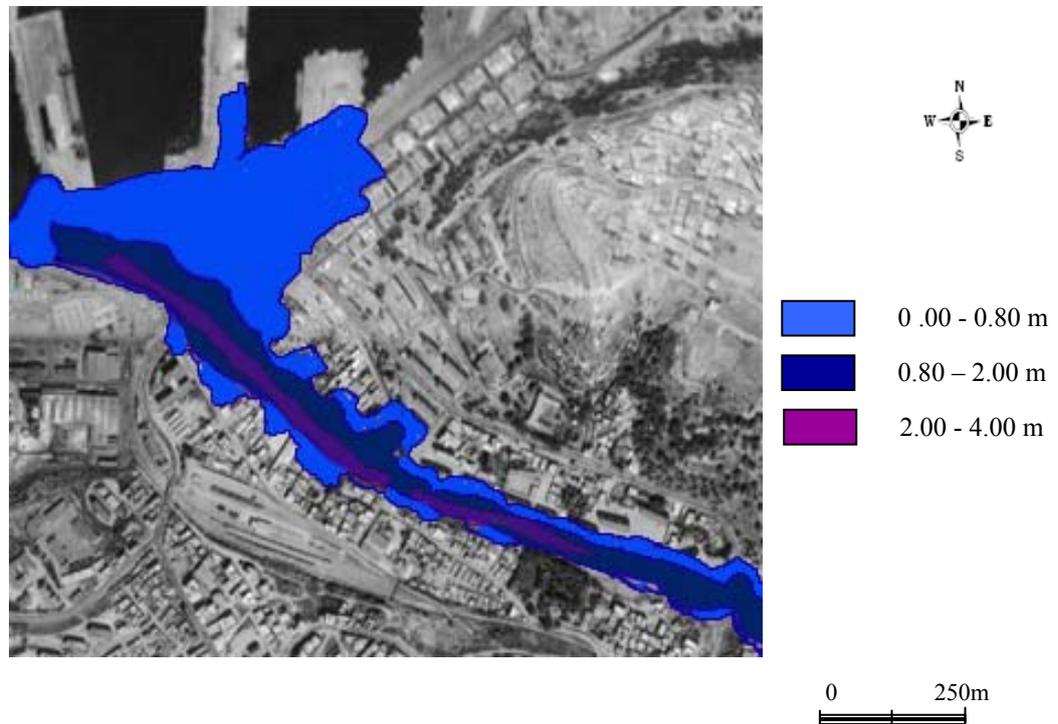


FIG. 5.34.a Hauteurs d'eau simulée pour la crue centennale

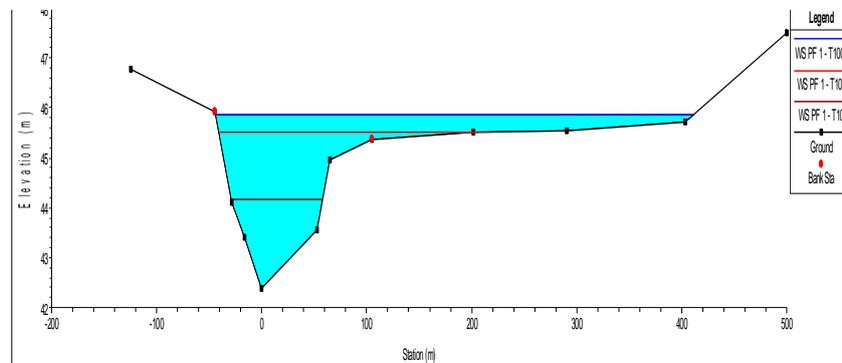


FIG 5.34.b Section en travers montre la faible hauteur d'eau sur une grande zone inondée

La cartographie de l'aléa est une étape nécessaire dans la gestion intégrée de risque d'inondation, et le caractère multifréquence qu'on a adopté nous permet de passer à l'étape suivante pour étudier la vulnérabilité des zones inondées.

5.4 Cartographie de vulnérabilité

5.4.1 Notions

La submersion ne constitue pas un risque en elle-même. C'est l'implantation d'activités humaines en zone inondable qui crée le risque. Le diagnostic du risque d'inondation consiste à confronter l'aléa et la vulnérabilité de l'occupation du sol. Chaque objet dans la zone inondée a une vulnérabilité à une fréquence déterminée de crue.

La vulnérabilité aux crues peut être décrite de manière simplifiée en considérant que toute construction ou toute infrastructure est sensible aux inondations. Cette approche peut sembler approximative, mais dans les faits, peu de constructions sont conçues pour supporter des hauteurs d'eau de plus d'une vingtaine de centimètres. La question est plus délicate en ce qui concerne l'agriculture. En effet, les prairies ne sont pas trop sensibles aux crues, mais les cultures sont vulnérables.

- Vulnérabilité faible pour les prairies et les forêts
- Vulnérabilité moyenne pour les cultures
- Vulnérabilité forte pour les constructions et les infrastructures

Dans notre cas le tronçon étudié présente un risque dans un milieu urbain, la vulnérabilité est relativement forte. Cependant cette vulnérabilité peut être divisée en plusieurs niveaux selon le type, la localisation et la nature de l'usage de chaque objet.

5.4.2 Niveaux de vulnérabilité

Les constructions et les infrastructures de transport sont pour la plupart très sensibles à l'inondation. Donc leur vulnérabilité est élevée. On peut aussi tenir compte de facteurs correctifs. Par exemple, les écoles et les hôpitaux sont plus vulnérables, certains matériaux sont moins sensibles à l'humidité que d'autres. De même, si le premier plancher habitable est surélevé, la maison est moins vulnérable aux inondations. Par contre, la présence d'un sous-sol rend la maison plus vulnérable.

On constate qu'il n'y a pas de définition objective du niveau d'aléa et de la vulnérabilité. L'évaluation du risque nécessite la concertation entre les acteurs. Il faut privilégier une approche simple aboutissant à un diagnostic équitable et proportionné. (GILARD, 1998).

Les zones inondées dans notre cas sont toutes urbanisées. Malgré qu'on dispose pas d'occupation de sol détaillée on a essayé d'illustrer les niveaux de vulnérabilité à la crue centennale de quelques constructions sur la photo aérienne de la ville de Ghazaouet (Fig 5.35)

L'usine ALZINC malgré qu'il est protégé des crues moyennes, mais la nature de produits industriels qui peut présenter un risque sur l'écosystème en cas des crues exceptionnelles rend sa vulnérabilité forte, l'école (CEM) aussi est classé comme construction de forte vulnérabilité puisqu'il est fréquenté par des enfants qui peuvent être difficile à évacuer en cas de risque d'inondation. Les habitations qui se trouvent directement sur les berges sont

de vulnérabilité moyenne, tandis que ceux qui se situent aux limites de la zone inondés sont classés de vulnérabilité faible selon la hauteur d'eau à l'endroit inondé.

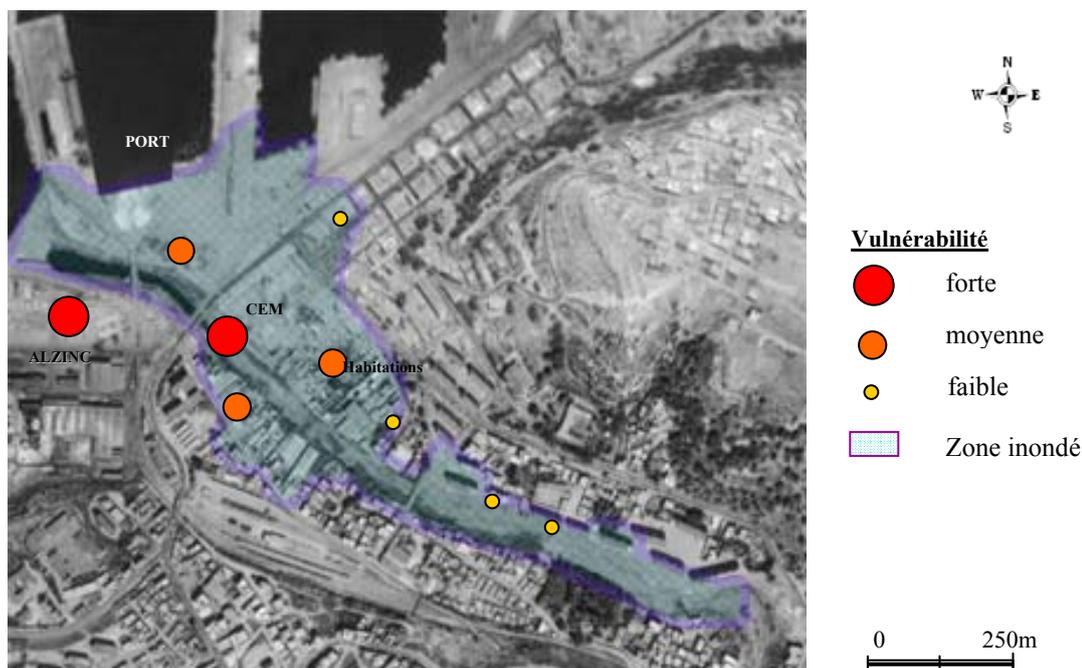


FIG 5.35 Vulnérabilité quelque constructions de la ville de Ghazaouet à la crue centennale

5.5 Analyse du risque

Pour Analyser le risque d'inondation on distingue trois approches :

- Les approches qualitatives
- Les approches quantitatives
- Les approches semi-quantitatives.

5.5.1. Approche qualitative

L'approche qualitative la plus simple, et la plus utilisée, consiste à comparer point par point le niveau d'aléa et le la vulnérabilité. La grille d'analyse est obtenue en croisant deux niveaux d'aléa et deux niveaux de vulnérabilité. On peut définir deux niveaux de risque : faible et fort (tableau 5.13) (KERIS 2006).

grille simple d'analyse du risque

	Vulnérabilité faible	Vulnérabilité forte
Aléa faible	Risque faible	Risque faible
Aléa fort	Risque faible	Risque fort

Cette approche peut être suffisante pour proposer aux acteurs une vision synthétique de la situation dans laquelle se trouve leur territoire. Il reste cependant à définir ce qu'on entend par aléa fort et vulnérabilité forte. C'est principalement sur ce point que porteront les discussions.

Une approche qualitative plus évoluée est la méthode *Inondabilité* développée par le Cemagref*. Le principe de cette approche est de rapporter la comparaison de l'aléa et de la vulnérabilité à une grandeur commune : la période de retour. Pour chaque parcelle cadastrale, on compare la période de retour de la première crue inondante et la période de retour minimum acceptable (GILARD.O, 1998).

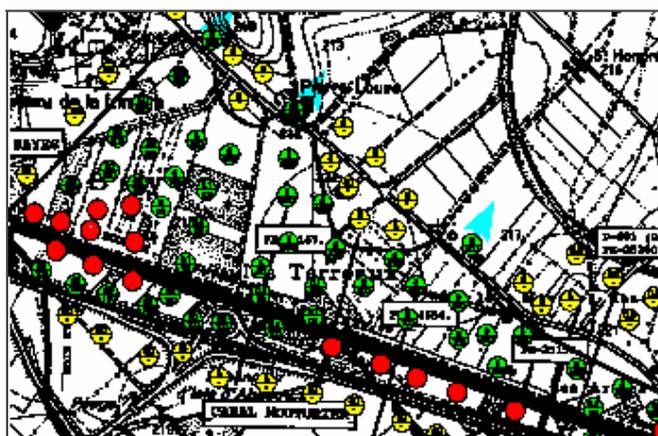


Fig 5.35 Exemple d'analyse du risque par la méthode *Inondabilité* (GILARD 1998)

On identifie ainsi des parcelles sous protégées (en rouge) et des parcelles surprotégées (en vert). Les parcelles identifiées par un point jaune ne sont pas inondées. La difficulté de cette approche réside dans la détermination de la période de retour minimum acceptable, également appelée « objectif de protection ». Il va de soi qu'un riverain peut vouloir obtenir l'assurance d'un risque nul, mais cet objectif n'est pas raisonnable d'un point de vue technique et économique (le risque zéro a un coût infini). Les acteurs doivent être responsabilisés pour aboutir à un objectif de protection raisonnable. La concertation des acteurs autour des objectifs de protection est une phase très importante pour l'analyse du risque (GILARD 1998).

5.5.2. Approche quantitative

Du point de vue économique, la détermination de l'objectif de protection devrait passer par une analyse coût de la protection contre les inondations. Ainsi, certaines études visent à déterminer le coût moyen annuel des inondations pour un tronçon de cours d'eau. Le calcul du coût moyen annuel peut être réalisé à partir du coût de l'inondation C par la formule suivante (F est la fréquence) (TORTEROTOT 1994) :

* L'institut de recherche pour l'ingénierie de l'agriculture et de l'environnement (France)

$$CMA = \int_0^1 C(F) dF$$

5.5.3. Approche semi-quantitative

Lorsqu'on cherche à estimer quantitativement les dommages dus aux inondations, on est amené à recenser les biens exposés aux crues. Cette première étape de l'approche quantitative est intéressante, car elle comporte moins d'incertitudes que le calcul du coût des dommages. On s'intéresse simplement au nombre de foyers touchés ou à la superficie de zones industrielles et commerciales inondées.

Les différentes méthodes d'évaluation du risque d'inondation ont toutes leur raison d'être. Elles apportent une aide à la décision pour la mise en œuvre de mesures permettant de diminuer le risque. La mise au point d'une grille d'analyse du risque est incontournable pour proposer un diagnostic intégré et concerté du risque.

5.5.4 Application de l'approche qualitative

Dans cette étude on a choisit d'appliquer l'approche qualitative simple pour étudier l'impact de quelque aménagements. Le choix de ces aménagements est à titre indicatif puisque l'étude de faisabilité de tel où tel aménagement nécessite une étude approfondie sur l'impact de chaque type d'aménagement sur l'ensemble de cours d'eau.

Le but de ces aménagement et de raccourcir l'étendue de la zone inondé par la crue centennale, on a proposé la combinaison de deux type d'aménagement, de surélever la cote du sol par endiguement naturelle (Fig 5.36) et construire un canal en béton sur 250 m avec élargissement du cours d'eau (Fig 5.37) .

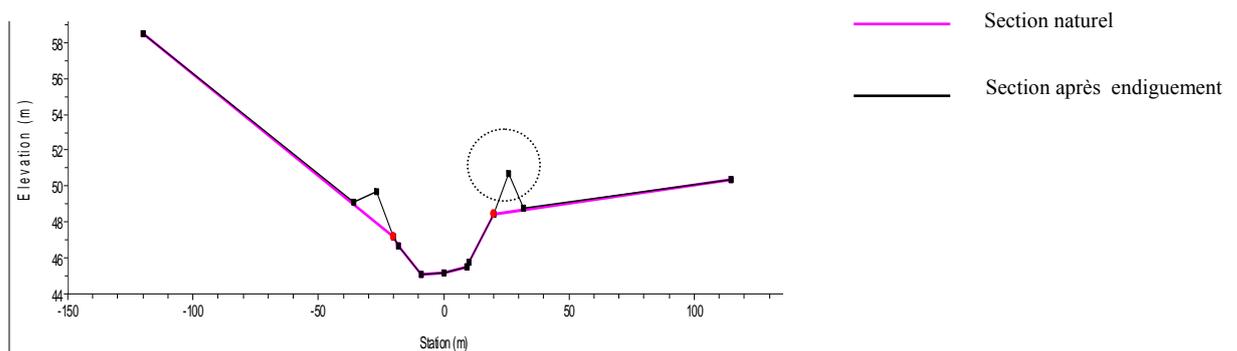


FIG. 5.36: Section en travers sur le tronçon endigué

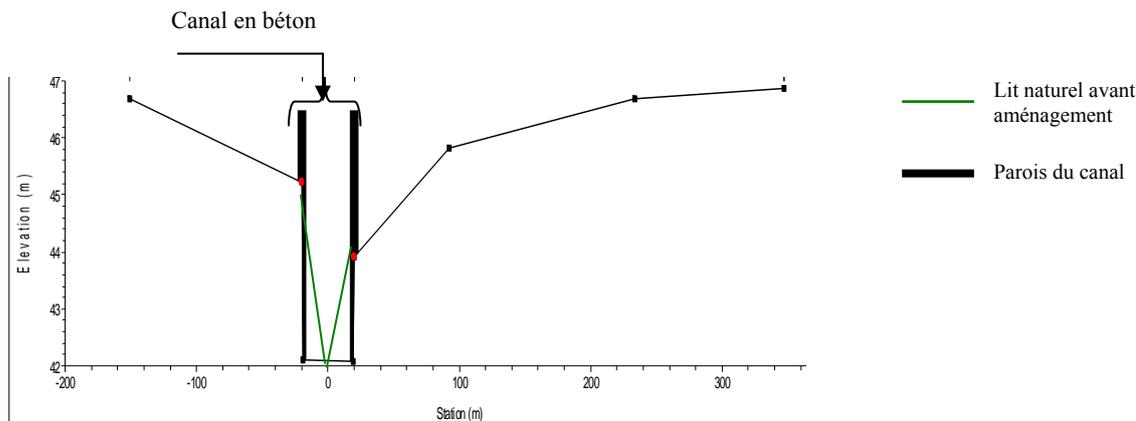


FIG. 5.37 section en travers avec le canal en béton

L'endiguement est introduit en HEC RAS par surélévation des points de crête et sans changer la rugosité pour éviter toute instabilité de calcul comme on a montré précédemment (§ 5.4.1).

Pour réduire l'impact de l'endiguement sur la hauteur d'eau en aval on a procédé à un léger recalibrage du lit du canal. On constate la chute de la hauteur d'eau (Fig 5.38) du à l'expansion à l'entrée du canal et à l'élargissement de lit présentée dans la différence entre la forme naturel et géométrique du canal (Fig 5.37).

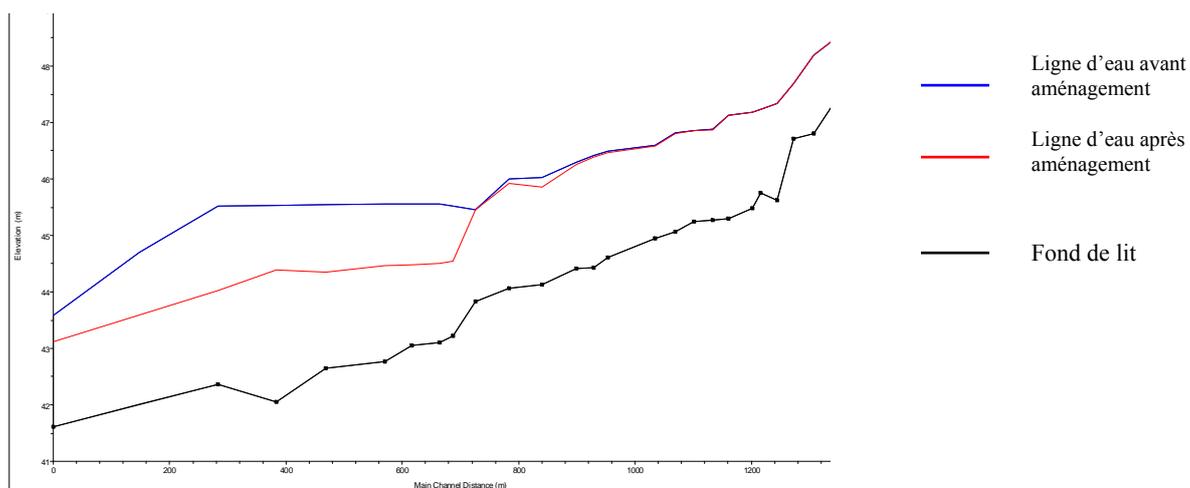


FIG. 5.38 comparaison des hauteurs d'eau avant et après aménagements

La comparaison de deux cartes de risque (Fig 5.39 a et b) avant et après aménagement montre clairement l'effet des aménagements proposés sur la réduction de risque d'inondation, reste à préciser que les canaux en béton ont la propriété d'accélérer l'écoulement ce que peut présenter un risque en aval, dans notre cas le tronçon aménagé est à l'embouchure de rivière et l'existence de cette aménagement ne présente pas un tel danger.

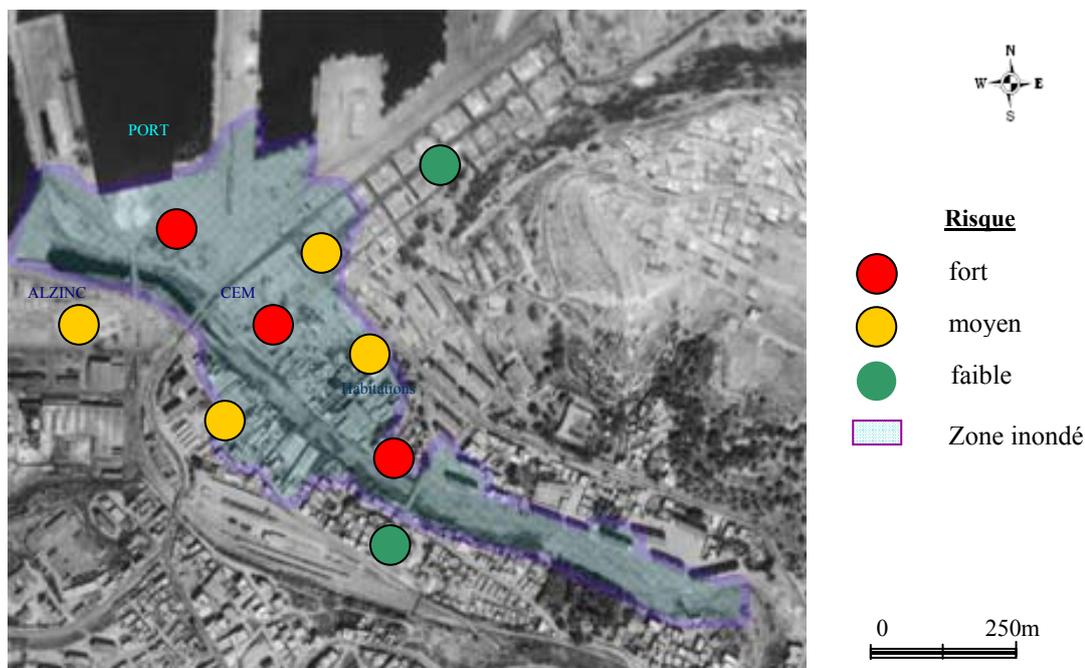


FIG. 5.39 a) Carte de risque avant aménagement

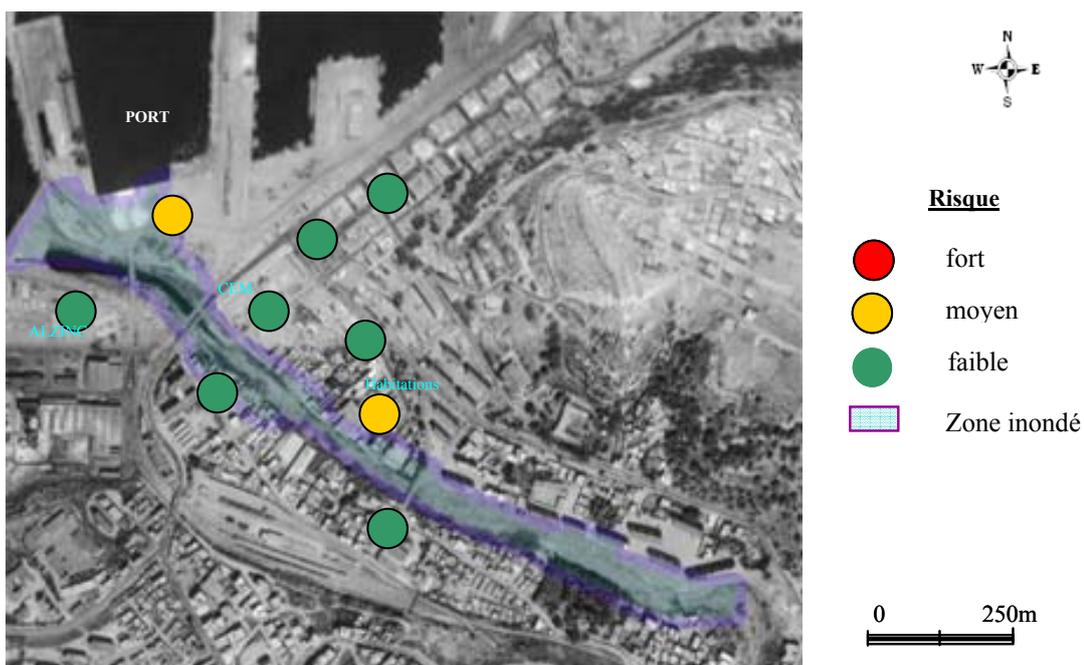


FIG 5.39 b) Carte de risque après aménagement

Conclusion

Tout aménagement hydraulique doit répondre aux objectifs socioéconomiques. Le fait de se protéger du risque de tous fréquences, correspond à un cout infini, et l'aménagement le plus efficient est celui qui assure la protection optimum contre le risque.

Cette méthodologie permet de tracer des cartes de synthèse pour plusieurs scénarios d'aménagement, et offre aux décideurs qui ne sont pas toujours spécialistes une vision claire et simple, et présente des notions, qui étaient proprement scientifiques tel que les probabilités les fréquences ou les temps de retour, dans une forme plus conviviale avec des couleurs distincts, ce que, consolidé avec les chiffres, facilite la comparaison entre les différents scénarios.

Conclusion générale

Conclusion générale

A travers cette étude on a essayé de développer une méthodologie complète qui aborde tous les volets de la gestion intégrée de risque d'inondation même si l'aspect intégré est plus vaste à être abordé par une seule personne et avec les petits moyens disponibles que se soient de travail où de l'accès aux données nécessaires.

On a entamé aussi les composantes de risques en dévoilant les notions de chaque composante et la façon avec laquelle on peut l'exploiter dans un contexte intégré de gestion de risque d'inondation.

L'utilisation de l'outil informatique a révélé un horizon très ambitieux de développement des nouvelles méthodologies à travers les données que peut fournir en matière de modélisation de l'aléa et de vulnérabilité.

Bien que le travail envisage la notion intégrée, les aspects ont été abordés séparément et chaque composante a été modelée à une échelle spatiale différente tout en restant à l'échelle globale de bassin versant, de façon qu'on a pu montrer la relation entre les différents modèles et l'ordre à suivre pour exploiter les données issues de chaque étape de modélisation.

L'aspect économique est introduit théoriquement de façon bref, C

ar pratiquement il fallait assurer des données pertinentes des coûts des dommages prévisibles causés par les crues, et l'approche utilisée était qualitatif plus que quantitatif en matière de risque, ça ne nous empêche pas à dire que c'est un facteur à ne pas bipasser dans tout travail de synthèse de risque d'inondation.

L'aménagement de Oued Ghazouana n'était pas un but en lui-même, on s'est contracté à un exemple simple d'aménagement afin de concrétiser la méthodologie de cartographie de l'impact des interventions sur la réduction de risque, et de présenter les résultats de façon simple permettant aux différents acteurs de l'utiliser pour comparer les différents projets susceptibles à être réalisés, cette méthodologie peut aussi présenter un outil de conviction au profit des projeteurs pour convaincre les décideurs

Le problème le plus sérieux qu'on a rencontré tout au long de préparation de ce travail était l'absence des données réelles fiables et la difficulté d'accès aux celles existantes, cette contrainte nous a obligé de choisir des modèles simples et de simplifier d'autre modèles, les données topographique étaient de précision modeste alors que les techniques modernes atteignent des précisions millimétrique à l'échelle altimétrique.

Cette méthodologie est de caractère adaptable à tout type de bassin versant, il faudrait développer les modélisation selon l'évolution de bassin étudié en considérant la variabilité

spatiale des champs pluvieux en cas des grandes bassins et tenir en compte la régionalisation des paramètres des modèles pluie débit pour les bassin non jaugés.

Je finis ce travail avec l'espoir de trouverais l'occasion de travailler sur le même sujet dans le cadre d'une équipe et pouvoir étudier des scénarios très complexes intégrant plusieurs facteurs tel que les changements climatiques l'évolution de l'occupation de sol les aménagement à grand échelle, l'application des différentes lois juridiques existantes, introduire plus de techniques informatiques tel que l'imagerie spatiale...etc, et analyser les résultats qui seront sans doute plus complexes afin de mettre en œuvre une méthodologie consistante et validée de gestion **intégré** de risque d'inondation, et même de développer un logiciel qui automatise l'enchaînement de tous ces étapes.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- Adjim H. Evaluation et affectation des ressources hydriques superficielles du bassin versant de la Tafna. mémoire de Magister Aménagement hydraulique, Université AbouBekr Belkaid Tlemcen ; 2004.
- Ambroise B. Dynamique de cycle de l'eau dans un bassin versant. 2^{ème} Ed. Edition HGA :Bucarest ;1998.
- Awadallah A G.Hydro-climatologie globale pour la prévision des crues du Nil au moyen de fonctions de transfert avec bruit et de réseaux de neurones artificiels. Th PhD Génie civil, Université de Montréal ; Septembre 1999.
- Bardossy A. Calibration of hydrological model parameters for ungauged catchment. Hydrology and earth system sciences journal ; November 2007.
- Berbar A , Guemmou B . Protection de la ville de Ghazaouet contre les inondations. mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, Université Aboubakr Belkaid Tlemcen ; 2006.
- Bois Ph , Ch. Obled , I. Zin. introduction au traitement de données en hydrologie. Ecole nationale d'hydraulique et mecanique de Grenoble ENSHMG ; 2007
- BOIS Ph. hydrologie générale. école nationale polytechnique de Grenoble ; 2000
- Bouannani A. Hydrologie, transport solide et modélisation, étude de quelques sous bassins de la tafna (NW – algerie) Th Doctorat Géologie appliquée, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen ; 2004.
- Boulghobra N. Protection de la ville de Skikda contre l'inondation. essai de PPRI. Th Magister Aménagement Des Milieux Physiques, Université De Batna ; 2006.
- CEMAGREF. Floodaware. prévention and forecast of floods. Final Rport ;August 1996/july 1998.
- COEUR D. La maitrise des inondations dans la plaine de grenoble (XVIIe-XXe Siècle), enjeux techniques. politiques et urbains. Th Doctorat, Universite Pierre Mendes , Grenoble ; 2003
- Cosandey C , Robinson . Hydrologie continentale. 1^{ère} Ed. Edition Armand Colin, Paris ; 2000.
- Daniel H .Hoggan . Floodplain Hydrology and Hydraulics .2nd Ed. Edition McGraw-Hill, USA ;1997.
- DJERBOUA A. Prédétermination des pluies et crues extrêmes dans les alpes franco-italiennes. These Doctorat. Institut National Polytechnique De Grenoble ;2001
- DUBAN D. Hydrologie statistique approfondie. 1^{ère}Ed. Ecole nationale polytechnique de Grenoble ; 2000.
- DUBREUIL P . Initiation à l'analyse hydrologique. édition MASSON Paris ; 1974.

- EDIJATNO. Mise au point d'un modèle élémentaire pluie débit au pas de temps journalier. Th Doctorat sciences et techniques de l'eau. Université Luis Pasteur Strasbourg ; 1991.
- FARISIER P. Etude d'un modèle de cartographie adaptée à la simulation des écoulements en rivières. Th doctorat. université de Lyon I , Lyon ; 1993.
- GILARD O. Les bases théoriques de la méthode inondabilité. Cemagref Edition ; 1998.
- HEC-RAS. Manuels d'utilisation et Guide.
- HERICHE A. Modélisation conceptuelle de la transformation pluie débit dans le contexte méditerranéen. Th Doctorat. université de Montpellier II ; 2003.
- HERVOUET J M. Hydrodynamique des ESL modélisation numérique par la méthode des éléments finis. 2^{ème} Ed. PPC, France ; 1999.
- JAVELLE P. Caractérisation du régime des crues le modèle débit-durée-fréquence convergent Approche locale et régionale . Th Doctorat. Institut national polytechnique de Grenoble ; 2001.
- KINGUMBI A. Modélisation hydrologique d'un bassin affecté par des changements d'occupation. Cas du merguellil en Tunisie centrale. Th Doctorat en génie hydraulique. Institut national d'ingénieurs ; 2005.
- LABORDE J.P. Eléments d'hydrologie de surface. Editions CNRS ; 2000.
- Lancastre A. Hydraulique générale. 2^{ème} Ed . EYROLLES ; 1996.
- LECLERC S. revisiter la notion de scénario hydrologique de référence pour la caractérisation des inondations. Université de Joseph Fourier Grenoble. 2004.
- LLAMAS J. Hydrologie générale : Principes et applications. 2^{ème} Ed. Gaëtan Morin Edition, Québec ; Canada 1993.
- LUC ROY. Evolution du risque hydrologique sur le bassin versant de la rivière Teaguay. Projet d'application présenté à l'école de technologie supérieure, Université du Québec ; 2000.
- MAGARA Y. Risk management of water environment in new paradigm. Journal of Water and Environment Technology. Vol.2. No.1 :pages 9-16;2004
- MARCHANDISE A. modélisation hydrologique distribuée sur le gardon d'Anduze. Th Doctorat. Université Montpellier II ; 2007
- MEDD/DPPR. Centres ville en zone inondable, prise en compte du risque. Direction de la prévention des pollutions et des risques du ministère de l'Écologie et du Développement durable français ; Novembre 2004.
- MEDDI H , MEDDI M .Variabilité spatiale et temporelle des précipitations du nord-ouest de l'Algérie . Geographia Technica N° 02 pages 50-55 ; 2007.
- MEYLAN P , MUSY A. hydrologie fréquentiel. Edition HGA. Bucarest ; 1999.
- MIQUEL J. Guide pratique d'estimation de probabilités des crues .1^{ère} Ed. édition Eyrolles, Paris ; 1984.
- MIQUEL. J. Hydrologie statistique. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées ; 2006

- MORETTI G , MONTANARI A. Interfering the flood frequency distribution for an ungauged basin using spatially distributed rainfall-runoff model . hydrology and earth system sciences journal ; 2008
- Muller A. Comportement asymptotique de la distribution des pluies extrêmes en France. Th Doctorat . Université Montpellier II ; 2006.
- MUSY A. hydrologie Appliquée. Edition HGA. Bucarest ;1998.
- MUSY A et al. Hydrologie. édition PPUR . Lausanne ; 2004.
- NAULET R. Utilisation de l'information des crues historiques pour une meilleure prédétermination du risque d'inondation.Th Doctorat. Université De Joseph Fourier ;2002
- NAVRATIL O. Débit de pleins bords et géométrie hydraulique. Th Doctorat. institut national polytechnique de grenoble ; 2005
- NORBIATO D & al. Flash flood warning based on rainfall thresholds and soil moisture conditions. Journal of Hydrology. Pages 274–290;2008
- PAYRASTRE O. Faisabilité et utilité du recueil de données historiques pour l'étude des crues extrêmes. Th Doctorat. ENPC ; 2005.
- REMEINERAS G . Hydrologie de l'ingénieur. édition TECH & DOC . Paris ; 1980.
- ROJA SERNA C. Quelle connaissance hydrométrique minimale pour définir les paramètres d'un modèle pluie-débit. Th Doctorat. Ecole nationale du génie rural. des eaux et des forets ; 2005.
- ROOSE E . Innovations dans la conservation et la restauration des sols Cahier. Orstom. série. Pédologie. vol. XXVIII. n° 2: pages147-155 ; 1993
- ROUX H. Estimation de paramètres en hydraulique fluviale, à partir de données caractéristiques de l'imagerie aérienne. Th Doctorat . INP Toulouse ; 2004.
- SANCHEZ A & al. Extreme Meteorological Events – Hazard Assessment . Flood Risk Management Research – From extreme events to citizens involvement. Proceedings of European Symposium on Flood Risk Management Research (EFRM 2007). 6th-7th; February 2007.
- SAPORTA G. Probabilités analyse des données et statistique .2^{ème} Ed. Edition Technip, Paris ; 1990.
- SARI A . Initiation a l'hydrologie de surface. 1^{ère} Ed .Edition HOUMA ,Alger; 2002.
- SERRE D. Evaluation de la performance des digues de protection contre les inondations. Th Doctorat. Université De Marne-La-Vallee ; 2005
- TAILLON A. Classification de l'occupation des sols à des fins hydrologiques. Mémoire de recherche . Université de Québec ; 1991.
- TANGARA M. Nouvelle méthode de prévision de crue utilisant un modèle pluie-débit global. Th Doctorat. Ecole Pratique Des Hautes Etudes De Paris ; 2005.
- TORTEROTOT JP . Le coût des dommages dues aux inondations. estimation et analyse des incertitudes. Th Doctorat. Ecole nationale des ponts et chaussées Paris ; 1993

- UNESCO-OMM.. Glossaire international d'hydrologie.. Publication OMM, Genève ; 1992
- VARDO N. Contribution au développement d'une modélisation hydrologique distribuée. Th Doctorat. INPG ; 2004.
- VIDAL J . Assistance au calage de modèle numérique en hydraulique fluviale. Th Doctorat. l'institut national polytechnique de Toulouse ; 2005
- WALTER H .GRAF . Hydraulique fluviale . 2^{ème} Ed. PPU Romandes ; 2000
- ZIN I. Incertitudes et ambiguïté dans la modélisation hydrologique. Th doctorat INPG. institut national de Grenoble ; 2002.
- KLIJN T. Flash flood warning based on rainfall thresholds and soil moisture conditions. Journal of Hydrology. Pages 120–1;2008

Annexes

<i>Années</i>	<i>sept</i>	<i>oct</i>	<i>nov</i>	<i>dec</i>	<i>janv</i>	<i>fev</i>	<i>mars</i>	<i>avril</i>	<i>mai</i>	<i>juin</i>	<i>juil</i>	<i>aout</i>	<i>annuelle</i>
1971	5.7	6.9	170.8	111.2	55.8	40.9	105	33.1	32.3	2.8	0.3	0	564.8
1972	114.8	23.6	33.1	59	69.2	74	141.5	112.2	3.2	0	0	0	630.6
1973	42.2	11.8	23.2	194.7	0	167.5	119.7	46.2	0.1	1.3	0	0	606.7
1974	15.1	87.1	3.9	0	8.2	71.9	89	200.8	20.6	0.5	0	16.7	513.8
1975	7.6	6.6	34.8	14.9	56.2	89.2	28.5	129.9	62.3	9.9	0	10.3	450.2
1976	22	62	14.4	64.5	87.6	26.4	68.9	8.5	23.2	3.7	4.3	0	385.5
1977	0	36.9	111.4	15.3	82.2	12.9	49.8	71.2	14.7	0	0	0.8	395.2
1978	7.7	54	22.8	33.5	11.7	140	14.3	19.7	8.7	0.7	6.6	0	319.7
1979	10.3	132.9	28.6	100.2	20	66.8	117	22.7	20.3	0	0	0	518.8
1980	0.2	20.6	52.1	177.4	19.6	45.7	10.6	59.1	1.6	67.5	0	1.3	455.7
1981	3.5	0.7	0	17	11	43.4	3.8	70.6	105.7	0	0	4.1	259.8
1982	2.1	66.2	32.9	33.3	0	35.3	11.2	11.3	3.5	0	0	7.5	203.3
1983	0	0	44	105.2	22.3	48.8	16.9	3.2	71.2	0	0	0	311.6
1984	1	3.6	56.9	17.3	45.9	10.9	37.7	36.7	67.4	0	0	0	277.4
1985	2.5	0	12.2	28.7	39.9	118.3	79.1	50.4	6.4	2.6	0	0	340.1
1986	38.7	29.2	216.8	60	43.1	73.7	1	3.3	7.7	0.8	10.3	9.7	494.3
1987	35.1	33	32.5	26.3	20.9	23.5	4.9	21.8	32.3	10.9	0	0	241.2
1988	6.2	9.3	57.7	7.8	36.2	20.8	162	23	18.7	1.2	0	0.6	343.5
1989	13.4	7.6	17.3	18.8	169.9	0	35.1	69.2	12	0	0	0	343.3
1990	35.2	21	43.9	38.4	10.3	93.1	136.5	4.3	23.3	0	0	6.2	412.2
1991	16.4	30.5	31.8	48.34	19.2	25.1	88.9	23.9	124.3	34.5	0.2	0	412.2
1992	1.4	11.5	47.7	37.6	3.5	85.2	17.3	39.2	92	35.3	1.4	0	372.1
1993	7.6	37.1	80.7	4.3	67.7	60.8	26.6	11.9	16.9	0	1.5	0	315.1
1994	25.3	15.2	22.7	11.2	20.2	125.4	177	15	1.4	13.9	0.2	0.6	428.1
1995	13	21	14.8	27.7	59.9	47.5	36.4	25.3	20.8	0	1.7	20.5	288.6
1996	42.2	7.8	55.982	44.4	103	0	1.6	50.1	11.3	0	1	3.6	288.6
1997	46.9	5.7	48.8	61.4	11.1	30.6	44.2	19.5	7.4	3.1	0.1	12.2	291
1998	5.3	1.4	72.6	3.8	101.9	70.3	57.4	0	3.8	0.9	0	0	317.4
1999	24.4	26.8	115.8	79.3	1.6	0	12.4	11	16.2	0	0	0	287.5
2000	10	74.3	73.8	28	37.2	59.1	4.2	0	8	0	0	0	294.6
2001	22.1	17.4	153.3	31.8	3.2	6.7	40.3	77.6	49.9	0	0	45.4	447.7
2002	0	18.3	76.4	19.5	79.3	91	16.2	21.8	5	2.2	0	0	329.7
2003	0.3	43.4	69	63.9	47.6	40	147.8	25.1	34.4	3.5	0	2.9	477.9
2004	0	30.5	30.7	58.8	12.1	52.7	77.4	16.7	3	0	0	1.1	283
<i>Pluies moyennes</i>	<i>17</i>	<i>28.1</i>	<i>56</i>	<i>48.3</i>	<i>40.5</i>	<i>55.8</i>	<i>58.2</i>	<i>39.2</i>	<i>27.3</i>	<i>5.7</i>	<i>0.8</i>	<i>4.2</i>	<i>379.4</i>

Tableau 1 : pluies mensuelles station 040101 (1971-2004) source : DHW Tlemcen

Années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1971	5.7	3.8	53.9	48.5	14	16	32.3	20	16	2.8	0	0	53.9
1972	103	7.7	22.1	37	35	33	68.1	47	3.2	0	0	0	103.1
1973	23.6	9.3	10.9	94.5	0	51	48	17	0.1	0.4	0	0	94.5
1974	11	32	3.1	0	3.4	38	16.2	58	12	0.5	0	12	57.7
1975	7.1	6.6	7.7	9.1	18	31	12.3	33	39	5.3	0	10	38.7
1976	15.5	22	8.5	20	26	12	60.5	5.5	15	3.7	4	0	60.5
1977	0	23	80.7	7.2	32	5.6	21.6	23	8	0	0	0.3	80.7
1978	7.1	22	21.7	18.3	5.6	50	8.9	10	3.5	0.7	6	0	50.4
1979	6.6	36	19.2	36.1	7.1	24	70.3	14	9.9	0	0	0	70.3
1980	0.2	13	38.3	62.7	19	23	7.4	27	1.3	67	0	1.3	67.2
1981	3.4	0.3	0	6	5.2	17	3.8	34	44	0	0	4.1	44.3
1982	2.1	36	16.9	7.6	0	19	6.5	11	3.5	0	0	7.5	36.3
1983	0	0	28.1	48.4	20	22	7.4	3.2	25	0	0	0	48.4
1984	0.6	2.1	24.4	6.2	13	8.3	13.4	20	33	0	0	0	33
1985	1.3	0	6.2	7.4	21	53	21	16	6.4	1.3	0	0	52.7
1986	19.6	17	107	29.2	27	21	0.6	2.2	5	0.5	4	8.7	107.3
1987	22.5	20	22.3	22.5	8.7	13	3	6	13	7.9	0	0	22.5
1988	6.2	6.7	26.8	5.7	16	9.1	115	9.7	11	1.2	0	0.6	115.3
1989	11	7.3	7.8	7.5	59	0	17.8	28	6	0	0	0	58.7
1990	10	8.7	19.3	8.6	5	43	33.2	2.5	16	0	0	6.2	43.1
1991	8.2	17	28.5	22	7.7	13	33.2	13	67	22	0	0	43.1
1992	0.9	7.1	16	18	2.8	58	7.4	14	65	33	1	0	64.5
1993	7.5	34	31.8	2.7	37	29	24.3	6.5	14	0	2	0	37.4
1994	17.2	8.4	15.6	7.7	7.8	81	72	8.9	1.4	6.7	0	0.6	80.7
1995	12.7	20	8.7	12.3	18	8.3	13.8	11	6	0	2	20	20.4
1996	17.7	6	28.8	16	51	0	1.2	18	3.7	0	1	1.8	20.4
1997	25.8	2.5	19.9	42.1	3.5	16	17.5	8.2	2.1	3.1	0	9.8	42.1
1998	3.3	1.4	24.6	3.8	27	46	37.5	0	2.1	0.9	0	0	46.4
1999	20.8	14	53.6	34	1.6	0	9.4	4.5	7.2	0	0	0	53.6
2000	7.3	22	52.5	9.9	7.5	16	4.2	0	8	0	0	0	52.5
2001	8.2	9.4	110	11.3	2.3	3.7	17.6	33	31	0	0	45	110.4
2002	0	8	22.8	10.4	32	31	8.2	13	2	1.6	0	0	32.3
2003	0.3	14	24.4	24.9	30	32	109	19	21	1.1	0	2.4	108.6
2004	0	8.6	16.7	50.9	6.9	36	41.1	17	3	0	0	1.1	50.9
PJ	103	36	110	94.5	59	81	115	58	67	67	6	45	115.3

Tableau 2 : pluies maximales journaliers station 040101 (1971-2004) source : DHW Tlemcen